

ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES · CHAMARTIN
MADRID · 33

HORMIGON
Nº 103
y acero

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de "Miembro Protector", a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de "Miembro Protector" los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

- CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A.** — Casanova, 46, entlo. Barcelona-11.
- CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L.** — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
- ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA).** — Apartado 553. La Coruña.
- FORJADOS DOMO.** — General Mola, 31. Madrid-1.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S. A.** — Portal de Gamarra, 46. Alava.
- INTEMAC, S. A.** — Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
- MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A.** — Apartado 34. Benicarló (Castellón).
- NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.** — P.º de Pereda, 32. Santander.
- PACADAR, S. A.** — Castelló, 48. Madrid-1.
- PROCEDIMIENTOS BARREDO.** — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
- PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL.** — General Perón, 20. Madrid-20.
- S. A. ECHEVARRIA.** — Apartado 46. Bilbao-8.
- S.A.E. BBR.** — Rosellón, 229. Barcelona-8.
- SICOP, S. A.** — Princesa, 24. Madrid-8.
- TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.** — Monturiol, 5. Santa María de Bárbara (Barcelona).

La Asociación Técnica Española del 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 (Santiago 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 (Lima).**
- La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).**
- La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).**
- La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).**
- El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).**
- El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).**
- La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).**
- La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).**
- El Departamento Técnico y Laboratorios de Aproveche, Caracas (Venezuela).**
- Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).**
- El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.**
- El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).**

**El Centro de Informática
del
Colegio de Ingenieros
de
Camino, Canales y Puertos**

ANUNCIA

**La celebración de las I JORNADAS TECNICAS NACIONALES
dedicadas a "APLICACIONES DE LA INFORMATICA A LA INGENIERIA CIVIL"
que tendrán lugar en Madrid, del 4 al 7 de diciembre de 1972**

OBJETO

El Objeto de estas I Jornadas Técnicas es la revisión y difusión de las últimas aplicaciones del cálculo electrónico a los distintos campos de la Ingeniería Civil. Con tal fin, los asistentes que deseen presentar comunicaciones deberán hacerlo así constar en el Boletín de inscripción, acompañando un breve resumen de la comunicación (no mayor de una holandesa a doble espacio).

DESARROLLO

Cada sesión incluirá una conferencia introductoria sobre el tema de la misma. A continuación los autores de las comunicaciones harán una breve presentación de las mismas, seguidas de discusión general. Dichas comunicaciones serán remitidas a los asistentes con anterioridad a la celebración de las Jornadas.

COMUNICACIONES

Las comunicaciones deberán poseer originalidad y versarán sobre aplicaciones de la Informática a los diversos temas en conexión con la Ingeniería Civil. A título meramente orientativo se citan algunos a continuación: Técnicas Matemáticas, Estructuras, Hidráulica e Hidrología, Trazado y Construcción de Vías, Tráfico, Transportes, Urbanismo, Puertos, Gestión Empresarial, etc.

Un Comité Técnico efectuará una selección previa, con objeto de aceptar las comunicaciones que por su actualidad e interés merezcan ser presentadas en las Jornadas Técnicas. No serán admitidas comunicaciones que se refieran a programas comercializados por las empresas suministradoras de equipos, a menos que incluyan una modificación complementaria interesante de esos programas o la resolución de un problema de gran importancia a juicio del Comité Técnico.

Oportunamente se anunciará a los autores la aceptación de sus comunicaciones, así como se les remitirán instrucciones para la presentación de los originales.

Con posterioridad se dará a conocer el programa final de las sesiones, así como los diversos actos que se celebrarán con ocasión de estas Jornadas Técnicas.

Los interesados pueden dirigirse a:

**CENTRO DE INFORMATICA DEL COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS
MORETO, 15. - MADRID-14**

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y **a**cero

n. 103

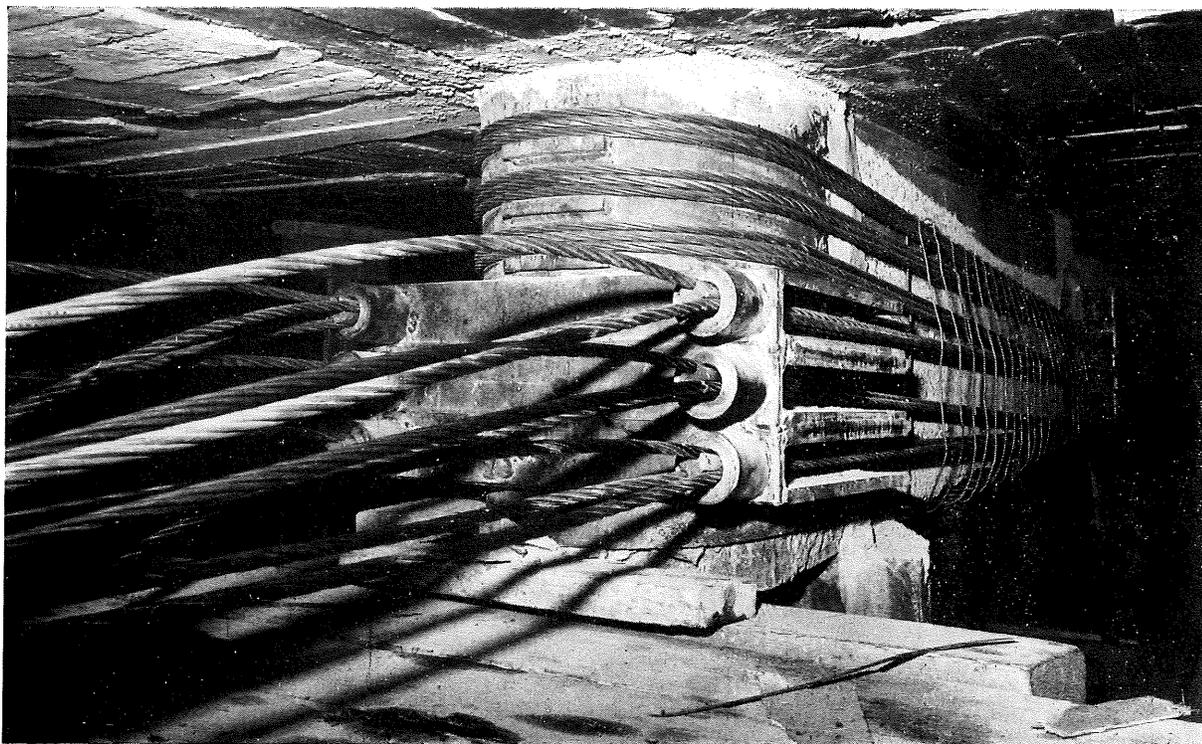
2.º trimestre 1972

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.— COSTILLARES—CHAMARTIN—MADRID-16

Depósito Legal: M 853-1958
Tipografía Artística. - Madrid.

PROCEDIMIENTOS

BARREDO, S.A.



REFUERZO DE ESTRUCTURÁ. Esfuerzo introducido: 600 Tn.

**Sistemas Barredo y Multi - B
de hormigón postensado.**

Cimbras para lanzamientos de vigas.

Anciajes.

Refuerzos en estructuras de hormigón.

Patentes nacionales y extranjeras.

vigas ● losas ● placas ● puentes ● estructuras, etc.,
depósitos para agua, vino, aceites, gases, etc.,
reparaciones y apeos especiales.

asociación técnica española del pretensado

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

Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen 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.

hormigón y acero n. 103

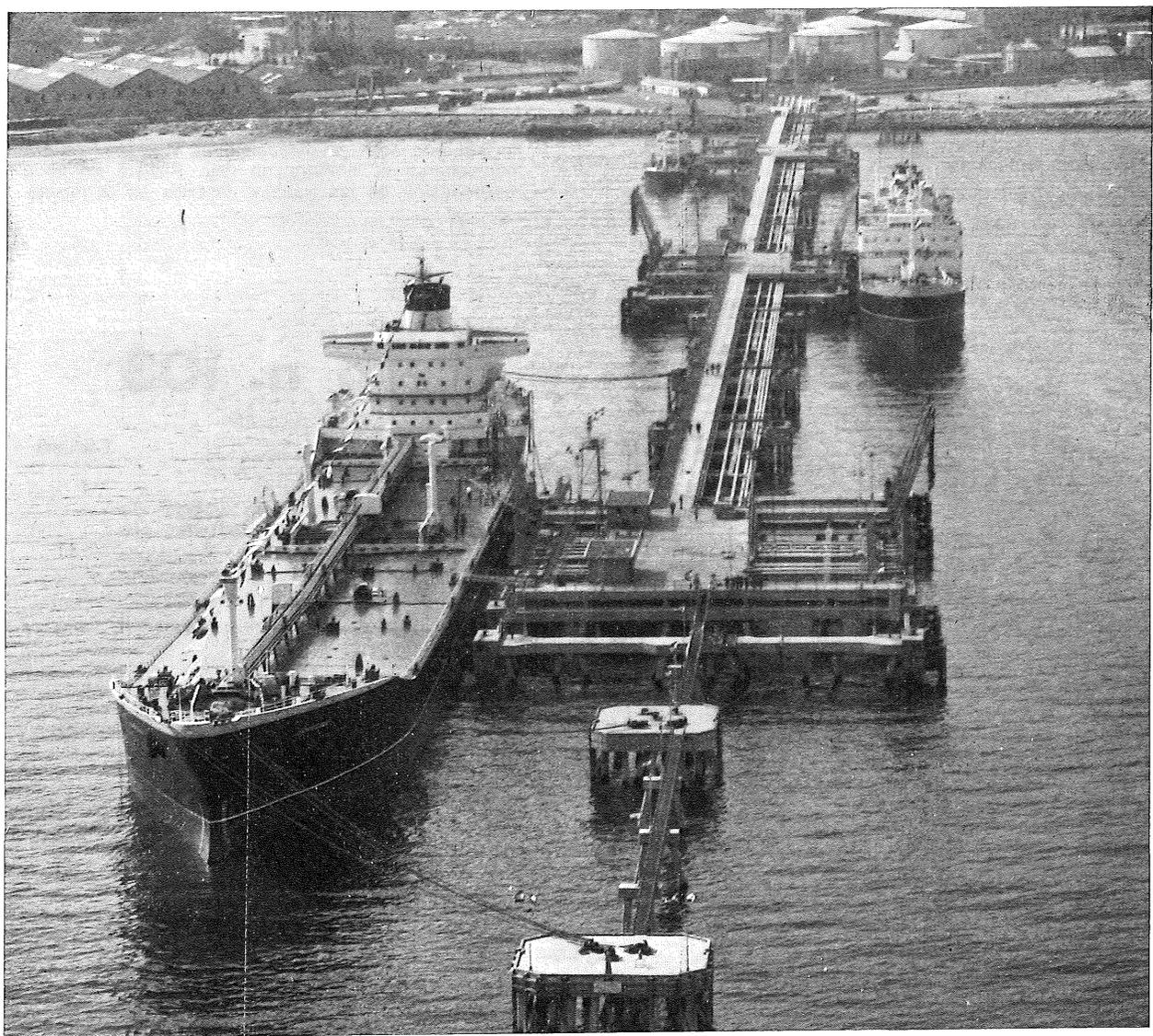
índice

Páginas

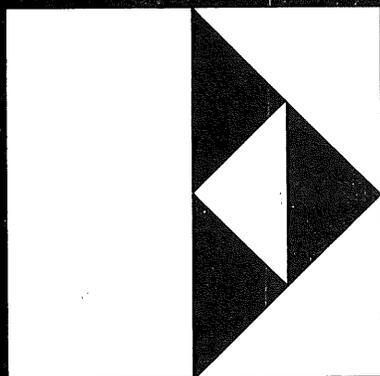
	457 - 2 - 15	Momento de agotamiento de vigas de hormigón pretensado con armaduras sin adherir.	11
		Moment d'épuisement des poutres en béton précontraint ayant des armatures non adhérees.	
		Failure moment in prestressed concrete beams with unbonded reinforcements	
		F. N. Panell.	
	457 - 9 - 22	Notaciones unificadas CEB-FIP-ACI aprobadas en Copenhagen, Mayo 1971.	31
		Notations unifiées CEB-FIP-ACI approuvées à Copenhagen, Mai 1971.	
		CEB-FIP-ACI Notations, approved in Copenhagen May 1971.	
	591 - 0 - 21	Expresión plástica de las estructuras "vonferppianas"	43
		Expression plastique structures "vonferppianas".	
		Aesthetics of the "vonferppianas" structures.	
		F. Pérez Peris.	
	591 - 2 - 54	Viaducto de Chonta. Proceso constructivo de pilas.	47
		Viaduc de Chonta. Processus constructif des piles.	
		Chonta Fly-Over. Piles construction.	
		G. Aparicio.	
	591 - 2 - 55	Puente sobre el río Drendé, en Ninove (Bélgica).	57
		Le pont de Ninove (Belgique).	
		Ninove bridge (Belgium).	
		A. Dobruszkes.	
	591 - 4 - 8	Los depósitos de hormigón pretensado.	69
		Les reservoirs en béton précontraint.	
		Prestressed concrete vessels.	
		L. Plinskin.	
	591 - 9 - 28	Reparación de diversas estructuras mediante el pretensado.	77
		Réparation de diverses structures par précontrainte.	
		Restoration of several structures by prestressing.	
		D. Jevtic.	
		Notas de la F.I.P. números 37 y 38.	87
		Nota de la A.T.E.P. Intercambio de publicaciones.	125
	PORTADA:	Viaducto de Chonta. Proyectado por G. Aparicio. Intemac, S. A. Construido por S. A. Ferrovial.	

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

AROCA, Ricardo
 BARREDO, Carlos
 CUVILLO, Ramón
 FERNANDEZ TROYANO, Leonardo
 FERNANDEZ VILLALTA, Manuel
 JODAR, Juan
 MANTEROLA, Javier
 MARTINEZ SANTONJA, Antonio
 MONEO, Mariano
 MORENO TORRES, Juan
 PIÑEIRO, Rafael
 ROMERO, Rafael



construye



**ENTRECANALES
Y TAVORRA, S.A.**

obras y proyectos

JUAN DE MENA, 8 — MADRID 14

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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
AGUSTI, S. L. — Gerona.
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
AZMA, S. A. — Madrid.
BAGANT. — Castellón.
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Madrid.
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA. — Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S. A. — Madrid.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
CIMACO, S. A. — Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid.
CIA. DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — HIDROCIVIL. — Madrid.
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao.
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Madrid.

CUPRE. —Valladolid.

DIREC. GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS.—MINIST. DEL EJERCITO.—Madrid.

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.

EDES, S. A. — Madrid.

ELABORADOS DE HORMIGON, S. A. — Burgos.

EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.

ENAGA, S. A.— Madrid.

ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.

ESTEBAN ORBEGOZO, S. A. — Zumárraga (Guipúzcoa).

ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.

E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.

EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.

EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE CONSTRUCCION. — EXCO. — Madrid.

FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.

FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.

FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.

FERROLAND, S. A. — Valencia.

FORJADOS "DOL". — Esquivias (Toledo).

FORMO, S. A. — Barcelona.

GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. — MINIST. DE O. P. — Madrid.

GIJON E HIJOS, S. A. — Motril (Granada).

HEREDIA Y MORENO, S. A. — Madrid.

HIDAQUE, S. A. — Granada.

HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — HIFORCEM. — Sevilla.

HORMYCER, S. L. — Madrid.

HORSA, S. A. — Barcelona.

HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.

IBERDUERO, S. A. — Bilbao.

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.

JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE ALMERIA. — Almería.

JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE SALAMANCA. — Salamanca.

JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE VALENCIA. — Valencia.

3.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao

5.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI. — CONSTRUCCIONES. — San Sebastián (Guipúzcoa).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.
LAING IBERICA, S. A. — Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS. — Madrid.
MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S. A. — MATENSA. — Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.
MATUBO, S. A. — Madrid.
OTAISA. — Sevilla.
OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
V. PEIRO, S. A. — Valencia.
PIEZAS MOLDEADAS, S. A. — PIMOSA. — Barcelona.
POSTENSA, S. A. — Bilbao.
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA. — Vitoria (Alava).
PREFABRICADOS DE CEMENTOS, S. A. — PRECESA. — León.
PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada (Pamplona).
PREFABRICADOS NAVARROS, S. A. — Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS STUB. — MANRESANA DE CONSTRUCC., S. A. — Manresa (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona (Navarra).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.
PROTEC, S. L. — Gijón (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Madrid.
RENFE. — Madrid.
RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
S. A. E. M. — Valencia.
SAINCE. — Madrid.
SALTOS DEL SIL, S. A. — Madrid.
SECOTEC. — Madrid.
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
SIKA, S. A. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS,
SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).

te tampoco gran experiencia en otros países. No debe olvidarse que, valga de ejemplo, la Asociación Española para el Control de la Calidad es, por el momento, la única Asociación Nacional en el mundo, que ha desarrollado un Comité de Construcción; y que las Asociaciones CEB, CIM, FIP, RILEM, están ahora trabajando en el tema a través de un Comité Mixto, en el que España juega papel destacado.

Sería de gran valor que los profesionales españoles de la construcción colaborasen en la tarea de estudiar, criticar, aplicar y, sobre todo, trasladar sus experiencias prácticas, en relación con el documento citado. Como dice su Presidente en la Introducción a la obra que comentamos, la Comisión Permanente del Hormigón, radicada en el Ministerio de Obras Públicas, agradecerá las colaboraciones que se le hagan llegar al respecto.

"RESISTENCIA CARACTERISTICA Y CONTROL DE CALIDAD"

**Publicado por la
Secretaría General Técnica del M. O. P.**

**Un fascículo de 48 páginas
Formato: 28 x 20 cms.
Precio: 150 ptas.**

**Información en:
Secretaría General Técnica del M. O. P.**

**Distribución:
Servicio de Publicaciones del M. O. P.
o Instituto Eduardo Torroja.**

5.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI. — CONSTRUCCIONES. — San Sebastián (Guipúzcoa).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.
LAING IBERICA, S. A. — Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS. — Madrid.
MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S. A. — MATENSA. — Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.
MATUBO, S. A. — Madrid.
OTAISA. — Sevilla.
OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
V. PEIRO, S. A. — Valencia.
PIEZAS MOLDEADAS, S. A. — PIMOSA. — Barcelona.
POSTENSA, S. A. — Bilbao.
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA. — Vitoria (Alava).
PREFABRICADOS DE CEMENTOS, S. A. — PRECESA. — León.
PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada (Pamplona).
PREFABRICADOS NAVARROS, S. A. — Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS POUASA, S. A. — Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS STUB. — MANRESANA DE CONSTRUCC., S. A. — Manresa (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona (Navarra).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.
PROTEC, S. L. — Gijón (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Madrid.
RENFE. — Madrid.
RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
S. A. E. M. — Valencia.
SAINCE. — Madrid.
SALTOS DEL SIL, S. A. — Madrid.
SECOTEC. — Madrid.
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
SIKA, S. A. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS,
SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).

te tampoco gran experiencia en otros países. No debe olvidarse que, valga de ejemplo, la Asociación Española para el Control de la Calidad es, por el momento, la única Asociación Nacional en el mundo, que ha desarrollado un Comité de Construcción; y que las Asociaciones CEB, CIM, FIP, RILEM, están ahora trabajando en el tema a través de un Comité Mixto, en el que España juega papel destacado.

Sería de gran valor que los profesionales españoles de la construcción colaborasen en la tarea de estudiar, criticar, aplicar y, sobre todo, trasladar sus experiencias prácticas, en relación con el documento citado. Como dice su Presidente en la Introducción a la obra que comentamos, la Comisión Permanente del Hormigón, radicada en el Ministerio de Obras Públicas, agradecerá las colaboraciones que se le hagan llegar al respecto.

"RESISTENCIA CARACTERISTICA Y CONTROL DE CALIDAD"

**Publicado por la
Secretaría General Técnica del M. O. P.**

**Un fascículo de 48 páginas
Formato: 28 x 20 cms.
Precio: 150 ptas.**

**Información en:
Secretaría General Técnica del M. O. P.**

**Distribución:
Servicio de Publicaciones del M. O. P.
o Instituto Eduardo Torroja.**

momento de agotamiento de vigas de hormigón pretensado con armadura sin adherir(*)

F. N. PANNELL

SINOPSIS

El método expuesto en la norma CP 115 : 1959 para determinar el momento de agotamiento de vigas de hormigón pretensado, en las que la armadura tesa no está adherida al hormigón, es un método sencillo, pero poco preciso. Se han propuesto otros métodos de más trabajoso desarrollo, pero su precisión es muy poco mejor a causa de que, al igual que el CP 115, no consideran un factor cuya influencia es importante, a saber: la relación luz/canto de la viga. Se demuestra esta influencia con los resultados obtenidos en los ensayos de 38 vigas, realizados para contrastar la validez de una nueva teoría que aquí se expone. Con dicha teoría se ha encontrado una precisión mucho mayor, confirmada por otros 19 ensayos independientes.

Se presentan fórmulas de dimensionamiento que quedan del lado de la seguridad y que, aplicadas a los 57 ensayos mencionados, proporcionan un valor predicho para el momento de agotamiento, cuyo valor medio es de $0,995 M_{\text{ensayo}}$, con un coeficiente de variación del 4,7 por 100.

NOTACION

Dimensiones.

- b = ancho de la viga.
- d = canto total de la viga.
- d_1 = canto útil.
- l = luz.
- L = longitud del cable de pretensado, de placa a placa de anclaje.
- A_{st} = área de la armadura de tracción.

Fuerzas y momentos.

- C = fuerza de compresión total en el momento del agotamiento.
- T = fuerza de tracción en el momento del agotamiento.
- M_u = momento de agotamiento.
- M_t = momento de agotamiento obtenido en el ensayo.
- M_c = momento de agotamiento calculado.
- M' = con los mismos subíndices anteriores, expresa los mismos momentos convertidos en adimensionales al dividirlos por ubd_1^2 .

(*) Traducción del artículo publicado en la Revista *Magazine of Concrete Research*, vol. 21, núm. 66, marzo 1969, recibido en la A.T.E.P. a través del servicio de intercambio de publicaciones establecido por la F.I.P. Agradecemos a Mr. Brooks, editor de la citada revista, así como al autor del artículo, su amabilidad al concedernos autorización para publicar la traducción de este artículo.

Tensiones.

- f_{se} = tensión eficaz de pretensado después de las pérdidas.
 f_{su} = tensión en el cable en el momento de la rotura de la viga.
 f_u = tensión de rotura del cable.
 u = resistencia del hormigón en probeta cúbica de 150 mm de arista (N/mm²).
 E_c = módulo de elasticidad del hormigón.
 E_s = módulo de elasticidad del acero.

Deformaciones.

- ϵ_c = deformaciones del hormigón a nivel del cable al pasar desde la situación de "descargado" a la de "carga última".
 ϵ_{sa} = deformación del acero correlativa con ϵ_c .
 ϵ_{se} = deformación del acero debida al pretensado eficaz.
 ϵ_u = deformación de rotura del hormigón.

Coefficientes adimensionales.

$$r = \frac{A_{st}}{b d_1}$$

$$q_e = \frac{r f_{se}}{u}$$

$$q_u = \frac{r f_{su}}{u}$$

n = cociente entre la profundidad del eje neutro en el instante de la rotura y el canto útil.

F = cociente entre la deformación del acero y la del hormigón, a nivel del cable, en el instante de la rotura, en vigas pretensadas con cables sin adherencia.

$$\alpha = \frac{C}{u b d_n}$$

γ = profundidad relativa de la resultante de compresiones.

$$\beta = \frac{\gamma}{\alpha}$$

$$\psi = \frac{\text{longitud de la rótula plástica}}{n d_1}$$

$$\lambda = \frac{r d_1 E_s \epsilon_u}{u L}$$

ANTECEDENTES

Las ecuaciones generales que dan la carga de agotamiento de una viga de hormigón armado (pretensado o no, con o sin adherencia) pueden deducirse de las ecuaciones de la estática de la resultante de fuerzas y momentos en la sección crítica. Hognestad (1) estableció los parámetros de la resultante de compresiones en el hormigón, en el agota-

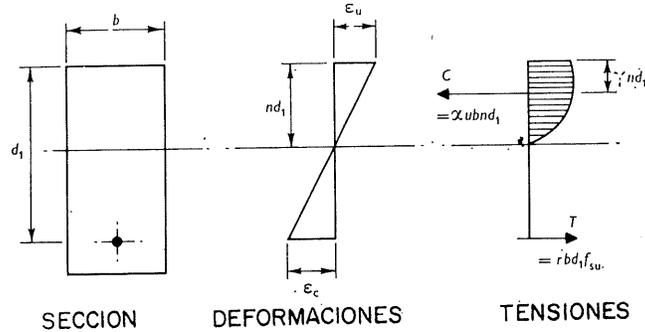


Fig. 1.—Propiedades de la sección, según Hognestad.

miento, obteniendo las siguientes relaciones empíricas para el diagrama de tensiones de la figura 1:

$$\alpha = \frac{27 + 0,27 u}{28,3 + u};$$

$$\gamma = 0,5 - \frac{u}{700};$$

$$\epsilon_u = 0,004 - \frac{u}{57000};$$

De la figura 1 resulta:

$$M = rbd_1 f_{su} \left(d_1 - \frac{\gamma r f_{su} d_1}{\alpha \cdot u} \right)$$

y haciendo:

$$M' = \frac{M}{bd_1^2 u};$$

$$q_u = \frac{r f_{su}}{u};$$

$$\beta = \frac{\gamma}{\alpha};$$

queda:

$$M' = q_u (1 - \beta q_u);$$

[1]

Como ecuación de la estática, la ecuación [1] es de validez general, pero en la práctica no son alcanzables todos los valores concebibles de q_u . Al derivar e igualar a cero resulta:

$$\frac{dM'}{dq_u} = 1 - 2\beta q_u = 0;$$

con un máximo para $q_u = \frac{1}{2\beta}$. El momento correspondiente vale $M' = \frac{1}{4\beta}$ valor que no puede alcanzarse salvo en condiciones de compresión axil, o de fuerza de pretensado extraordinariamente alta, o en ciertos casos de pretensado en varias fases, porque la profundidad de la fibra neutra sería entonces $\frac{1}{2\alpha\beta} = \frac{1}{2\gamma}$ que, puesto que γ es muy raras veces mayor de 0,5 excede de la unidad. Dicho de otro modo, la armadura de tracción en el agotamiento estaría rodeada de hormigón en compresión.

Para hormigón armado ordinario, Whitney (2) propuso que $M \leq 0,262$. Para hormigón pretensado, Abeles (3) sugirió $M \leq 0,225$. Fatehi (4) propuso que, para vigas pretensadas con armaduras adherentes, el valor máximo de M' variase de 0,165 para pretensado cero, a 0,265 para pretensado 100 por 100. Para vigas con armaduras no adherentes, propuso 0,105 a 0,235 entre los mismos límites.

En la ecuación [1] hay dos cantidades desconocidas: β (para la cual se aceptan generalmente los valores de Hognestad) y f_{su} . Como f_{su} es el parámetro crítico de la ecuación [1], se ha venido prestando cierta atención al problema de asignarle valores. Evans (5) fue el primero en reconocer que la pérdida de adherencia puede rebajar el momento de agotamiento de una viga pretensada. Posteriormente apareció la teoría general de la carga de agotamiento, de Baker (6), cubriendo todas las vigas con cualquier tipo de armadura y cualquier grado de adherencia. Baker introdujo un factor de adherencia F . Si se supone que la deformación se distribuye linealmente a lo largo de la sección de la viga bajo la carga de agotamiento, la deformación del hormigón será la de la figura 1. Cuando no hay deslizamiento (adherencia total), la variación de la deformación del acero ϵ_{sa} entre la carga cero y la carga de agotamiento es igual a la deformación ϵ_c del hormigón circundante, es decir, $\epsilon_{sa} = (1 - n) \frac{\epsilon_u}{n}$. Si hay deslizamiento (falta de adherencia), la deformación del acero se relaciona con la deformación del hormigón circundante por medio de un factor F que Baker sugiere sea determinado experimentalmente. Para vigas de hormigón pretensado sin adherencia, propuso un valor límite seguro de $F = 0,1$. Para una deformación inicial de pretensado bajo carga cero de ϵ_{se} , la deformación total del acero:

$$\epsilon_{su} = \epsilon_{se} + \epsilon_{sa} = \epsilon_{se} + F(1 - n) \frac{\epsilon_u}{n}; \quad [2]$$

puede asociarse con una tensión final del acero f_{su} por medio del diagrama tensión-deformación del acero, para un valor dado de n .

El factor n de profundidad de la fibra neutra depende de f_{su} mediante la relación:

$$n = \frac{rf_{su}}{\alpha \cdot u}. \quad [3]$$

Mediante iteración se puede obtener un par de valores para f_{su} y n , que satisfagan las ecuaciones [2] y [3] simultáneamente.

Posteriormente se han desarrollado muchos trabajos para la determinación de F . Revesz (7) emprendió una serie de ensayos, de los que obtuvo las siguientes conclusiones relativas a vigas con armaduras no adheridas:

1. que α aumenta con q_u ; suponiendo que α es proporcional a $(1 + q_u)$ y suponiendo que $\alpha = \gamma$ cuando $q_u = 0$, transformó la ecuación básica [1] en:

$$M' = \frac{q_u}{1 + q_u};$$

2. que $F = \frac{0,0005}{\epsilon_u}$

Gifford (8 y 9) continuó las investigaciones. Empleando alambres de acero sin recubrir, midió directamente las deformaciones del acero y de los resultados dedujo la sencilla relación $F = n$.

Cowan (10) publicó la siguiente correlación de valores de F y n obtenida por Tollerfield (11):

$F = 1,0$	0,9	0,8	0,6	0,4	0,2	0,1
$n = 0,35$	0,33	0,30	0,26	0,18	0,10	0,05

Janney, Hognestad y McHenry (12) realizaron una serie de ensayos empleando cables desnudos de 19 mm de diámetro. Los valores de los resultados que obtuvieron presentaban muy buena concordancia con los calculados aplicando el método de Baker modificado por Gifford, y adoptando para el diagrama de tensiones los parámetros recomendados por Billet y Appleton (13), para el hormigón pretensado.

El método de cálculo establecido en el CP 115 (14) consiste en resolver $M' = q_u(1 - \beta q_u)$ tomando:

$$\beta = 1; \quad q_u = C q_e;$$

donde q_e es el pretensado efectivo $\frac{r f_{se}}{u}$ y C depende de q_e , según la siguiente tabla:

$q_e = 0,025$	0,05	0,10	0,15	0,20
$C = 1,7$	1,7	1,4	1,3	1,2

La Norma del ACI (15) establece la solución sencilla:

$$\beta = 0,77; \quad q_u = q_e + \frac{103 r}{u}.$$

Capacidad portante de las vigas con armadura totalmente adherente.

Conviene referirse a la eficacia de las vigas sin adherencia, relacionando su momento de agotamiento con el equivalente de las vigas con adherencia total. En el CP 115

se dan valores de cálculo para vigas con adherencia total, pero tales valores no parecen satisfactorios por dos razones:

1. El pretensado efectivo, que según Baker, Hognestad, Billet y Appleton, Fatehi y otros, es un factor significativo, no se tiene en cuenta.
2. Los valores de la norma CP 115 parecen estar basados en los deducidos por Bate (16), a partir de los cuales los autores de la norma han adoptado valores relativos de la profundidad de la fibra neutra n tan altos como 0,9 que son muy improbables.

Parece demostrado (6, 7, 8, 12, 13) que la simplificación de Baker de adoptar $F = 1$ y unos parámetros apropiados del diagrama de tensiones es válida para vigas pretensadas con adherencia, por lo que se utilizará aquí a efectos comparativos.

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Las variables que influyen en el comportamiento de las vigas de hormigón pretensado sin adherencia son:

1. Tensión inicial de los alambres, inmediatamente anterior al ensayo.
2. Sección de armadura.
3. Relación luz/canto.
4. Características de los materiales.
5. Proceso de carga.
6. Rozamiento entre el cable y la vaina.

En esta serie de ensayos se tomaron como variables principales las tres primeras. Se utilizó un hormigón cuya resistencia en probeta cúbica a los catorce días era de alrededor de 40 N/mm². El alambre de pretensado se tomó de rollos de 300 m procedentes de la misma colada. La carga se aplicó inicialmente en el centro de la viga para todos los ensayos. Se escogió este sistema de carga porque:

- a) Era probablemente el que produciría el momento de agotamiento más bajo.
- b) Interesaba definir la zona de plasticidad, ya que iban a analizarse también las características momento-rotación.
- c) Se reducía al mínimo la posibilidad de fallo prematuro por esfuerzo cortante.

En cierto número de casos fue posible realizar un segundo ensayo con carga al cuarto de la luz. Para reducir o eliminar el efecto del rozamiento se escogió un perfil de vaina tal que los alambres no entraban en contacto, en general, con los lados del conducto, excepto en una corta longitud a cada extremo y en el centro; además, los alambres iban ligeramente engrasados.

Se ensayaron treinta y ocho vigas (17) en tres lotes, con relaciones luz/canto útil de 27,40 y 12, respectivamente. La serie principal de ensayos consistió en nueve vigas de cada lote; cada lote comprendía tres sublotes provistos de cuatro, seis y ocho alambres de 7 mm, respectivamente, tesos a una tensión inicial (no descontadas las pérdidas) de aproximadamente un 80, 50 y 30 por 100, respectivamente, de la tensión de rotura del alam-

bre. En el segundo lote se realizó una viga adicional con dos alambres a $0,8 f_u$ y se hicieron diez ensayos repetidos (designados con la letra *R* en las tablas de resultados) para confirmar valores y obtener información adicional sobre las características momento-rotación.

Las vigas se hormigonaron en moldes metálicos formados por dos costeros en forma de L, de 229×76 mm, atornillados a una chapa de base de 13 mm de espesor. Se utilizaron anclajes para ocho alambres, tipo P.S.C. 45 mm, con placas extremas de acero dulce y vainas metálicas corrugadas de 45 mm de diámetro exterior. Cuatro días después del hormigonado se colocaban los alambres de pretensado, tesando los necesarios para que la viga se despegase del molde sin rotura. A los siete días se tesaban los restantes alambres.

La tensión final de los alambres se medía inmediatamente antes del ensayo. La viga se montaba sobre bloques colocados aproximadamente al quinto de la luz de cada extremo para disminuir al máximo la deformación del acero debida al peso propio. Se colocaba luego un caballete metálico para apoyar en él el anclaje exterior de uno de los alambres de pretensado y el correspondiente gato de pretensado. Se dirigía una luz brillante sobre el anclaje fijo del alambre, visible a través de una ranura de observación practicada en el caballete. Se tesaba entonces el alambre hasta que el anclaje fijo se levantaba ligeramente de su asiento y entonces se leía la fuerza en el alambre, en el dinamómetro del gato. Se repitió este procedimiento varias veces para cada alambre, y para todos los alambres por turno. Al comienzo de las series y a intervalos a lo largo de los ensayos se taraban los dinamómetros de los gatos estirando alambres entre dos estribos fijos y midiendo el alargamiento correspondiente con un extensómetro Lindley. El extensómetro se utilizaba entonces para determinar las características carga-deformación del alambre, ensayado en una máquina Avery de 300 kN. Resultó que el dinamómetro del gato no daba errores significativos.

Para los últimos siete ensayos de la serie R, se colocaron dinamómetros en uno o los dos extremos de dos de los alambres antes de tesarlos. Cada dinamómetro consistía en un cilindro de acero de 22 mm de diámetro y 32 mm de longitud, perforado axialmente para recibir el alambre de pretensado. Pegados longitudinalmente a la pared del cilindro y decalados 90° se colocaron cuatro extensómetros Saunders-Roe de 12 mm de longitud, conectados en serie a un puente Peekel. Se calibraron los dinamómetros en la máquina Avery de 300 kN y también, directamente, con el dinamómetro del gato de pretensado.

Todas las series principales de ensayos excepto una, se realizaron en unos bancos de prueba especialmente diseñados para permitir libremente cualquier corrimiento axial y giro en los apoyos. La carga se aplicaba mediante un gato hidráulico montado en posición centrada, actuando sobre células de carga Davy United que, a su vez, apoyaban en una chapa metálica de 100 mm de anchura que transmitía la carga a la viga.

Las vigas se cargaban en siete fases hasta rotura. En cada fase se medían las deformaciones con elongómetros Demec de 50 mm y 200 mm, y las flechas mediante flexímetros colocados en el centro de la luz y en los apoyos. La ventaja de emplear un sistema manual de gatos es que puede aplicarse una técnica de deformación estabilizada. En efecto, a medida que la carga se aproxima a rotura, la viga va experimentando un comportamiento anelástico creciente; si se mantiene una cierta carga, la viga continúa deformándose y las deformaciones registradas muestran un incremento continuo con el tiempo. Pero se vio que si se aplicaba una cierta carga y se bloqueaba el gato en esa posición, la consiguiente variación de deformación era despreciable; a cambio, la carga

caía ligeramente. Las deformaciones registradas en tales condiciones son fiables (como se comprobó duplicando lecturas de vez en cuando) y se representan lo más aproximadamente posible la deformación instantánea asociada con la carga inicial aplicada.

COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS ENSAYADAS

Las vigas con un esfuerzo inicial de pretensado alto ($q_e > 0,3$) se comportaron bien como vigas pretensadas con armadura adherente, presentando una zona de compresión profunda con notable daño del hormigón, así como un buen número de fisuras en la zona de tracción, de las que ninguna era muy ancha cuando se alcanzó por primera vez la carga última. En la mayor parte de los casos hubo un significativo escalón horizontal; mantenida la carga última, la deformación iba aumentando hasta que sobrevinía la rotura. Esta se presentaba repentinamente casi siempre con una brusca caída de la carga, acompañada del aplastamiento de la zona de compresión bajo la placa de carga. En un caso, la zona de compresión falló con estallido.

En el otro extremo de la escala, las vigas con esfuerzo inicial de pretensado bajo ($q_e < 0,15$) presentaban dos o tres fisuras muy espaciadas, de las que solamente una continuaba ensanchándose al aumentar la carga. La zona de compresión, bajo la carga última registrada, era muy pequeña, de no más de 12 mm en algunos casos. Estas vigas mostraron una capacidad de rotación plástica mucho mayor que las de q_e alto; tomaron grandes flechas, hasta el límite de la carrera del gato (100 mm) y, al quitar la carga y volver a cargar, recuperaron la casi totalidad de su momento resistente original. Se supuso que la carga de rotura de estas vigas correspondía al valor constante para el cual la carga se estabilizaba después de dos intentos consecutivos de aplicar nuevos incrementos de carga.

Las vigas de características intermedias fallaron con una gran anchura de fisura, generalmente en un punto, y a veces en dos. Al final del tramo plástico, la carga comenzaba a caer lentamente con deformación creciente; al quitar la carga, las fisuras de tracción se cerraban por completo, la viga volvía casi a su posición horizontal de origen y, aparte de algunos síntomas de aplastamiento en la zona de compresión, no parecía verse afectada por el ensayo.

Las lecturas de deformaciones tomadas a lo largo de la línea del cable mostraron que los alargamientos progresaban elásticamente hasta la aparición de la primera fisura. Después se observaba una reducción de deformación en la proximidad de las grietas. Para las vigas con bajo q_e , la deformación correspondiente a ese nivel se reducía casi exclusivamente a la anchura real de la grieta. Para las de q_e alto, el aumento de carga por encima del valor de fisuración ocasionaba un incremento general de deformación a lo largo de la longitud de la viga, excepto para el hormigón entre fisuras.

COMPARACION DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS CON LA TEORIA EXISTENTE

Las características, cargas y momentos resistentes de las vigas ensayadas aparecen en las tablas 1 a 3. En este apartado se trata de evaluar los momentos resistentes teóricos que proporcionan las teorías existentes y compararlos con los resultados de los ensayos. Para poder hacer una comparación respecto a la eficacia de las vigas sin adherencia se calculan las resistencias probables de las vigas equivalentes con adherencia.

Los momentos resistentes M'_c predichos por Baker, Hognestad y la norma CP 115 se han calculado empleando los diagramas de tensiones y los valores de las deformaciones de agotamiento propuestos en cada método. Los resultados se han dibujado en las figuras 2 a 4, en las que aparece en ordenadas el valor $\frac{M'_c}{M'_t}$, y en abscisas el valor de q_e , siendo M'_t el momento real de ensayo, adimensionalmente expresado. Puede verse en las figuras 2 a 4 que la dispersión de los tres métodos resulta considerable. Los resultados que proporciona la teoría de Baker son seguros en general a causa de los bajos valores adoptados para el diagrama de tensiones, la deformación de rotura y el factor F. En cuanto a la teoría de Hognestad emplea un conjunto de coeficientes basados en una experimentación sobre vigas cuyo cociente $\frac{L}{d_1}$ varía alrededor de 12 (valor muy frecuente en ensayos de laboratorio), por lo que no es sorprendente encontrar que los valores con ella deducidos concuerdan satisfactoriamente con los registrados en los ensayos realizados. En cambio, los valores predichos para otros tipos de vigas son exageradamente optimistas. En ambos métodos, un cambio en los coeficientes adoptados no afectaría sustancialmente a la dispersión; solamente alteraría la posición del valor medio.

Los valores predichos por la norma CP 115 se ilustran en la figura 4. Puede observarse que, mientras que las teorías de Baker y Hognestad dan un valor más o menos constante de $\frac{M'_c}{M'_t}$ al aumentar q_e para una relación $\frac{L}{d_1}$ dada, el método CP 115 proporciona una caída del valor $\frac{M'_c}{M'_t}$ cuando $\frac{L}{d_1} = 40$ y un aumento más bien brusco cuando $\frac{L}{d_1} = 12$ para valores crecientes de q_e . Para este último tipo de vigas, la línea obtenida al unir los puntos correspondientes a los resultados registrados corta al valor $\frac{M'_c}{M'_t} = 1$ en un valor aproximado de q_e igual a 0,22; es posible que, por esta simple razón, el método se limita a $q_e < 0,2$. Las fórmulas de la norma son inseguras para vigas esbeltas. Las ensayadas en las series que se comentan tenían una relación de luz a canto total menor de 30, que no es infrecuente en hormigón pretensado. Además, las vigas se hicieron y ensayaron en condiciones de laboratorio, por lo que podía esperarse de ellas un comportamiento mejor que el de vigas similares construidas en obra.

Resulta evidente, por tanto, que las teorías existentes son poco satisfactorias. Los métodos de Baker y Hognestad dan una dispersión de resultados no mejor que la norma CP 115, con el inconveniente adicional de exigir el conocimiento del diagrama tensión-deformación del acero que se emplea realmente (no siempre posible de conocer cuando se proyecta con meses o años de anticipación respecto a la construcción de la obra) y de ser métodos engorrosos en su empleo. El cálculo, según CP 115, es muy simple de aplicar.

Los momentos resistentes últimos de las vigas equivalentes con armadura adherente se han obtenido por el método de Baker, empleando los coeficientes del diagrama de tensiones en el hormigón adoptados para los ensayos sin adherencia, y el diagrama tensión-deformación de los alambres utilizados. Los resultados figuran en la tabla 4; cuando existen dos o más vigas semejantes en luz, sección, cuantía de acero y pretensado inicial se da la media de resultados. La tabla indica que se obtiene la mayor eficacia con vigas de cuantía media y pretensado inicial muy alto; ambos valores pueden reducirse ligeramente, manteniendo la eficacia si se conserva pequeña la relación $\frac{L}{d_1}$. Las previsiones de la norma al respecto son curiosas: se pide que la cuantía sea baja ($q < 0,2$) y que la tensión de pretensado no supere el 55 por 100 de la de rotura.

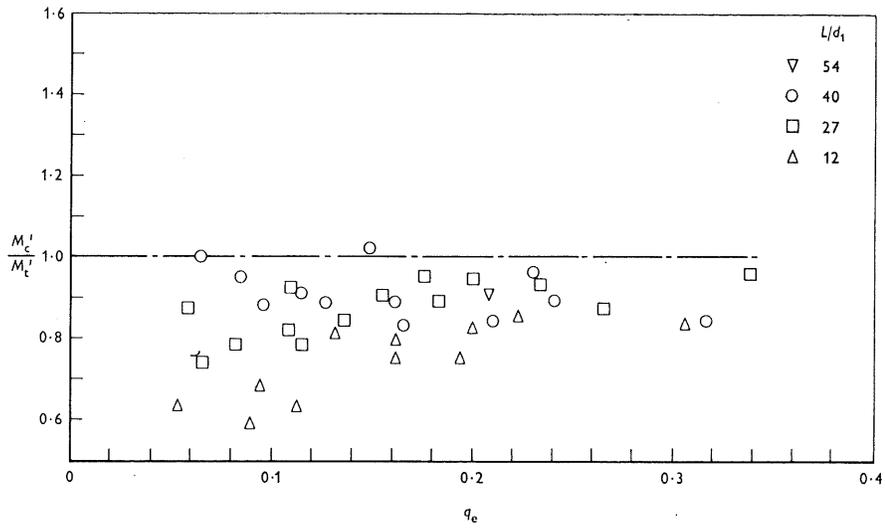


Fig. 2.—Momentos resistentes, según la teoría de Baker. Parámetros supuestos:
 $\alpha = 0,4$; $\beta = 1,0$; $\varepsilon_u = 0,2$; $F = 0,1$.

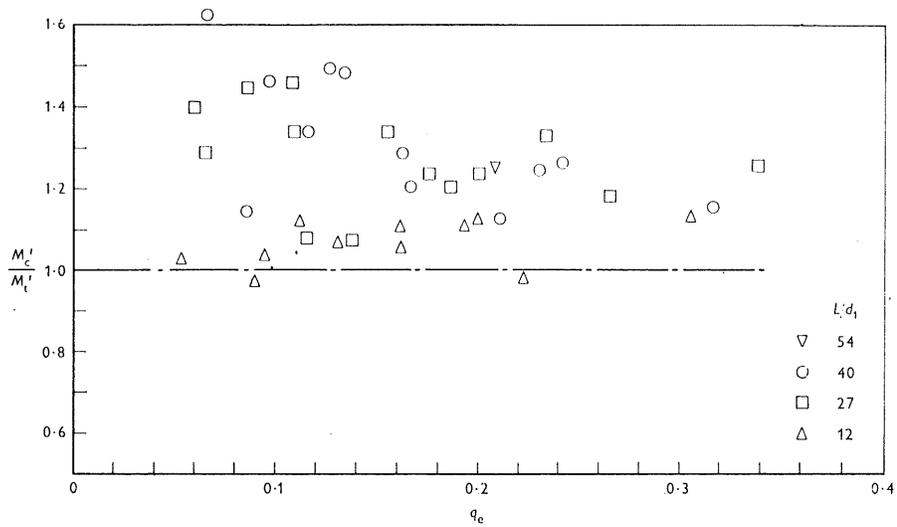


Fig. 3.—Momentos resistentes, según la teoría de Hognestad. Parámetros supuestos:
 $\alpha = 0,67$; $\beta = 0,63$; $\varepsilon_u = 0,30$; $F = n$.

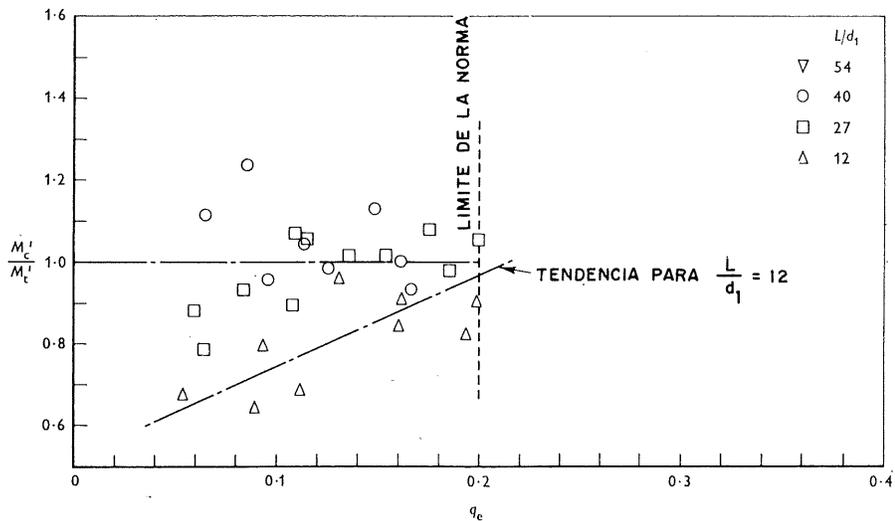


Fig. 4.—Momentos resistentes según la norma CP 115. Parámetros supuestos:
 $\beta = 1,0$; $q_u = C q_e$.

Los momentos resistentes M'_c predichos por Baker, Hognestad y la norma CP 115 se han calculado empleando los diagramas de tensiones y los valores de las deformaciones de agotamiento propuestos en cada método. Los resultados se han dibujado en las figuras 2 a 4, en las que aparece en ordenadas el valor $\frac{M'_c}{M'_t}$, y en abscisas el valor de q_e , siendo M'_t el momento real de ensayo, adimensionalmente expresado. Puede verse en las figuras 2 a 4 que la dispersión de los tres métodos resulta considerable. Los resultados que proporciona la teoría de Baker son seguros en general a causa de los bajos valores adoptados para el diagrama de tensiones, la deformación de rotura y el factor F. En cuanto a la teoría de Hognestad emplea un conjunto de coeficientes basados en una experimentación sobre vigas cuyo cociente $\frac{L}{d_1}$ varía alrededor de 12 (valor muy frecuente en ensayos de laboratorio), por lo que no es sorprendente encontrar que los valores con ella deducidos concuerdan satisfactoriamente con los registrados en los ensayos realizados. En cambio, los valores predichos para otros tipos de vigas son exageradamente optimistas. En ambos métodos, un cambio en los coeficientes adoptados no afectaría sustancialmente a la dispersión; solamente alteraría la posición del valor medio.

Los valores predichos por la norma CP 115 se ilustran en la figura 4. Puede observarse que, mientras que las teorías de Baker y Hognestad dan un valor más o menos constante de $\frac{M'_c}{M'_t}$ al aumentar q_e para una relación $\frac{L}{d_1}$ dada, el método CP 115 proporciona una caída del valor $\frac{M'_c}{M'_t}$ cuando $\frac{L}{d_1} = 40$ y un aumento más bien brusco cuando $\frac{L}{d_1} = 12$ para valores crecientes de q_e . Para este último tipo de vigas, la línea obtenida al unir los puntos correspondientes a los resultados registrados corta al valor $\frac{M'_c}{M'_t} = 1$ en un valor aproximado de q_e igual a 0,22; es posible que, por esta simple razón, el método se limita a $q_e < 0,2$. Las fórmulas de la norma son inseguras para vigas esbeltas. Las ensayadas en las series que se comentan tenían una relación de luz a canto total menor de 30, que no es infrecuente en hormigón pretensado. Además, las vigas se hicieron y ensayaron en condiciones de laboratorio, por lo que podía esperarse de ellas un comportamiento mejor que el de vigas similares construidas en obra.

Resulta evidente, por tanto, que las teorías existentes son poco satisfactorias. Los métodos de Baker y Hognestad dan una dispersión de resultados no mejor que la norma CP 115, con el inconveniente adicional de exigir el conocimiento del diagrama tensión-deformación del acero que se emplea realmente (no siempre posible de conocer cuando se proyecta con meses o años de anticipación respecto a la construcción de la obra) y de ser métodos engorrosos en su empleo. El cálculo, según CP 115, es muy simple de aplicar.

Los momentos resistentes últimos de las vigas equivalentes con armadura adherente se han obtenido por el método de Baker, empleando los coeficientes del diagrama de tensiones en el hormigón adoptados para los ensayos sin adherencia, y el diagrama tensión-deformación de los alambres utilizados. Los resultados figuran en la tabla 4; cuando existen dos o más vigas semejantes en luz, sección, cuantía de acero y pretensado inicial se da la media de resultados. La tabla indica que se obtiene la mayor eficacia con vigas de cuantía media y pretensado inicial muy alto; ambos valores pueden reducirse ligeramente, manteniendo la eficacia si se conserva pequeña la relación $\frac{L}{d_1}$. Las previsiones de la norma al respecto son curiosas: se pide que la cuantía sea baja ($q < 0,2$) y que la tensión de pretensado no supere el 55 por 100 de la de rotura.

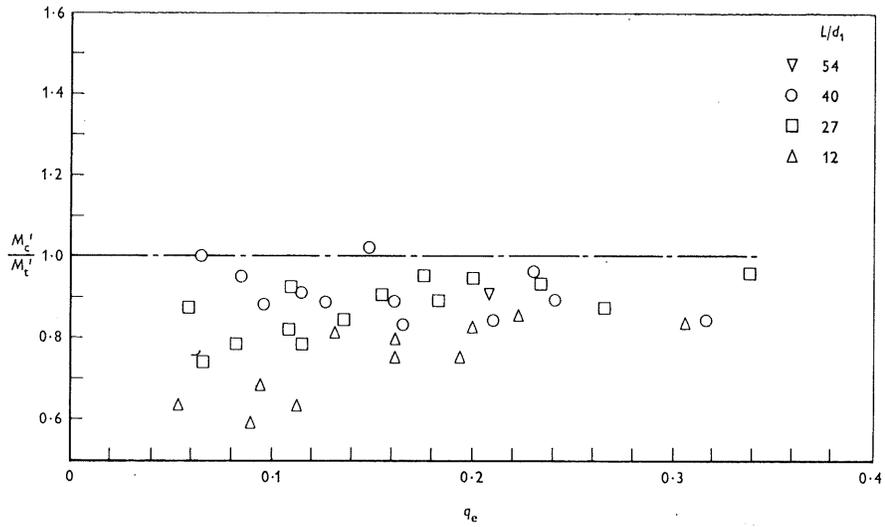


Fig. 2.—Momentos resistentes, según la teoría de Baker. Parámetros supuestos:
 $\alpha = 0,4$; $\beta = 1,0$; $\varepsilon_u = 0,2$; $F = 0,1$.

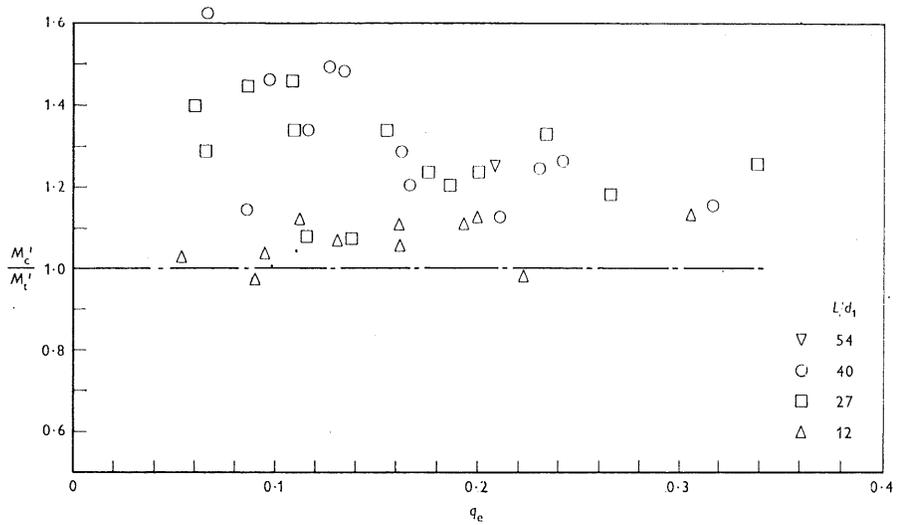


Fig. 3.—Momentos resistentes, según la teoría de Hognestad. Parámetros supuestos:
 $\alpha = 0,67$; $\beta = 0,63$; $\varepsilon_u = 0,30$; $F = n$.

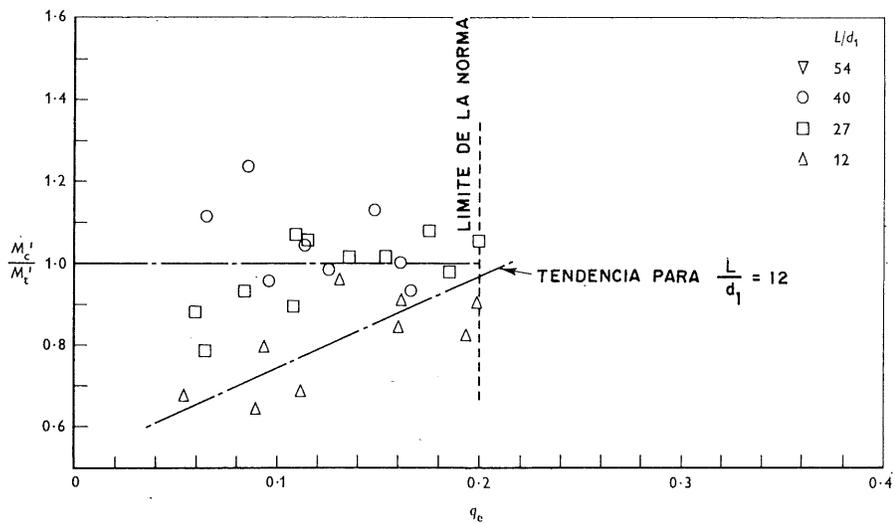


Fig. 4.—Momentos resistentes según la norma CP 115. Parámetros supuestos:
 $\beta = 1,0$; $q_u = C q_e$.

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

Determinación de β .

Si se mide la fuerza en los alambres de pretensado en el agotamiento, la ecuación:

$$1 - M' = q_u (1 - \beta q_u);$$

proporciona un valor directo para β . El grado de aproximación de este valor, dado un error definido en la estimación de q_u , depende de la magnitud de q_u . Al reordenar y diferenciar la ecuación [1] se obtiene:

$$\frac{\Delta \beta}{\Delta q_u} = \frac{2 \frac{M'}{q_u} - 1}{q_u^2}.$$

Si, por ejemplo, el verdadero valor de β es 1,0 y q_u se mide con una aproximación del 5 por 100, el error correspondiente en el valor deducido de β al variar q_u es:

q_u	$\frac{\Delta \beta}{\beta}$
0,1	40 %
0,2	15 %
0,3	6,6 %

Inversamente, la influencia de pequeñas inexactitudes en β sobre M' resulta despreciable para pequeños valores de q_u .

Al determinar β , por consiguiente, sólo se emplearon aquellos casos en los que q_u era mayor de 0,2. Los valores individuales de β pueden tener un error del 10 al 15 por 100, pero la media de todos los valores debe suponerse más confiable, ya que los errores en la medición de q_u tienden a compensarse. El valor resultante de β servirá también para deducir M' a partir de los valores de q_u menores que 0,2. Como la calidad del hormigón empleado en los ensayos se mantuvo lo más aproximadamente posible al mismo nivel para reducir el número de variables, el valor obtenido para β no es necesariamente válido para todo el campo de resistencias posibles de hormigón.

En la segunda serie de ensayos se emplearon dinamómetros acoplados a los anclajes de los alambres, para medir la fuerza en ellos en las distintas fases de carga, hasta rotura.

Las lecturas de deformaciones tomadas durante la primera serie de ensayos se sumaron de extremo a extremo de las vigas para encontrar la variación total de deformación en los alambres. Esta deformación se añadió a la deformación efectiva de pretensado, deducida de la fuerza final de pretensado medida y del diagrama tensión-deformación del alambre; y la deformación total se utilizó para determinar la tensión final. Como estas lecturas de deformaciones habían de ser a menudo discontinuas antes de alcanzarse la carga última,

porque el movimiento excedía el recorrido de los elongómetros Demec, la cuantía de acero q_x , por ejemplo, deducida de la lectura final, se asociaba a un cierto momento adimensional M'_x algo menor que el momento final M' .

Tomando:

$$\Delta M = M' - M'_x$$

$$\Delta q = q_u - q_x \cdot$$

Entonces como

$$\frac{dM}{dq} = 1 - 2\beta q;$$

resulta:

$$\Delta q_x = \frac{\Delta M}{1 - 2\beta q_x}$$

y

$$q_u = q_x + \frac{\Delta M}{1 - 2\beta q_x} \quad [4]$$

Se trata ahora de determinar q_u para las vigas de cuantía alta para deducir β . La expresión [4], sin embargo, contiene a β ; pero si se supone que β permanece constante a lo largo del incremento ΔM puede deducirse β de las dos ecuaciones simultáneas [1] y [4] mediante eliminación de q_u . Se encontró que para todas las vigas en las que $q_u > 0,2$, la β

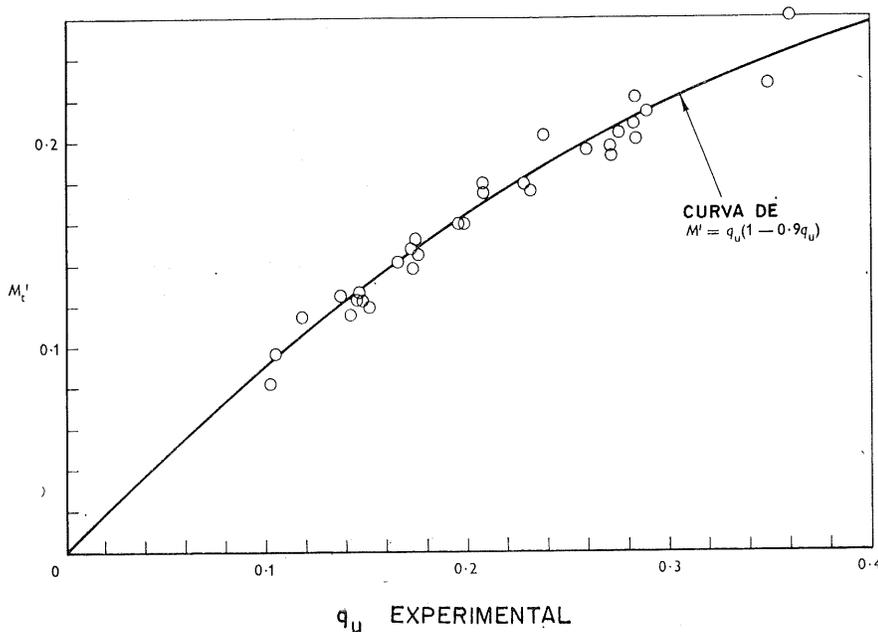


Fig. 5. — Relación entre valores experimentales de q_u y momentos adimensionales de ensayo.

tenía un valor medio aproximado de 0,9. Empleando este valor puede determinarse q_u a partir de la ecuación [4] para todas las vigas en las que no pudieron medirse las deformaciones del acero para el último incremento de carga. En el resto de las vigas, por supuesto, q_u se obtuvo directamente. Al dibujar los puntos que relacionan M' con q_u se observa (fig. 5) que la ecuación:

$$M' = q_u (1 - 0,9 q_u); \quad [5]$$

ofrece una buena concordancia con los resultados observados.

PREDICCIÓN DE q_u .

Las pérdidas de pretensado en vigas postensadas son, usualmente del orden del 20 por 100 y, en estos ensayos, la pérdida media fue del 19 por 100. Cuando se tesa un cordón de pretensado en el dominio anelástico y luego se suelta, para las cargas posteriores permanece elástico hasta que la tensión alcanza el valor máximo de las lecturas previas. Para las vigas sin adherencia ensayadas, la tensión final en el acero, f_{su} , excedía del límite elástico establecido al pretensar, en sólo un caso, y ello solamente en un 2 por 100. Se supondrá, por tanto, a efectos del cálculo, que el acero permanece en régimen elástico hasta que se alcanza el momento de agotamiento de la viga.

Se hacen también las siguientes hipótesis:

1. La viga permanece en régimen elástico hasta rotura, excepto en una zona plástica, de longitud Ψnd_1 , donde Ψ es una variable desconocida.
2. El alargamiento del hormigón al nivel del acero en la zona elástica es despreciable comparado con el alargamiento en la zona plástica.
3. Los efectos del rozamiento en los alambres son despreciables.
4. Puede asignarse un límite de deformación del hormigón, en las fibras superiores de la viga, bajo la carga última.
5. Las secciones que eran planas antes de la flexión permanecen planas durante la flexión.

Las hipótesis 4 y 5 son comunmente aceptadas. Los ensayos que se realizaron para comprobar la hipótesis 3, tesando por un solo extremo los alambres de una viga de 4,30 m y midiendo la fuerza en el alambre en ambos extremos, mostraron que la pérdida de pretensado en 4,30 m era sólo de un 5 por 100 aproximadamente. Al cargar la viga, la diferencia de tensión se reduce a una cantidad insignificante.

La hipótesis 2 fue comprobada por los ensayos. Las lecturas de deformación hechas en las caras laterales de las vigas al nivel del acero muestran un incremento general hasta la aparición de fisuras. Después, las deformaciones permanecen casi estabilizadas fuera de la zona plástica.

La hipótesis 1 no es más que una cuestión de definición.

Sean:

f_{se} = pretensado efectivo.

f_{su} = tensión en el acero bajo la carga última.

Δ = alargamiento del hormigón, al nivel del acero, en la zona plástica de longitud Ψnd_1 .

Entonces, de la hipótesis 2 se deduce:

$$f_{su} = f_{se} + \frac{\Delta E_s}{L}. \quad [6]$$

De la hipótesis 5 y del diagrama de deformaciones de la figura 1, se obtiene:

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_u} = \frac{d_1 - nd_1}{nd_1};$$

y

$$\Delta = \Psi \varepsilon_c nd_1 = \Psi \varepsilon_u (1 - n) d_1;$$

luego:

$$\frac{rf_{su}}{u} = \frac{rf_{se}}{u} + \frac{\Psi r E_s \varepsilon_u (1 - n) d_1}{u L};$$

según la ecuación 6. Como $n = \frac{q_u}{\alpha}$ y haciendo $\frac{rf_{se}}{u} = q_e$ resulta:

$$q_u = q_e + \frac{\Psi r d_1 E_s \varepsilon_u \left(1 - \frac{q_u}{\alpha}\right)}{u L}$$

o bien, si se despeja q_u y se hace $\frac{\Psi r d_1 E_s \varepsilon_u}{u L} = \lambda$,

$$q_u = \frac{q_e + \lambda}{1 + \lambda/\alpha}. \quad [7]$$

De los resultados experimentales no se ha deducido ningún valor de α , ni es posible hacerlo con alguna precisión. No obstante, como γ que es el parámetro que define el centro de compresión, está ciertamente comprendido entre 0,4 y 0,45, si $\beta = 0,9$ resulta que $\alpha = \frac{\gamma}{\beta}$ debe estar comprendido entre 0,45 y 0,50. La ecuación [7] puede entonces escribirse como:

$$q_u = \frac{q_e + \lambda}{1 + 2\lambda}. \quad [8]$$

Ahora pueden deducirse, de los resultados experimentales, un conjunto de valores para λ y, suponiendo un valor para $E_s \varepsilon_u$, pueden investigarse las propiedades de Ψ .

Tomando E_s como 212 kN/mm² de los ensayos del acero y ε_u como 0,325 por 100 de la ecuación de Hognestad, se han obtenido de las series de ensayos, los valores de Ψ que figuran en la tabla 5. Se observará que Ψ es razonablemente constante en todas las series de ensayos, teniendo en cuenta que los errores en la medición de q_e y q_u provocan errores aún mayores en la estimación de Ψ . Es posible que Ψ sea una variable dependiente de r , q_e ó L/d_1 , pero los resultados de los ensayos no muestran nada significativo al respecto. También pudiera influir una variación en la calidad del hormigón, con la consiguiente variación de ε_u . La distribución de la carga es otro factor posible. Sin embargo, dentro del campo de ensayos llevados a cabo, parece razonable concluir que un solo valor de $\Psi = 12$ es apropiado para todos los casos.

De las ecuaciones [8] y [5] pueden ahora deducirse los momentos resistentes últimos, empleando sólo las características conocidas de los materiales y de la viga, junto con la constante empírica Ψ . Los valores predichos por las fórmulas se han dibujado en la figura 6, en la que se observará una considerable disminución de la dispersión.

El valor encontrado para β está de acuerdo con la opinión general de los investigadores. No obstante, como el parámetro Ψ se ha derivado de resultados experimentales, es deseable comprobar su valor mediante resultados experimentales independientes.

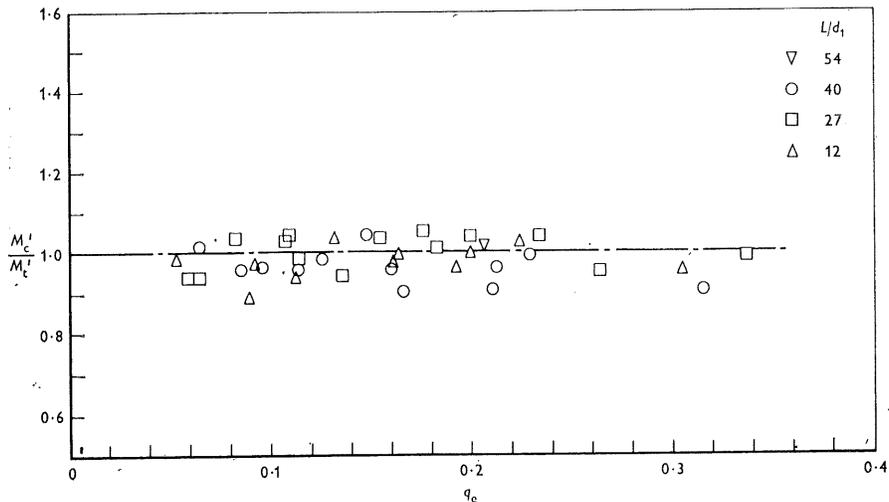


Fig. 6. — Momentos deducidos de $M'_c = q_u (1 - 0,9 q_u)$, donde $q_u = (q_e + \lambda) (1 + 2 \lambda)$ y $\lambda = \Psi d_1 \epsilon_u E_s r/u L$ (ensayos del autor).

ENSAYOS INDEPENDIENTES

Hognestad (12) ensayó cinco vigas sin adherencia de 3 m de longitud, armadas con un cordón, bajo dos cargas puntuales. Fatehi (4) ensayó ocho vigas bajo dos cargas puntuales y seis bajo una carga central, todas de 1,80 m de longitud y con diversos grados de pretensado. Las relaciones M'_c/M'_t , donde M'_c es el valor predicho por las ecuaciones [8] y [5], están dibujadas en la figura 7.

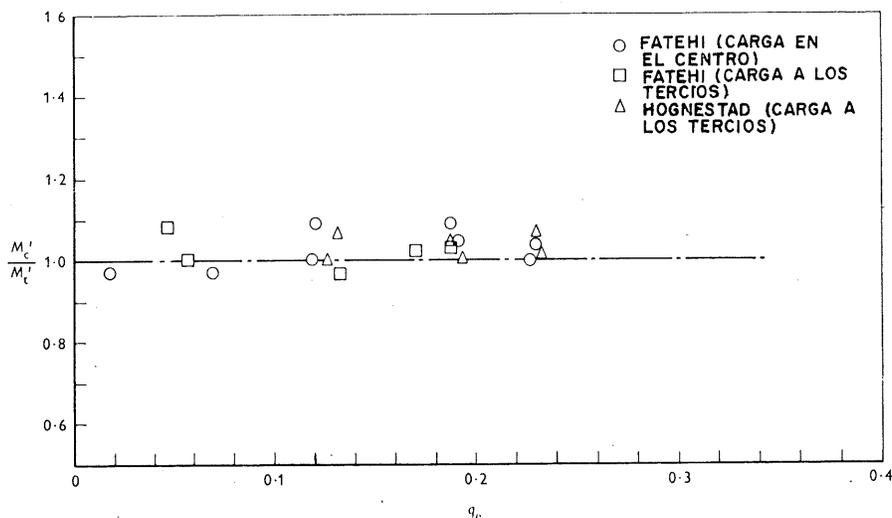


Fig. 7. — Momentos deducidos de $M'_c = q_u (1 - 0,9 q_u)$, donde $q_u = (q_e + \lambda) (1 + 2 \lambda)$ y $\lambda = \Psi d_1 \epsilon_u E_s r/u L$ (ensayos independientes).

METODO DE CALCULO QUE SE PROPONE

Los valores de β y Ψ obtenidos experimentalmente son valores medios, pero a efectos de cálculo deben adoptarse valores que queden del lado de la seguridad. Si se adopta para β el valor 1,0 dado por la norma CP 115 y se toma $\Psi \epsilon_u E_s$ igual a 7000 N/mm² (es decir, por ejemplo, $\Psi = 10$; $\epsilon_u = 0,33$ por 100 y $E_s = 210$) se obtiene una predicción del lado de la seguridad para los ensayos que se han considerado aquí, como puede verse en la figura 8, donde se han recalculado las resistencias predichas para las vigas y se han dibujado en función de q_e .

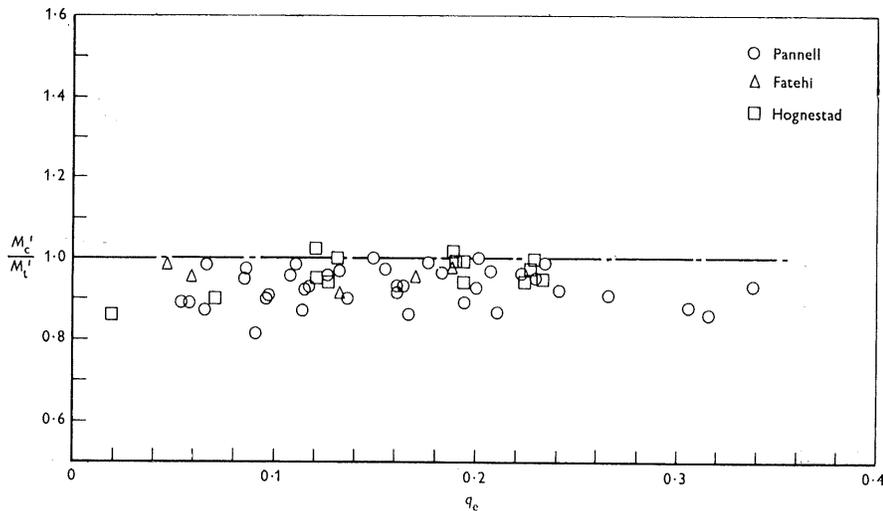


Fig. 8.—Cálculos del lado de la seguridad al utilizar $M'_c = q_u (1 - q_u)$ y $\Psi \epsilon_u E_s = 7000$ N/mm², es decir, $\lambda = 7000 r d_1 / u L$.

Las ecuaciones son, entonces:

$$M' = q_u (1 - q_u);$$

$$q_u = \frac{q_e + \lambda}{1 + 2\lambda};$$

donde $\lambda = 7000 \frac{r d_1}{u L}$. La longitud L debe tomarse como la longitud total, de anclaje a anclaje, del cable de pretensado.

Aunque f_{su} no excede del límite elástico impuesto en los ensayos considerados, es posible imaginar vigas de enorme canto con pequeña cuantía y pretensado efectivo alto, en las cuales la ecuación [8] podría proporcionar valores de f_{su} que excediesen ese límite. Parece prudente, por ello, añadir una limitación a f_{su} de, por ejemplo, $0,85 f_u$.

DISCUSION

Los resultados del ensayo de los 38 elementos llevados a rotura que se describen en este artículo, muestran una concordancia que no es usual en las normas de hormigón armado. Hay una explicación para eso: la viga sin adherencia es sustancialmente un mecanismo elástico hasta la rotura. Variaciones en el comportamiento del hormigón o errores en

la estimación de su resistencia pueden afectar a β en alguna medida, pero β tiene sólo un efecto secundario sobre el momento resistente último.

La dispersión obtenida se debe principalmente a imprecisiones en la medición del pretensado efectivo. El método utilizado en las series principales del ensayo, de retesar los alambres hasta que los anclajes se movían, debe ser al menos tan preciso como el usado en las segundas series, es decir, el empleo de dinamómetros entre los extremos de la viga y los anclajes fijos. También se considera confiable la medición mecánica del incremento de la deformación del acero mediante lecturas Demec a lo largo del paramento lateral de la viga, aunque su extrapolación a la carga última puede contener errores. Esto no afectaría a todos los resultados por igual, puesto que en algunos de los ensayos, el incremento total de tensión en el acero fue poco mayor que el error probable en la estimación del pretensado efectivo. Alguna pequeña medida de resistencia puede provenir de la fina lámina de acero dulce corrugado que formaba la vaina del cable.

Parece existir una ventaja decisiva, en cuanto a eficacia se refiere, en permitir a los proyectistas trabajar con altos valores de pretensado; preferiblemente con sobretensiones durante la operación de tesado. Debería permitirse también una fuerza de pretensado elevada: las exigencias elásticas, la limitación de tensiones en el hormigón y el factor de carga requerido aseguran que quedará siempre dentro de los límites admisibles; las vigas que tienden a fallar repentinamente o incluso explosivamente, tienen valores altos de r y de f_{se} , y un valor correspondientemente bajo (del orden de 1,5) del factor de carga. Otras condiciones del cálculo, tales como la necesidad de tener una adecuada rotación plástica bajo la carga última, pueden modificar estas consideraciones.

Es fundamental que las vigas pretensadas, sin adherencia, se comprueben a rotura.

Para relaciones $\frac{L}{d_1}$ muy grandes y en particular cuando tales vigas se tesan sobre varios vanos con un cable continuo, la cuantía final de acero q_u puede ser muy poco mayor que la inicial q_e . Sería posible, por tanto, proyectar una viga que satisficiera todas las condiciones elásticas y que tuviese un factor de carga aproximadamente igual a la unidad. Inversamente, hay una amplia gama, en la práctica, de vigas no adherentes tan eficaces como las que poseen completa adherencia; y no parece fácil encontrar una razón válida que justifique el que tales vigas queden fuera del campo de aplicación de las recomendaciones de la actual norma CP 115.

AGRADECIMIENTO

Esta investigación se ha llevado a cabo en la División de Ingeniería Estructural del Instituto de Ciencia y Tecnología de la Universidad de Manchester.

Traducido por A. GARCÍA MESEGUER

0720	87	88
0721	87	87
0722	87	88
0723	87	88
0724	87	88
0725	87	88
0726	87	88
0727	87	88
0728	87	88
0729	87	88
0730	87	88
0731	87	88
0732	87	88
0733	87	88
0734	87	88
0735	87	88
0736	87	88
0737	87	88
0738	87	88
0739	87	88
0740	87	88
0741	87	88
0742	87	88
0743	87	88
0744	87	88
0745	87	88
0746	87	88
0747	87	88
0748	87	88
0749	87	88
0750	87	88
0751	87	88
0752	87	88
0753	87	88
0754	87	88
0755	87	88
0756	87	88
0757	87	88
0758	87	88
0759	87	88
0760	87	88
0761	87	88
0762	87	88
0763	87	88
0764	87	88
0765	87	88
0766	87	88
0767	87	88
0768	87	88
0769	87	88
0770	87	88
0771	87	88
0772	87	88
0773	87	88
0774	87	88
0775	87	88
0776	87	88
0777	87	88
0778	87	88
0779	87	88
0780	87	88
0781	87	88
0782	87	88
0783	87	88
0784	87	88
0785	87	88
0786	87	88
0787	87	88
0788	87	88
0789	87	88
0790	87	88
0791	87	88
0792	87	88
0793	87	88
0794	87	88
0795	87	88
0796	87	88
0797	87	88
0798	87	88
0799	87	88
0800	87	88

TABLA 1.—Propiedades de los elementos de ensayo: lote 1

Longitud total de la viga = 4,27 m
Luz = 4,07 m; $b = 152$ mm; $d = 228$ mm

Viga núm.	d_1 (mm)	r (%)	f_{se} (N/mm ²)	u (N/mm ²)	q_e	Momento último (kN . m)
1	158	0,962	370	43,2	0,083	18,9
2	155	0,980	645	44,0	0,155	23,8
3	150	1,010	1,045	39,9	0,265	31,3
4	148	0,686	1,082	42,3	0,176	22,4
5	146	0,694	672	42,3	0,110	16,8
6	146	0,694	345	40,6	0,059	12,7
7	152	1,340	1,020	40,6	0,338	36,2
8	153	1,330	715	40,2	0,234	28,8
9	156	1,300	343	41,7	0,108	21,9
29R	178	0,853	985	46,0	0,183	38,8
30R	178	0,850	326	42,6	0,065	23,4
34R	157	0,970	1,105	53,6	0,200	35,1
35R	156	0,653	1,120	53,6	0,136	29,3
36R	166	0,459	1,110	44,5	0,115	21,3

TABLA 2.—Propiedades de los elementos de ensayo: lote 2

Longitud total de la viga = 4,27 m
Luz = 4,07 m; $b = 228$ mm; $d = 152$ mm

Viga núm.	d_1 (mm)	r (%)	f_{se} (N/mm ²)	u (N/mm ²)	q_e	Momento último (kN . m)
10	104	0,975	1,050	44,4	0,230	21,5
11	103	0,985	405	41,4	0,096	12,2
12	102	0,665	956	43,2	0,148	14,0
13	103	0,657	418	42,2	0,065	8,2
18	107	1,265	1,038	41,6	0,316	28,2
19	103	1,312	397	41,4	0,126	14,4
20	100	0,678	694	41,4	0,114	11,7
23	108	0,945	715	40,7	0,166	19,2
23R	105	0,970	745	44,8	0,161	18,4
26	104	1,298	755	40,7	0,241	21,5
28	99	0,342	1,088	43,6	0,085	9,0
31R	108	0,790	1,062	40,0	0,210	21,3
37R	76	0,890	1,035	44,5	0,207	10,5

TABLA 3.—Propiedades de los elementos de ensayo: lote 3

Longitud total de la vida = 1,98 m
Luz = 1,83 m; $b = 152$ mm; $d = 228$ mm

Viga núm.	d_1 (mm)	r (%)	f_{se} (N/mm ²)	u (N/mm ²)	q_e	Momento último (kN . m)
14	157	0,970	1,000	43,4	0,223	33,9
15	163	0,935	419	43,4	0,090	31,0
16	158	0,645	992	39,6	0,162	27,0
17	161	0,632	356	42,0	0,054	19,3
21	159	0,638	580	40,0	0,095	22,7
22	158	0,962	666	39,9	0,161	29,7
24	161	1,260	675	44,0	0,194	38,2
25	163	1,250	380	42,2	0,113	32,8
27	164	1,238	974	39,4	0,306	42,0
32R	153	1,000	952	47,6	0,200	36,4
33R	158	0,641	1,015	49,4	0,132	28,6

TABLA 4.—Eficacia de las vigas sin adherencia expresada mediante el cociente

Resistencia de ensayo
Resistencia de una viga adherente equivalente

r (%)	$\frac{f_{se}}{f_u}$	L/d_1		
		40	27	12
2	0,25	0,49	0,52	0,74
	0,45	0,70	0,69	0,85
	0,65	0,77	0,85	0,97
1	0,25	0,64	0,64	0,96
	0,45	0,81	0,78	0,95
	0,65	0,90	0,87	0,96
1 3	0,25	0,70	0,70	0,95
	0,45	0,92	0,86	1,00
	0,65	1,06	0,99	1,06

r , f_{su}/f_u y L/d_1 son valores medios.

TABLA 5.—Valores deducidos de Ψ

Viga núm.	Ψ	Viga núm.	Ψ	Viga núm.	Ψ
1	11,6	16	12,2	28	15,2
2	11,0	17	13,2	29R	12,5
4	6,1	19	12,5	30R	13,2
5	9,7	20	14,5	31R	3,5
6	16,5	21	13,0	32R	11,5
8	8,2	22	12,5	33R	9,5
9	10,8	23	16,3	34R	6,5
11	14,4	23R	15,6	35R	19,0
12	7,5	24	15,5	36R	14,3
13	9,1	25	14,8	37R	12,5
15	17,3	26	17,7		

NOTA: Se han omitido las vigas 3, 7, 19, 14, 18 y 27 porque para altos q_u , λ resulta de restar dos cantidades grandes, por lo que es poco confiable.

REFERENCIAS

1. HOGNESTAD, HANSON y MCHENRY: "Distribución de tensiones en el hormigón en cálculo en rotura". *Journal of the American Concrete Institute*. Proceedings vol. 52, núm. 4, diciembre de 1955, págs. 455-479.
2. WHITNEY: "Cálculo de elementos de hormigón armado sometidos a flexión y a flexión combinada con compresión directa". *Journal of the American Concrete Institute*. Proceedings vol. 33, marzo-abril 1937, págs. 483-498.
3. ABELES: "Principios y cálculo de hormigón pretensado". *Civil Engineering and Public Works Review*. Vol. 45, núm. 530, agosto 1950, págs. 508-512.
4. FATEHI: "Investigación experimental del momento resistente de vigas pretensadas con y sin adherencia bajo diversos grados de pretensado". Tesis presentada a la Universidad de Manchester. Mayo 1961, pág. 110.
5. EVANS: "Ventajas relativas de los cables y las barras como armadura de vigas de hormigón pretensado". *Journal of the Institute of Civil Engineers*. Vol. 17, núm. 4, febrero 1942, páginas 315-329.
6. BAKER: "Una teoría plástica para el cálculo de hormigón armado ordinario y de hormigón pretensado, incluyendo redistribución de momentos en elementos continuos". *Magazine of Concrete Research*. Vol. 1, núm. 2, junio 1949, págs. 57-66.
7. REVESZ: "Factores que determinan el momento de agotamiento en vigas de hormigón armado ordinario y de hormigón pretensado, con referencia a una propuesta de teoría plástica". *Magazine of Concrete Research*. Vol. 5, núm. 13, agosto 1953, págs. 11-26.
8. GIFFORD: "El cálculo en rotura de vigas de hormigón pretensado simplemente apoyadas". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. Parte III, vol. 3, núm. 1, abril 1954, págs. 125-143.
9. GIFFORD: "Ensayos sobre vigas de hormigón postesado sin adherencia, con trazado parabólico de cables, bajo carga uniformemente distribuida". *Magazine of Concrete Research*. Vol. 5 número 13, agosto 1953, págs. 27-36.
10. COWAN: "Resistencia última de vigas de hormigón pretensado". *The Structural Engineer*. Vol. 33, número 7, julio 1955, págs 197-212.
11. TOLLERFIELD: "Resistencia última a flexión de vigas de hormigón pretensado". Tesis presentada a la Universidad de Sheffield para el grado de M. Eng. 1953, págs. 127.
12. JANNEY, HOGNESTAD y MCHENRY: "Resistencia última a flexión de vigas de hormigón pretensado y de hormigón armado convencional". *Journal of the American Concrete Institute*. Proceedings vol. 52, núm. 6, febrero 1956, páginas 601-620.
13. BILLET y APPLETON: "Resistencia a flexión de vigas de hormigón pretensado. *Journal of the American Concrete Institute*. Proceedings vol. 50, núm. 10, junio 1954, págs. 837-854.
14. Comisión de Códigos de Buena Práctica. CP 115. 1959: "El empleo estructural de hormigón pretensado en edificios". Londres, British Standards Institution. págs. 44.
15. Comité Mixto ACI-ASCE 323: "Propuesta de recomendaciones para hormigón pretensado". *Journal of the American Concrete Institute*. Proceedings vol. 54, núm. 7, enero 1958, páginas 545-578.
16. BATE: "Algunos datos experimentales relativos al cálculo del hormigón pretensado. *Civil Engineers and Public Works Review*. Vol. 53, núm. 627, septiembre 1958, págs. 1010-1012; número 628, octubre 1958, págs. 1158-1161; núm. 629, noviembre 1958, págs. 1280-1284.
17. PANNELL: "Momento de agotamiento y características momento-rotación de vigas de hormigón pretensado sin adherencia". Tesis presentada a la Universidad de Manchester para el grado de Ph. D. Abril 1964, págs. 133.

notaciones unificadas CEB-FIP-ACI aprobadas en Copenhague, mayo 1971

NOTA DE LA REDACCION. — Nuestro compañero Alvaro García Meseguer, que preside la Comisión VII de "Notación y Definiciones" del Comité Europeo del Hormigón (CEB), nos ha facilitado, para su publicación en nuestra Revista, el presente trabajo en el que se exponen de un modo muy completo los principios y detalles del acuerdo internacional últimamente establecido en relación con el "sistema de notaciones unificadas".

Es de destacar que este sistema de notaciones ha sido ya adoptado en las nuevas normas de edificación inglesas y del ACI. Suponemos que, en su día, la norma española también lo adoptará.

Por consiguiente, la importancia de este tema para cuantos trabajan en el campo del hormigón es extraordinaria. Estamos por ello seguros que la inclusión de este artículo en HORMIGÓN Y ACERO ha de ser muy del agrado de nuestros lectores.

Sólo nos queda expresar nuestro sincero agradecimiento a García Meseguer por su valiosa colaboración.

* * *

INTRODUCCION

Durante muchos años se ha estado hablando de la posibilidad de llegar a un sistema de notaciones unificadas en todo el mundo, pero un acuerdo en tal sentido ha sido considerado como utópico hasta hace unos cuantos meses. Corresponde al Comité Europeo del Hormigón el mérito de haber sido la primera asociación internacional que preparó un sistema de notaciones basado en principios lógicos (recomendaciones internacionales del CEB, 1963). Más tarde, el American Concrete Institute estudió ese sistema y, durante la XIII Asamblea General del CEB celebrada en Scheveningen (Holanda), en septiembre de 1969, se discutió una propuesta común CEB-ACI sobre notaciones.

A lo largo de las discusiones habidas en la sesión plenaria, se recordó repetidas veces el hecho de que, en fechas más o menos próximas, iban a publicarse nuevas versiones de diversas normas de hormigón, entre ellas las de CEB, del ACI, escandinavas, británicas y otras, por lo que la reunión de Scheveningen representaba la última oportunidad para llegar a un acuerdo común, durante varias décadas quizá.

Durante las discusiones se efectuaron numerosos compromisos, alcanzándose por fin un acuerdo sobre los llamados principios comunes CEB-FIP-ACI, que se describen en la tabla I de la presente nota.

Como continuación de este acuerdo, se procedió a trabajar con detalle en el seno de las diversas asociaciones, para preparar una lista de notaciones comunes. La Comisión VII del CEB se reunió en Madrid en septiembre de 1970 y el ACI, por su parte, continuó con el trabajo. Para eliminar diferencias, a finales de marzo de 1971 se reunió en Madrid un pequeño grupo de personas con el objetivo de mejorar la lista detallada, habida cuenta de las diversas dificultades aparecidas en las diversas áreas durante los meses anteriores. El grupo estaba formado por el Prof. Rüsç (CEB), los señores Reese y Gerstle (ACI), el señor Spratt (Inglaterra) y los señores Kordina y Meseguer (CEB).

La presente nota contiene la propuesta elaborada por dicho grupo y perfeccionada por la Comisión VII en su reunión de Copenhague, con el acuerdo de los representantes de las diversas áreas interesadas (Inglaterra, ACI, etc.). Por otra parte, la propuesta ISO número 2.059, sobre notaciones, preparada por la Comisión ISO/TC 71 y que contenía las primitivas notaciones CEB de 1963, ha sido votada negativamente y es necesario rehacer dicho documento. La Comisión ISO/TC 71 está de acuerdo en adoptar como nueva propuesta ISO el acuerdo ACI-FIP-CEB. Por tanto, estamos ante una oportunidad única de alcanzar un acuerdo auténticamente internacional sobre este tema.

PREPARACION DE LAS NOTACIONES

I.1. Construcción de símbolos.

La selección de un símbolo para representar un término o cantidad dados, se efectuará de acuerdo con las siguientes reglas:

- i) La letra principal o letra guía del símbolo se escogerá de las tablas 2, 3, 4 ó 5, que están basadas en la consideración de dimensiones y empleo que figuran en la tabla 1.
- ii) Se añadirá una prima (') significando compresión a aquellos símbolos expresivos de cantidades geométricas, cuando resulte necesario.
- iii) Existe libertad para emplear subíndices descriptivos. Cuando se utilicen otros diferentes de los que aparecen en las tablas 6, 7 y 8, deberá darse una definición clara de los mismos.
- iv) Como guía para la construcción de símbolos, los primeros subíndices deben indicar la ubicación y los siguientes identificar la causa (naturaleza, ubicación, etcétera) (*).
- v) Cuando no exista peligro de confusión, pueden omitirse algunos subíndices o todos.
- vi) Si se desea, pueden emplearse cifras como subíndices.
- vii) Las tensiones calculadas se afectarán de un signo + para la tracción y — para la compresión.

Para evitar confusiones, no deben usarse ciertas letras de los alfabetos griego y ro-

(*) Cuando resulte necesario para evitar confusiones, se recomienda emplear una coma separando las dos categorías de subíndices.

mano, salvo en circunstancias especiales. Estas letras aparecen marcadas en las tablas con la palabra (VACIA), por las razones siguientes:

- Se admite que puede existir confusión entre 1 (número) y l (letra) en ciertas máquinas de escribir, por lo que se acuerda que en tales casos debe emplearse la L mayúscula en lugar de la l minúscula.
- La letra romana O mayúscula y minúscula no debe emplearse como símbolo principal, debido a la posibilidad de confusión. Puede emplearse la o minúscula como subíndice, con el mismo significado que 0 (cifra cero).
- No deben emplearse las minúsculas griegas iota (ι), kappa (κ , κ), ómicron (\omicron), ípsilon (υ) y chi (χ), debido a la posibilidad de confusión con diversas letras del alfabeto romano. Por otra parte, debe cuidarse la grafía de las minúsculas griegas eta (η) y omega (ω) para evitar posibles confusiones con las minúsculas romanas ene (n) y doble uve (w).

1.2. Ejemplos.

1. Notación para el concepto "área de hormigón".

Como se trata de un área, es evidente por la tabla 1 que le corresponde una mayúscula romana. Por consiguiente, se busca en la tabla 2 y se escoge la letra A (que significa (área) como símbolo principal.

Para definir el concepto "hormigón" debe escogerse un subíndice de las tablas 6, 7 u 8, siendo el más adecuado en este caso el subíndice c de la tabla 6.

Por tanto: $A_c =$ área de hormigón.

2. Notación para el concepto "distancia de la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura de compresión".

Como se trata de una dimensión lineal, es evidente por la tabla 1 que le corresponde una minúscula romana. Por consiguiente, se busca en la tabla 3 y se escoge la letra d (que significa canto útil, es decir, distancia de la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura de tracción) como símbolo principal.

Para definir el concepto "compresión" se utiliza una prima ($'$), puesto que se trata de una magnitud geométrica.

Por tanto, $d' =$ distancia de la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura de compresión.

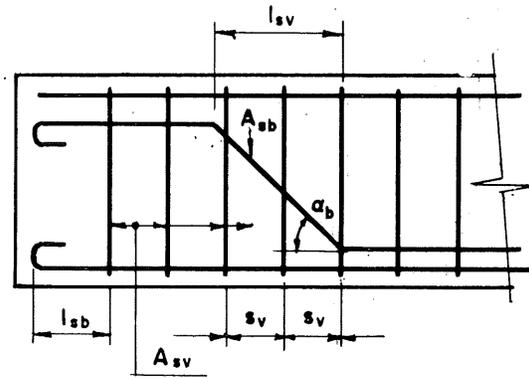
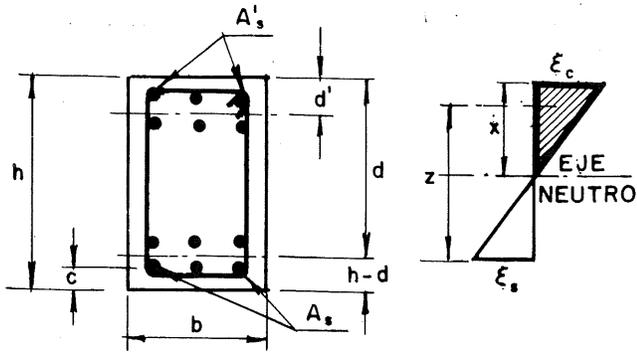
3. Notación para el concepto "deformación del hormigón por retracción".

Como se trata de un término adimensional, es evidente por la tabla 1 que le corresponde una minúscula griega. Por consiguiente, se busca en la tabla 4 y se escoge la letra ϵ (que significa deformación) como símbolo principal.

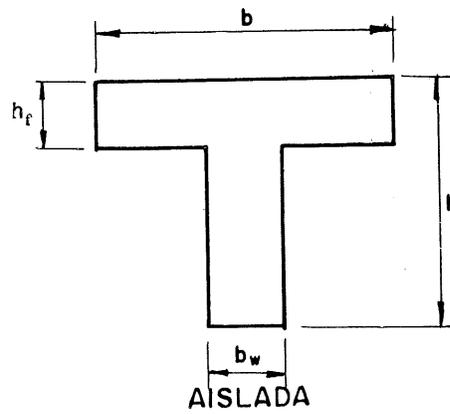
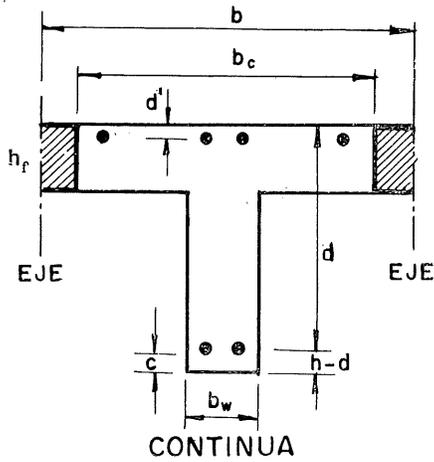
Para definir el concepto "retracción del hormigón" debe escogerse un subíndice de las tablas 6, 7 u 8, siendo el más adecuado en este caso el cs de la tabla 7.

Por tanto, $\epsilon_{cs} =$ deformación del hormigón por retracción (o $\epsilon_{\bar{cs}}$ si cupiese riesgo de confusión, de acuerdo con la nota de la tabla 7).

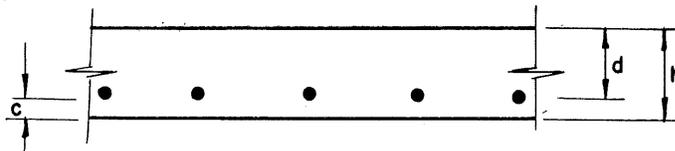
VIGA RECTANGULAR



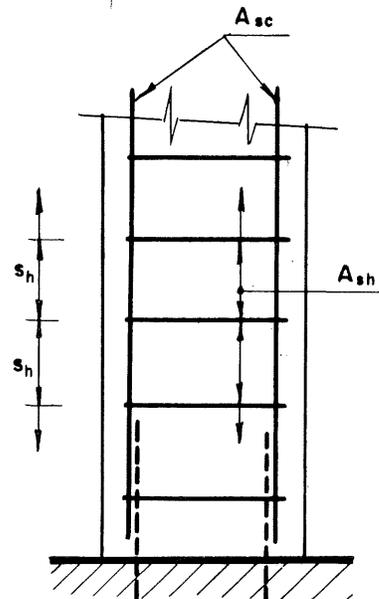
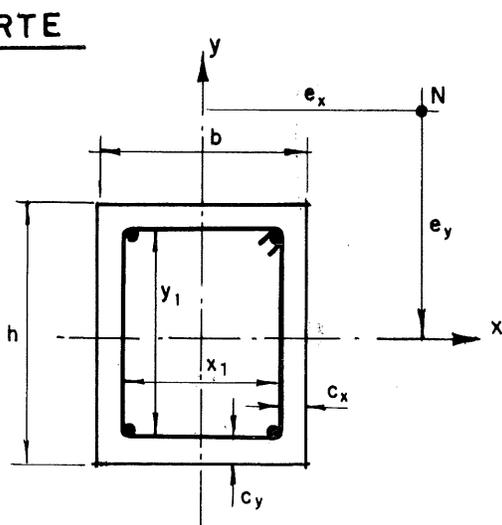
VIGAS EN T



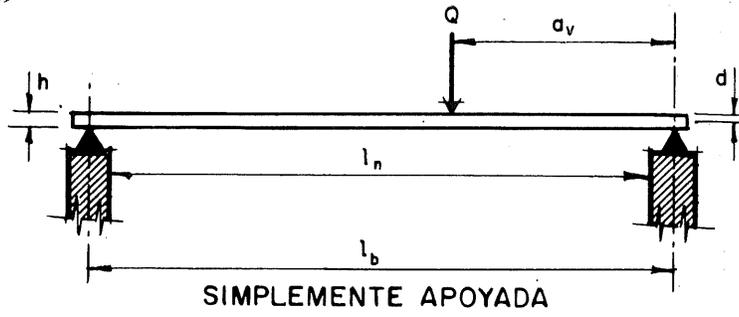
PLACA



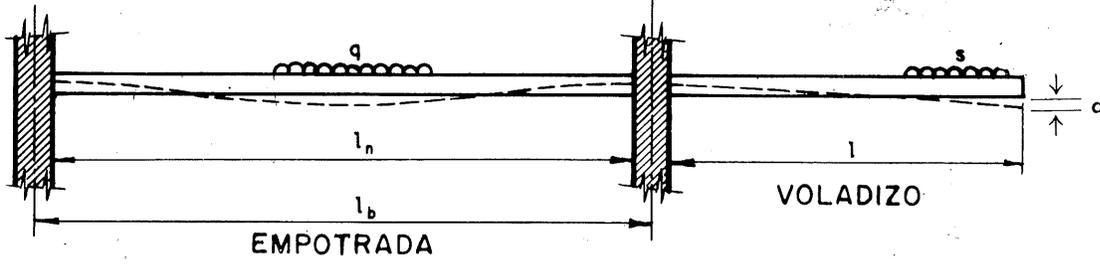
SOPORTE



VIGAS



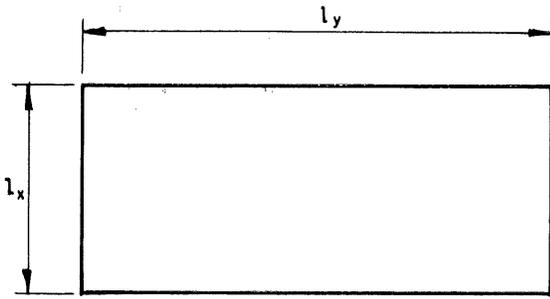
SIMPLEMENTE APOYADA



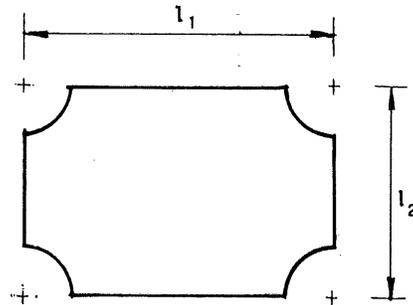
EMPOTRADA

VOLADIZO

PLACAS PLANAS



PLACA



PANEL

SOPORTES

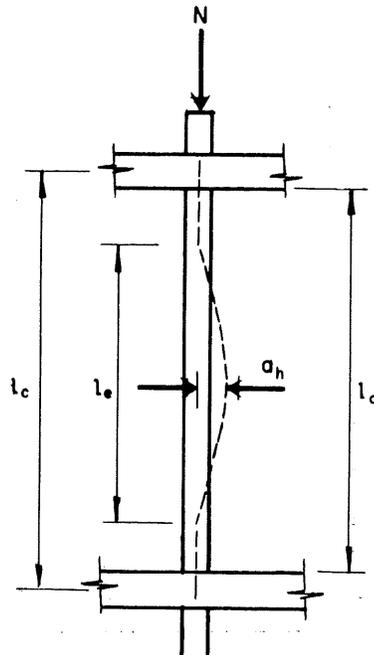


TABLA 1.—Guía para la construcción de símbolos.

TIPO DE LETRA	DIMENSIONES	E M P L E O
Mayúsculas romanas.	Fuerza, fuerza por longitud, área elevada a una potencia, temperatura.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Momentos, esfuerzos cortantes, esfuerzos axiales, cargas concentradas, cargas totales. 2. Areas, momentos de área de primero o segundo orden. 3. Módulos de elasticidad (excepción a las dimensiones). 4. Temperatura.
Minúsculas romanas.	Longitud, longitud multiplicada por el tiempo elevado a una potencia, fuerza por unidad de longitud o de área. (Lo anterior no se refiere al caso en que se emplean como subíndices).	<ol style="list-style-type: none"> 1. Momentos, cortantes y axiales unitarios. 2. Dimensiones lineales (longitud, anchura, espesor, etc.). 3. Resistencias (o tensiones) (*). 4. Velocidad, aceleración, frecuencia. 5. Subíndices.
Mayúsculas griegas.	—	Reservadas para matemáticas.
Minúsculas griegas.	Sin dimensión.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Coeficientes y factores adimensionales. 2. Deformaciones. 3. Angulos. 4. Peso específico (cociente de dos densidades). 5. Tensiones (*) (excepción a las dimensiones).

(*) Algunos países utilizan minúsculas romanas para tensiones, pero se recomiendan las minúsculas griegas.

NOTA.— Los conceptos no incluidos deben asimilarse al más próximo de los que figuran en la tabla.

TABLA 2.—*Mayúsculas romanas.*

LETRA	SIGNIFICADO
<i>A</i>	Area.
<i>B</i>	
<i>C</i>	Momento de inercia a torsión.
<i>D</i>	
<i>E</i>	Módulo de elasticidad (1).
<i>F</i>	Acción (cargas o deformaciones impuestas) (2).
<i>G</i>	
<i>H</i>	
<i>I</i>	Momento de inercia.
<i>J</i>	
<i>K</i>	Cualquier coeficiente con dimensiones.
<i>L</i>	(3).
<i>M</i>	Momento flector.
<i>N</i>	Esfuerzo axil.
<i>O</i>	(VACIA).
<i>P</i>	Fuerza de pretensado.
<i>Q</i>	Sobrecarga.
<i>R</i>	
<i>S</i>	Momento de primer orden de un área; sollicitación (2). (<i>M</i> , <i>N</i> , <i>V</i> , <i>T</i>); carga de nieve.
<i>T</i>	Momento torsor; temperatura.
<i>U</i>	
<i>V</i>	Esfuerzo cortante.
<i>W</i>	Carga de viento.
<i>X</i>	Reacción o fuerza en general, paralela al eje <i>x</i> .
<i>Y</i>	Reacción o fuerza en general, paralela al eje <i>y</i> .
<i>Z</i>	Reacción o fuerza en general, paralela al eje <i>z</i> .

(1) Cuando la claridad lo exija, debe emplearse un subíndice (por ejemplo, E_0 para designar el módulo de elasticidad al origen).

(2) Se emplea como símbolo principal, con los subíndices de la tabla 7.

(3) Puede emplearse como "luz, longitud de un elemento" en lugar de 1 (véase apartado I.1).

TABLA 3.—*Minúsculas romanas.*

LETRA	SIGNIFICADO
<i>a</i>	Flecha; distancia.
<i>b</i>	Anchura.
<i>c</i>	Recubrimiento de hormigón.
<i>d</i>	Canto útil, diámetro (ver también <i>h</i> y tabla 5).
<i>e</i>	Excentricidad (ver también tabla 5).
<i>f</i>	Resistencia (o tensión) (1).
<i>g</i>	Carga permanente repartida; aceleración debida a la gravedad.
<i>h</i>	Canto total o diámetro de una sección; espesor.
<i>i</i>	Radio de giro.
<i>j</i>	Número de días.
<i>k</i>	Cualquier coeficiente con dimensiones.
<i>l</i>	Luz; longitud de un elemento (2).
<i>m</i>	Momento flector por unidad de longitud o de anchura.
<i>n</i>	Esfuerzo axil por unidad de longitud o de anchura.
<i>o</i>	(VACIA).
<i>p</i>	(VACIA).
<i>q</i>	Sobrecarga repartida.
<i>r</i>	Radio.
<i>s</i>	Espaciamiento; desviación típica; carga repartida de nieve.
<i>t</i>	Tiempo; momento torsor por unidad de longitud o de anchura.
<i>u</i>	Perímetro.
<i>v</i>	Esfuerzo cortante por unidad de longitud o de anchura (3).
<i>w</i>	Carga repartida de viento; anchura de fisura.
<i>x</i>	Coordenada; profundidad de la fibra neutra.
<i>y</i>	Coordenada; profundidad del diagrama rectangular de compresiones.
<i>z</i>	Coordenada; brazo de palanca.

(1) Algunos países utilizan *f* para tensión normal, pero se recomienda σ .

(2) Puede sustituirse por *L* cuando exista riesgo de confusión entre *l* (número) y *l* (letra).

(3) Algunos países utilizan *v* para tensión cortante, pero se recomienda τ .

TABLA 4.—*Minúsculas griegas.*

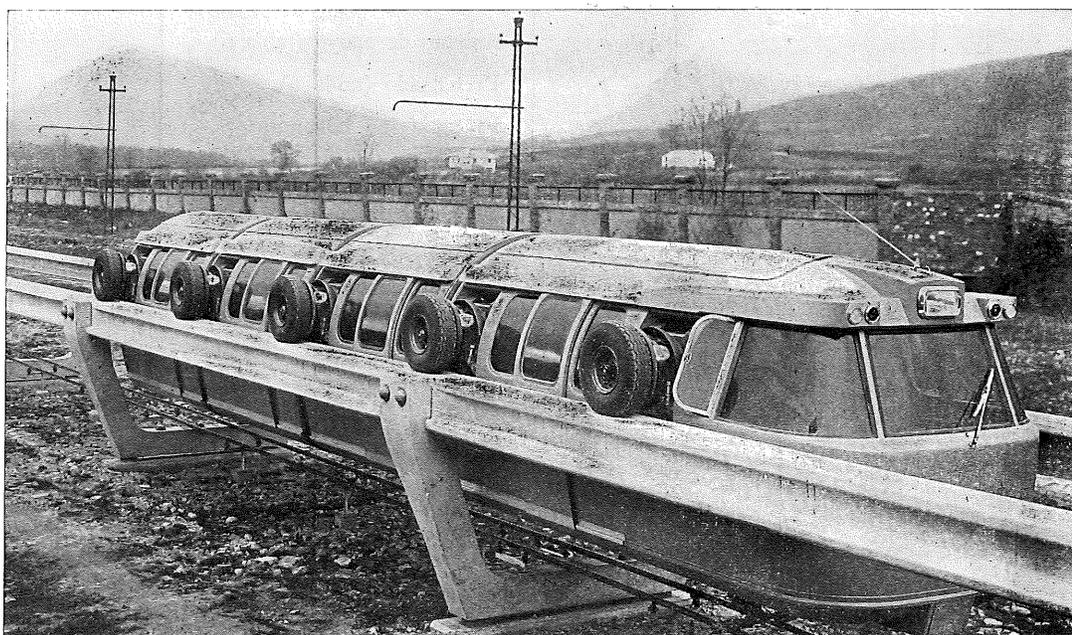
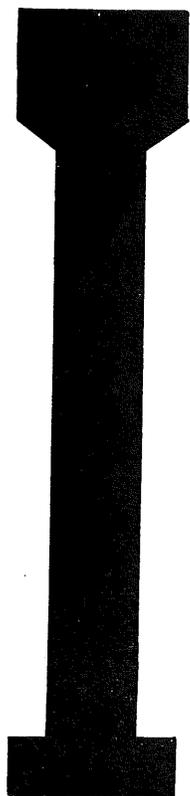
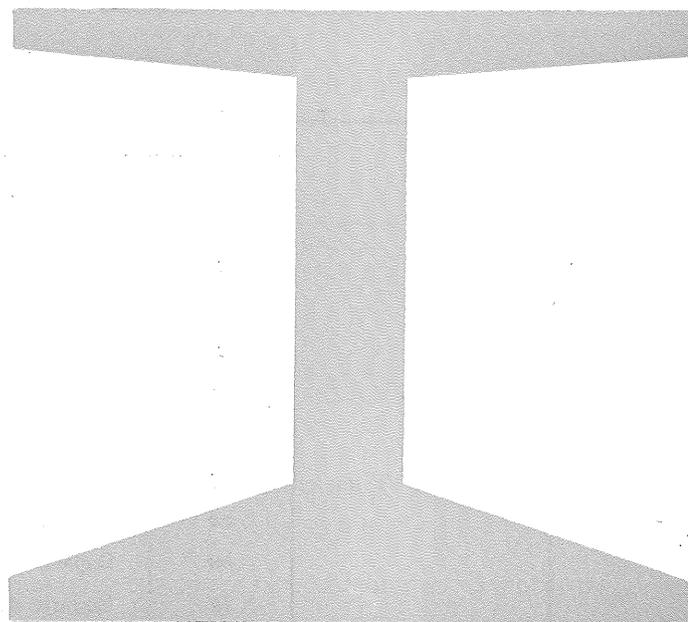
LETRA	SÍMBOLO	SIGNIFICADO
Alfa	α	Angulo; coeficiente adimensional (por ejemplo: $\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$ o simplemente $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$, si no hay peligro de confusión).
Beta	β	Angulo; coeficiente adimensional.
Gamma	γ	Peso específico; deformación de cortante (angular); coeficiente de seguridad (γ_m para materiales y γ_f para fuerzas, acciones y sollicitaciones)
Delta	δ	Coeficiente adimensional; coeficiente de variación.
Epsilon	ϵ	Deformación.
Zeta	ζ	Coeficiente adimensional.
Eta	η	Coeficiente reductor de esfuerzo cortante.
Theta	θ	Rotación.
Iota	ι	(VACIA).
Kappa	κ, \varkappa	(VACIA).
Lambda	λ	Esbeltz; coeficiente adimensional.
Mu	μ	Coeficiente de rozamiento; momento flector relativo.
Nu	ν	Coeficiente de Poisson; esfuerzo normal relativo.
Xi	ξ	Coeficiente adimensional.
Omicron	\omicron	(VACIA).
Pi	π	(Empleo en matemáticas exclusivamente).
Rho	ρ	Cuantía geométrica.
Sigma	σ	Tensión normal.
Tau	τ	Tensión cortante.
Ipsilon	υ	(VACIA).
Phi	φ	Coeficiente de fluencia.
Chi	χ	(VACIA).
Psi	ψ	Coeficiente adimensional.
Omega	ω	Cuantía mecánica.

TABLA 5.—*Símbolos matemáticos y especiales.*

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
Σ	Suma.
Δ	Diferencia; incremento.
\emptyset	Diámetro de barra o tendón.
'	Compresión (sólo a efectos geométricos o topológicos).
e	Base de los logaritmos neperianos.
π	3,1415...
n	Número.

C. A. D. E.

prefabricados de hormigón



Vías y apoyos de hormigón para tren vertebrado - Tramo experimental - Santa Cruz de Campezo (Alava)

C^{ía.} AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A.

Viguetas Castilla

OFICINAS: Monte Esquinza, 30 - Teléfonos 419 24 12/16 y 419 01 26 - MADRID

FABRICA: Coslada - Teléfono 10 - (San Fernando de Henares)

TABLA 4.—*Minúsculas griegas.*

LETRA	SÍMBOLO	SIGNIFICADO
Alfa	α	Angulo; coeficiente adimensional (por ejemplo: $\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$ o simplemente $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$, si no hay peligro de confusión).
Beta	β	Angulo; coeficiente adimensional.
Gamma	γ	Peso específico; deformación de cortante (angular); coeficiente de seguridad (γ_m para materiales y γ_f para fuerzas, acciones y sollicitaciones)
Delta	δ	Coeficiente adimensional; coeficiente de variación.
Epsilon	ϵ	Deformación.
Zeta	ζ	Coeficiente adimensional.
Eta	η	Coeficiente reductor de esfuerzo cortante.
Theta	θ	Rotación.
Iota	ι	(VACIA).
Kappa	κ, \varkappa	(VACIA).
Lambda	λ	Esbeltez; coeficiente adimensional.
Mu	μ	Coeficiente de rozamiento; momento flector relativo.
Nu	ν	Coeficiente de Poisson; esfuerzo normal relativo.
Xi	ξ	Coeficiente adimensional.
Omicron	\omicron	(VACIA).
Pi	π	(Empleo en matemáticas exclusivamente).
Rho	ρ	Cuantía geométrica.
Sigma	σ	Tensión normal.
Tau	τ	Tensión cortante.
Ipsilon	υ	(VACIA).
Phi	φ	Coeficiente de fluencia.
Chi	χ	(VACIA).
Psi	ψ	Coeficiente adimensional.
Omega	ω	Cuantía mecánica.

TABLA 5.—*Símbolos matemáticos y especiales.*

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
Σ	Suma.
Δ	Diferencia; incremento.
\emptyset	Diámetro de barra o tendón.
'	Compresión (sólo a efectos geométricos o topológicos).
e	Base de los logaritmos neperianos.
π	3,1415...
n	Número.

TABLA 6.—Subíndices generales.

LETRA	SIGNIFICADO
<i>a</i>	<i>Asiento de apoyo; adicional.</i>
<i>b</i>	<i>Adherencia; barra; viga.</i>
<i>c</i>	<i>Hormigón; compresión; columna.</i>
<i>d</i>	<i>Cálculo (diseño) (1).</i>
<i>e</i>	<i>Elástico; eficaz.</i>
<i>f</i>	<i>Fuerzas y otras acciones; flexión; ala de viga en T; rozamiento.</i>
<i>g</i>	<i>Carga permanente.</i>
<i>h</i>	<i>Horizontal; gancho.</i>
<i>i</i>	<i>Inicial.</i>
<i>j</i>	<i>Número de días.</i>
<i>k</i>	<i>Característico (2).</i>
<i>l</i>	<i>Longitudinal.</i>
<i>m</i>	<i>Valor medio; materiales.</i>
<i>n</i>	
<i>o</i>	<i>Número cero (ver abajo).</i>
<i>p</i>	<i>Pretensado.</i>
<i>q</i>	<i>Sobrecarga.</i>
<i>r</i>	<i>Fisuración.</i>
<i>s</i>	<i>Acero; nieve; losa.</i>
<i>t</i>	<i>Tensión (3); torsión (3); transversal.</i>
<i>u</i>	<i>Ultimo (estado límite).</i>
<i>v</i>	<i>Cortante; vertical.</i>
<i>w</i>	<i>Viento; alambre; alma (de una viga); pared.</i>
<i>x</i>	<i>Coordenada lineal.</i>
<i>y</i>	<i>Coordenada lineal; escalón de cedencia.</i>
<i>z</i>	<i>Coordenada lineal.</i>
0, 1, 2, ...	<i>Valores particulares de cantidades.</i>

NOTA: Las palabras subrayadas corresponden a acuerdos internacionales. Deben respetarse y otorgárseles preferencia sobre otras posibilidades.

(1) Los valores de cálculo cubren diversas incertidumbres y se obtienen multiplicando los valores característicos por coeficientes apropiados (γ_f para las acciones y sollicitaciones

y $\frac{1}{\gamma_m}$ para los materiales).

(2) Los valores característicos de las cargas y resistencias a los que se refieren las Normas, corresponden a una probabilidad prefijada de quedar por encima o por debajo de los valores prescritos.

(3) Cuando pueda resultar confuso el significado, se usarán los subíndices *tn* y *tr*.

TABLA 7.—Subíndices para cargas y otras acciones.

LETRA	SIGNIFICADO
<i>g</i>	Carga permanente (tabla 6).
<i>q</i>	Sobrecarga (tabla 6).
<i>s</i>	Nieve (tabla 6).
<i>w</i>	Viento (tabla 6).
<i>ep</i>	Empuje del terreno.
<i>eq</i>	Acción sísmica.
<i>ex</i>	Explosión.
<i>im</i>	Impacto.
<i>lp</i>	Empuje de líquidos.
<i>a</i>	Asiento de apoyo (tabla 6).
<i>p</i>	Pretensado (tabla 6).
<i>cc</i>	Fluencia del hormigón.
<i>cs</i>	Retracción del hormigón.
<i>te</i>	Temperatura.

NOTA: Cuando quepa confusión, puede colocarse un trazo horizontal sobre los subíndices dobles.

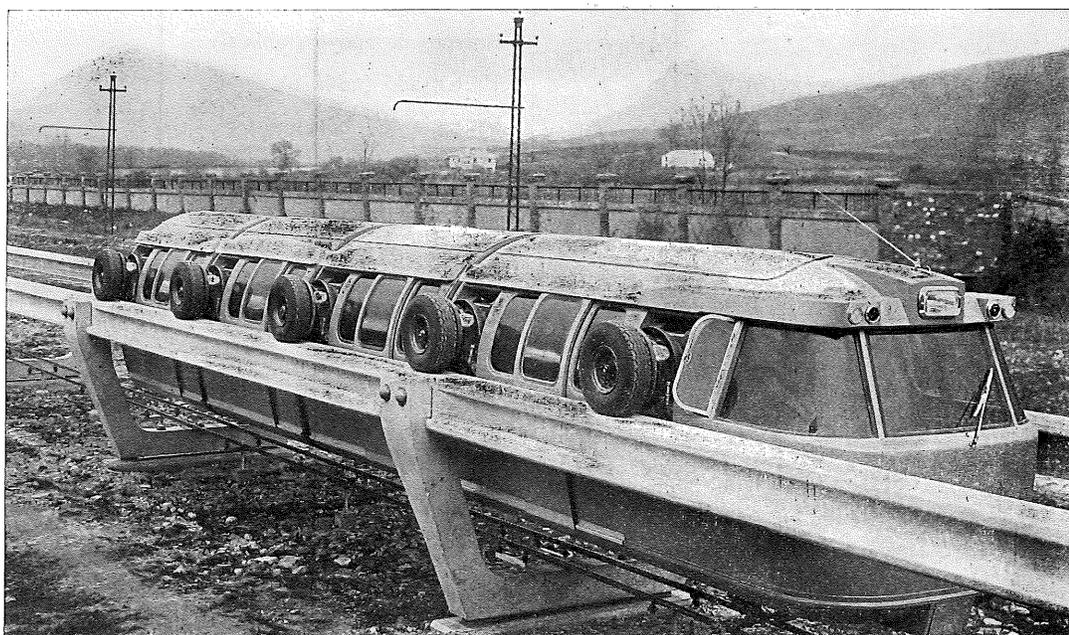
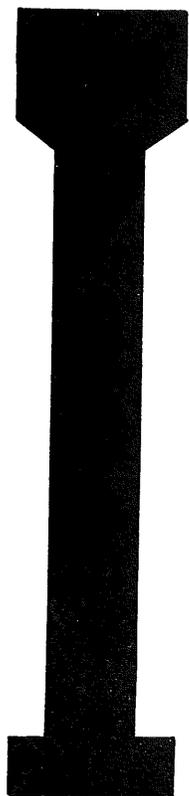
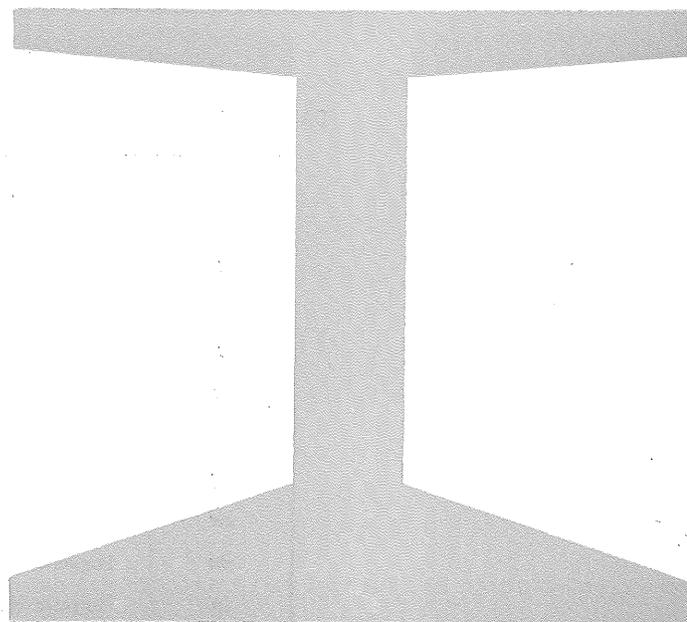
TABLA 8.—Subíndices formados por abreviaturas.

ABREVIATURA	SIGNIFICADO
adm	Admisible.
cal	Calculado.
crit	Crítico.
exc	Excepcional.
ext	Externo.
inf	Inferior.
int	Interior.
lat	Lateral.
lím	Límite.
máx	Máximo.
mín	Mínimo.
obs	Observado (*).
sup	Superior.
tot	Total.
var	Variable.

(*) Añadido en Wiesbaden, noviembre 1971.

C. A. D. E.

prefabricados de hormigón



Vías y apoyos de hormigón para tren vertebrado - Tramo experimental - Santa Cruz de Campezo (Alava)

C^{ía.} AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A.

Viguetas Castilla

OFICINAS: Monte Esquinza, 30 - Teléfonos 419 24 12/16 y 419 01 26 - MADRID

FABRICA: Coslada - Teléfono 10 - (San Fernando de Henares)

expresión plástica de las estructuras "vonferppianas"

F. PEREZ-PERIS

Profesor y Arquitecto. ULA. (*)

SINOPSIS

Nos encontramos en un momento crucial, paso de lo estático a lo dinámico; de lo incoherente a la integración; de lo desfasado a la función armónica.

En una compilación descriptiva visual se presenta una nueva concepción estructural: vitalidad plástica.

Desnudez, en reales funciones; formas identificadas e integradas a la naturaleza; estructuras modulares y orgánicas; ritmo y armonía con la dinámica humana.

INTRODUCCION

Hay que ir al encuentro de la Naturaleza con la naturaleza, buscando la mejor composición en el conjunto, realizando el paisaje y armonizando con él.

Tipología abierta y de atracción óptica; alturas limitadas y armonizadas a la vitalidad activa y libre.

La dispersión en las funciones humanas engendra la congestión caótica y una angustia vital. Nada más racionalizado que la unificación rítmica de funciones; el ahorro de recorridos, control de actividades y conexión con los servicios, dando realeza a las ciudades modulares en nuevo sentido para la vida, con formas orgánicas integrales.

Tiendo hacia una nueva vía de un próximo futuro, tanto en el espacio continuo y abierto, como en la fusionalidad forma-estructura, dando soluciones estructurales lógicas, económicas, con relevantes cualidades estéticas y humanizadas.

Me es dado presentar una sucinta y limitada expresión, sólo, de los ya divulgados módulos "gama" y moderador "K". Son determinantes formativos, dinámicos y ornamentales; dan una gran variedad conjuntal tipológica en una arquitectura definida.

(*) NOTA DE LA REDACCIÓN. — Reiteradamente venimos pidiendo a los miembros de la A.T.E.P. su colaboración en la Revista. Este original artículo del Prof. Pérez-Peris es su respuesta a nuestras llamadas. Aprovechamos esta ocasión para pedir, una vez más, la colaboración de todos.

FUNDAMENTO ESTRUCTURAL

En las figuras 1 y 2 puede captarse un aspecto general de los módulos, así como las características geométricas longitudinales. La sección es optativa y radial concéntrica; consta de tres partes:

a) De anillo protector, compuesto por una masa estable intradorsal con armadura esquinada perimetral y laminación primaria de protección y colectora.

b) Paquetes elásticos; masa fibral elástica de cordones alámbricos en haces y núcleos soldados; cavidades (alvéolos) longitudinales conglomeradas.

c) Núcleo biformativo; tabulaciones con tabiques engrosados semiesferoides y médula del armado con protección cablear radial.

La pieza "K", por composición primaria rígida, trabaja a flexo-compresión estática y por la secundaria elástica, a flexo-tracción.

La modular "gama" se comporta a flexo-compresión y por el núcleo radial reactivo, en cadena, contrarresta presiones aplicadas rápida o instantáneamente, dentro de los límites de deformación impuesta, manteniéndose las tensiones por debajo de la influencia.

Los módulos se identifican con la prefabricación racionalizada de banco; pudiendo semiarmarlos y moldearlos in situ, por medio de nervios prefabricados y anclajes de tensión.

El esqueleto tiende hacia una constitución ordenada de la materia con movilidad libre y orientada; obteniéndose por sistemas de interconjunción, en unión nucleidal flexible con poder absorbente de empujes y tensiones.

DESCRIPCION

1. *Depósito para fluidos movibles* (fig. 3).—Continente esferoidal sustentado por cuatro apoyos en yuxtaposición, siendo éstos estructuras modulares "gama"; módulos anclados en pilotajes huecos. Conjunto esbelto de plástica natural y rítmica.

2. *Conjunto estructural en función coordinada: "cúpula-rampa"* (fig. 4).—Formas de intención flotatoria libre dentro del espacio-naturaleza. La tipología de la cúpula es la ligereza, elasticidad y economía; está constituida por ocho nervios fundamentados en los elementos "gama", unidos en su parte superior mediante anillos concéntricos y en el punto de conjunción por una esfera de fusión interelástica, con reacción absorbente de empujes y tensiones. Techo suspendido por correas radiales concéntricas. Nervios radiales estables cimentados en la base en suspensión helicoidal.

La rampa es de graduación inclinada y plegable en su infraestructura; el tablero se apoya en dos elementos "K" de pendiente y estabilizan la salida dos estructuras "gama" de expresión orgánica.

3. *Cubierta de arco clave "K"* (fig. 5).—Articulación en plano horizontal con sensación de altura en trama y unión, altamente funcional. Perspectiva en perfil de estructura espacial suspendida horizontalmente en composición yuxtapuesta por medios octaedros estrellados. Estáticamente, sentido en el sistema con dos articulaciones de hiperestabilidad creciente. Zona de eje esbelta y de gran elasticidad; arranques articulados a cimiento. Esqueleto de orgánica integral.

4. *Estructura de rigidez compensada para edificio* (fig. 6).—Estructura y tecnología en armonía con las posibilidades evolutivas de la construcción; atractiva, con acogimiento

y adecuada tranquilidad interior. Conjunto estructural lógico, económico y estético, constituido por: base moderadora cuadrangular de elementos "K"; envolvente de compensación elástica, formada por cuatro módulos "gama" en unión concéntrica esferoidal y anillar de limitación radial; núcleo tronco conoidal de gran rigidez. Plantas diáfanas en divisiones radiales.

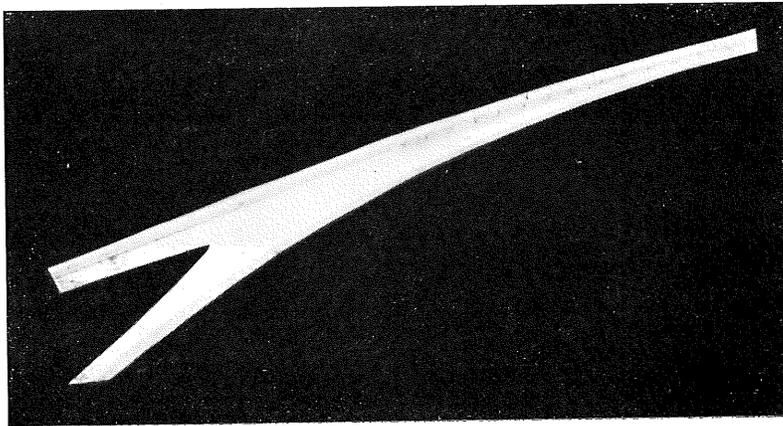


Figura 1.

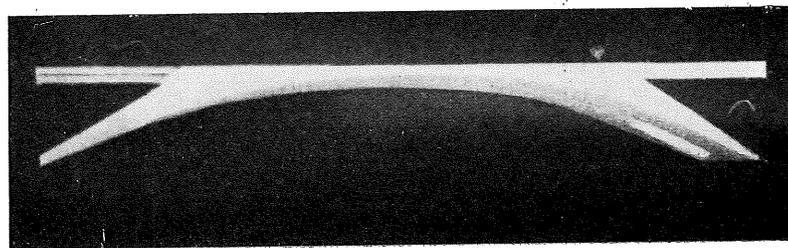


Figura 2.

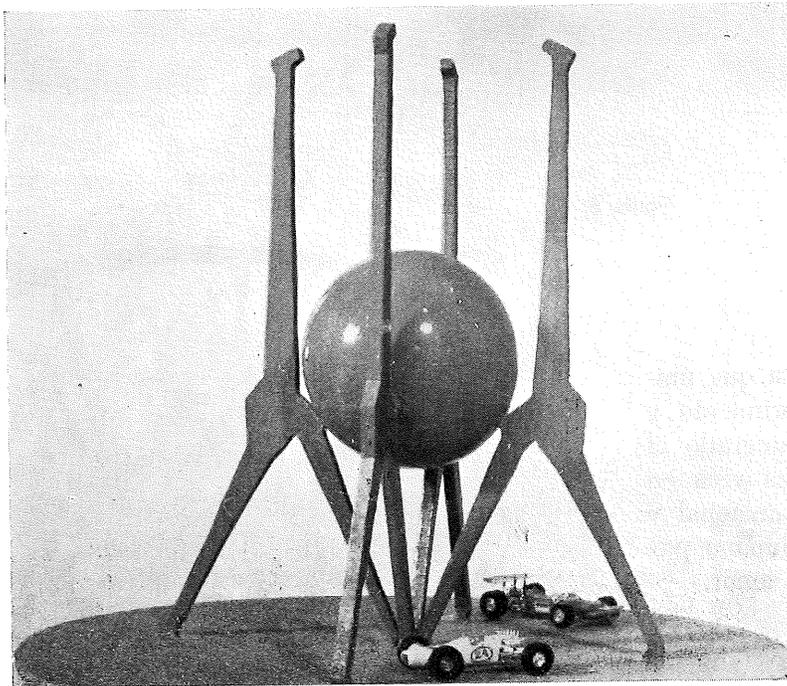


Figura 3.

Figura 4.

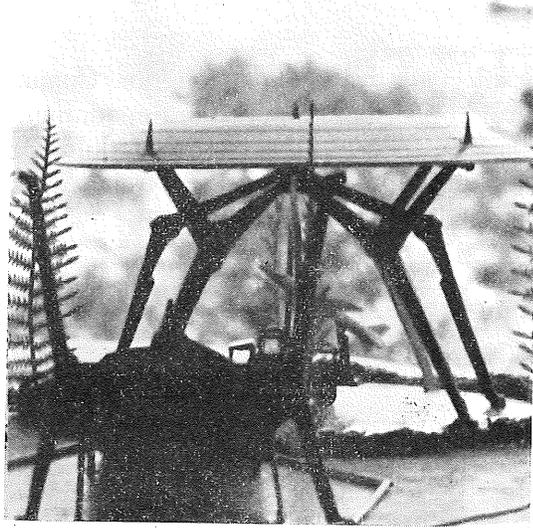


Figura 5.

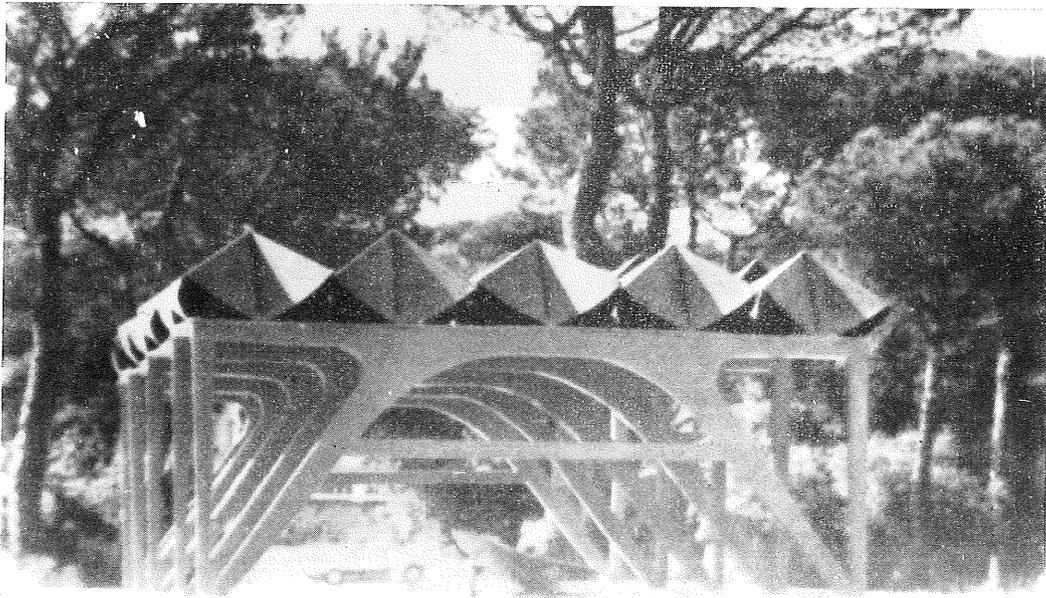
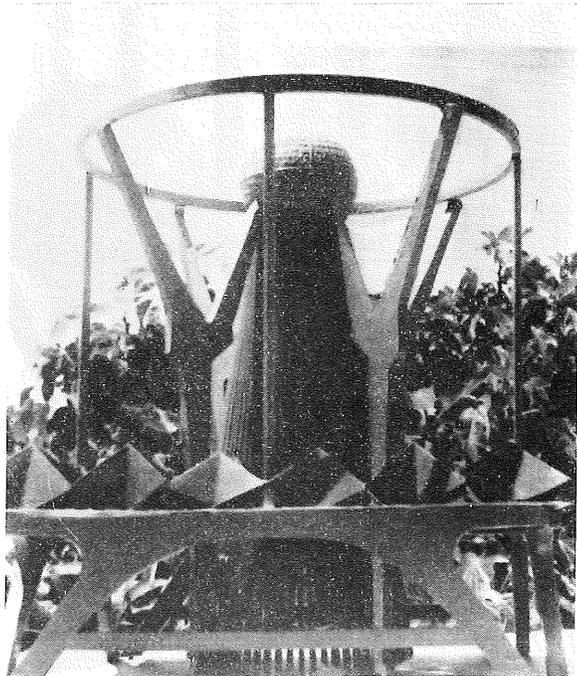


Figura 6.

CONCLUSION

Plástica y estructura que unidas a formas de recubrimiento y acabado orgánicas e integrado el conjunto a la naturaleza viva en un espacio ordenado, funcional y armónico, dan al ser humano paz en el trabajo y vida en amor.



viaducto de Chonta.

proceso constructivo de pilas

G. APARICIO SOTO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

1. EMPLAZAMIENTO Y CARACTERISTICAS

El viaducto de Chonta, llamado así por pasar por la calle del mismo nombre de Eibar, pertenece al tramo tercero de la Autopista Bilbao-Behobia que va desde Zaldívar a Elgoibar. El viaducto sobrevuela, además de la calle Chonta, varias edificaciones industriales existentes en la zona. Su altura sobre la citada calle es de 43,00 metros.

Su estructura da soporte a dos calzadas independientes de 11,50 m de anchura total cada una y con una longitud de 237 m, incluidos los estribos.

El trazado en planta, obligado por la abrupta topografía que predomina en toda esta región, ha exigido encajarle en una curva circular de 500 m de radio, y como consecuencia de ello ambas calzadas poseen un peralte del 5 por 100.

Asimismo, longitudinalmente, el viaducto discurre con una pendiente del 3 por 100 en el sentido Bilbao-Behobia.

La luz de 95,00 m entre apoyos intermedios del viaducto ha venido definida, sin alternativa posible de menor cuantía, por la calle Chonta y las edificaciones industriales en las cuales no ha sido viable introducir ningún apoyo intermedio que redujese la luz.

2. SOLUCION ESTRUCTURAL

De acuerdo con las características geométricas del trazado, así como la topografía y demás condicionantes citados, se ha proyectado una solución estructural de la que, por sus especiales características y proceso constructivo, hablaremos en éste y en otros artículos.

Ambas calzadas están soportadas por dos estructuras independientes radiadas en planta desde el centro del trazado circular del que ya hemos hablado.

El tablero de cada estructura consta de dos tramos cantilever de $17 + 18 + 17 = 52$ m construidos in situ con apoyos a 18 m sobre pilas y otros dos tramos formados por cinco vigas prefabricadas de 43 m de longitud situadas entre tramos cantilever y el estribo lado Bilbao. El conjunto es, pues, una viga Gerber.

La construcción in situ del tramo cantilever, que tiene como hemos dicho 52 m de longitud y pesa 1.000 toneladas, se resuelve mediante cimbra colgada. Actualmente se está realizando el primero de estos tramos situado en la calzada derecha y sobre la pila 2 (figura 1).

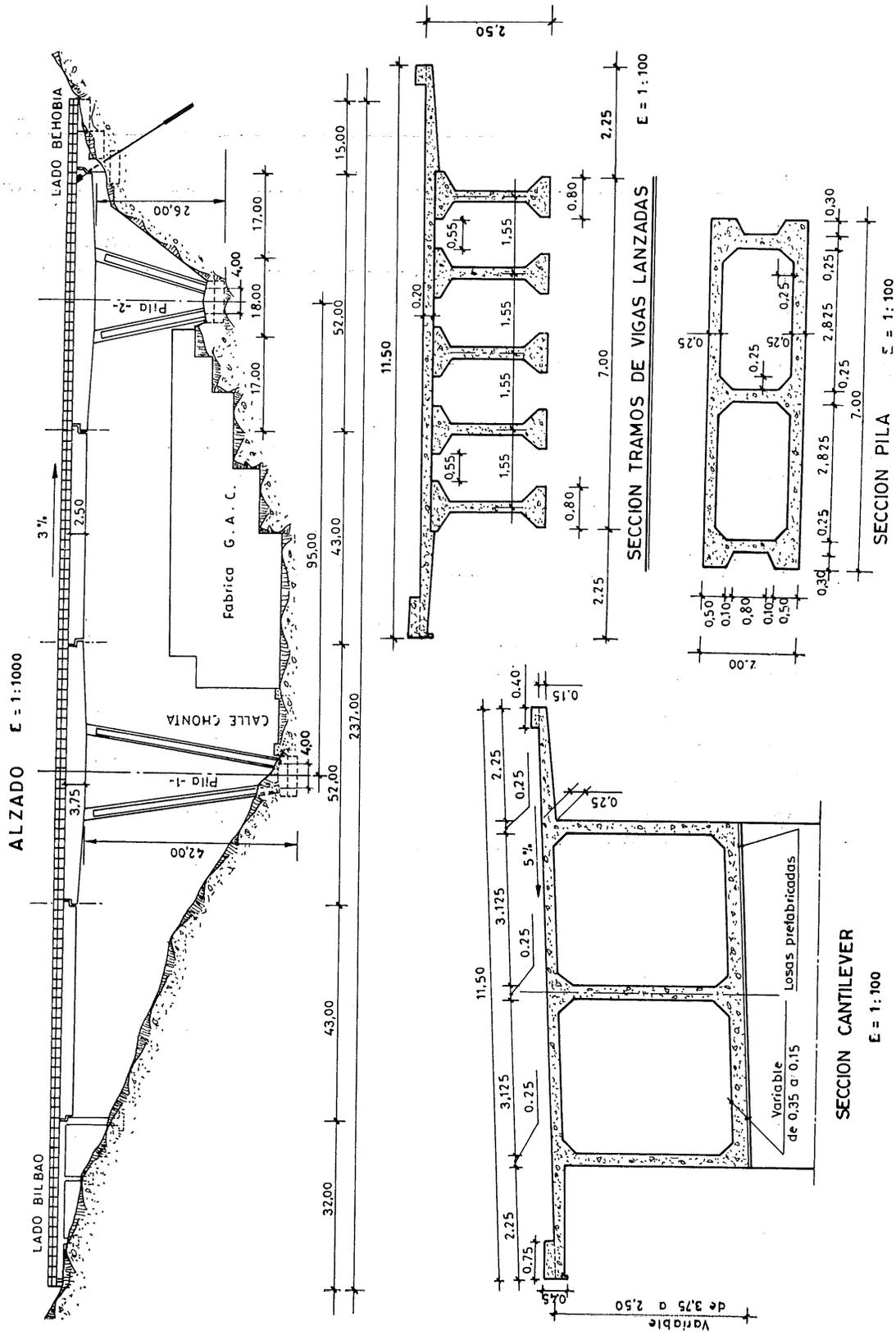
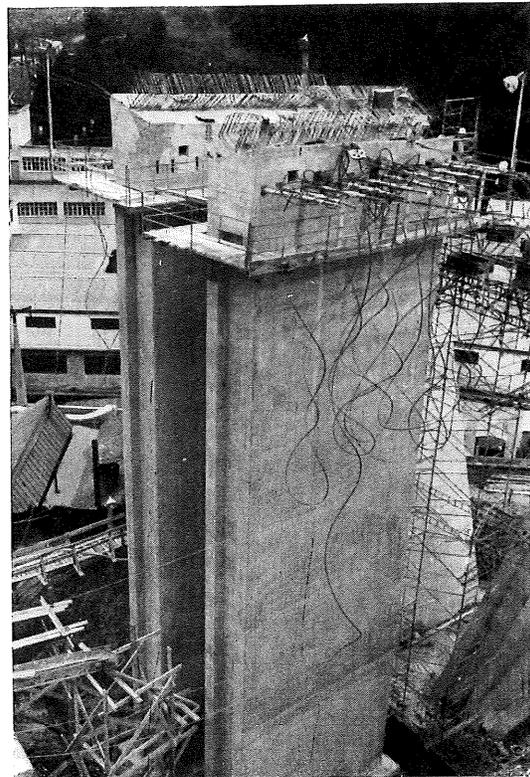


Figura 1.



Como consecuencia de la disposición del tablero en viga Gerber es necesario disponer de apoyos suficientemente desplazados, en nuestro caso 18,00 m, sobre los que transmitir las reacciones de la superestructura. La solución natural del problema habría sido construir dos pilas verticales, una bajo cada apoyo, pero ello no era posible por caer entonces éstas en la propia calle Chonta y dentro de una de las fábricas existentes. Por tanto, pensamos en la construcción de pilas inclinadas que llevarsen las reacciones del tablero a los puntos obligados de cimentación, salvando así los obstáculos citados.

De esta forma se salva una luz entre apoyos de 95,00 m mientras que la luz máxima en la viga Gerber es de 77,00 m. Por ello, los momentos flectores máximos del tablero son, aproximadamente, el 64 por 100 de los que se habrían producido en el que hubiera salvado los 95,00 m de luz con pilas verticales.

Esta disminución de los esfuerzos se traduce correlativamente en una disminución notable de los cantos máximos del tablero y de las cargas y esfuerzos en las pilas, que a pesar de exigir un proceso constructivo especial que resuelva el problema de su inclinación ha producido una solución más económica que la ya clásica de los voladizos sucesivos.

Por otro lado, esta solución es compatible con medios a nuestro alcance, tanto para la construcción de los tramos cantilever, como para la prefabricación y lanzamiento de vigas de 43,00 m de longitud y 90 toneladas de peso.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMIENTOS Y PILAS INCLINADAS

Hemos dicho en el apartado anterior, que para mantener la distancia entre los puntos obligados de cimentación en los 95 m, era preciso construir pilas inclinadas. Tales pilas tienen una distancia entre ejes de 18 m en la parte superior y 4 m sobre cimientos, según

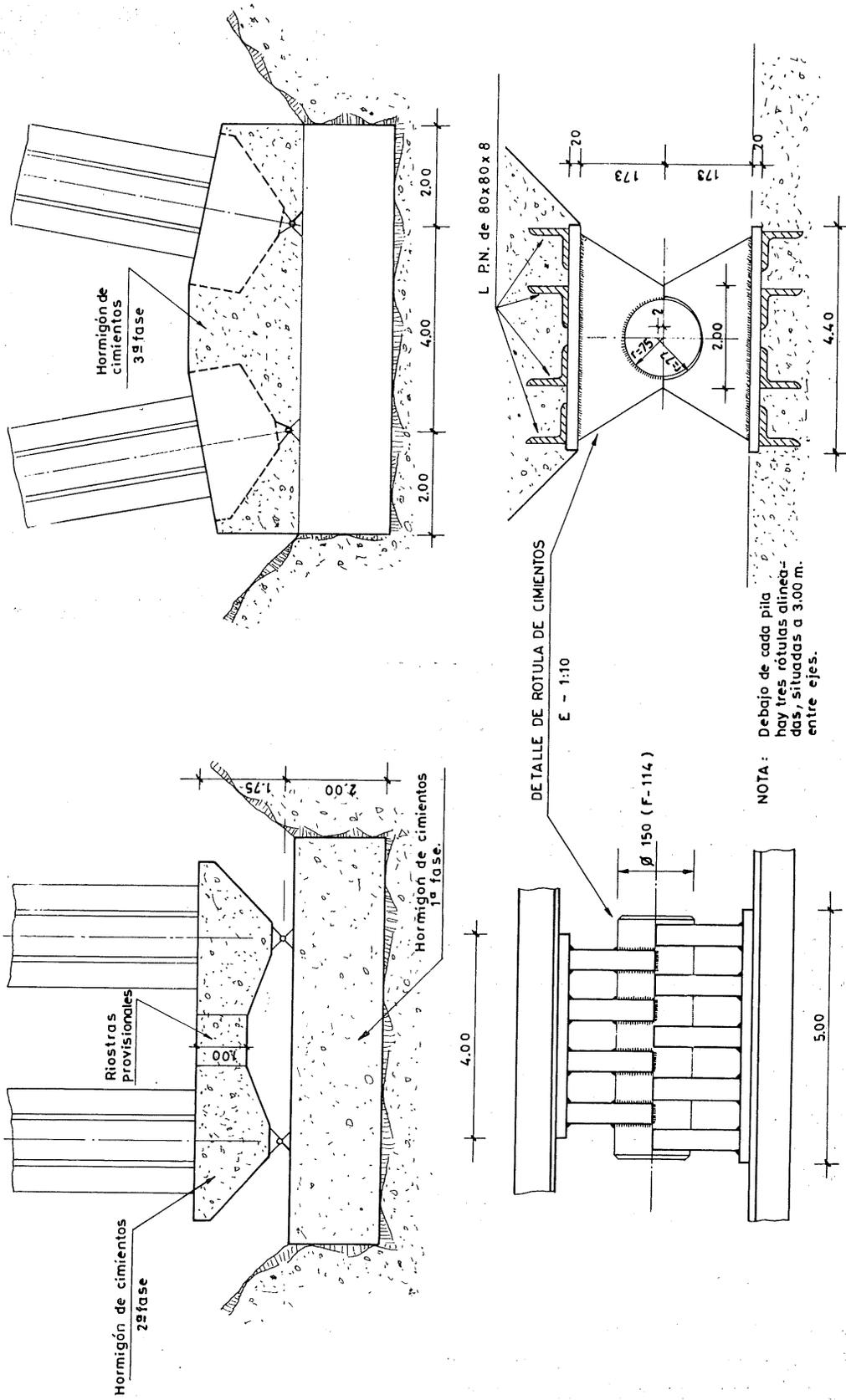
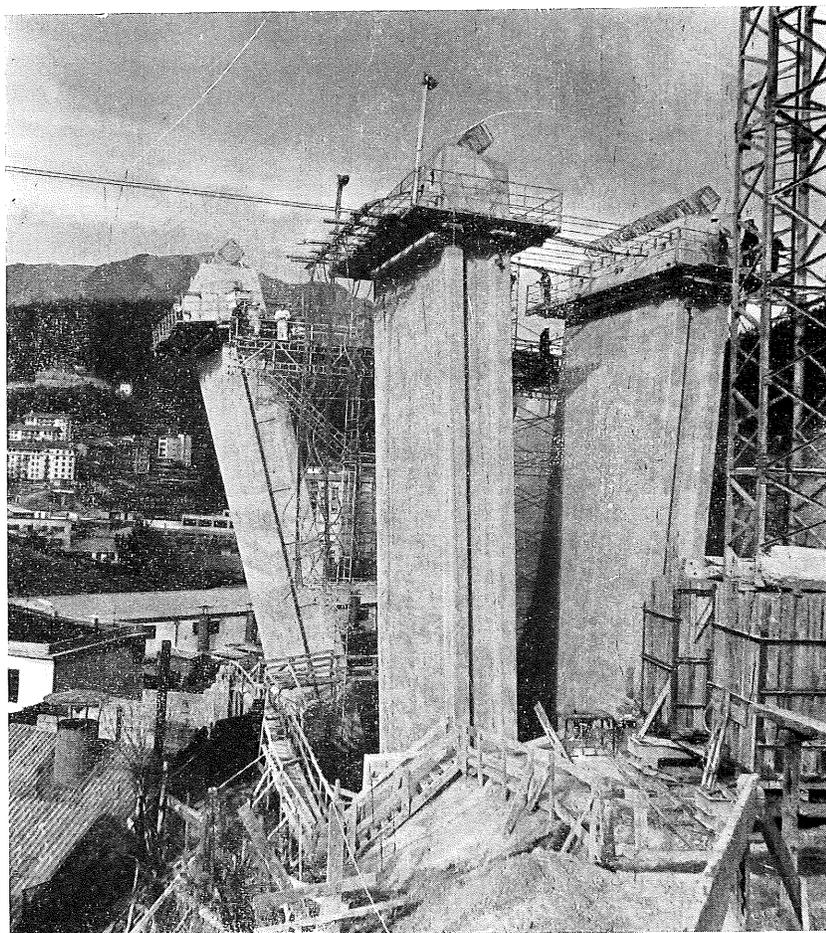


Fig. 2.— Cimientos de pilas.

puede verse en la figura 1. Su contorno es rectangular de 7×2 m y la sección es bicelular con espesores de pared de 25 cm. La cabeza de las pilas está macizada en una altura media de 1,70 metros.

Una vez construidas las pilas quedan empotradas en cimientos y articuladas con rótulas plásticas tipo Freyssinet bajo los tramos cantilever. La razón de la articulación está en que así se liberan de los fuertes momentos que en caso de empotramiento le transmitirían los tramos cantilever, dado que la inercia de tales pilas es relativamente grande y que viene obligada por otro lado, para resistir las flexiones que produce su propia inclinación. Ello justifica la forma en cajón adoptada para las mismas.



Respecto a la construcción de las pilas en su posición definitiva inclinada, no resulta sencillo hacerlo con cimbra sin apoyarnos en la fábrica ni en la calle Chonta, teniendo además que absorber la componente horizontal del peso de las mismas de manera que el empotramiento en cimientos no resulte dañado. Por otro lado hormigonar las pilas en posición inclinada elimina la posibilidad del empleo de encofrados deslizantes, procedimiento éste rápido y económico.

Llegamos así a la solución constructiva adoptada que consiste en el siguiente proceso:

- Construcción simultánea de cada pareja de pilas y en posición vertical, mediante encofrados deslizantes.

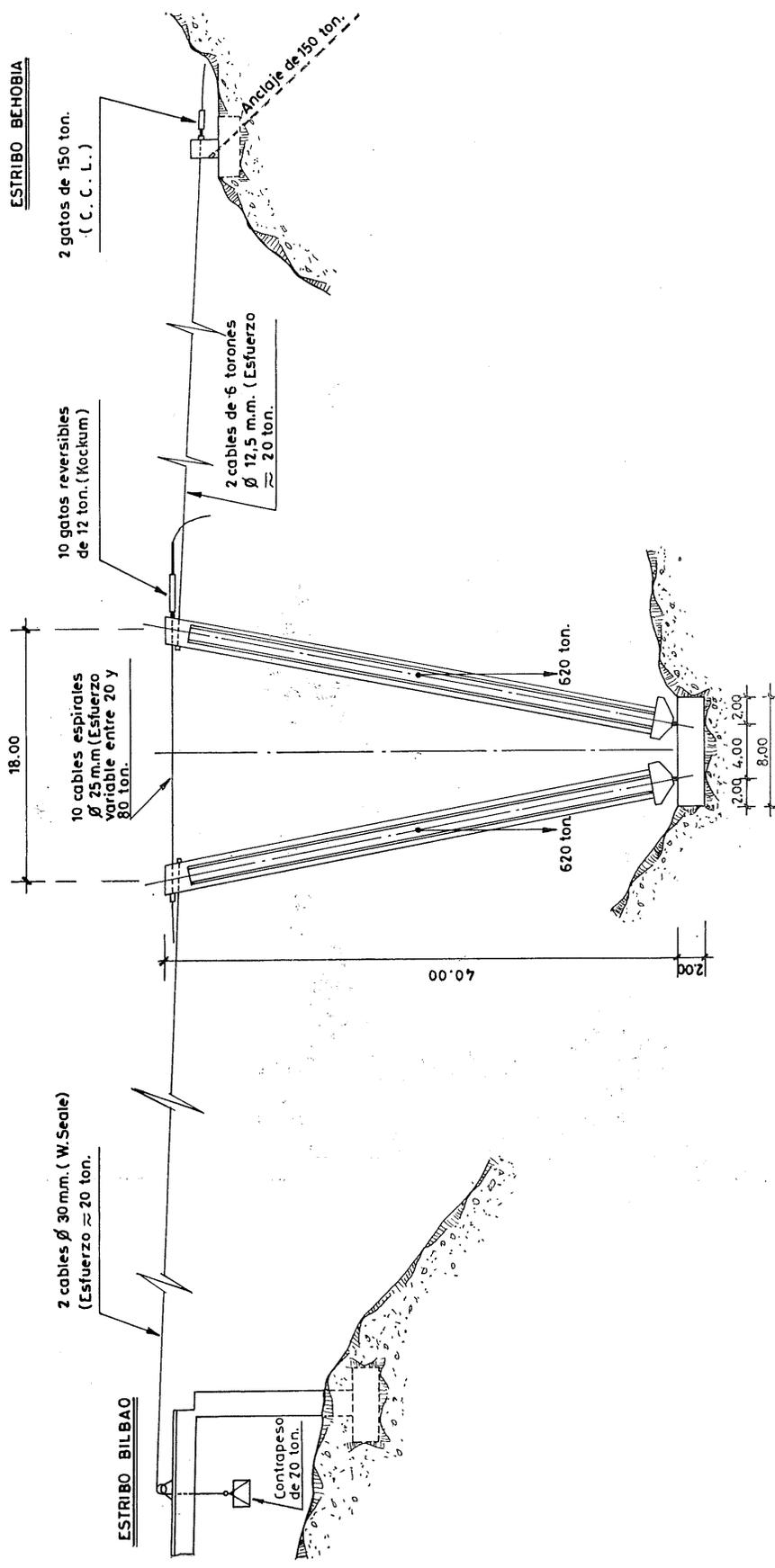


Fig. 3. — Elementos de apertura de pias.

- Realización posterior de apertura de cada pareja con giro sobre rótulas metálicas en cimientos hasta dejarlas en su posición definitiva
- Hormigonado de la zona de rótulas con creación del empotramiento.

Este proceso se ha realizado ya en los días 5 y 19 de diciembre último con las dos parejas de pilas número 2 de 23 m de altura y 40 t de peso cada una y vamos a describirlo con cierto detalle, pues según nuestra información, es la primera vez que se realiza una operación de esta envergadura con pilas de hormigón armado.

3.1. Proceso constructivo de cimientos.

Los cimientos de las pilas se construyen en tres fases (fig. 2).

3.1.1. Primera fase:

En la primera fase se hormigona la parte de zapata que queda por debajo de las rótulas de apertura de pilas.

Las chapas de apoyo de las rótulas así como los arriostramientos de la parte inferior quedan embebidos en esta primera fase.

Cada fuste gira sobre tres rótulas perfectamente alineadas durante su construcción en taller y arriostradas entre sí con elementos metálicos en celosía. En la figura 2 puede observarse el detalle de rótula.

3.1.2. Segunda fase:

Una vez construida la primera fase, se procede a la colocación de encofrados, ferralla y hormigonado de los dos plintos de sección trapecial que nacen de la parte superior de las rótulas.

En tales plintos se incluyen las armaduras de espera de las pilas.

Conjuntamente con los plintos se hormigonan dos riostras provisionales que los enlazan y cuya función es dar rigidez al conjunto durante el deslizado de las pilas, absorbiendo los esfuerzos de flexión y corte producidos por el viento. Después que esté acabada la construcción de las parejas de pilas correspondientes a cada zapata y una vez montados todos los elementos necesarios para realizar la apertura de pilas se procederá a la demolición de las citadas riostras.



3.1.3. Tercera fase:

Finalizada la apertura de pilas se procede a la colocación de los encofrados y ferralla que van comprendidos entre las dos partes de la zapata que componen las fases primera y segunda, haciendo seguidamente el hormigonado que establece el empotramiento de las pilas en la zapata.

3.2. Apertura de pilas.

3.2.1. Descripción general de la operación de apertura y elementos mecánicos que intervienen en la misma.

En la figura 3 puede observarse la disposición de los distintos elementos mecánicos que intervienen en la apertura.

Las pilas se mantienen durante la operación con pequeñas excentricidades alternativamente a un lado y otro del plano vertical de simetría.

Los 10 cables anclados en las cabezas macizadas de las pilas y situados entre ellas absorben en todo momento la reacción horizontal que impide el vuelco de cada una de ellas. Estos 10 cables accionados por gatos reversibles van produciendo la apertura en escalones sucesivos.

El conjunto de las dos pilas y los cables que anclan una sobre la otra forman un sistema triarticulado en equilibrio inestable, suponiendo que la simetría de pilas fuese perfecta en relación con el plano vertical anteriormente citado.

Para estabilizar el conjunto se han colocado a la derecha de las pilas dos cables de 6 torones de 12,5 mm cada uno sobre los que actúan 2 gatos de pretensado con apoyo en un macizo de hormigón construido en el estribo lado Behobia.

A la izquierda hay otros dos cables de composición Warrington-Seale y 30 milímetros de diámetro que tras pasar por dos roldanas situadas sobre la losa del estribo lado Bilbao, soportan cada uno un contrapeso de 10 t.

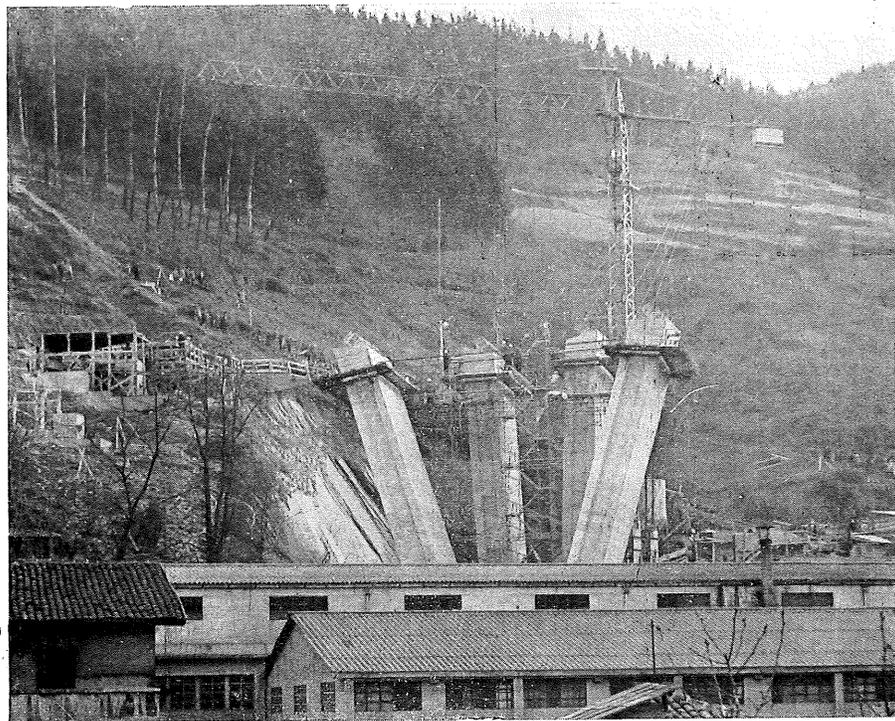
La duplicidad de los cables a uno y otro lado se debe a razones de seguridad en la operación.

El sistema así formado es ya estable, manteniéndose traccionado el conjunto desde el estribo lado Bilbao por los dos contrapesos y anclado en el lado Behobia por los anclajes y gatos de pretensado.

Partiendo de la situación inicial en que se encuentran colocados todos los cables, gatos y contrapesos correspondientes y una vez demolidas las riorstras inferiores entre plintos, que hasta este momento han dado rigidez al conjunto, la operación de apertura se desarrolla de la siguiente forma (fig. 3).

Escalón 1.—Los 10 gatos reversibles conectados hidráulicamente entre sí sueltan 28 cm en emboladas de 8 cm, con lo cual la pila lado Bilbao que estaba vertical se inclina debido al tiro de los contrapesos. La pila lado Behobia permanece vertical.

Escalón 2.—Los gatos de pretensado desde el estribo Behobia recogen 28 centímetros de sus cables con lo cual la pila lado Bilbao pasa de nuevo a su posición vertical y la del lado Behobia se inclina 28 cm.



Escalón 3.—Los gatos reversibles sueltan 56 cm de cable, con lo cual la pila lado Bilbao que estaba vertical pasa a inclinarse 56 cm y la del lado Behobia permanece inclinada 28 cm.

Tenemos, pues, una asimetría de 28 cm hacia el lado Bilbao.

Escalón 4.—Los gatos de pretensado recogen 28 cm de cable, con lo que la pila lado Bilbao queda con sólo 28 cm de inclinación y la del lado Behobia 56 cm.

Tenemos ahora una asimetría de 28 cm hacia el lado Behobia.

Así se continúa sucesivamente la operación hasta llegar a la posición final con 18,00 metros entre ejes.

En abril se ha procedido a la apertura de las dos pilas restantes de 40 m de altura y 620 t de peso cada una.

4. COLABORACIONES

El proyecto del viaducto y del sistema de ejecución, así como la dirección de las operaciones de apertura ha sido objeto de encargo a Intemac, siendo realizado por el autor del presente artículo.

Ha intervenido activamente en el proceso de ejecución la Empresa Constructora del Viaducto, S. A. Ferroviaria y, asimismo, ha prestado una eficaz colaboración la Sociedad Concesionaria Europistas, S. A.

La Sociedad Centro de Trabajos Técnicos ha participado eficazmente con la utilización, durante la apertura, de los gatos de pretensado del sistema C.C.L. e igualmente la Firma Kockum Ibérica con el empleo de los gatos reversibles, que actuando sobre cable, han realizado este primer trabajo en nuestro país.

El autor desea expresar su agradecimiento a todos aquellos que de una manera u otra han colaborado y colaboran en la realización de este viaducto y, especialmente, al ingeniero Francisco García Fuentes, de la Empresa Constructora, por su activa y eficaz intervención.

inhor S. a.

INDUSTRIAS DEL HORMIGON
aplicaciones del hormigón pretensado



ACEQUIAS Y CANALES PARA RIEGOS

Vigas y viguetas • Cubiertas • Estructuras

Embajadores, 252 - Teléfono 239 56 00 - MADRID-5

puente sobre el río Drendé, en Ninove (Bélgica) (*)

IR. A. DOBRUSZKES

Propietario de la obra: Ministerio de Obras Públicas. Departamento de Carreteras.

Autor del proyecto: Segunda Dirección del Departamento de Puentes.

Dirección de la obra: Servicio de Puentes y Carreteras de Flandes Oriental.

Ingenieros consultores: Gabinete de Estudios PRECO, Bruselas.

Empresa constructora: "Ponts, Tunnels et Terrassements, Genval".

NOTA DE LA REDACCION. — Los planos incluidos en este artículo son propiedad del Gabinete de Estudios PRECO, y las fotografías de "Stout-Bruselas".

1. GENERALIDADES

El puente descrito en este artículo cruza el río Drendé, navegable, accesible a chalanas de hasta 600 toneladas. La obra está situada en el eje de la carretera estatal número 9, entre Bruselas y Audenaarde, recientemente ensanchada y modernizada, y gracias a ella será posible rectificar el curso del Drendé suprimiendo unas curvas que entorpecían la navegación.

Este puente sustituyó a otro provisional construido al terminar la última guerra, durante la cual había sido destruido el antiguo.

2. DIMENSIONES

El tablero del nuevo puente tiene una anchura total de 26,00 m y lleva cuatro carriles de 3,50 m cada uno para el tráfico automóvil; dos andenes de estacionamiento de 2,50 m; dos pistas de 1,50 m para ciclistas y dos aceras de 1,50 m. La longitud total del tablero es de 49,26 m y su luz entre ejes de apoyo 48,00 m (figs. 1 y 2).

(*) La firma Rubiera Preflex, S. A., de Gijón, concesionaria para España de las patentes Preflex, nos ha facilitado el original francés de este artículo y las figuras que lo ilustran. Agradecemos su colaboración.

6. VIGAS PRINCIPALES (PREFLEX)

6.1. Historia.

En 1956 se redactó el primer proyecto en que se utilizaban vigas Preflex reforzadas con cables de pretensado. Se trataba del puente de Jabbeke, en la autopista Bruselas-Ostende, construido por el "Servicio de Autopistas" según proyecto de L. Durin, Ingeniero Asesor, de Gante. El tablero de este puente llevaba 4 vigas Preflex de 33,00 m de luz.

La segunda obra construida con vigas Preflex pretensadas fue el puente B.93, en la autopista del Rey Balduino, en Bilzen. Lo construyó, en 1964, el Ministerio de Obras Públicas, según un proyecto redactado conjuntamente por el "Servicio de Autopistas" y el Ingeniero Asesor A. Van de Vloet, de Gante. El tablero estaba formado por 6 vigas Preflex, de 50,00 m de luz (1).

Después, en 1967, se construyó en Jemeppe otro puente cuyo tablero estaba constituido también por seis vigas Preflex, del mismo tipo citado anteriormente, pero de 41,00 metros de luz. El proyectista fue J. A. Rondas, Ingeniero Asesor, de Bruselas. Se trataba del puente número 1 de la autopista Jemeppe-Bierset, construido a cargo del Departamento de Carreteras.

El puente descrito en el presente artículo se proyectó y construyó aproximadamente en la misma época.

Otro puente en el que se utilizaron también vigas Preflex pretensadas es el construido sobre el Gran Nethe, en Lierre. Lleva diez vigas de 46,30 m de luz y fue proyectado, conjuntamente, por la "Segunda Dirección del Departamento de Puentes" del Ministerio de Obras Públicas y la Oficina de Proyectos "Libost", de Hasselt.

Dado el interés suscitado por las vigas Preflex pretensadas, se estima conveniente hacer una descripción detallada de las mismas, destacando sus ventajas e inconvenientes.

6.2. Descripción general.

Una vez concluida la obra, una viga Preflex pretensada consta de los cuatro elementos siguientes:

1.º El perfil metálico básico, por ejemplo una viga laminada, reforzada generalmente con platabandas soldadas. La viga y las platabandas son de acero de alto límite elástico (por ejemplo, AE 36).

2.º El hormigón que envuelve el ala en tracción del perfil metálico y que queda pretensado cuando se libera la viga del dispositivo de preflexión. Posteriormente, además, este hormigón se pretensa mediante cables.

3.º Los cables de pretensado, embebidos en el hormigón que envuelve el ala en tracción del perfil. Los anclajes de estos cables pueden ir, o bien fijados directamente al perfil metálico, o bien convenientemente sujetos al hormigón. El tesado de estos cables se realiza unas veces en fábrica, inmediatamente después de liberada la viga del dispositivo de preflexión, y otras, cuando ya la viga ha sido colocada en obra, antes o después de construida la losa del tablero.

(1) Véase revista *Acier-Stahl-Steel*, núm. 2, 1967.

4.º La losa de hormigón armado del tablero, que constituye una cabeza de compresión complementaria de la viga.

6.3. Utilidad de los cables.

Se sabe (2) que durante la preflexión se puede aplicar a cada viga una sollicitación suficiente para que todas sus fibras alcancen, por lo menos, las tensiones máximas de servicio previstas. Ahora bien, en el estado final, la viga posee una cabeza comprimida de hormigón (la losa del tablero de espesor variable entre 12 y 20 cm, que colabora con el ala comprimida del perfil metálico. Bajo las cargas de servicio, este ala se encuentra por consiguiente poderosamente auxiliada por el hormigón de la losa que, durante la preflexión, todavía no existe. Con el fin de evitar que durante este estado las tensiones excedan de un límite razonable, el ala comprimida del perfil metálico debe ser más resistente de lo que realmente haría falta después de solidarizado el perfil con el tablero de hormigón (3).

Sustituyendo parte de la sección en tracción del perfil metálico por cables de pretensado tesos después del desbloqueo de la preflexión puede reducirse en la misma proporción el ala comprimida de dicho perfil. De esta forma se consigue una primera economía.

Una segunda ventaja económica resulta de la posibilidad de reducir la sección de hormigón pretensado cuando el tesado de los cables se realiza después de la aplicación de una parte de la carga permanente.

De estos dos primeros factores se deduce directamente una tercera ventaja. Consiste en la disminución del peso propio de la viga, lo que facilita su manejo y reduce el costo de su transporte y colocación en obra.

Debe hacerse notar, sin embargo, que las economías que quedan señaladas disminuyen en parte a consecuencia del costo de los cables y los gastos inherentes a su colocación y tesado, después del hormigonado del tablero. Al precio de los cables propiamente dichos hay que añadir el costo, no despreciable, de todos los dispositivos de anclaje y transmisión del esfuerzo de pretensado.

La única ventaja segura de este tipo de viga respecto a la Preflex clásica reside en la reducción de su peso, lo que facilita su manejo en fábrica, su transporte y su colocación en obra.

6.4. Las vigas del puente de Ninove.

6.4.1. Descripción.

El perfil metálico básico está constituido por una viga laminada HE 1000B, reforzada con cuatro platabandas soldadas, por parejas, a las alas superior e inferior.

(2) Véase HORMIGÓN Y ACERO, núm. 85, 1967, "La viga Preflex".

(3) Los promotores de la viga Preflex han ideado también, para evitar este inconveniente, utilizar elementos provisionales de compresión de un tipo especial patentado por A. Lipski, cuya descripción escapa del ámbito del presente artículo.

Tanto la viga como las platabandas son de acero del tipo AE 36D, de acuerdo con lo exigido por la Jefatura de "Puentes y Estructuras", cuyas prescripciones son más severas que las de las Normas Belgas NBN 631 y 632, tanto desde el punto de vista de la composición química como desde el punto de vista del control.

La longitud total de la viga metálica es de 49.100 mm, conseguida mediante la soldadura a tope de un trozo de 29.000 mm con otros dos de 10.050 mm.

Las longitudes de las platabandas son: 46.000 mm en las de 600×25 mm de sección y 27.500 mm en las de 550×25 mm. Estas longitudes se obtuvieron también mediante soldaduras a tope.

Las juntas soldadas van decaladas con el fin de que no haya nunca más de una junta en una misma sección transversal.

Todas las soldaduras a tope se controlaron por rayos X.

La sección de hormigón pretensado que envuelve el ala en tracción del perfil metálico es de 100×30 cm.

Los cuatro cables que van embebidos en esta sección son del tipo BBRV, y contiene cada uno 36 alambres de 7 mm de diámetro de acero de alta resistencia. En cada extremo de la viga hay dos anclajes pasivos y dos activos. Los extremos de los cables se desvían ligeramente para facilitar la colocación de los gatos.

La transmisión del esfuerzo de pretensado queda asegurada mediante correctores soldados a las platabandas de refuerzo y al perfil metálico, acompañados de armaduras que atraviesan el alma de la viga metálica. Estas armaduras van inclinadas a 45° .

Por otra parte, el hormigón pretensado que envuelve el ala en tracción del perfil metálico va provisto de una armadura ordinaria constituida por estribos y barras longitudinales distribuidas junto a los paramentos de la pieza formando una "armadura de piel" (figura 4).

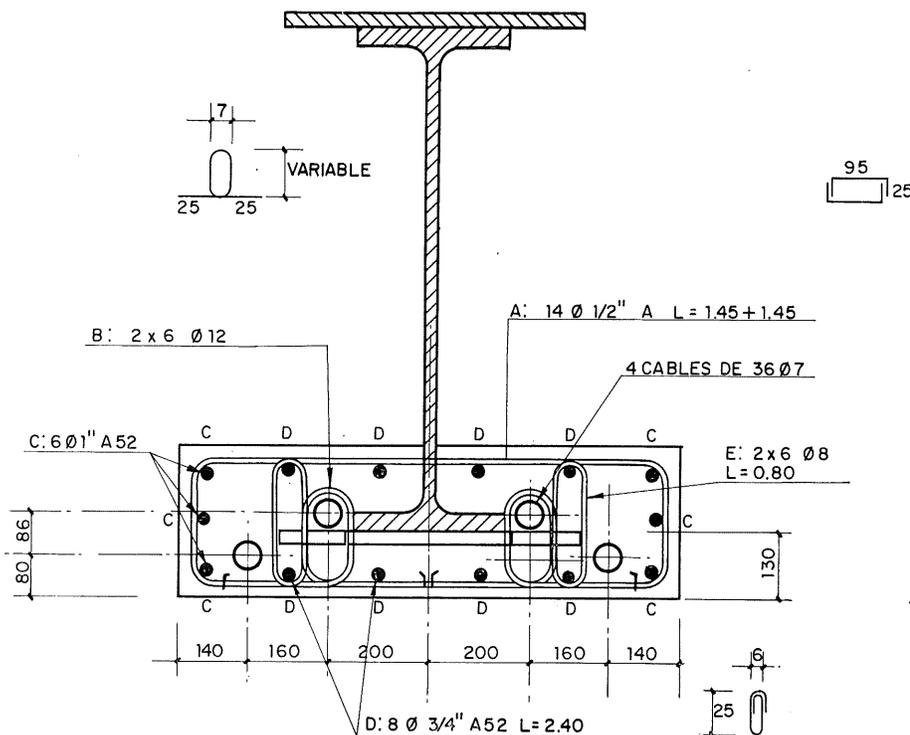


Fig. 4. — Sección transversal de una viga (a 1 m del apoyo).

6.4.2. Fabricación.

La longitud de preflexión era de 48 m. La preflexión se realizó mediante dos cargas, de 73 t cada una, que proporcionaban un diagrama trapecial de momentos flectores, cuya ordenada máxima era de 1.168 m t. La flecha de preflexión llegó a 649 mm. La tensión originada por la preflexión era de 2.880 kg/cm², equivalente al 0,8 del límite elástico nominal garantizado del acero.

El tesado de los cables se efectuó después de hormigonado el tablero. El esfuerzo inicial de pretensado introducido fue de 150 t por cable.

6.4.3. Solicitaciones de la estructura.

El peso propio del tablero incluidas la capa de rodadura, barandillas, etc., es de 44 t por metro lineal de puente.

Las sobrecargas adoptadas para el cálculo fueron las prescritas en la Norma Belga NBN 5, es decir, 6 convoyes de 32 t cada uno (véase tabla I), circulando simultánea y paralelamente al eje del puente, más una sobrecarga, uniformemente repartida sobre toda

TABLA I. — *Convoy normal.*

Longitud total	20,00 m
Anchura	2,50 m
Anchura entre ruedas (entre planos medios)	1,70 m
Anchura de las ruedas	0,30 m
Longitud de reparto de la carga por rueda	0,10 m
Distancia entre ejes extremos	16,00 m
Número de ejes	5
Distancia entre ejes consecutivos	4,00 m
Carga del eje más pesado (*)	12,00 t
Carga de los dos ejes adyacentes al más pesado (*)	6,00 t
Carga de los dos ejes extremos (*)	4,00 t
Carga por rueda	6, 3 y 2 t

(*) La disposición de los ejes puede variar. En cada caso, se elegirá la disposición capaz de originar la sollicitación más desfavorable en el elemento considerado (véanse las figuras 5, b y 5, c).

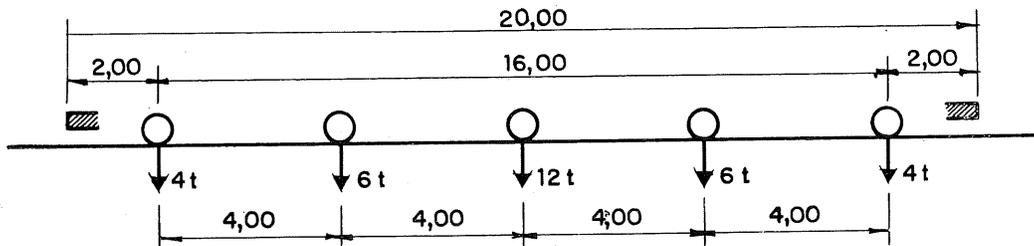


Fig. 5, a. — Convoy normal.

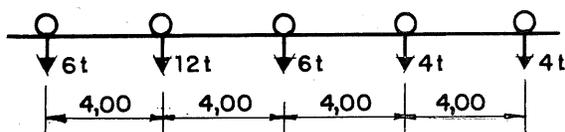


Figura 5, b.

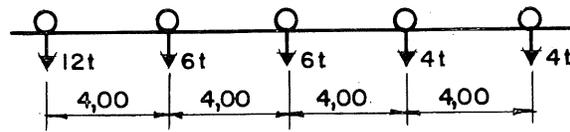


Figura 5, c.

la superficie del tablero (incluidos andenes y aceras), de 400 kg/m^2 . Todas las sobrecargas, móviles y repartidas, se multiplicaron por un coeficiente de impacto igual a 1,2.

La distribución transversal de cargas se calculó por el método Guyon-Massonet.

6.4.4. *Transporte y puesta en obra.*

El transporte de las vigas, de 49,10 m de longitud y 63,3 t de peso, se realizó mediante remolques especialmente diseñados para piezas de gran longitud y cuya orientación puede regularse a voluntad (fig. 6).

La colocación en obra resultó, en este caso, muy sencilla debido a la existencia de un puente provisional ubicado justamente al lado de la estructura en construcción. Una vez inmovilizados los remolques sobre este puente provisional, se descargaron las vigas con el auxilio de dos grúas, móviles sobre neumáticos, depositándolas en el orden conveniente sobre los bordes de los estribos (fig. 7). A continuación, las mismas grúas trasladaban las vigas hasta dejarlas situadas sobre los correspondientes apoyos metálicos previamente dispuestos empotrados en los estribos y enrasados al nivel necesario. Una vez colocadas las vigas se sujetaban con un arriostramiento provisional a base de redondos de acero ordinario y tablonés, trabajando como tirantes y puntales, respectivamente, en tanto no se hormigonaba el tablero (fig. 8).

6.4.5. *Construcción de las riostras y hormigonado complementario de las vigas y de la losa del tablero.*

En primer lugar, se colocaron las armaduras y los encofrados de las riostras, y se procedió a su hormigonado hasta llegar al nivel inferior de la losa. Se formó así un emparrillado rígido que impedía cualquier deformación anormal. Las armaduras inferiores de

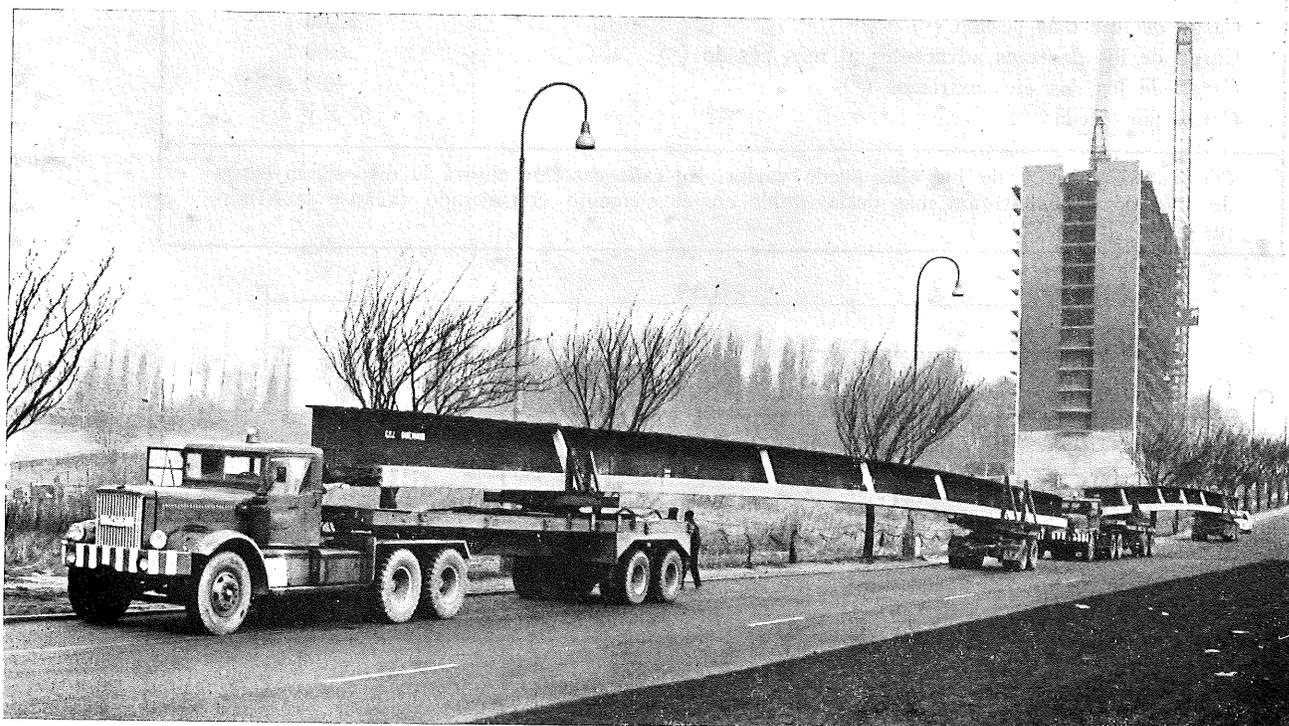


Fig. 6.— Un remolque, con dos vigas Preflex, circulando por uno de los bulevares periféricos de Bruselas.

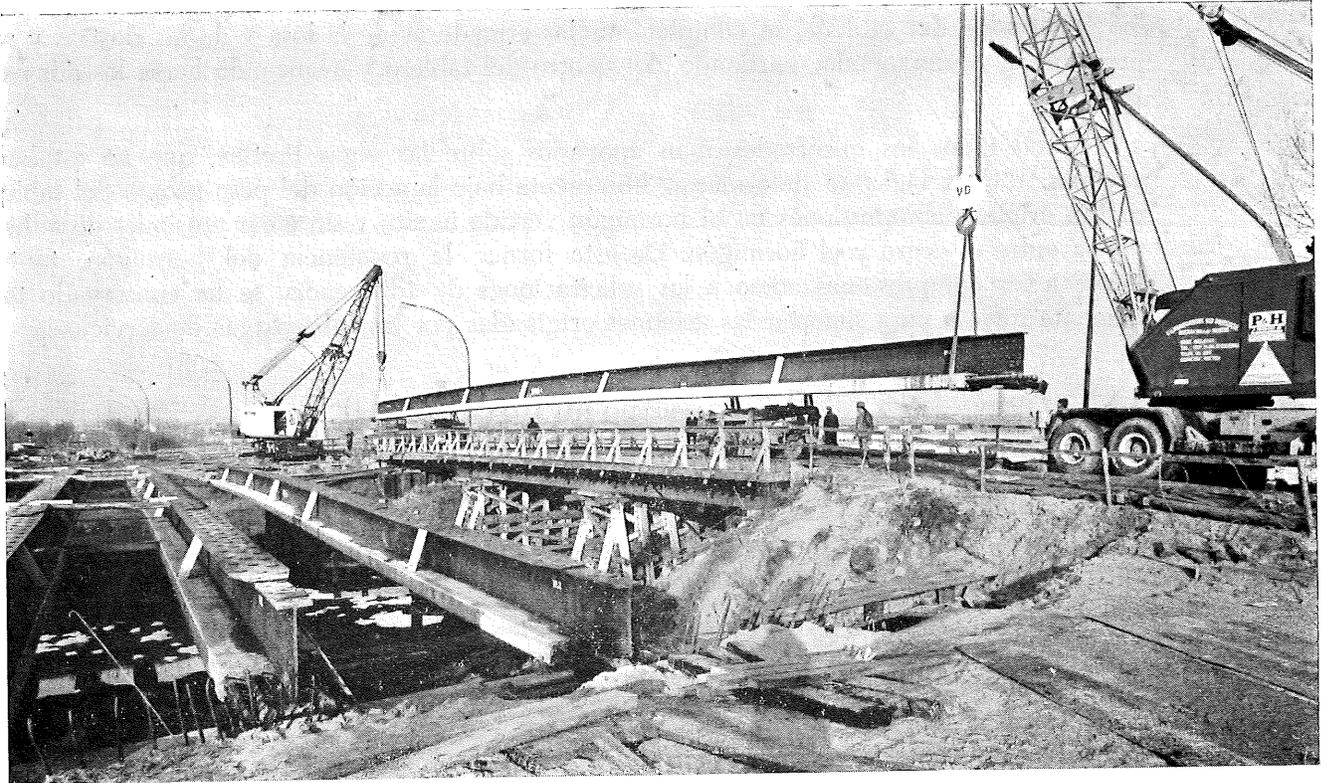


Fig. 7. — Descarga de una viga Preflex.

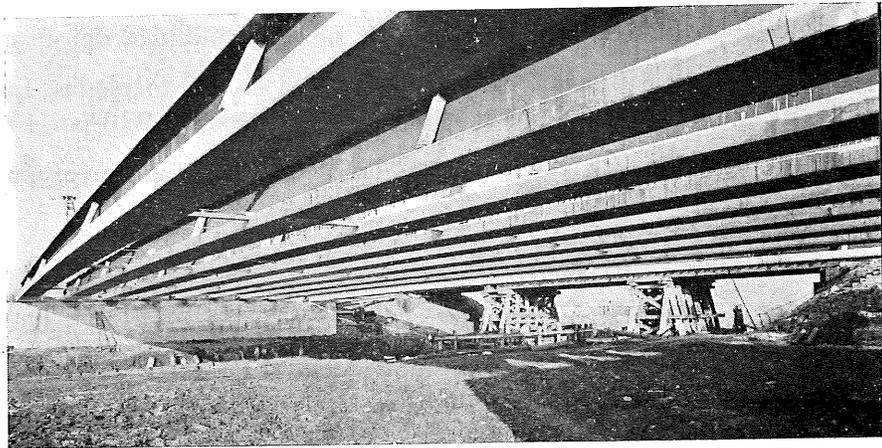


Fig. 8. — Las diez vigas Preflex del tablero colocadas en obra.

las riostras pasan a través de orificios de 350×50 y 225×50 mm practicados en el alma de los perfiles metálicos.

Después, se procedió a colocar las armaduras del hormigón de recubrimiento de las almas de los perfiles metálicos. Estas armaduras están constituidas por una red de estribos, de 8 mm de diámetro, que pasan a través de agujeros dispuestos, cada 20 cm, en el alma del perfil, y barras longitudinales de 9,5 y 12,7 mm de diámetro ($3/8''$ y $1/2''$).

Una vez situadas las armaduras del recubrimiento de las almas, se colocaron todos

los encofrados del tablero, se completaron las armaduras de la losa y de las riostras y se procedió al hormigonado, partiendo del centro del tablero y avanzando hacia los dos extremos.

Como todos los encofrados iban apoyados sobre las vigas Preflex, que no estaban apeadas, dichas vigas se deformaron libremente bajo la acción del peso propio del tablero, sin originar compresiones en el hormigón vertido in situ y sin crear tensiones de adherencia entre el acero y el hormigón. De esta forma, la resistencia del hormigón, tanto frente a las compresiones como a las sollicitaciones de adherencia, se ha conservado totalmente intacta para soportar las acciones originadas por las sobrecargas de servicio.

6.4.6. *Tesado de los cables.*

Una vez endurecido el hormigón del tablero, se efectuó el tesado de los cables partiendo simultáneamente de los dos extremos. Recuérdese que en cada uno de estos extremos se habían dispuesto dos anclajes pasivos, embebidos en el hormigón, y dos activos. Por consiguiente, cada uno de los cuatro cables se tesó sólo por un extremo.

A continuación, como es normal, se recubrieron las cabezas de anclaje con una capa protectora.

7. PRUEBAS DE LA ESTRUCTURA

Una vez terminada la obra, se sometió la estructura a las pruebas reglamentarias.

Las sobrecargas se materializaron con grúas y camiones cargados circulando, sucesivamente, sobre una mitad del tablero y sobre la totalidad del mismo.

La carga total prevista en el proyecto era de 680 toneladas. La carga máxima alcanzada en las pruebas fue de 648,5 toneladas, es decir, el 95,3 por 100.

Durante las pruebas se midieron las flechas (con una precisión de 1 mm) y los giros en los apoyos (fig. 9).

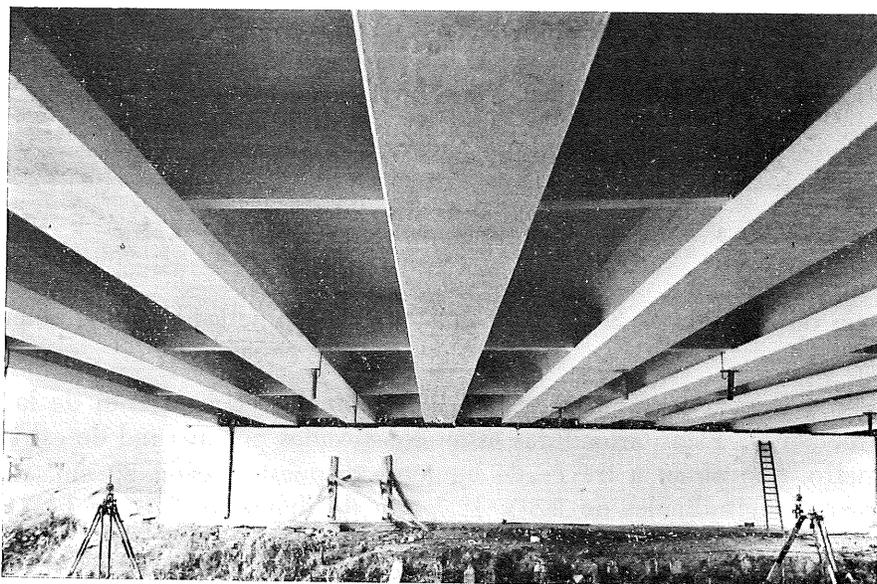


Fig. 9. — Vista del intradós del tablero durante el ensayo. Obsérvense el nivel óptico y las referencias utilizadas para la medición de las flechas.

Los ensayos se hicieron en cuatro fases:

1. Todo el tablero cargado (648,5 t).
2. Dos filas de vehículos (185,5 t) circulando sobre el lado agua abajo del tablero.
3. Cuatro filas de vehículos (372,7 t) circulando sobre el lado agua abajo del tablero.
4. Todo el tablero cargado (648,5 t).

Los resultados de las mediciones efectuadas durante las cuatro fases de estos ensayos se resumen en el siguiente cuadro:

F A S E	1	2	3	4	UNIDAD
Flecha en el centro de la 5. ^a viga	93,5			88	mm
Relación respecto a la luz, en milésimas	1,95			1,83	%
Flecha remanente después de retirada la carga	5,5				mm
Flecha elástica en el centro de la 5. ^a viga	88			88	mm
Relación respecto a la luz, en milésimas	1,83			1,83	%
Flecha en el centro de la 1. ^a viga		57	79		mm
Flecha en el centro de la 10. ^a viga		5	7		mm

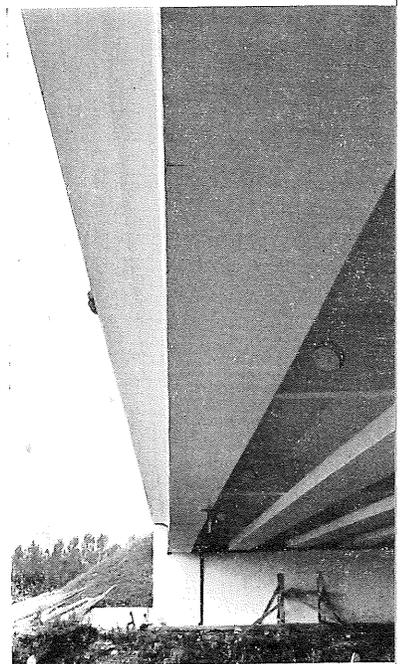
El informe emitido por los Servicios de Puentes y Estructuras termina con las siguientes afirmaciones:

- Los resultados de los ensayos han sido satisfactorios.
- Las deformaciones son normales y presentan buena regularidad.
- Las flechas medidas en el centro de la luz coinciden con las previstas en la memoria de cálculo.

Fig. 10. — Vista, desde el lado de aguas arriba, del tablero casi terminado.



Fig. 11. — Detalle de las riostras, con los huecos para el paso de las canalizaciones.



8. CONCLUSIONES

El valor tan pequeño de las flechas remanentes después de la primera puesta en carga, se debe al hecho de que, en el momento de la fabricación de las vigas Preflex, se eliminan las tensiones residuales originadas por los efectos térmicos de la laminación y el efecto Bauschinger.

La regularidad de las flechas en las diferentes vigas y la concordancia entre los valores medidos y los previamente calculados para las mismas, constituyen una nueva prueba de la notable rigidez de las vigas preflexadas. Esta rigidez se mantiene invariable a lo largo del tiempo.

La fabricación de las vigas Preflex pretensadas está protegida por patentes belgas y de otros países, registradas a nombre de M. ir A. Lipski, inventor de dichas vigas.

Traducido por R. PIÑEIRO

los depósitos de hormigón pretensado (*)

L. PLINSKIN
Ingeniero E.C.P.

En 1941 escribía E. Freyssinet:

“El destino ha dispuesto que no me haya sido todavía posible construir ningún gran depósito circular, a pesar de que es ésta una de las aplicaciones más ventajosas, interesantes y fáciles del hormigón pretensado”.

Desde entonces, la práctica ha confirmado ampliamente el valor de esta opinión. El hormigón pretensado se ha impuesto de un modo rotundo en el campo de los depósitos, hasta llegar a convertirse en el material imprescindible para la construcción de este tipo de estructuras.

En la construcción de depósitos de agua se han utilizado todos los tipos de materiales. En cada época, la elección del material se hizo en función de la eficacia técnica de los materiales disponibles y de su precio de coste, sin olvidar su facilidad de utilización. Si, en la actualidad, el hormigón pretensado ha desplazado a la obra de fábrica, al hormigón armado o al acero, ha sido porque en él concurren todas las cualidades óptimas exigibles.

El interés técnico del hormigón pretensado es consecuencia lógica del funcionamiento, desde el punto de vista resistente, de un recinto cuya forma es una superficie de revolución. El método de cálculo de estos recintos pone en evidencia este hecho.

Se sabe que los líquidos ejercen una presión sobre la pared del depósito que los contiene. Esta presión, normal a la pared del depósito, tiene por valor:

$$p = \Delta \cdot x$$

en donde:

Δ = peso específico del líquido, y

x = altura del líquido, contada a partir de la superficie libre, supuesta a la presión atmosférica.

En una pared constituida por una superficie de revolución, un anillo elemental so-

(*) NOTA DE LA A.T.E.P.—Este artículo fue publicado en el vol. 13, núm. 1, de la Revista *Genie Construction*, correspondiente a enero de 1970, por concesión del Agregado Comercial de Francia en Montreal. Agradecemos a la dirección de dicha Revista el habernos autorizado a publicar la traducción del mismo y su amabilidad al facilitarnos los originales de las figuras que lo ilustran.

de cables para poder introducir en ella el esfuerzo de pretensado necesario. Estos cables constituyen una especie de cercos que zunchan el depósito. La distancia entre ejes de estos cables es variable y se determina de manera que su efecto produzca un diagrama triangular de empuje centrípeto, igual o superior, en cualquier punto, al diagrama triangular originado por la presión del agua.

Con el fin de disminuir las pérdidas por rozamientos en los cables circunferenciales cada cerco horizontal está formado por dos o más cables que se anclan en unos nervios verticales dispuestos en la superficie exterior de la pared. En realidad, cada uno de estos nervios no es otra cosa que un sobreespesor local de la pared en el cual se colocan los conos de anclaje de los cables.

Para compensar la desigualdad de tensión en los cables, debida a los rozamientos, se alterna la posición de los anclajes en los sucesivos cercos. Así, por ejemplo, si los dos cables que forman el cerco n se anclan en los nervios 2 y 4, los dos cables del cerco $n + 1$ se anclarán en los nervios 1 y 3. En este ejemplo, según se indica en la figura 2, se ha

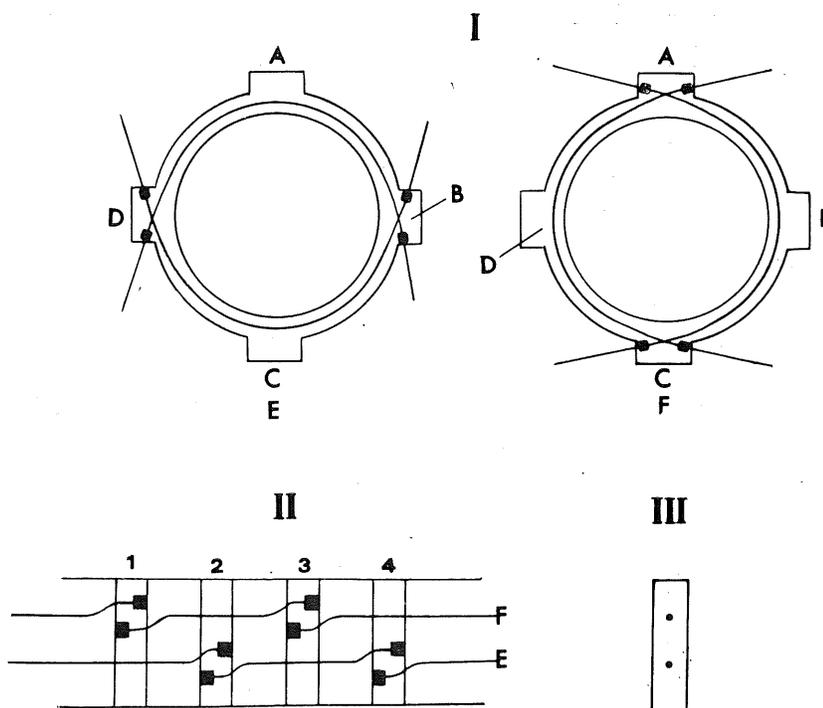


Fig. 2. — Trazado de los cables.

supuesto que existían 4 nervios. Sin embargo, cuando la cuba del depósito sea de gran diámetro, pueden llegar a disponerse 6 o incluso 8 nervios.

En el caso de depósitos cilíndricos puede también obtenerse el pretensado circunferencial mediante un zunchado continuo realizado por medio de alambres de acero de alto límite elástico, enrollados alrededor de la pared. Ya en 1950, Freyssinet utilizó este procedimiento, si bien más adelante lo abandonó, sustituyéndolo por el pretensado mediante cables, por considerarlo más satisfactorio.

Cuando la altura de la pared es superior a 6 u 8 m, suelen utilizarse también cables verticales para pretensarla verticalmente. El objeto fundamental de este pretensado es mejorar la estanquidad, en particular cuando existen juntas horizontales de hormigona-

do. Por otra parte, contribuyen a asegurar la resistencia de la pared frente a las sollicitaciones de flexión que en ella se originan como consecuencia de su unión con la solera del depósito.

BASES FUNDAMENTALES PARA EL PROYECTO DE DEPOSITOS PARALELEPIPEDICOS

A los depósitos destinados al abastecimiento de agua de las ciudades suelen exigírseles características especiales. Por una parte deben ser de gran capacidad; por otra, el terreno disponible frecuentemente es muy limitado. Con el fin de utilizar al máximo la superficie existente conviene que los depósitos sean de base rectangular, aunque esta solución no es la más adecuada desde el punto de vista económico.

Del mismo modo, las modernas técnicas de decantación y filtración del agua exigen la construcción de grandes estanques rectangulares a uno o varios niveles.

En todos estos diferentes casos interesa utilizar el hormigón pretensado porque elimina el riesgo de que se fisuren las soleras o las paredes, fisuración que sería perjudicial para la necesaria estanquidad del depósito. Además, en ciertas ocasiones, el pretensado permite eliminar, o por lo menos espaciar mucho, las eventuales juntas de dilatación. Con ello se simplifica notablemente la construcción de estos depósitos.

El pretensado de los depósitos rectangulares se realiza mediante cables horizontales, en general rectilíneos, capaces de contrarrestar los esfuerzos originados por la presión ejercida por el agua sobre las paredes ortogonales a la pared considerada. Con objeto de eliminar los esfuerzos que se oponen a la libre retracción del hormigón, en algunos casos, se realiza además un pretensado complementario.

Si las paredes del depósito son de gran altura es conveniente pretensarlas también verticalmente.

La utilización del pretensado en los depósitos paralelepípedicos constituye por otra parte, un campo de aplicación muy interesante de la técnica del pretensado parcial del hormigón, cuyas bases fundamentales fueron expuestas, en su día, por varios de los colaboradores de Freyssinet.



Figura 3.

Depósito de Reims (Marne), 1964.
Proyecto y ejecución: Demay Frères.
Cuba de 3000 m³ sobre soportes de
20 m de altura.

LA CONSTRUCCION DE DEPOSITOS DE HORMIGON PRETENSADO

Los depósitos de hormigón pretensado constituyen, en el momento actual, el medio más económico para almacenar el agua. Hubiera podido temerse que este punto de vista económico prevaleciese hasta el extremo de dar lugar a realizaciones estrictamente utilitarias, pero afortunadamente no ha ocurrido así. Los ingenieros y arquitectos proyectistas han sabido sacar partido a la gran variedad de formas que el hormigón pretensado les permite utilizar. Freyssinet, que concedía una gran importancia a la belleza de las estructuras, habría, sin duda, disfrutado al observar los esfuerzos que se realizan para lograr soluciones, lo más perfectas posible desde el punto de vista estético, especialmente en el campo de los depósitos elevados. Esta constante preocupación estética ha dado lugar a una gran diversidad de formas en las cubas de los depósitos pretensados.

Los depósitos de Corgenon, Roskilde (Dinamarca), Lannion, Reims, Joué-les-Tours y Ris-Orangis constituyen tan sólo algunos ejemplos de estas posibilidades.

Los ejemplos anteriormente citados se refieren únicamente a depósitos de agua. Si se tienen en cuenta que un depósito, en realidad, no es más que un recinto en el cual se puede almacenar cualquier clase de líquido, gas u otro material pesado se comprende fácilmente que el campo de aplicación de este tipo de estructuras es amplísimo.

En 1952, Freyssinet construyó en Amilly un depósito para gasolina, realmente original, en forma de gota de agua. Desde entonces han sido varios los depósitos para hidrocarburos construidos en hormigón pretensado.

En la actualidad, la mayoría de los silos, destinados al almacenamiento de cemento o de azúcar, son de hormigón pretensado. También se han construido con este material varios depósitos de gas natural licuado (a temperaturas de hasta -90°C).

Por otra parte se han realizado estudios sobre depósitos para petróleo crudo, destinados a ser instalados en el fondo de mar o en las plataformas continentales costeras. Es este un nuevo campo de aplicación que se abre para el hormigón pretensado.

Dejando aparte las cubas para reactores nucleares, de cuanto queda expuesto se deduce que las perspectivas de desarrollo del empleo del pretensado, en el campo de los depósitos, justifican ampliamente la opinión de Freyssinet, comentada al principio de este artículo.

Traducido por R. PIÑEIRO

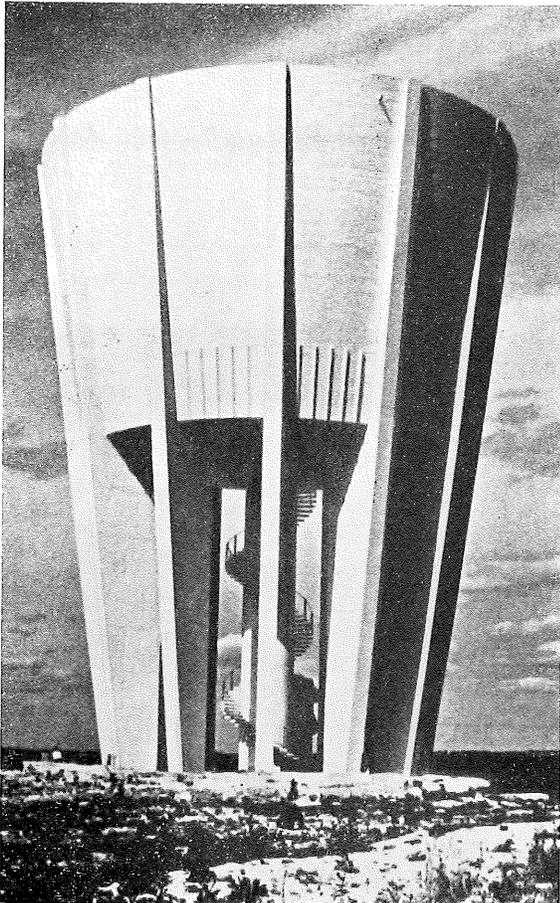


Figura 4.

Depósito de Ris-Orangis (Essonne), 1967.
Proyecto: Europe-Etudes.
Ejecución: Etablissements Eiffel.
Cuba de 3000 m^3 sobre pilas de $37,50\text{ m}$ de altura.

do. Por otra parte, contribuyen a asegurar la resistencia de la pared frente a las solicitudes de flexión que en ella se originan como consecuencia de su unión con la solera del depósito.

BASES FUNDAMENTALES PARA EL PROYECTO DE DEPOSITOS PARALELEPIPEDICOS

A los depósitos destinados al abastecimiento de agua de las ciudades suelen exigírseles características especiales. Por una parte deben ser de gran capacidad; por otra, el terreno disponible frecuentemente es muy limitado. Con el fin de utilizar al máximo la superficie existente conviene que los depósitos sean de base rectangular, aunque esta solución no es la más adecuada desde el punto de vista económico.

Del mismo modo, las modernas técnicas de decantación y filtración del agua exigen la construcción de grandes estanques rectangulares a uno o varios niveles.

En todos estos diferentes casos interesa utilizar el hormigón pretensado porque elimina el riesgo de que se fisuren las soleras o las paredes, fisuración que sería perjudicial para la necesaria estanquidad del depósito. Además, en ciertas ocasiones, el pretensado permite eliminar, o por lo menos espaciar mucho, las eventuales juntas de dilatación. Con ello se simplifica notablemente la construcción de estos depósitos.

El pretensado de los depósitos rectangulares se realiza mediante cables horizontales, en general rectilíneos, capaces de contrarrestar los esfuerzos originados por la presión ejercida por el agua sobre las paredes ortogonales a la pared considerada. Con objeto de eliminar los esfuerzos que se oponen a la libre retracción del hormigón, en algunos casos, se realiza además un pretensado complementario.

Si las paredes del depósito son de gran altura es conveniente pretensarlas también verticalmente.

La utilización del pretensado en los depósitos paralelepípedicos constituye por otra parte, un campo de aplicación muy interesante de la técnica del pretensado parcial del hormigón, cuyas bases fundamentales fueron expuestas, en su día, por varios de los colaboradores de Freyssinet.



Figura 3.

Depósito de Reims (Marne), 1964.
Proyecto y ejecución: Demay Frères.
Cuba de 3000 m³ sobre soportes de
20 m de altura.

LA CONSTRUCCION DE DEPOSITOS DE HORMIGON PRETENSADO

Los depósitos de hormigón pretensado constituyen, en el momento actual, el medio más económico para almacenar el agua. Hubiera podido temerse que este punto de vista económico prevaleciese hasta el extremo de dar lugar a realizaciones estrictamente utilitarias, pero afortunadamente no ha ocurrido así. Los ingenieros y arquitectos proyectistas han sabido sacar partido a la gran variedad de formas que el hormigón pretensado les permite utilizar. Freyssinet, que concedía una gran importancia a la belleza de las estructuras, habría, sin duda, disfrutado al observar los esfuerzos que se realizan para lograr soluciones, lo más perfectas posible desde el punto de vista estético, especialmente en el campo de los depósitos elevados. Esta constante preocupación estética ha dado lugar a una gran diversidad de formas en las cubas de los depósitos pretensados.

Los depósitos de Corgenon, Roskilde (Dinamarca), Lannion, Reims, Joué-les-Tours y Ris-Orangis constituyen tan sólo algunos ejemplos de estas posibilidades.

Los ejemplos anteriormente citados se refieren únicamente a depósitos de agua. Si se tienen en cuenta que un depósito, en realidad, no es más que un recinto en el cual se puede almacenar cualquier clase de líquido, gas u otro material pesado se comprende fácilmente que el campo de aplicación de este tipo de estructuras es amplísimo.

En 1952, Freyssinet construyó en Amilly un depósito para gasolina, realmente original, en forma de gota de agua. Desde entonces han sido varios los depósitos para hidrocarburos construidos en hormigón pretensado.

En la actualidad, la mayoría de los silos, destinados al almacenamiento de cemento o de azúcar, son de hormigón pretensado. También se han construido con este material varios depósitos de gas natural licuado (a temperaturas de hasta -90°C).

Por otra parte se han realizado estudios sobre depósitos para petróleo crudo, destinados a ser instalados en el fondo de mar o en las plataformas continentales costeras. Es este un nuevo campo de aplicación que se abre para el hormigón pretensado.

Dejando aparte las cubas para reactores nucleares, de cuanto queda expuesto se deduce que las perspectivas de desarrollo del empleo del pretensado, en el campo de los depósitos, justifican ampliamente la opinión de Freyssinet, comentada al principio de este artículo.

Traducido por R. PIÑEIRO

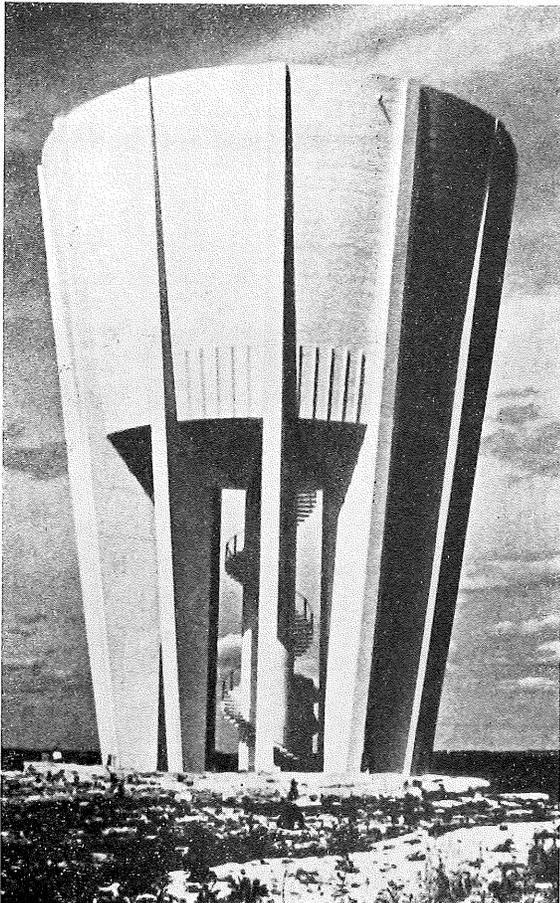


Figura 4.

Depósito de Ris-Orangis (Essonne), 1967.
Proyecto: Europe-Etudes.
Ejecución: Etablissements Eiffel.
Cuba de 3000 m³ sobre pilas de 37,50 m de altura.

TUBOS

BORONDO

_____ S. A. _____

FORJADOS AUTORRESISTENTES Y SEMIRRESISTENTES

SISTEMAS PATENTADOS
VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO
FORJADOS
AJUSTADOS A LAS ESPECIFICACIONES
DE LA
NORMA M. V. 101-1.962

“ACCIONES EN LA EDIFICACION”

AUTORIZACIONES DE USO

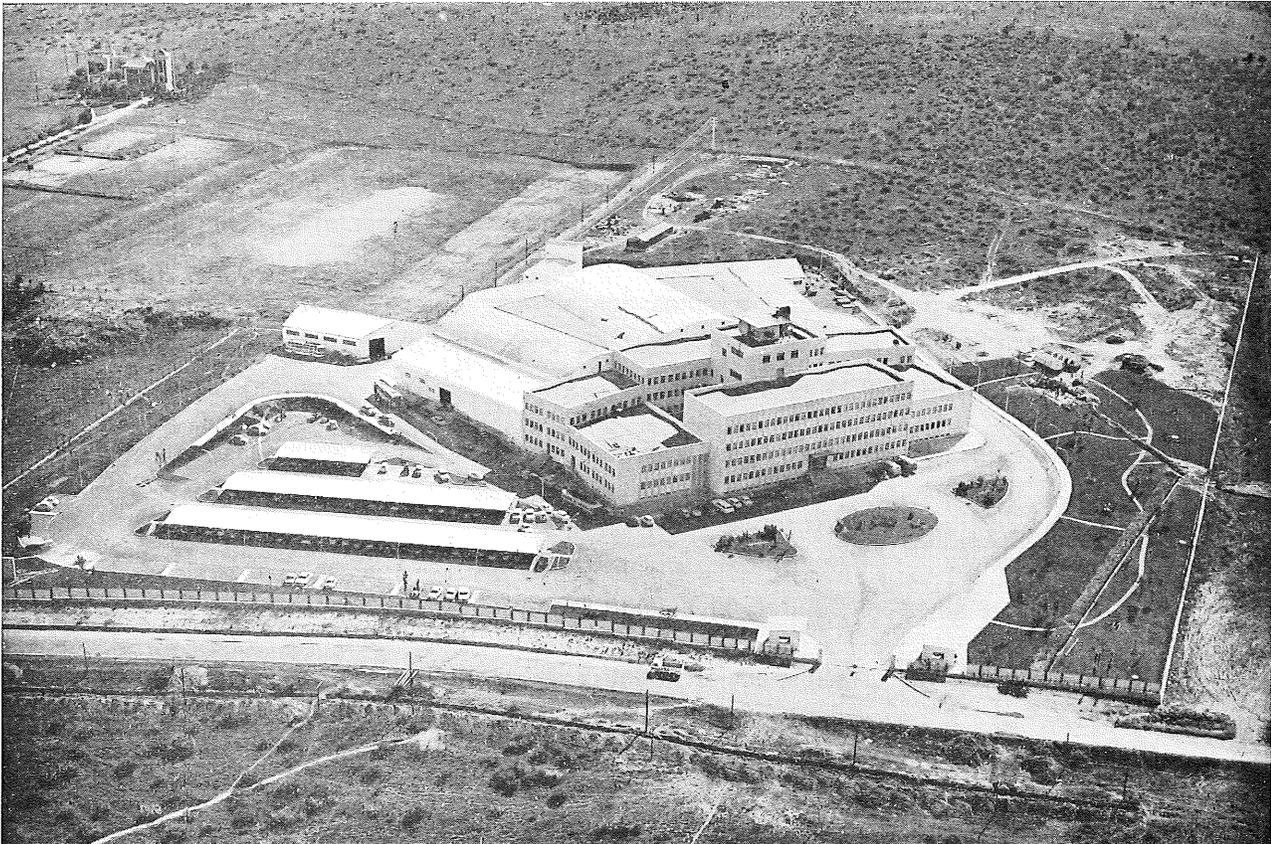
Núm. 061-66

Núm. 540-67

Núm. 932-69

- PARA ESTUDIOS DE FORJADOS
- CARGADEROS
- CONSULTAS, ETC

**A SU DISPOSICION NUESTRO
GABINETE TECNICO DE
HORMIGON PRETENSADO
TELEF. 477 47 48**



ESTUDIOS CENTRALES DE TV.E., EN PRADO DEL REY (MADRID), CON FORJADO TIPO “BORONDO”

OFICINAS: AVDA. DE LA ALBUFERA, 134 - TELS. 477 32 42-477 47 48 - MADRID-18

FABRICA: CTRA. VICALVARO A VALLECAS, s./n. - TELS. 203 00 17-203 13 50 - VALLECAS-PUEBLO

publicación de ANDECE-I.E.T.C.C.

V. P. - 71

Recomendaciones para la Fabricación de Viguetas Autorresistentes y Semi- rresistentes de Hormigón Pretensado

Anejo: Recomendaciones para la Fabricación de Viguetas con Piezas Cerámicas

Ha sido redactada, tras numerosas reuniones de trabajo, por un Comité mixto formado por fabricantes de viguetas y personal del Instituto Eduardo Torroja, con la colaboración de ANDECE (Agrupación Nacional de Derivados del Cemento) a través de su Secretaría Técnica. La citada Instrucción es la primera de una serie de ellas que están en curso de elaboración por parte de diferentes comisiones: "Tubos de hormigón en masa", "Bloques de hormigón", así como otras que se iniciarán en breve: "Viguetas mixtas", "Paneles de grandes dimensiones", etc.

La instrucción V.P.-71 se compone de tres documentos bien delimitados:

- Especificaciones.
- Normas relativas al control de calidad (control interno).
- Normas relativas a la inspección (control del control).

Un volumen de 122 páginas, encuadernado en rústica.

Precios: España, 300 pesetas; extranjero, \$ 6.

Puede adquirirse en el I.E.T.c.c. o bien en la Agrupación Nacional de Derivados del Cemento, Avda. General Mola, 211, Madrid-2.

reparación de diversas estructuras mediante el pretensado

Prof. DOBROSAV JEVTIC

del Instituto de Serbia de Ensayo de Materiales. Belgrado, Yugoslavia

SINOPSIS

La reparación de estructuras mediante el pretensado tiene aún hoy día una gran importancia técnica y económica. En este trabajo se expone la reparación de algunos puentes de hormigón armado, así como la de algunas vigas de cubierta de hormigón armado y pretensado. Los problemas más importantes que hubo que resolver fueron: el rozamiento, la protección de los alambres de pretensado contra la corrosión y la introducción del esfuerzo de pretensado en las estructuras objeto de reparación. Las construcciones reparadas comprendían, tanto sistemas estáticamente indeterminados como vigas simplemente apoyadas.

1. INTRODUCCION

En el amplio campo de aplicaciones del hormigón armado y pretensado, pueden presentarse contingencias que pongan en cuestión la estabilidad, el funcionalismo o la durabilidad de estructuras determinadas. Las lesiones pueden tener distintos orígenes: errores de proyecto o de construcción, influencia de medios agresivos, etc. A menudo las lesiones se deben a diversas causas que no pueden definirse con precisión. En este trabajo se describe la reparación de varias estructuras características, cuyos elementos constructivos tomaron flechas excesivas, o se fisuraron ampliamente o experimentaron descensos de capacidad portante. Se comentan también las ventajas del pretensado como medio para solucionar estos problemas.

2. REPARACION DE LAS VIGAS PRINCIPALES DE UN PUENTE DE HORMIGON ARMADO, EN LA CARRETERA ZRENJANIN-KAC, SOBRE EL CANAL DANUBIO-TISA-DANUBIO

El puente está constituido por un pórtico continuo de inercia variable, con luces de 20,48-40,96-20,48 m, con dos vigas principales de canto variable entre 1,80 y 2,70 m (fi-

NOTA DE LA REDACCIÓN. — Este trabajo se presentó al Seminario sobre Problemas del Pretensado, Madrid, 1970, y nos ha sido facilitado a través del Servicio de Intercambio de Publicaciones de la F. I. P.

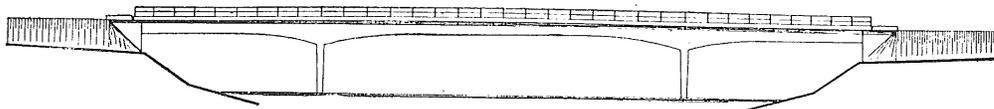


Fig. 1. — Alzado de un puente de hormigón armado, en pórtico continuo, con luces de 20,48 + 40,96 + 20,48 m.

gura 1). Las vigas principales van conectadas mediante vigas transversales y el tablero, armado en dos direcciones. La cimentación de los estribos se efectúa directamente sobre suelo arcilloso (CH), mientras que las pilas se cimentan sobre cajones abiertos en fango de arena arcillosa (ML-SFc).

Durante la prueba de carga, que en Yugoslavia se efectúa normalmente en todas las estructuras de este tipo, se detectaron en el vano central fisuras verticales de anchura variable entre 0,1 y 0,3 mm, que aumentaban bajo la acción de los efectos dinámicos crecientes, y flechas relativamente grandes. Cuando ya se había recibido el puente, un examen atento del proyecto permitió descubrir un grave error cometido durante la definición de los detalles estáticos, lo que produjo que en el centro del vano se colocase tan sólo el 50 por 100 de la armadura necesaria, por lo que había que suponer que la tensión en la armadura había alcanzado el límite de las grandes deformaciones.

El refuerzo de las vigas se efectuó (plano I) con 12 tendones de 6 \varnothing 7 mm de acero 140/165. En el tramo central se colocaron los cables siguiendo el borde inferior de la viga, mientras que en los vanos extremos iban inmediatamente debajo del tablero. La inclinación de los cables en el vano central se consiguió mediante placas especiales. Los grupos de cables se anclaban en cabezas colocadas en el nudo formado por las vigas principales, las transversales y el tablero. La protección del cable se hormigonó parcialmente antes y parcialmente después del pretensado, y se hizo con hormigón de árido fino MB 500. La forma de conectar la protección de los cables con las vigas principales se ilustra en la figura 2.

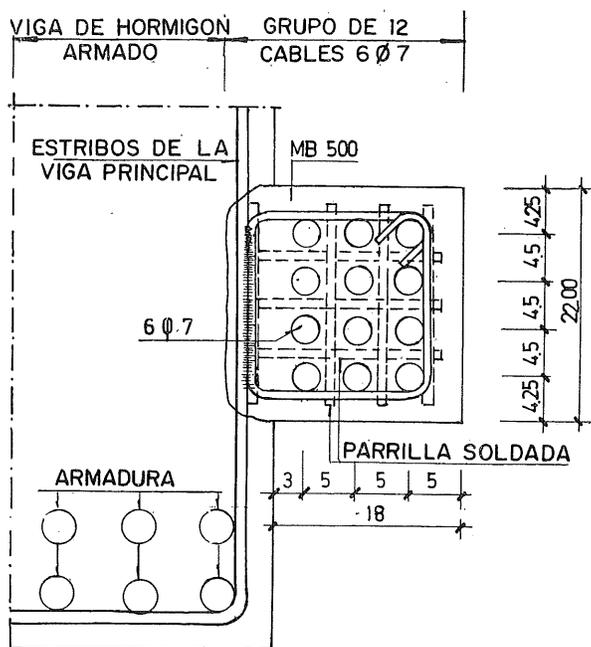


Fig. 2. — Sección transversal de un grupo de 12 cables 6 \varnothing 7, y su unión a la viga de hormigón armado.

Según los cálculos, la tensión máxima en la armadura ordinaria después del refuerzo alcanzaba los 1.235 kp/cm² en medio del vano y 755 kp/cm² en la sección sobre apoyo. Los cálculos se hicieron suponiendo una pérdida de tensión en los cables del 20 por 100. Los taladros en el hormigón para el paso de los cables se hicieron en parte a mano y en parte con sonda de diamante. En mitad de la luz se alcanzó una tensión en los alambres del cable de 85 kp/cm², y en la zona de anclaje, de 105 kp/cm².

Durante un largo período se observaron las flechas del puente. El diagrama de asientos y flechas del puente se da en la figura 3 y en la figura 4 aparece el diagrama de las

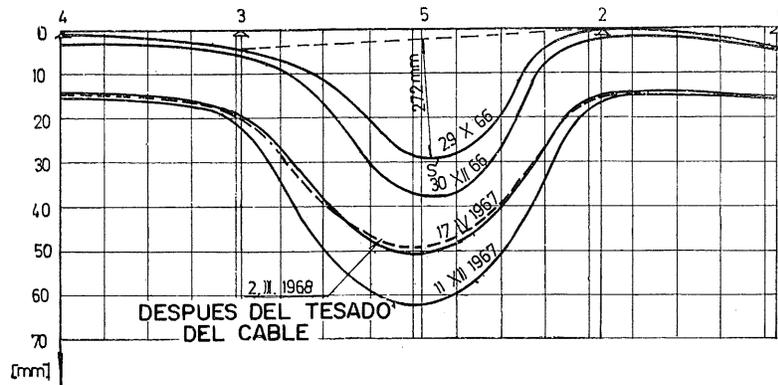


Fig. 3. — Flechas relativas de la viga longitudinal a lo largo del tiempo, antes de la reparación (líneas llenas) y después (líneas de puntos).

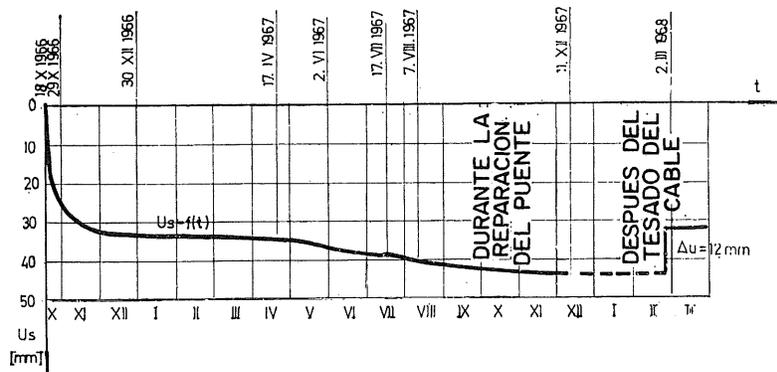


Fig. 4. — Flechas de la viga en el centro del puente, antes y después de la reparación. Inmediatamente después del tesado, la parte central subió 12 mm.

flechas relativas, de la parte central del puente, con respecto a las pilas. Como puede verse, el desarrollo de flechas no es progresivo. Cuando se tesaron los cables, la parte central del puente se levantó alrededor de 12 mm.

Todo el trabajo de refuerzo de las vigas principales se llevó a cabo sin interrupción del tráfico. Durante los trabajos se apearon las vigas con una ligera cimbra de madera. El perfil principal del canal no resultó afectado. No quedaron señales del refuerzo en las superficies vistas exteriores, por lo que el aspecto inicial del puente se mantuvo inalterado.

3. REPARACION DE LAS VIGAS PRINCIPALES DE UN PUENTE DE FERROCARRIL DE HORMIGON ARMADO, EN EL TRAMO ZRENJANIN-KAC, SOBRE EL CANAL DANUBIO-TISA-DANUBIO

Cerca del puente de carretera descrito en el apartado anterior hay un puente de ferrocarril de las mismas características. Los dos puentes están cimentados con el mismo tipo de cajones y en ambos se cometió el mismo error en la definición de los detalles estáticos. El refuerzo se efectuó de forma parecida, con la diferencia de que, debido a la pequeña distancia entre vigas principales, los cables hubieron de ser ubicados en un conducto practicado en la parte superior del tablero y que pasaba a la parte inferior al llegar a los anclajes. Estos se habían dispuesto en potentes bloques situados en el nudo formado por el tablero, las vigas transversales y las principales. Esta disposición entrañaba grandes pérdidas por rozamiento, variables en el transcurso del tesado entre el 30 y el 35 por 100 de la tensión inicial.

4. REPARACION DE LAS VIGAS PRINCIPALES DE UN PUENTE DE FERROCARRIL, DE HORMIGON ARMADO, EN LA LINEA PETROVARADIN-BEOCIN

El puente está constituido por un pórtico continuo de inercia variable, con luces de 9,15-11,70-9,15 m, esviado sobre el eje del ferrocarril en un ángulo de 43°. Las vigas principales, de 25 cm de anchura, van conectadas rígidamente a las pilas macizas. Aparecieron grietas a lo largo de las vigas principales, que fueron aumentando de abertura. El puente había sido construido hacía mucho tiempo y no se pudo encontrar su proyecto.

Se efectuó un estudio esclerométrico del hormigón, en gran número de puntos, obteniéndose como valores orientativos de su resistencia, en las vigas principales, cifras del orden de 210 a 260 kp/cm² e incluso de 185 kp/cm² en alguna zona. En cuanto al hormigón de las pilas, se obtuvieron por este método valores del orden de 430 kp/cm².

Al analizar el sistema estructural se vio que la causa probable de las fisuras era, entre otras, la conexión rígida entre las vigas principales y las robustas pilas, lo que provocaba fuertes momentos en las vigas por efectos térmicos. Este análisis sugirió la idea de proyectar el refuerzo mediante una construcción adicional, que no se conectaría rígidamente con las pilas existentes, y destinada a soportar tan sólo las sobrecargas móviles verticales. Esta nueva estructura adicional se proyectó de manera que pudiera deformarse independientemente de la antigua, con lo que además podía realizarse el refuerzo sin interrumpir el tráfico.

La nueva estructura constaba de dos vigas principales de hormigón pretensado, continuas, de canto variable. Cada viga estaba formada, a su vez, por tres trozos prefabricados de sección transversal en Z unidos entre sí in situ mediante pretensado para formar así una viga continua. Las vigas se apoyan en una traviesa de hormigón construida a tal efecto (fig. 5) y conectada a las pilas existentes a través de apoyos deslizantes, uno fijo (hormigón) y tres móviles (acero).

Se calcularon las vigas principales para recibir la totalidad de las sobrecargas móviles, es decir, para una carga por eje de vagón de 21 toneladas, que se transfiere indirectamente a la estructura antigua a través de placas metálicas de contacto, colocadas a los tercios del vano de la nueva estructura. Estas vigas principales iban pretensadas con cables de 6 Ø 7 mm, cada uno de 20 toneladas de acero 165/140. Los cables se alojan

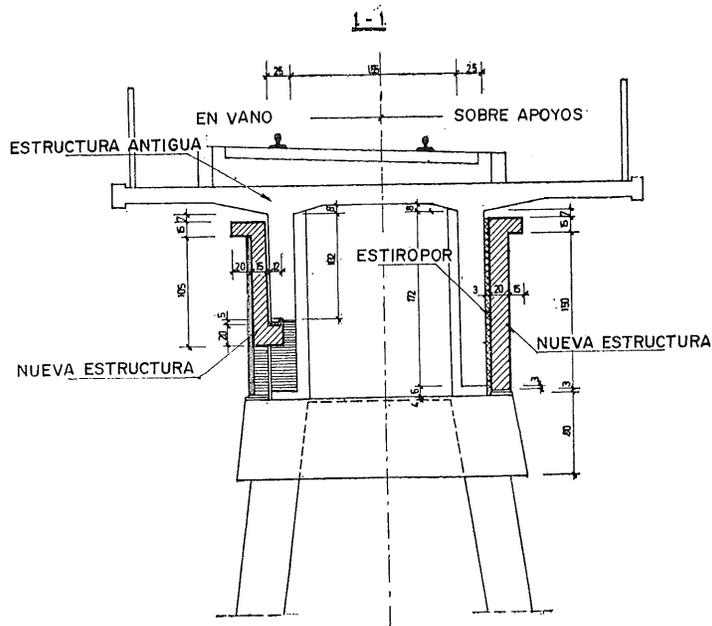


Fig. 5. — Sección transversal del puente de ferrocarril en la línea Petrovaradin-Beocin.

en agujeros practicados mediante tubos de goma de 28/16 mm de diámetro. En las últimas juntas, hormigonadas sobre los apoyos, de 35 cm de anchura, los cables van protegidos dentro de vainas. El pretensado de los cables se efectuó después de hormigonar las juntas y haber endurecido este hormigón, con lo que las distintas vigas se transformaron en una viga continua. El peso de la viga en el vano central es de 6,75 toneladas y de 5,43 toneladas en los vanos laterales. Se empleó hormigón MB 550.

El refuerzo se ejecutó sin interrumpir el tráfico de la carretera que pasa bajo el puente.

5. REFUERZO DE LA CUBIERTA EN CELOSIA DE LA NAVE DE LA FABRICA TEXTIL "TODOR CIPOVSKI-MERDZAN", EN TETOVO

Las vigas de la cubierta en diente de sierra se apoyan en carreras de hormigón armado, que son vigas continuas de cinco vanos de luces iguales a $11,32 + 3 \times 13,76 + 11,32$ m (fig. 6). Un invierno, las grandes nevadas provocaron fisuras inadmisibles en las carreras. Un estudio de la estructura demostró que se habían sobrepasado las ten-

$$R = 1 : \frac{50}{200}$$

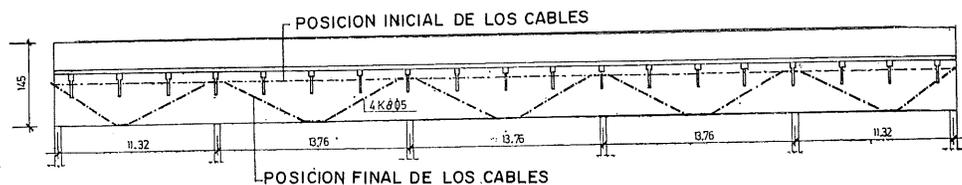


Fig. 6. — Esquema del trazado del cable en una viga continua de luces $11,32 + 3 \times 13,76 + 11,32$ m.

siones admisibles, tanto en el hormigón como en el acero, por lo que se proyectó un refuerzo con cables continuos a lo largo de las vigas. Los cables se colocaron en la cara exterior de las carreras de sección rectangular, de 20×45 cm, con un trazado poligonal para cubrir los momentos positivos en vano y los negativos sobre apoyos (fig. 6). Cuando se efectuó el refuerzo, la protección de los cables — acero 130/150 — se aseguró mediante tubos de plástico en los que se introdujo una inyección de cemento. No obstante, y por haberse dañado los tubos, la protección no resultó correcta, por lo que a los siete-ocho años los alambres estaban seriamente afectados por la corrosión. Como algunas de las vigas están situadas en una zona de gran humedad, hubo que efectuar una nueva reparación.

Cada carrera se pretensó con cuatro cables de $8 \text{ } \varnothing \text{ } 5$ mm, de acero 140/165. Dado el trazado poligonal de los cables y el gran número de quiebros (fig. 6 y plano II), el esfuerzo de pretensado tuvo que introducirse en dos fases. En la primera fase, con los cables dispuestos rectos, se alcanzó hasta el 50 por 100 aproximadamente de la fuerza total de pretensado necesaria. El otro 50 por 100 se introdujo cambiando el trazado de los cables, sujetándolos por dos puntos en cada vano (plano II, A), y haciéndolos descender hasta que su parte horizontal quedase por debajo del borde inferior de las carreras. La operación se efectuó con un equipo especial. Para mantener los puntos altos del trazado de los cables sobre los apoyos, se utilizaron barras de acero empotradas en las carreras. Al cambiar el trazado del cable se le sometió a un alargamiento que proporcionó el otro 50 por 100 de la fuerza de pretensado, actuando en cada sección con la excentricidad prefijada. Se efectuó simultáneamente, mediante el equipo especial, el descenso simultáneo de cada cable en los cinco vanos, es decir, en 10 puntos. Para evitar la corrosión, favorecida por las condiciones del ambiente existente, los cables se alojaron en vainas de acero cerradas y rígidas, inyectadas después del tesado.

En el transcurso de las operaciones surgieron bastantes problemas en relación con las vigas en celosía de la cubierta, que apoyaban directamente sobre las carreras.

6. REFUERZO DE LAS VIGAS PRETENSADAS DE CUBIERTA DE UN CINE, EN KRUSEVAC

Hace varios años se construyeron las vigas de hormigón pretensado de esta cubierta, colocando los alambres de pretensado en la parte exterior de las piezas y protegiéndolos después. Durante la construcción de estas vigas de cubierta, de sección en I, con luz de 14,90 m y canto variable (fig. 7), hubo que interrumpir la obra durante un largo período de tiempo, quedando los alambres sin proteger.

Posteriormente se protegieron los cables del contacto directo del ambiente, y aunque se apreciaron al microscopio signos de corrosión, las muestras de alambre que se ensayaron no demostraron ninguna pérdida en las características mecánicas del acero. La comprobación de los cálculos indicó que se habían proyectado las vigas de tal modo que, contando con la totalidad de la tensión de pretensado, resultaba un coeficiente de seguridad a rotura de sólo 2,17.

La consideración de todo lo anterior condujo a la decisión de reforzar cada viga con cuatro cables de $6 \text{ } \varnothing \text{ } 5$, con lo que el esfuerzo de pretensado se incrementaba sólo en el 50 por 100 de su valor inicial normal, logrando así mantener el hormigón sin tensiones excesivas. Al añadir estos cables, el coeficiente de seguridad a rotura aumentó a 2,76, punto muy importante por tratarse de la cubierta de un cine.

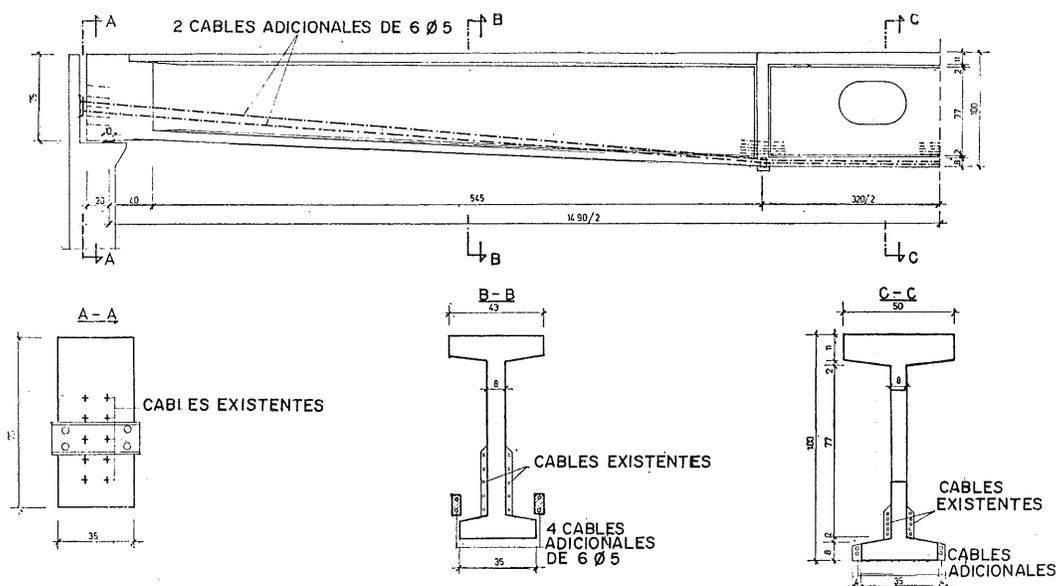


Fig. 7. — Detalles de la reparación de una viga de cubierta, de hormigón pretensado, de luz igual a 14,90 m introduciendo cuatro cables adicionales de 6 Ø 5, de acero 140/165.

7. REPARACION DE VIGAS EN LA FABRICA "BUDUCNOST", DE ENVASES Y PRODUCTOS METALICOS, EN DJAKOVICA

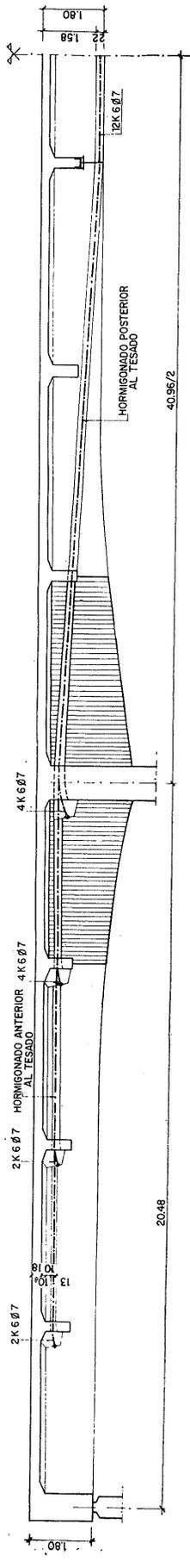
Las vigas principales eran de hormigón armado, prefabricadas, con sección en I asimétrica, de canto variable entre 30 y 50 cm. Iban simplemente apoyadas y tenían 10,95 metros de luz.

Ya en funcionamiento la fábrica, se apreciaron grandes flechas en las vigas, que llegaron a alcanzar los 11 cm en el centro de la luz.

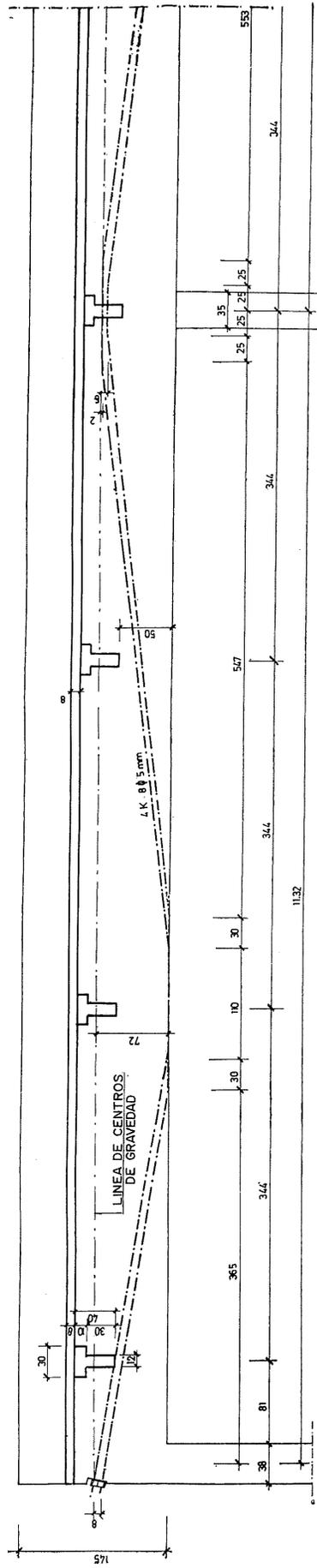
Las vigas se reforzaron con cuatro cables de 6 Ø 5, de acero 165/140, como muestra el plano III. Habida cuenta del estado de tensiones existente y de las dimensiones de las vigas, no podían tesar los cables a su tensión nominal total, sino sólo a un 50 por 100, aproximadamente, de la misma. Dada la experiencia que ya se poseía y las dificultades de protección de los alambres en casos análogos, se prestó particular atención a la protección de los cables, colocándolos en vainas metálicas rígidas que se inyectaron después de tesar. Al acabar la operación de tesado, la contraflecha producida había elevado las vigas una magnitud variable entre 18 y 24 cm. Toda la operación (12 vigas) se realizó en quince días.

8. REPARACION DEL DEPOSITO ELEVADO DE AGUA DE ZRENJANIN

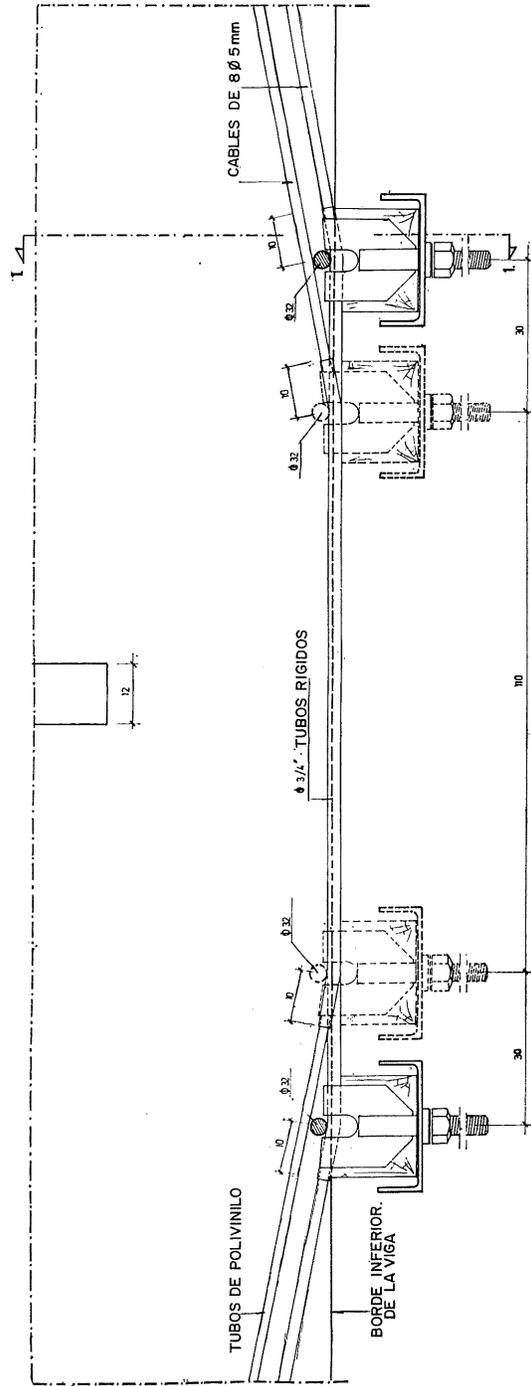
El depósito está situado en lo alto de un edificio de diez pisos, en el centro de la ciudad. En la base tiene sección cuadrada de 15×15 m. La altura de las paredes es de 4,80 m. El volumen del depósito alcanza los 1.000 m³. Para reducir el espesor, las paredes del depósito estaban rigidizadas, a 1,30 m de la coronación con un marco cuadrado. Tanto el depósito como el resto de la estructura resistente del edificio era de hormigón armado.



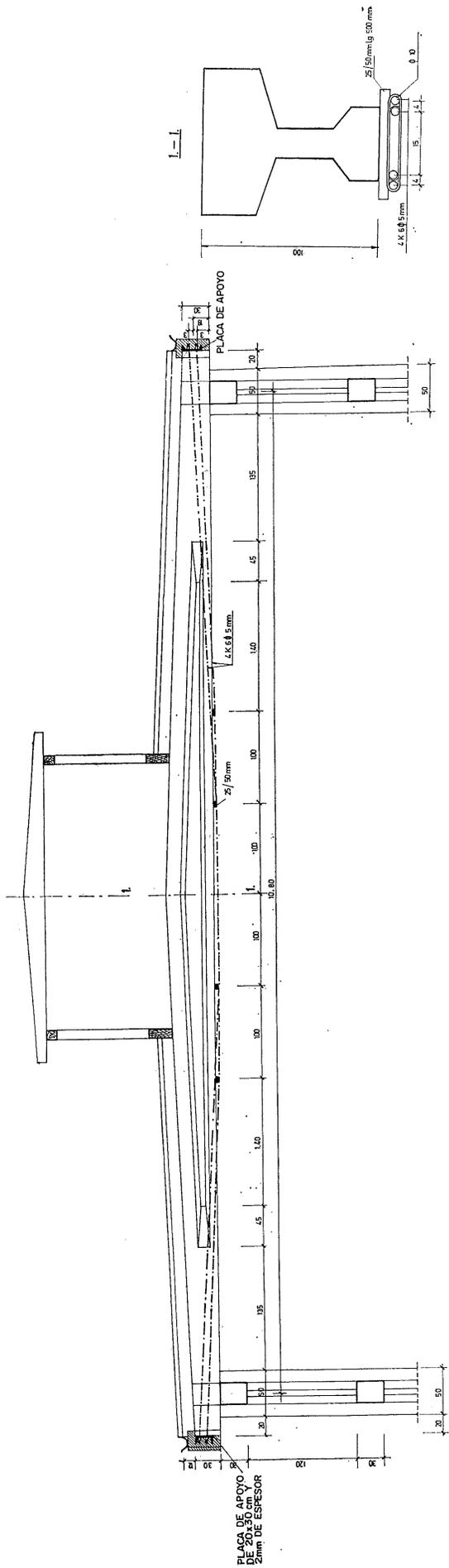
Plano I. — Alzado longitudinal mostrando el trazado de los cables utilizados en la reparación del puente.



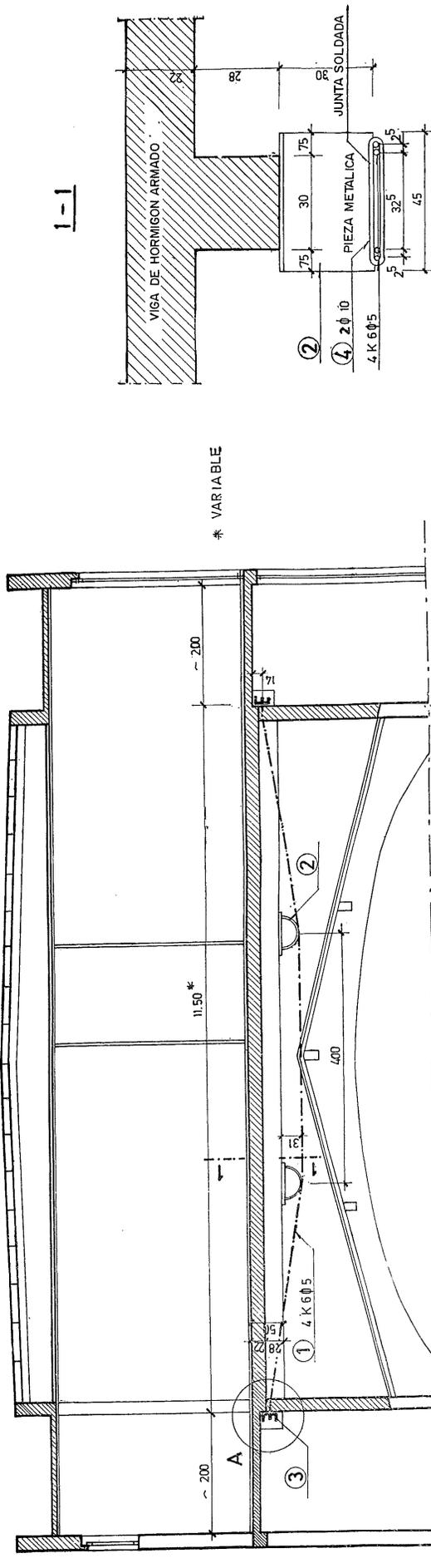
Plano II. — Situación de los cables de pretensado en una mitad de la viga continua.



Plano II-A. — Detalle del procedimiento empleado para bajar los cables en la zona central de cada vano.



Plano III.— Reparación de una viga de hormigón armado, de 10,95 m de luz, con cuatro cables 6 Ø 5.



Plano IV.— Reparación de una viga de hormigón armado mediante el pretensado, con cuatro cables de 6 Ø 5 de acero 140/165, que apoyan en los tercios de la viga a través de piezas metálicas especiales.

Poco después de la entrada en servicio, aparecieron fisuras en toda la altura de dos paredes opuestas, con las consiguientes pérdidas de agua. Una comisión de expertos dictaminó que la causa probable de las fisuras se debía a la conexión rígida del depósito con elementos de diferente rigidez y deformación irregular. La comisión sugirió que, para lograr la debida seguridad estática, convenía pretensar las paredes del depósito a unas 100 toneladas en la parte alta del nivel horizontal cerrado.

Habida cuenta del espesor relativamente pequeño de las paredes y del escaso sitio útil para el trabajo, se decidió usar cables de 10 toneladas cada uno. Después de tesar los cables y protegerlos con hormigón de árido fino, el espacio de paso alrededor de las paredes resultó prácticamente inalterado. Durante la maniobra de tesado se fueron registrando las fuerzas introducidas en las paredes, y observándose la reducción de abertura de las fisuras.

9. REPARACION DE VIGAS EN EL CINE "PARTIZAN", EN SARAJEVO

En las vigas de hormigón armado del forjado del cine, de sección en T, 11,00 m de luz y 50 cm de canto, la armadura no era suficiente para soportar el momento flector, con lo que su tensión excedía apreciablemente de los límites admisibles. Ello provocó grandes flechas y notables fisuras en techo y paredes. El procedimiento de reparación se muestra en el plano IV. Cada viga fue reforzada con cuatro cables de 6 Ø 5, de acero 175/160.

Los cables se alojaron en vainas metálicas rígidas, las cuales se inyectaron, después del tesado, para evitar la corrosión.

Para conseguir las excentricidades necesarias de los cables, se proyectaron elementos metálicos especiales a través de los cuales se apoyaban los cables en la viga (véase plano IV).

El programa completo de refuerzo se planeó y llevó a cabo en su totalidad sin interrumpir el funcionamiento normal del cine y de los restantes servicios anejos.

10. CONCLUSIONES

Las reparaciones de las diversas estructuras comentadas ponen de relieve que muchos daños ocasionales pueden rectificarse con éxito mediante el pretensado, con un costo relativamente pequeño y conservando las características funcionales inicialmente proyectadas; lo cual tiene un gran valor técnico y económico.

Traducido por A. GARCÍA MESEGUER.

notas de la F.I.P.

n. 37 noviembre - diciembre 1971

PREFABRICACION (PRINCIPIOS FUNDAMENTALES)

1. Introducción.

Hace algunos años tuvo lugar un intercambio de opiniones, en la Comisión de Prefabricación de la F.I.P., sobre las causas de las grandes diferencias existentes, de un país a otro, en los proyectos de edificios prefabricados destinados al mismo uso.

Existen innumerables ejemplos que pueden servir para demostrar la veracidad de estos hechos. Así, puede citarse la construcción de cubiertas. En Rusia se construyen a base de vigas en celosía, mientras que en Estados Unidos se utilizan vigas en doble T. En Bélgica las cubiertas se construyen con pendiente, mientras que en Holanda se hacen planas.

La Comisión de Prefabricación de la F.I.P. consideró extremadamente importante, para los miembros de la F.I.P., llegar a conocer las motivaciones de dichas diferencias. Ello ofrece particular interés para los industriales dedicados a la prefabricación de piezas de hormigón y para todos aquellos interesados en el estudio de las tendencias del mercado internacional. Por ello, se organizó una subcomisión, en 1968, para estudiar la filosofía de la prefabricación y el porqué de las diferencias existentes. Esta subcomisión centró su trabajo, inicialmente, en los edificios de una sola planta, y realizó una encuesta entre los diversos países miembros, solicitándoles el envío de los datos necesarios para poder llevar a cabo su labor. A esta encuesta respondieron once países: Bélgica, Dinamarca, Hungría, Holanda, España, Rusia, Alemania Occidental, Suecia, Suiza, Australia (tres estados) y los Estados Unidos.

Durante el último Congreso de la F.I.P. en Praga, el Prof. Ir. A.S.G. Brugge-ling (Holanda) informó sobre los resultados de dicha encuesta. Para hacer asequible a un mayor número de interesados la información obtenida, a continuación se incluye una reseña de las conclusiones deducidas de la citada encuesta.

2. Edificios de una planta.

A) Los tipos de edificios incluidos en la encuesta se enumeran en la tabla 1. La tabla 2 indica los tipos utilizados en cada país.

B) No existen grandes diferencias en lo que respecta a los valores de las cargas pres-

critas en las distintas Normas. Para una nevada de intensidad media, la carga de cálculo que se admite actúa sobre la cubierta es de 40-80 kg/m² (sobrecarga de nieve). En las regiones sometidas a fuertes nevadas se prescriben valores de 250 kg/m² para esta sobrecarga (Suecia). En regiones cálidas y secas se utiliza el valor de 30 kg/m² (Australia).

Las calidades de los materiales utilizados en las construcciones de hormigón, es decir, acero y hormigón, tampoco presentan una gran diferencia en los países en que se utiliza la prefabricación en gran escala, como a continuación se indica:

En prefabricación:

Calidad del hormigón: 450 kg/cm², o más.

Calidad del acero:

Acero para armaduras pasivas: QR 24-QR 40.

Acero para pretensado: QP 160-QP 180 (QP = límite elástico en kg/mm²).

Si las condiciones del terreno lo permiten, la cimentación de los edificios se realiza, preferentemente, mediante zapatas independientes. Esta técnica se puede sin duda considerar que es una de las más utilizadas para la cimentación de edificios prefabricados. La gran ventaja en estos casos es que la estabilidad de los edificios depende, exclusivamente, de la fijación de los soportes en las zapatas. Las cimentaciones corridas pueden considerarse como variantes de este sistema.

Si la capa de terreno capaz de soportar las cargas está situada a gran profundidad, se recurre al empleo de pilotes. Sin embargo, se debe tratar de evitar la utilización de este método de cimentación, puesto que siempre resulta más complicado, en este caso, asegurar la estabilidad de los edificios mediante la fijación de los soportes en los cimientos.

La coordinación modular va ganando terreno sólo muy lentamente. Sin embargo, es digno de hacerse notar que el módulo de 6 m se utiliza frecuentemente como distancia entre apoyos principales de las construcciones. Dependiendo del tipo de edificio, la altura libre bajo vigas principales varía de 3 a 5 m, excepto en el caso de fábricas, hangares y edificios similares, para los cuales esta altura suele ser de 6 a 10 m. El aislamiento térmico de las cubiertas fluctúa alrededor de 1 kc/m²/h.

El acabado de las fachadas (exterior de los edificios) depende mucho del tipo de edificio de que se trate. Los edificios para usos normales suelen tener fachadas lisas constituidas por placas de hormigón o piezas similares. Los bloques de hormigón y los ladrillos se utilizan, preferentemente, en fábricas, campos de deportes, etc. Existen fachadas con bellos acabados (hormigón ornamental) en edificios destinados a colegios, museos, laboratorios y oficinas.

En todos los países que contestaron a los cuestionarios, los elementos de hormigón se transportan por carretera. El transporte por ferrocarril supone sólo un pequeño tanto por ciento del transporte total. La longitud aceptable para elementos transportados por carretera se puede fijar entre 20 y 24 m. Solamente Bélgica cita una longitud máxima de 40 m. La anchura de las piezas, en general, no excede de 2,5 ó 3 m, mientras que las alturas de carga vienen normalmente limitadas por el gálibo de los puentes que cruzan las carreteras. El límite superior, para transporte por carretera varía, por tanto, de 3,5 a 4 m.

La colocación de las piezas se suele efectuar por medio de grúas móviles. Es frecuen-

te el empleo de grúas de 5 Tn, pero en algunos casos se utilizan grúas de mayor potencia, aunque en estos casos no se especifica si se trata de grúas móviles o no.

Las uniones entre los diversos elementos constructivos se efectúa de diferentes formas. Precisamente, uno de los aspectos más interesantes del desarrollo de las técnicas de prefabricación es la forma en que se realizan dichas uniones. A continuación se resume la información recibida en relación con este tema:

	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Estados Unidos	50 %	20 %	—	30 %
Rusia	Principalmente	Poco	—	—
Alemania Occ.	Casi nunca	Generalmente	—	—
Suiza	Aplica todas las técnicas	—	—	—
Bélgica	—	100 %	—	Juntas entre vigas y soportes constituidos por elementos en TT
Dinamarca	—	Generalmente	Uso creciente (*)	—
Hungría	Mucho	Mucho	—	—
Holanda	35 %	35 %	Raras veces	10 %
Australia	Generalmente	Poco	—	—
España	Sí	Sí	—	—

a) Soldadura eléctrica.

b) Uniones hormigonadas.

c) Resina sintética.

d) Uniones mediante pasadores.

(*) No se utiliza en construcciones destinadas a soportar cargas.

De lo arriba expuesto se puede deducir que las uniones soldadas jugarán un importante papel en el futuro.

3. Se pueden distinguir los siguientes tipos de estructuras:

1. ISOSTÁTICAS.

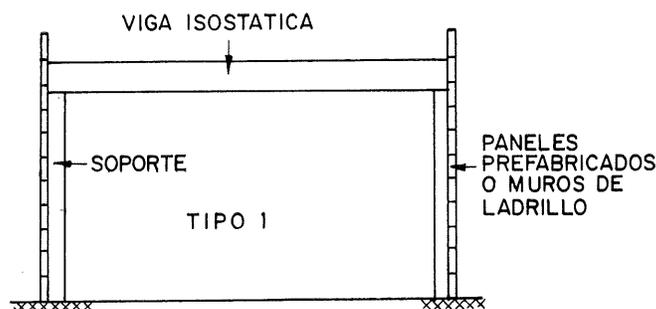


Figura 1.

2. PÓRTICOS HIPERESTÁTICOS.

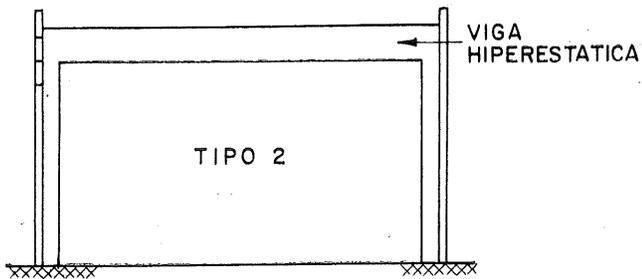


Figura 2.

3. PÓRTICOS TRIARTICULADOS.

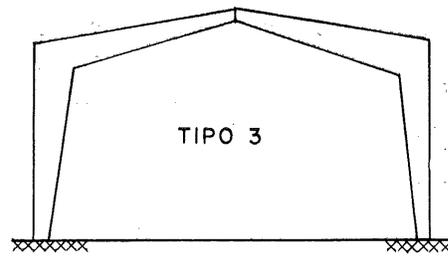


Figura 3.

4. CUBIERTAS APOYADAS EN MUROS DE LADRILLO.

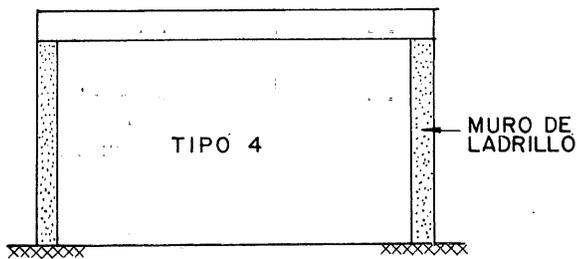


Figura 4.

5. CUBIERTAS APOYADAS SOBRE ELEMENTOS AUTOPORTANTES DE FACHADA.

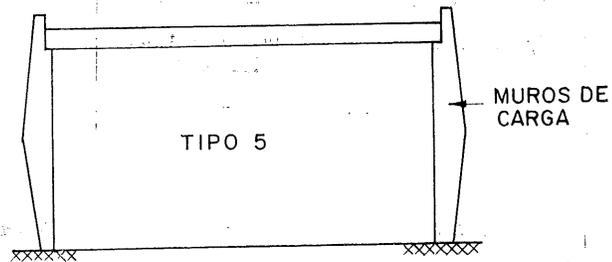


Figura 5.

TIPO 1.

Este tipo se utiliza con frecuencia, particularmente en los edificios poco importantes. Las máximas luces permitidas varían entre 15 y 40 m.

TIPO 2.

No se utiliza tanto; sólo en casos especiales. Rusia señala, para este tipo de estructuras, una luz máxima de 60 m y mínima de 24 m.

TIPO 3.

Se puede decir también que es poco utilizado. España, Suiza y Victoria (Australia) informan de su utilización en edificios de diferente categoría. Luces de hasta 38 m.

TIPO 4.

Este tipo sólo se utiliza en determinadas categorías de edificios; generalmente, en edificios de menor importancia. Luces de hasta 24 m.

TIPO 5.

España, Suiza y Estados Unidos informan de la utilización de este tipo de estructura en edificios de poca importancia. Dinamarca y Alemania Occidental utilizan este tipo en edificios de mayor importancia. (En Dinamarca se construyen con elementos en doble T).

4. Tipos de vigas principales (jácenas).

Se utilizan poco las jácenas construidas por dovelas.

Las vigas en celosía se utilizan muy poco. Solamente informan de su utilización Rusia, Bélgica, Hungría y España. Las jácenas rectangulares, de sección en I o en T, se utilizan en gran escala en todos los países consultados, y para todo tipo de edificios. Se observa una clara tendencia al empleo creciente de placas, directamente apoyadas sobre jácenas, para la construcción de cubiertas. Las correas ya casi no se utilizan. En Estados Unidos el 95 por 100 de las placas de cubierta se colocan directamente sobre las vigas. Lo mismo ocurre en Rusia y en Suecia (75 por 100) y en Holanda (70 por 100). En los países de clima muy seco las jácenas son de forma prismática en dirección longitudinal mientras que en los muy lluviosos se utilizan cubiertas en pendiente, y dicha pendiente se da también al borde superior de las vigas. El informe de Holanda hace notar que su construcción resulta demasiado cara.

5. Elementos de cubierta.

Elementos en TT, con luces de 10 a 25 m se utilizan en muchos países, incluyendo Rusia. En los Estados Unidos, el 45 por 100 de los elementos son del tipo TT y el 20 por 100 de sección en T. En general, la sección en T no se utiliza tanto como la TT para luces de hasta 25 m.

Tanto los elementos en TT como en T se construyen también en hormigón ligero, si bien, con carácter industrial, esto sólo se hace en los Estados Unidos.

Las láminas en paraboloides hiperbólicas se utilizan poco. Las luces llegan hasta 30 metros. Informan de su utilización: España, Suiza, Bélgica, Holanda y Alemania Occidental.

Los elementos de sección en canal (en Γ) para cubiertas con luces que varían entre 6 y 12 m se utilizan en varios países. Parece ser que este tipo de pieza resulta más apropiado que los elementos en T o TT para luces pequeñas.

Para luces de 7 m como máximo se utilizan en varios países placas planas de cubierta, construidas de hormigón ligero u hormigón celular.

Como resumen se puede decir que los edificios de una sola planta, en el futuro, serán más o menos del tipo que se indica en las figuras siguientes:

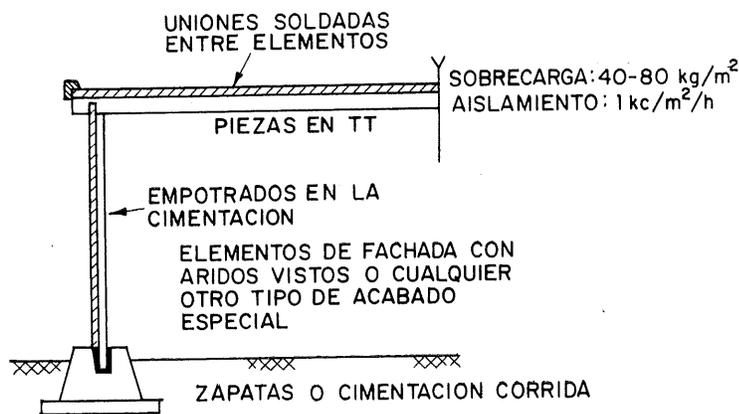


Figura 6.

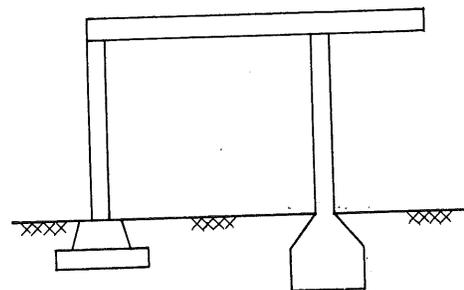


Figura 7.

Tabla 1. — *Categorías.*

A) Establos, cobertizos.
B) Talleres, aparcamientos.
C) Naves de fábricas.
D) Grandes fábricas con grúas móviles.
E) Garajes con talleres y edificios comerciales.
F) Gimnasios, pistas de tenis cubiertas, escuelas de equitación, piscinas cubiertas.
G) Supermercados.
H) Edificios para actividades sociales, museos, colegios, iglesias.
I) Oficinas.
J) Laboratorios, hospitales, clínicas.

Tabla 2.

PAISES	A B C D E F G H I J	OBSERVACIONES
España	x x x x x x x x	El 80 por 100 de las fábricas son de una sola planta.
Suiza	x x x x x x x x x x	
Estados Unidos	x x x x x x x x x x	
Rusia	x x x x x x x	
Bélgica	x x x x x x x x x x	
Dinamarca	x x x x x	
Suecia	x x x x x x x x x x	
Alemania occidental	x x x x x x x x x	
Australia Nueva Gales del Sur.	x x	
Victoria	x x x x x x x x x x	
Australia del Sur	x x x	
Hungría	x x x x x x x x x x	
Holanda	x x x x x x x x x x	

COLOQUIO F.I.P./C.E.B. SOBRE LAS APLICACIONES DEL HORMIGON LIGERO

En las Notas de la F.I.P., número 36, se publicaron resúmenes de la mitad, aproximadamente, de las comunicaciones presentadas al Coloquio F.I.P./C.E.B. sobre Aplicaciones del Hormigón Ligero, celebrado en Copenhague en mayo de 1971. El resto de dichos resúmenes se incluye a continuación.

Fotocopias del texto de cualquiera de estas comunicaciones, a excepción de las dos últimas de las que seguidamente se citan, se pueden adquirir en la Oficina Administrativa de la F.I.P. al precio de 50 peniques cada una, incluidos gastos de envío.

“Resistencia de los paneles de hormigón ligero”.

Por S. O. Olesen, Dinamarca
(inglés; 4 págs., 5 diagramas).

Un Comité del organismo danés de normalización ha trabajado durante varios años con el fin de establecer unas normas para el cálculo estático de muros de hormigón ligero. Como base para la realización de este trabajo se han recopilado una serie de datos sobre ensayos. En esta comunicación se resumen los resultados obtenidos en 72 ensayos efectuados sobre tres tipos distintos de materiales ligeros. Los ensayos corresponden a un período de diez años, y a paneles de 2,50 a 2,60 m de altura, 0,5 a 0,6 m de anchura y 75 a 250 mm de espesor.

La excentricidad de las cargas de ensayo varía de 0 a 1/3 del espesor del panel.

Las resistencias de los materiales utilizados oscilan entre 75 y 55 kg/cm².

Los gráficos muestran la resistencia de los paneles en función de $t - 2e$, donde t es el espesor del panel y e la excentricidad.

“Cámaras aislantes de hormigón celular. Condiciones de humedad y relación entre el tiempo de secado y la ventilación”.

Por A. E. Elmroth e I. Höglund, Suecia
(inglés; 30 págs. con diagramas).

Las cámaras aislantes que se estudian son aquéllas que se disponen en la cimentación de los edificios. Generalmente, son de 0,6 m a 0,8 m de altura y están construidas con placas de hormigón y muros de bloques huecos de hormigón u hormigón aireado.

La humedad que se transfiere a estas cámaras provienen de la humedad propia del edificio y de la evaporación del terreno.

Se ha demostrado que para limitar esta última y reducir la humedad del aire en las cámaras es suficiente disponer una barrera al vapor, constituida, por ejemplo, por láminas de plástico colocadas en el terreno. Otra solución consiste en rodear la cámara con un aislamiento formado por *clinker* ligero u otro material análogo. En el presente trabajo se estudian estos problemas con gran detalle, y se dan recomendaciones para la construcción de estas cámaras, particularmente para evitar los problemas que plantean los períodos de secado demasiado prolongados.

“Algunas aplicaciones del hormigón ligero en Rumania”.

Por Magdalena Toma, Rumania
(francés; 6 págs., se incluyen diagramas).

Los principales áridos utilizados para el hormigón ligero en Rumania son: escorias expandidas, escorias basálticas y arcillas dilatadas.

En esta comunicación se tabulan las características y usos principales de estos hormigones en Rumania. Las características estudiadas son: resistencia, densidad, módulo de elasticidad, conductividad térmica, retracción y resistencia al hielo.

En general, se utilizan principalmente en paneles prefabricados para muros de carga y tabiques de viviendas y edificios industriales y para paneles prefabricados pretensados (arcilla dilatada).

Se exponen detalles sobre la utilización de paneles exteriores, para edificios de hasta cuatro plantas, de 30 cm de espesor y de paneles, con revestimiento de acero inoxidable, para edificios de hasta diez plantas, en los cuales los muros de carga son de hormigón armado normal.

Se estudia la posibilidad de utilizar el hormigón ligero para todo tipo de paneles, en edificios de altura, incluso en zonas sísmicas.

También se describen varias piezas especiales, como vigas en doble T y placas plegadas para cubiertas, de hormigón ligero pretensado o armado.

“Desarrollo del hormigón ligero en Estados Unidos”.

Por Ben C. Gerwick Jr., Estados Unidos

(inglés; 3 págs.).

El primer punto que se destaca en la comunicación de Mr. Gerwick es el gran desarrollo y general aceptación de las placas para forjado, de hormigón ligero pretensado, placas para cubiertas y paneles para muros. Las industrias de prefabricados pretensados han aprendido a utilizar el hormigón ligero, adecuadamente, eliminando los iniciales problemas planteados por el control de las contraflechas y los cambios de volumen, y consiguiendo mejorar sensiblemente la calidad de los productos obtenidos.

En segundo lugar, se señala que se ha incrementado sustancialmente el número de plantas destinadas a la fabricación de áridos de alta calidad para hormigones ligeros.

En tercer lugar se comenta que los ingenieros han aprendido a utilizar de forma adecuada el hormigón ligero y a proyectar, como corresponde, las piezas construidas con este material. También los arquitectos han conseguido grandes progresos en la utilización del hormigón ligero para exteriores.

La ventaja que supone su reducido peso propio, ha extendido ampliamente su uso en la fabricación de placas para forjados.

La mayor resistencia al fuego de las estructuras de hormigón ligero ha contribuido a la reducción del coste de las mismas, aunque el propio material resulta un 10 por 100 más caro.

“Control de calidad de los áridos artificiales para hormigón ligero”.

Por W. Weber, Alemania occidental

(inglés; 3 págs. y 2 diagramas).

El control de calidad y los ensayos de áridos ligeros se especifican en una DIN, publicada en enero de 1971. El control consiste en un autocontrol que lleva la propia fábrica y una inspección de este control, realizada por un organismo autorizado para efectuar dicha inspección.

La uniformidad de los áridos ligeros se establece mediante los ensayos de pérdida de peso y de densidad y ensayando masas de hormigón de dosificación estrictamente especificada.

Se dan detalles sobre la frecuencia con que deben realizarse estos ensayos y las tolerancias aceptables en los resultados.

Recientes investigaciones han demostrado la relación que existe entre la elasticidad del árido y la resistencia a compresión del hormigón. Continuando estas investigaciones se espera poder comprobar la calidad del árido a partir de su densidad o su módulo de elasticidad.

“Aplicaciones del hormigón ligero”.

Por P. Beckmann, Inglaterra
(inglés; 5 págs. y 6 diagramas).

Se hace un estudio cronológico de diferentes edificios de varias plantas construidos con hormigón ligero. El primero que se describe es un bloque de 13 plantas construido en 1959. Se describen también otros bloques, construidos entre 1964 y 1967 de 12 a 16 plantas. Se incluyen planos de las estructuras de los forjados.

Se analizan detalladamente las causas de fisuración en las diferentes etapas constructivas.

Míster Beckmann hace también un estudio económico de la utilización de los hormigones ligeros para estructuras, y compara dos ofertas para los forjados de un bloque de oficinas de 23 pisos en Londres, una utilizando forjados hormigonados in situ, y otra, a base de placas macizas de hormigón ligero.

El resultado fue favorable para la solución de hormigón ligero.

a) **“Investigación sobre un ensayo acelerado para determinar la resistencia a la corrosión de las armaduras en el hormigón ligero”.**

b) **“Dosificación del hormigón”.**

Por A. Mornsteinova, Checoslovaquia
(inglés; (a) 1 pág.; (b) 3 págs.).

a) El Comité de la R.I.L.E.M. sobre hormigones ligeros ha aceptado un método para los ensayos acelerados de corrosión, que consiste en exponer alternadamente las probetas a una atmósfera, con un ciento por ciento de humedad relativa, a 25 y a 55° C.

El Instituto checo de Investigación de la Construcción de Praga está estudiando el desarrollo de un nuevo ensayo acelerado utilizando el incremento de intensidad de los efectos individuales.

b) La comunicación (b) describe los trabajos de investigación llevados a cabo para mejorar la composición de los hormigones ligeros, con el fin de obtener una mayor resistencia, reducir la densidad y lograr una compacidad adecuada y uniformar el aprovechamiento óptimo del contenido de cemento.

Se discute la influencia de la granulometría de los áridos y el empleo de finos auxiliares en la consecución de estas mejoras.

“Aplicaciones del hormigón ligero en Rusia”.

Por V. P. Trambovestsky, Rusia
(inglés; 2 págs.).

Durante los últimos años se han hecho considerables progresos en Rusia en la utilización de los hormigones de áridos ligeros. En edificios para viviendas se construyen muros exteriores y elementos para cubiertas y forjados en hormigón ligero pretensado o armado. Actualmente se construyen edificios de 5 a 12 plantas, utilizando bloques prefabricados de plantas completas.

Se está prestando especial atención al proyecto de edificios en zonas sísmicas, utilizando hormigón ligero. Se han desarrollado nuevos tipos de estructuras, combinando la prefabricación y la construcción in situ.

En edificios industriales se utiliza el hormigón ligero para muros, cubiertas y vigas de hasta 24 m de luz.

En esta comunicación se dan una serie de detalles sobre la construcción en hormigón ligero de un garaje para autobuses, en Uzbek, y postes para líneas eléctricas.

“Uber langfristige schwind und kriechnuntersuchungen an leightbetonen hoherer festigkeit und vergleichbaren normalbetonen”.

Por H. Heufers, Alemania occidental

(alemán; 21 págs., se incluyen tablas, gráficos y fotografías).

Es un boletín de información técnica, publicado por Dyckerhoff Zement, sobre ensayos de larga duración para el estudio de la retracción y fluencia del hormigón ligero. Se trata del boletín núm. 5, y se puede adquirir en la Empresa Dyckerhoff Zement, de Wiesbaden.

Además de diversos detalles relativos a la investigación llevada a cabo en los Estados Unidos y en Wiesbaden, el boletín contiene la descripción de varias estructuras de hormigón ligero, tales como una pasarela para peatones en Wiesbaden y el nuevo hangar del aeropuerto de Frankfurt.

“Uber die wirtschaftlichkeit von konstruktionsleightbeton”.

Por J. Brakel, Holanda

(alemán; 14 págs. y 10 diagramas).

Míster Brakel hace un examen completo de la economía que proporciona la utilización del hormigón ligero en forjados, soportes, cimentaciones, etc. Se tiene en cuenta también la mayor facilidad de transporte de estos elementos.

En un caso particular, la solución en hormigón ligero proporcionó una economía del 6 al 7 por 100 en la construcción de un puente con tramos de hasta 112 m de luz.

En uno de los diagramas se representan los costes totales de estructuras para edificios residenciales, de 20, 10 y 2 plantas, en Estados Unidos, utilizando acero, hormigón normal y hormigón ligero. En todos los casos la solución de hormigón ligero fue la más económica.

“Einiges uber die schalldammung von gasbetonwanden”.

Por W. Rottau, Alemania occidental

(alemán, 4 págs., 18 fotografías).

En esta comunicación se describe la construcción de muros “sandwich” de hormigón aireado y se comentan las buenas condiciones de aislamiento acústico de estos paneles.

Los paneles constan de dos láminas de hormigón aireado, cada una de 7,5 cm de espesor, con una capa interior intermedia de “Styropor”, en forma de lámina ondulada, de 5 cm de espesor. Las ondas de las láminas de Styropor se llenan con arena. Se dan detalles sobre el coste de fabricación de estos paneles en Alemania Occidental.

“Vorläufige richtlinie für bauten in montagebauweise mit bewehrten elementen aus gassilikabeton”.
(alemán. Solamente se puede adquirir en el Institute für Stahlbeton, de Dresden).

Es una nueva edición de las recomendaciones para hormigón ligero aireado vigentes en Alemania Oriental.

“Schriftenreihen der bauforschungreihe stahlbeton”, núm. 16, “Stahlleicht und spannleichtbeton”.
(alemán. Solamente se puede adquirir en la Deutsche Banakademie, de Berlín).

Se trata de unas “recomendaciones” para el empleo de hormigones ligeros, armados y pretensados.

COMITE HOLANDES PARA LA INVESTIGACION DEL HORMIGON

Por iniciativa de la “Sociedad holandesa del hormigón”, en 1963 se aprobó una subvención para la investigación experimental del hormigón, con el objeto de aumentar los conocimientos sobre este material. La subvención estaba financiada por aportaciones de la Industria.

La ejecución de estos trabajos de investigación fue encomendada al Comité Holandés para la Investigación del Hormigón (C.U.R.).

El C.U.R. organizó una serie de comités, para el estudio de los diversos temas, a base de miembros procedentes de la industria y el campo profesional. En total, actualmente trabajan 40 comités, con unos 180 miembros, que prestan sus servicios con carácter voluntario.

Los resultados de los trabajos de investigación se recogen en los “Informes C.U.R.”, de los cuales, hasta agosto de 1971, han sido publicados 49.

Estos informes se pueden obtener dirigiéndose a: “Netherlands Concrete Society”. P.O. Box 61. Zoetermeer, Holanda.

A continuación se exponen los resúmenes de cuatro de los más recientes informes, que ofrecen un particular interés para la técnica del pretensado.

Informe núm. 39.

“Comportamiento de las vigas de hormigón pretensado, y en especial de las vigas cargadas a través de ménsulas y vigas con aligeramientos”.
128 págs., 52 diagramas, 41 fotografías, 22 tablas.
17,50 florines holandeses.

Esta publicación describe los ensayos realizados sobre vigas de hormigón pretensado para estudiar, en particular, dos temas que frecuentemente plantean importantes problemas, especialmente en el caso de vigas prefabricadas: ménsulas adosadas a las vigas y orificios o aligeramientos en las vigas.

En el trabajo se da una información completa sobre la investigación realizada y los resultados en ella obtenidos. Además, se incluyen los resultados de investigaciones pre-

cedentes realizadas sobre vigas pretensadas, a escala reducida, en el "Instituto T.N.O. para el estudio de materiales y estructuras de edificios".

Informe núm. 40.

"Ensayos de carga de una viga colgada a escala normal, de las utilizadas para la construcción del viaducto del Metro, de Rotterdam, y de un modelo de dichas vigas".

109 págs., 45 diagramas, 28 fotografías, 14 tablas.

15,50 florines holandeses.

Se describe en esta publicación el ensayo de carga, a escala natural, realizado sobre una viga colgada de hormigón pretensado (de 33 m de luz) de las utilizadas en el viaducto del Metro de Rotterdam. El objeto de este ensayo era obtener información sobre la seguridad real, a fisuración y a rotura, de estas vigas. Se investigó cuidadosamente el extremo "dentado" preparado para el apoyo de la viga. Con este fin, en uno de los extremos de la pieza se dispuso una armadura adicional de refuerzo idéntica a la utilizada en la estructura real. En el otro extremo, se realizó un pretensado vertical, con lo cual pudo suprimirse la mayor parte de esa armadura ordinaria adicional.

Aparte de los resultados de los ensayos sobre la viga a escala natural, en este informe se recogen también los correspondientes a otro ensayo efectuado sobre un modelo a escala reducida (1 : 10). Se deduce que es perfectamente posible estudiar el comportamiento de las estructuras mediante ensayos sobre modelo siempre que éstos sean verdaderamente representativos de la estructura o elemento real.

Informe núm. 46.

"Análisis matemático de los resultados de ensayos de relajación efectuados sobre alambres para pretensado sometidos a tratamiento térmico".

46 págs., 6 diagramas, 7 tablas.

7,70 florines holandeses.

En este informe se analizan estadísticamente los resultados de 44 ensayos de relajación efectuados sobre alambres para pretensado sometidos a tratamiento térmico. Las muestras se obtuvieron de ocho fábricas diferentes de Bélgica, Alemania, Inglaterra y Holanda. Los ensayos demostraron que existe una relación prácticamente lineal entre relajaciones y tiempos para un período comprendido entre diez y mil horas si los correspondientes valores se representan en escalas logarítmicas. Por otra parte, se ha podido comprobar también que si se dispone de datos suficientes sobre los valores de la relajación entre diez y doscientas horas es posible deducir, por extrapolación, los correspondientes a mil horas.

Aunque no es posible predecir por simple extrapolación el valor absoluto de la relajación para períodos de tiempo muy largos, los cálculos efectuados permiten, sin embargo, obtener valores comparativos para distintos tipos de acero de pretensado, o para alambres de distinto diámetro dentro de un mismo tipo.

Informe núm. 49.

“Ejemplos de daños originados por la corrosión en los aceros para pretensado”.
96 págs., 5 diagramas, 43 tablas.
18 florines holandeses.

En este informe se estudian 63 casos de daños causados por la corrosión en aceros para pretensado.

La investigación se realizó recopilando y examinando los datos correspondientes a varios casos ya publicados y a otros aún no publicados, facilitados confidencialmente. Se deduce que sólo en un número reducido de casos los daños pueden atribuirse a una sola causa. La mayoría de las veces, los daños fueron originados por dos o más causas. Los casos en que los daños provienen de la ocurrencia simultánea de un defecto del acero o del hormigón y la presencia de humedad y/o ambientes agresivos son relativamente frecuentes.

EL VICEPRESIDENTE GENERAL DE LA F.I.P. HA SIDO DESIGNADO PROFESOR DE LA UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA

Míster Ben C. Gerwick, Jr., Vicepresidente General de la F.I.P., ha sido nombrado Profesor de Ingeniería Civil en la Universidad de California, Berkeley. Su misión consiste en preparar los programas sobre “Ingeniería constructiva” y “Dirección de obra”.

CONFERENCIA DEL PROFESOR K. V. MIKHAILOV

Con motivo de las “Jornadas de la F.I.P.”, celebradas en Amsterdam, durante los días 6 y 7 de abril de 1972, el Prof. K. V. Mikhailov, Vicepresidente de la F.I.P., en representación de Rusia, pronunció una conferencia en alemán la tarde del martes día 4 sobre la “Investigación en Rusia”.

LXXV ANIVERSARIO DEL DEUTSCHER BETON-VEREIN

El “Deutscher Beton-Verein” celebrará el LXXV aniversario de su fundación en 1973.

Con este motivo, se harán coincidir las “Jornadas alemanas del hormigón”, que tendrán lugar del 9 al 11 de mayo de 1973 en Berlín, con un simposio especial sobre “La seguridad en las estructuras de hormigón”, programado para los días 7 y 8 del citado mayo. En estos actos podrán participar y colaborar con comunicaciones todos los técnicos extranjeros que lo deseen; pero los trabajos deberán presentarse en alemán.

En el próximo número de las “Notas de la F.I.P.” se darán nuevos detalles sobre este tema.

ESTRUCTURAS CIRCULARES DE HORMIGON PRETENSADO

El Comité 344 del “American Concrete Institute” ha publicado recientemente un informe sobre estructuras circulares de hormigón pretensado.

En dicho informe se incluyen recomendaciones para el proyecto y construcción de estas estructuras utilizadas, normalmente para almacenar líquidos y otros materiales. En general, las citadas estructuras se construyen con láminas delgadas, cilíndricas, de hormigón. Las recomendaciones se refieren, principalmente, a los depósitos pretensados circunferencialmente mediante alambres continuos enrollados alrededor de la pared del depósito, pero también incluyen directrices para los casos en que se utilicen cables individuales. Asimismo, se estudian los métodos adecuados para prevenir la corrosión de las armaduras de pretensado.

Se incluyen detalles sobre las uniones entre los muros y la solera y los muros y la cubierta. En uno de los capítulos se trata del proyecto y construcción de las bóvedas de cubierta.

CONFERENCIA SOBRE MODELOS DE ESTRUCTURAS

Durante los días 16 al 18 de mayo de 1972 se celebra en la Universidad de Sydney, Australia, bajo los auspicios de la "Institution of Engineers" y la "Cement and Concrete Association" de Australia y de la Universidad de Sydney una conferencia sobre modelos de estructuras.

El programa provisional es el siguiente:

Martes, 16.

- 19,00 h. Apertura de la Conferencia. Breve informe sobre el estado actual de la técnica de ensayos sobre modelo y otra comunicación presentada por un conferenciante extranjero.

Miércoles, 17.

- 09,00-12,00 h. Discusión de las comunicaciones relativas a: materiales para la construcción de modelos, técnicas de ensayo y equipos para la realización de estos ensayos.
- 18,00 h. Cena-conferencia.

Jueves, 18.

- 09,00-10,30 h. Discusión de las comunicaciones relativas a: interpretación de los datos de ensayo y comparación de los resultados obtenidos en los ensayos sobre modelo con los deducidos teóricamente o mediante ensayos en obra.
- 11,00-12,30 h. Discusión sobre la economía de los ensayos sobre modelo y su adecuación a la resolución de problemas específicos de cálculo.

Los interesados en recibir mayor información sobre el particular pueden dirigirse a: "Department of Architectural Science". University of Sydney. Australia.

REUNION DEL COMITE EJECUTIVO DE LA F.I.P.

El Comité Ejecutivo de la F.I.P. se reunió en Nueva York los días 26 y 27 de septiembre de 1971 en el hotel New York Hilton, uno de los locales previstos para la celebración del VII Congreso de la F.I.P. de 1974. Se celebraron reuniones con los miembros del Comité Organizador de Estados Unidos, representantes de los hoteles New York Hilton y Waldorf Astoria, la oficina de Congresos de Nueva York y los organizadores de la exposición.

Se acordó publicar un folleto con los datos relativos a la Exposición, precios de los "stands" e instrucciones para el envío de materiales. Se pueden solicitar ejemplares de este folleto en la Oficina Administrativa de la F.I.P. o dirigiéndose directamente a los organizadores, cuyas señas son:

Mr. Gale Spowers
Prestressed Concrete Institute
Suite 1820
20 North Wacker Drive
CHICAGO, Illinois 60606 (Estados Unidos) (*)

Se comentó también que en vista del interés despertado por los simposios de la F.I.P. sobre "Estructuras marítimas de Hormigón" y "Estructuras en zonas sísmicas" se espera que el número de participantes en los mismos exceda de 300. Solamente para el simposio sobre "Estructuras marítimas de Hormigón" se han recibido ya 40 comunicaciones de expertos en dicho tema. Con la cooperación de Inturist, el Comité Organizador Soviético está programando interesantes excursiones para después de los simposios a diferentes regiones de la Unión Soviética. El Boletín con el impreso de inscripción y detalles sobre los simposios y las excursiones posteriores se puede obtener dirigiéndose a la Oficina Administrativa de la F.I.P. (**).

PUBLICACIONES DE LOS CONGRESOS DE LA F.I.P.

Los Proceedings de los Congresos 2.º, 3.º, 4.º y 5.º de la F.I.P. se pueden adquirir ahora a un precio reducido, aprobado con el objeto de liquidar los ejemplares existentes.

Los Proceedings del segundo Congreso (Amsterdam, 1955) de 990 páginas se pueden adquirir por £ 0,50 cada ejemplar (su precio era de £ 1,50).

Los del tercer Congreso (Berlín, 1958), que constan de 2 volúmenes, con las comunicaciones y discusiones, de 766 y 209 páginas, respectivamente, se venden al precio de £ 1,75 (su precio era £ 5).

Los del cuarto Congreso (Roma-Nápoles, 1962) constan también de dos volúmenes. El volumen I contiene 78 comunicaciones, y el II, los cuatro informes generales y las discusiones de las sesiones técnicas. Su precio es de £ 1,75 (antes £ 5).

Los Proceedings del quinto Congreso, celebrado en París en 1966, se pueden adquirir en cuatro idiomas: inglés, francés, alemán o ruso. Su precio es de £ 2,50 cada uno (su precio original era de £ 5).

(*) En la Secretaría de la A.T.E.P. existen también ejemplares de estos folletos a disposición de los interesados.

(**) En la Secretaría de la A.T.E.P. existen también ejemplares de estos boletines a disposición de los interesados.

Los pedidos de estas publicaciones, adjuntando el importe correspondiente, se deben dirigir a la Oficina Administrativa de la F.I.P.

PUENTE DE OLAND, SUECIA

En las Notas de la F.I.P. núm. 30 se publicó una breve descripción del puente de Oland, construido en Suecia, el mayor de Europa. En dicho artículo se describían los seis tramos centrales, de 130 m de luz cada uno, sobre las vías de navegación. Estos tramos se construyeron in situ en hormigón pretensado por el sistema de voladizos sucesivos a partir de las pilas.

Se mencionaban las dificultades originadas por el hielo durante la primavera. Es interesante recordar que, como contrapartida, las bajas temperaturas registradas durante el invierno de 1969-70, al mantener heladas las aguas más de tres meses bajo el tramo central, facilitaron mucho la construcción.

ENSAYOS DE VIGAS DE HORMIGON PRETENSADO

Los detalles siguientes sobre vigas cajón, pretensadas, y sobre los ensayos exhaustivos llevados a cabo con una de ellas, en Inglaterra, están tomados del número de la revista *Concrete* correspondiente a julio de 1971.

Estas vigas de sección en cajón se proyectaron para el nuevo viaducto de Basildon, en Essex, bajo la dirección del Ingeniero Jefe de la "Basildon Development Corporation". Tienen 1,36 m de anchura, luz de 19 m y canto de algo más de 1 m. Van pretensadas con 30 cables continuos de acero estabilizado.

Una de las vigas se ensayó a rotura mediante un dispositivo especialmente construido al efecto. La viga estaba apoyada en sus extremos, y con dos gatos hidráulicos se cargaba a los tercios de la luz. Los ensayos se efectuaron en tres etapas. En la primera, se elevó la carga gradualmente hasta alcanzar su valor normal de servicio, y después, se descargó. En la segunda, se llegó hasta una carga igual a tres veces la de servicio, y en la tercera, se retiró la carga justo antes de llegar a rotura para medir el grado de recuperación.

El equipo de ensayo utilizado constaba de nueve células fotoeléctricas de carga, 33 medidores de carga de resistencia eléctrica y 99 elongómetros DEMEC. En la parte superior de uno de los paramentos laterales de la sección central de la viga se pegó una placa de barniz fotoelástico, con el fin de poder detectar rápidamente cualquier fisuración. En el paramento opuesto se medía la anchura de las fisuras utilizando un micrómetro especial con una precisión de ± 5 micras.

En la última etapa, al llegar casi a rotura, se midió una flecha de 16,25 cm, que después de la recuperación quedó reducida a sólo 3,68 cm.

SKYERISE (PLATAFORMAS PRETENSADAS PARA CASAS MOVILES)

Tomado del número de "P C Items" correspondiente a mayo de 1971.

Las plataformas están constituidas por piezas tipificadas de sección en T doble, pretensadas, sobre las que se apoyan las casas móviles, prefabricadas en un solo bloque.

Tres elementos, cada uno de 26 m de largo y 2,6 m de anchura, forman estas plataformas, que van montadas a diversas alturas sobre soportes y vigas prefabricadas de hormigón. Las casas tienen sólo $21 \times 4,3$ m, con lo cual la plataforma sobresale todo alrededor de la vivienda.

Es la primera vez que se utiliza este sistema en Estados Unidos, pero se espera que en el futuro habrá de tener una amplia difusión.

SIMPOSIO SOBRE PASOS ELEVADOS URBANOS EN MADRID (ESPAÑA)

En el "Instituto Eduardo Torroja" de Madrid se ha celebrado un simposio sobre viaductos urbanos durante los días 25 y 26 de mayo de 1971, organizado por la Asociación Técnica Española del Pretensado (A.T.E.P.) y el citado Instituto.

El objetivo principal de este simposio consistía en crear un estado de opinión sobre el problema general que plantean estos pasos elevados, como consecuencia de la influencia que, tanto su proyecto como su construcción, ejerce sobre la ciudad y sus habitantes.

Presentaron comunicaciones en este simposio: el Prof. Fernández Casado y los Ingenieros De las Heras, López Jamar, Corral, Fernández Ordóñez, Martínez Calzón, Hernández Ros, Mr. Lee, Valls y Manterola. Clausuró el simposio el Dr. Arquitecto Cassinello, Presidente de la A.T.E.P.

Los pasos elevados descritos fueron: los de Atocha, Ruiz de Alda, Eduardo Dato, Joaquín Costa, Cuatro Caminos, Capitán Cortés y Bailén-Ferraz, todos ellos construidos en Madrid; los de San Pedro Mezozzo y Primo de Rivera, de la Coruña, y el de Zaramaga, en Vitoria.

Míster Lee describió los pasos elevados de Hammersmith, Mancunian Way, Westway y los accesos al puente de West Gate.

Las diferentes soluciones adoptadas para la construcción de estos pasos elevados son muy variadas; desde los construidos totalmente con estructura metálica hasta los de hormigón pretensado, pasando por los de vigas "Preflex" y las soluciones a base de estructuras mixtas de acero y hormigón pretensado.

Todas estas soluciones fueron discutidas desde los puntos de vista económico, estético y funcional. Los textos de todas las comunicaciones presentadas al simposio han sido publicados en el número 100 de la Revista HORMIGÓN Y ACERO, editada por la A.T.E.P.

CONTROL DE LA CALIDAD DE LA GEOMETRIA DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGON PRETENSADO

Por el Dipl. Ing. H. Neumann (Alemania oriental).

Se ha podido comprobar que en el desarrollo y construcción de las estructuras constituidas por elementos prefabricados de grandes luces y secciones esbeltas, de hormigón pretensado, al contrario de lo que ocurre en las estructuras de hormigón o de hormigón armado de menores dimensiones, es preciso tener en cuenta las deformaciones adicionales que se producen durante el proceso de construcción. Los principales factores que deben considerarse son: las deformaciones elásticas, lineales, por compresión, de los moldes rígidos, debidas al pretensado de los alambres, y las deformaciones elasto-plásticas del hormigón originadas por los esfuerzos de pretensado introducidos en el elemento. Todos estos

efectos que influyen en las dimensiones y en la forma de la estructura pretensada final no se controlan hasta ahora, en la forma adecuada, con los métodos tradicionales que se vienen utilizando para comprobar la geometría y dimensiones de las construcciones.

Durante los años 1967 al 1969 el desarrollo de un tipo de viga peraltada de hormi-gón pretensado, de 18 m de longitud, para cubiertas, puso en evidencia la necesidad de desarrollar nuevas técnicas más precisas para el control de la geometría de estos elemen-tos. Su éxito se basa en los dos principios fundamentales siguientes:

1. Establecimiento de un sistema de puntos de control, basado en relaciones geo-métricas, que asegura una comprobación continua de los parámetros geométricos esencia-les, empezando en los moldes metálicos y terminando en el producto acabado. Este siste-ma debe ir incorporado al molde y ser reproducible en el elemento estructural.

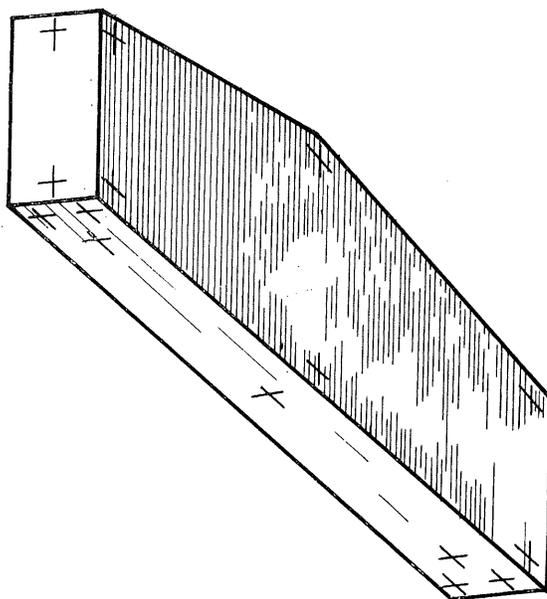


Figura 1.

Para establecer estos puntos de control se han desarrollado dos métodos: El prime-ro consiste en colocar puntos esféricos en relieve sobre la superficie interior de los moldes, que dejan unas huellas, también esféricas, en los paramentos del elemento fabricado en tales moldes. Esta solución es sencilla y barata, pero no permite obtener mediciones pre-cisas. El segundo método utiliza unas marcas especiales para el control de medidas, que hay que sujetar cada vez en los moldes, y de los cuales se desprenden antes de retirarlos, permaneciendo en el elemento fabricado. Aunque requiere mucho más tiempo, esta so-lución asegura unas mediciones precisas del elemento, tanto para la comprobación final hecha en la fábrica como durante el proceso de su colocación en obra y después de terminado el montaje.

2. Preparación de un dispositivo de medida mediante el cual, en una longitud de unos 20 m (depende de las dimensiones de la estructura que se desee medir) se puedan comprobar y registrar los parámetros esenciales geométricos, tanto en los moldes metá-licos como en los elementos fabricados y en las estructuras terminadas, determinando las coordenadas tridimensionales de los puntos de control antes mencionados, por medio de instrumentos ópticos especiales de medida.

Entre los distintos tipos posibles de dispositivos utilizables (por ejemplo, totalmente mecánicos u ópticos, óptico-eléctricos y óptico-mecánicos) se utiliza un sistema óptico-mecánico que, aunque necesita dos operadores, es relativamente fácil de manejar y permite realizar las mediciones muy rápidamente (por ejemplo, la determinación de las coordenadas X, Y y Z de 20 puntos de control la efectúa en treinta minutos).

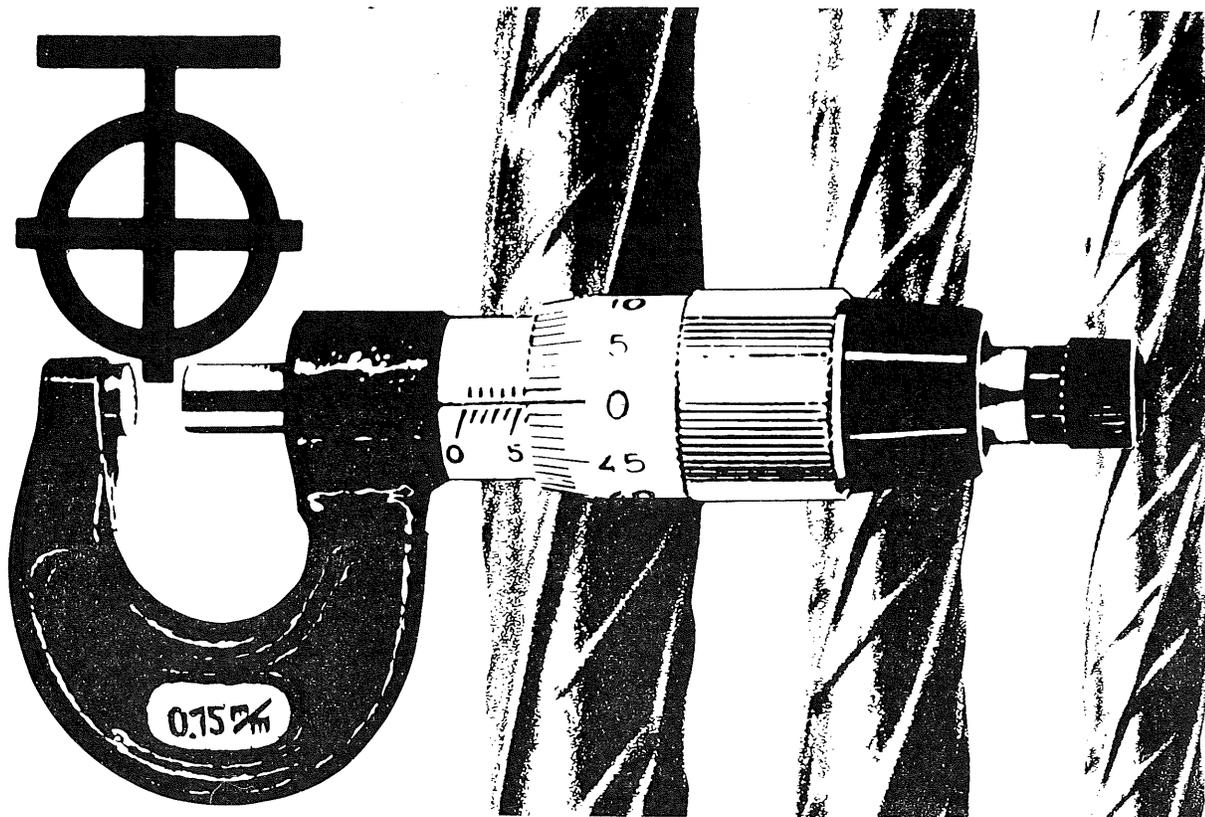
El dispositivo de medición consta de tres partes:

- Una base de medida lo suficientemente larga de hormigón armado, en donde se colocan cada un metro las marcas para el control de las medidas; y dos raíles guías dispuestos a lo largo de los costados de esta base de medida.
- Un instrumento móvil en forma de pórtico para determinar las coordenadas con una guía vertical para una barra telescópica, mediante la cual se efectúan las mediciones horizontales y un aparato de alineación y aplomo colocado en la parte central.
- Dos apoyos, con topes de sujeción, para el elemento que se quiere ensayar.

Utilizando una abrazadera con tornillos de precisión para el ajuste del instrumento destinado a la determinación de las coordenadas y midiendo los puntos de control marcados de acuerdo con el segundo de los métodos antes citados, se pueden obtener valores con un error de $\pm 0,1$ mm, y realizar mediciones, en elementos de hasta 20 ó 30 m de longitud, con una aproximación de ± 5 mm, teniendo en cuenta todas las posibles causas de error (por ejemplo, las inexactitudes en el ajuste del instrumento que, con su pórtico de sujeción, se traslada a lo largo de la base de medida).

Traducido por M. C. PITA

Revisado por R. PIÑEIRO



Hemos tomado eficaces medidas

AHORA

tetracero 42, ES

INCONFUNDIBLE

Al adaptar nuestra gama a los diámetros de la serie normalizada (UNE 36.088) hemos creado además un nuevo perfil para aumentar la adherencia

He aquí una nueva razón para seleccionar **tetracero**.

tetracero s.a. Fuencarral, 123
Tels. 224 87 53 - 54 - 55 * MADRID - 10

notas de la F.I.P.

n. 38, enero - febrero 1972

CURSOS SOBRE HORMIGON EN LA TELEVISION HOLANDESA

La cadena de televisión Academy (Teleac) de Holanda ha retransmitido, el día 15 de enero de 1972, la primera de una serie de 10 conferencias sobre hormigón. El programa se retransmite en color y el precio de los textos escritos para poder seguir el curso es de 15 libras.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES DE MAQUINAS

El primer día de los dos que duró la reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre Estructuras y Cimentaciones de máquinas, celebrada en Holanda los días 4 y 5 de noviembre de 1971, se celebró una visita muy interesante. Los miembros de la Comisión fueron invitados por el Royal Netherlands Blast Furnace and Steel Works a realizar una excursión a las obras de Ijmuiden, situadas a 30 kilómetros de Amsterdam.

Además de las operaciones propias de la fabricación del acero pudieron observarse algunas interesantes estructuras de ingeniería civil. Entre ellas se incluye un abastecimiento de agua extraída de una capa freática profunda por medio de tubos de acero de 25 m de longitud, y un segundo abastecimiento con tubos, también de acero, de más de 27 m de longitud.

De particular interés para los miembros de la Comisión fue la visita realizada a la Col Working Mill, donde se vieron los bloques de cimentación y anclaje de las máquinas, contruidos con hormigón pretensado. En el próximo número de las Notas de la F.I.P. se publicará un resumen de esta obra.

La reunión se celebró en Amsterdam en los locales de la Verkoops-Associatie Enci-Cemij-Robur, que dio toda clase de facilidades y ofreció una comida a los delegados.

La comunicación presentada por el delegado de Rusia, Profesor Ludkovsky fue muy discutida. Se trata de un trabajo de investigación sobre la producción de elementos muy resistentes, zunchados helicoidalmente. En la sesión de clausura de la reunión, Mr. Schmidl (Dinamarca) sugirió la posibilidad de cambiar el período propio de vibración de los bloques de cimentación por medio del pretensado, anclando los elementos pretensados en macizos de hormigón enterrados en cualquier tipo de terreno. Pero es necesario realizar estudios más profundos sobre este tema.

La próxima reunión de la Comisión tendrá lugar, probablemente, en Londres a finales del mes de octubre de 1972.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE PREFABRICACION

Reunión en Rumania, diciembre de 1971.

La Comisión de la F.I.P. sobre Prefabricación celebró sus reuniones en diciembre de 1971, en Brasov (Rumania), el día anterior al del comienzo de la IV Conferencia Nacional Rumana sobre Hormigones. A pesar de que faltaron algunos miembros de la Comisión asistieron delegados de siete países junto con delegados y observadores del país organizador.

Los nuevos miembros de la Comisión elegidos recientemente son: Mr. Bouvy (Holanda), Mr. Hill (Australia), Mr. Gilbertsen (Estados Unidos), Mr. Markus (Hungría) y Mr. Witta (Suiza).

Como especialista en este campo particular, Mr. Bouvy, que asistió a la reunión, fue propuesto para actuar como coordinador de toda la información sobre estructuras pretensadas, construidas a base de dovelas prefabricadas, que es uno de los principales temas del programa de trabajo.

Los delegados rumanos presentaron una serie de comunicaciones, entre ellas una sobre uniones con resinas epoxi y otra sobre Tecnología de la Prefabricación de elementos pesados en hormigón pretensado (ambas en francés).

El tema de las tolerancias ha adquirido gran importancia en muchos países, y el Profesor Ludwig (Alemania occidental) preparó un informe preliminar sobre este tema, que será ampliado con nuevas informaciones a fin de incluirlo en el informe que presentará la Comisión al Congreso de la F.I.P. en 1974.

Se acordó también estudiar con mayor profundidad los problemas relacionados con el curado por medio de corriente eléctrica, ya que el uso de este método se ha extendido rápidamente por muchos países.

La próxima reunión de la Comisión se celebrará, en Sevilla (España), el 13 de noviembre de 1972, víspera del comienzo de la VII Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P., que se celebrará del 14 al 18 de noviembre.

La reunión de Brasov fue seguida de la IV Conferencia Nacional sobre Hormigón, y los miembros de la Comisión asistieron también a las sesiones de la Conferencia.

El tema específico de esta Conferencia de 1971 fue la prefabricación. En total se celebraron cinco sesiones de trabajo, en las que se trataron todos los aspectos del tema (proyecto, investigación, construcción y realizaciones importantes).

Para tener una idea del volumen de la industria rumana de prefabricados de hormigón baste decir que la producción anual ha alcanzado la cifra de un millón y medio de metros cúbicos, de los cuales, el 22 por 100 es de hormigón pretensado. Tienen mucha importancia la producción, en grandes series, de elementos tipo en las fábricas del Estado, con una amplia gama de productos, entre ellos piezas en T y en TT, tuberías pretensadas, grandes paneles, módulos para viviendas, postes para líneas eléctricas y vigas de cubierta.

Se editaron tres volúmenes con las comunicaciones presentadas a la Conferencia; éstas fueron resumidas por los ponentes generales, que asistieron a las sesiones, con traducción simultánea en alemán y francés. En total asistieron a la Conferencia más de 400 ingenieros y técnicos rumanos, además de algunos delegados de otros países, incluidos los miembros de la Comisión de la F.I.P. sobre Prefabricación.

EDIFICIO PARA OFICINAS EN ALEMANIA OCCIDENTAL

Uso intensivo del hormigón ligero pretensado.

En la construcción del nuevo edificio para oficinas de la Power Station en Stade, Alemania occidental, se ha utilizado hormigón ligero de forma que se han aprovechado todas las propiedades de este material.

El edificio se ha construido de una forma especial, colgando las tres plantas superiores de dos arcos de hormigón armado, por medio de péndolas de acero forradas de asbesto. Cada par de péndolas soportan tres vigas transversales, una al nivel de cada planta.

Además de los arcos, las vigas transversales, las cimentaciones y las cajas de los ascensores son de hormigón armado o pretensado, mientras que el resto de la estructura es de hormigón ligero-pretensado.

Evidentemente, la reducción del peso propio es un factor importante en una estructura de este tipo. Al mismo tiempo, la mejora del aislamiento térmico ofrece una serie de ventajas desde el punto de vista arquitectónico.

EFFECTOS DE LA RETRACCION Y DE LA FLUENCIA EN PUENTES PRETENSADOS, CONSTRUIDOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS (*)

La revista "Annales des Ponts et Chaussées", núm. 11, 1971, publica un artículo de los señores Belmain y Le Bourdelles, en el que se describe el conjunto de medidas de las deformaciones, tomadas durante la construcción de un puente de hormigón pretensado. El puente fue construido por el conocido método de voladizos sucesivos.

Lo más notable de este sistema de construcción es que durante el transcurso de la obra se producen cambios importantes en la naturaleza de la estructura; en primer lugar, los voladizos aumentan en longitud y en peso, con el correspondiente incremento del esfuerzo de pretensado, mientras que la estructura permanece isostática. Posteriormente, los voladizos pasan a formar parte de vigas hiperestáticas.

En segundo lugar, el hormigón, durante el endurecimiento, está sometido a cambios de tensión, y en tercer lugar, las flechas en los extremos de los voladizos continúan aumentando, por efecto de la fluencia, cuando éstos se unen para constituir una viga continua.

En la situación ideal, las flechas en los extremos de los voladizos pueden ser compensadas con contraflechas conseguidas por medio del pretensado, pero esto no es posible para luces mayores de 100 m, en las que dominan los efectos del peso propio y las sobrecargas de construcción.

El puente ensayado, situado en la autopista A1 de Francia, está constituido por una viga-cajón de tres tramos; el central, de 82,5 m de luz. En el artículo se describe también el método utilizado para analizar los resultados de los ensayos.

Los autores del artículo dicen: "Las recomendaciones C.E.B.-F.I.P., publicadas en 1970, sugieren algunas fórmulas simplificadas, de fácil aplicación, para calcular la fluencia y la retracción del hormigón en las estructuras. Los valores numéricos de las deformaciones me-

(*) La traducción española de este artículo se publicará en un próximo número de HORMIGÓN Y ACERO.

didadas en esta obra están de acuerdo con los valores calculados utilizando las fórmulas de las Recomendaciones C.E.B.-F.I.P.”.

FERROCARRIL DE CERCANIAS, EN SINGAPUR

El hormigón pretensado está siendo utilizado masivamente en la construcción de una gran red de ferrocarril que comunicará a las ciudades satélites de Singapur.

Las estructuras de dicha red se construyen con vigas de hormigón pretensado, prefabricadas a pie de obra, de 36,5 m. de longitud. Dichas vigas se apoyan sobre piezas de caucho que permiten un determinado giro, y desplazamientos longitudinales y transversales, durante y después de la colocación.

NUEVO AEROPUERTO PARA TRAFICO INTERCONTINENTAL, EN PARIS

Aeropuerto de París, organismo público creado en Francia, para construir, planificar y desarrollar aeropuertos, en un radio de 50 kilómetros alrededor de París, ha publicado un folleto sobre el nuevo aeropuerto de París en Roissy-en-France. Se presenta a continuación un resumen de este trabajo, en el que no se trata solamente de los aspectos técnicos de la obra, sino también de la filosofía con que se ha enfocado el proyecto y la elección del emplazamiento. Se considera que estos aspectos son tan importantes para los ingenieros, como los detalles puramente técnicos.

¿Por qué se ha situado en Roissy?

En todos los países desarrollados, la aviación comercial ha entrado en una nueva fase. Durante los últimos años, el aumento del tráfico de pasajeros ha sido tal que el transporte aéreo se ha convertido en un problema de movimiento de masas. Al mismo tiempo, el transporte aéreo de mercancías es ya parte importante del comercio internacional.

Estos progresos han venido acompañados de la aparición de nuevos y mayores aviones que abaratan el coste del transporte. Por este motivo es necesario reestructurar los aeropuertos de forma que ofrezcan mayores facilidades al tráfico. Esta es la razón de que Aeropuerto de París esté llevando a cabo un programa de estudio a gran escala.

Las pistas existentes deben ser utilizadas al límite de su capacidad. El aeropuerto de Orly se proyectó para un tráfico inicial de seis millones de pasajeros al año; gracias a las mejoras introducidas en las pistas y en la ayuda a la navegación aérea, así como el aumento de las plazas en los aviones, dentro de pocos años la actual capacidad del aeropuerto de Orly se verá aumentada a 15 millones de pasajeros/año.

El aeropuerto de Le Bourget, por estar rodeado de edificios altos y por tener un tamaño inadecuado, posee una capacidad que no puede exceder de dos o tres millones de pasajeros/año. Este aeropuerto, que ha dado, y da todavía, un magnífico servicio, no podrá ser adaptado técnicamente en el futuro, para tráfico de media y larga distancia; por consiguiente, tendrá que ser habilitado para otros usos.

A tenor de las últimas estadísticas, el tráfico comercial en la región de París, alcanzará en 1972, 16 millones de pasajeros y 350.000 toneladas de carga, sumando los tráficos de Orly y Le Bourget.

Por tanto, se ha hecho imprescindible, con vistas a 1973, la construcción de un nuevo

aeropuerto, que sustituya a de Bourget y sea capaz de absorber el aumento de tráfico de pasajeros. Las nuevas pistas tendrán que ser mejores que las de Orly, pues en éstas, los edificios de los alrededores dificultan los vuelos nocturnos. En Roissy-en-France, a 7 km al nordeste de Le Bourget y sólo a 27 km de París, se encontró el lugar: una superficie de 3.000 hectáreas en una zona poco poblada y con alrededores particularmente favorables.

Elección del emplazamiento.

La elección del emplazamiento, en Roissy-en-France fue el resultado de los estudios realizados en 1957.

Se consideró excepcional encontrar cerca de París un lugar donde concurriesen casi todas las condiciones que requiere un gran aeropuerto. En este aspecto, París aventaja a Londres, Nueva York o Tokio, por ejemplo, donde la construcción de un nuevo aeropuerto presenta muchísimas dificultades, principalmente las debidas a la densidad de población.

Por razones históricas, París se ha extendido menos hacia el nordeste que en otras direcciones y en esa zona, de poca densidad de población, conocida por la "Vieille France", se encuentran grandes extensiones dedicadas a la agricultura, a una distancia de Notre Dame de sólo 20 km, poco más allá de Le Bourget.

Esta llanura es la divisoria de las aguas, que vierten al Sena, hacia el oeste y al Marne, hacia el sudeste. Tiene una altura de 90 a 115 m sobre el nivel del mar con pendiente ascendente hacia el norte.

En el ángulo entre dos líneas del ferrocarril, a 10 kilómetros al nordeste de Le Bourget, se encontraron 3.000 hectáreas, en las cuales hay un solo pueblo y que estaban dedicadas al cultivo intensivo de trigo, patatas y remolacha.

Todas las otras zonas que podían considerarse como posibles emplazamientos están demasiado lejos de París —por lo menos a 50 kilómetros— o bien fueron rechazadas por alguna otra razón.

Otra de las ventajas de Roissy-en-France es su buena comunicación con París, ya que pasan por allí varias autopistas.

La expropiación se realizó con facilidad; se formaron 6.000 parcelas pertenecientes a 510 propietarios. Sólo hubo que derruir una granja. El coste total de la expropiación fue de 115 millones de francos.

Primera sección para 1973.

La primera sección de las obras tiene que estar terminada en los últimos meses de 1973. Esta parte permitirá un movimiento de seis millones de pasajeros/año.

Dicha primera sección incluye: una pista, en dirección Este-Oeste, de 3.600 m de longitud, una terminal para pasajeros, una terminal para mercancías, una sección de mantenimiento de instalaciones, instalaciones de seguridad, una red de carreteras, una central de aire acondicionado, la central telefónica, alcantarillado, obras de saneamiento, paradas de taxis y zona de estacionamiento de aviones. Las 6.000 unidades de obra, aproximadamente, se han distribuido en 300 contratas distintas.

El coste previsto para esta primera sección es de 1.400.000.000 de francos.

Terminal número 1 para pasajeros.

Su capacidad es la misma que la de Orly en 1966, pero el tráfico estará más definido, porque Roissy-en-France absorberá la mayoría del tráfico trasatlántico, que utiliza aviones supersónicos de gran capacidad. Las dimensiones de la zona de operaciones han sido proyectadas con gran amplitud. El proyecto tiene dos características fundamentales:

1. Su flexibilidad; es decir, la previsión de espacios libres para poder adaptarse a un mayor tráfico de aviones sin grandes modificaciones en los edificios.
2. Reducción al máximo del número y amplitud de los movimientos de pasajeros en la terminal y en los aparcamientos.

Para conseguir esta reducción de los movimientos dentro del edificio, los aviones se situarán, para la carga y descarga, en un círculo alrededor del núcleo central de la terminal.

Dicho núcleo central estará rodeado por siete edificios satélites, comunicados con él por medio de túneles.

Para que las distancias entre la terminal y los aparcamientos sean de longitud mínima, éstos se sitúan en las plantas superiores del núcleo central.

Esta solución, si se compara con un aeropuerto tradicional de la misma capacidad, reduce en un 50 por 100 el trayecto entre el coche y el avión, ya que las tres funciones básicas de la terminal —aparcamiento, tránsito, salas de espera— se sitúan en plantas superpuestas por ese orden.

El núcleo central circular, de 190 m de diámetro, consta de 11 plantas, de las cuales tres están bajo tierra. La excavación total es de 700.000 m³.

Cimentación.

El enorme peso de los edificios de la terminal, así como la solución estructural utilizada (pórticos radiales de gran luz de hormigón armado), originan grandes cargas concentradas sobre la cimentación. Esta se resuelve con pilotes de gran diámetro (1,5 m) apoyados en una capa de calizas. El primer pilote se hormigonó a finales de marzo de 1969, y el pilote número 715 a últimos de septiembre. Para la construcción de estos pilotes se utilizaron 25.000 m³ de hormigón y 1.500 toneladas de acero.

Estructura.

La estructura del edificio terminal está constituida por vigas y pilares de hormigón armado o pretensado. En su construcción se han utilizado 180.000 m³ de hormigón y 15.000 toneladas de acero.

La superficie total de forjados es del orden de 206.000 m².

Las comunicaciones interiores se resuelven por medio de:

- Veintiséis ascensores.
- Cinco montacargas.

- Seis cintas transportadoras.
- Dos escaleras mecánicas.
- Cuarenta y una rampas telescópicas.

Evacuación de las aguas pluviales.

Como una tercera parte de la superficie del aeropuerto de Roissy-en-France está cubierta, el caudal máximo de agua de lluvia que ha de ser evacuada se calcula en 65 m^3 por segundo. Este agua se verterá a un afluyente del Marne, en el que se construirá un pequeño embalse regulador con capacidad para casi dos millones de m^3 .

Embalse.

El cierre del embalse estará constituido por un muro de tierra de 15 m de altura y 140.000 m^3 de volumen; su cara de agua arriba se impermeabilizará para protegerla de la acción de las aguas. La longitud del embalse es de 1.700 m.

Colector.

Para conducir las aguas desde el edificio al embalse se está construyendo un túnel circular de diámetro variable entre 1,80 y tres m y 7 kilómetros de longitud. En su comienzo hay un depósito regulador de 200.000 m^3 de capacidad.

Drenajes.

La longitud de los drenes que se construirán, cubriendo toda la superficie del aeropuerto, es de más de 30 kilómetros.

Pista número 1 y paradas de taxis.

Las obras de la pista y de las paradas de taxis comenzaron el 1 de agosto de 1969.

La pista, orientada en la dirección Este-Oeste tiene 3.600 m de longitud y 45 m de anchura. Puede ser ampliada a 4.300 m de longitud.

La anchura de las paradas de taxis es de 22,50 m, y su longitud total de 14.000 m.

El firme de la pista y de las paradas de taxis consta de tres capas; la superior, de rodadura, es de hormigón hidráulico y tiene 40 cm de espesor; la intermedia, granular, de 30 cm de espesor, y la inferior, de piedra caliza, de 30 cm de espesor.

Los materiales extraídos de la excavación se utilizaron en las dos capas inferiores del firme.

El drenaje de las pistas se ha conectado con el sistema general de drenaje del aeropuerto. La obra supone:

De movimiento de tierras	400.000 m ³
De excavación	390.000 m ³
De losas de hormigón de 0,40 m de espesor ...	539.000 m ²
De losas de hormigón de 0,20 m de espesor ...	5.400 m ²
De firme asfáltico de 2,5 cm de espesor	43.000 m ²
De drenes	27 km
De luces piloto	400 puntos

Las obras finalizaron en marzo de 1971. Su duración ha sido de veinte meses.

Puentes sobre la autopista número 1.

Para resolver el cruce de la pista número 1 y de las paradas de taxis con la autopista del Norte fue necesario proyectar varios puentes. Las paradas de taxis pasan sobre la autopista por tres puentes de 50 m de anchura, y la pista por uno de 300 m.

Proyectar un puente para aviones es muy arriesgado; como el Boeing 747 pesa 320 toneladas y se prevé, en un futuro próximo, aviones de mayor peso se proyectó una losa de 70 cm de canto, en hormigón pretensado, capaz de soportar las cargas transmitidas por aviones de hasta 700 toneladas.

Si el peso de los aviones superase esta cifra, el desarrollo de la técnica del pretensado lleva a la conclusión de que sería más económico construir un nuevo puente que reformar el actual.

Para evitar el efecto de túnel en la autopista, al cruzar bajo los puentes, se han dispuesto tragaluzes en el puente de la pista, e iluminación artificial, al nivel de la autopista, en todos ellos.

Paralelamente a la autopista se ha construido una carretera que permitió la desviación provisional del tráfico durante las obras; desviar, a partir de septiembre de 1970, el tráfico de la carretera RN-2 hacia el Norte y quedará en el futuro como carretera de servicio del aeropuerto.

Puente H-17.

Este puente, que hace posible que los aviones crucen los accesos a la terminal número 1, tiene 53 m de ancho y 77 m de longitud. El tablero es una losa soportada por cinco filas de siete columnas. Se empezó a construir a finales de 1969.

C.A.N.A.

El edificio para el Centre Aeroportuaire de la Navigation Aérienne incluye:

- Una torre de control.
- Un edificio para la sección técnica.
- Una central de comunicaciones.

En la fase final controlará todo el tráfico aéreo. El emplazamiento de la torre de control se determinó de tal manera que teniendo en cuenta su altura, 80 m, se obtiene el má-

- Seis cintas transportadoras.
- Dos escaleras mecánicas.
- Cuarenta y una rampas telescópicas.

Evacuación de las aguas pluviales.

Como una tercera parte de la superficie del aeropuerto de Roissy-en-France está cubierta, el caudal máximo de agua de lluvia que ha de ser evacuada se calcula en 65 m^3 por segundo. Este agua se verterá a un afluyente del Marne, en el que se construirá un pequeño embalse regulador con capacidad para casi dos millones de m^3 .

Embalse.

El cierre del embalse estará constituido por un muro de tierra de 15 m de altura y 140.000 m^3 de volumen; su cara de agua arriba se impermeabilizará para protegerla de la acción de las aguas. La longitud del embalse es de 1.700 m.

Colector.

Para conducir las aguas desde el edificio al embalse se está construyendo un túnel circular de diámetro variable entre 1,80 y tres m y 7 kilómetros de longitud. En su comienzo hay un depósito regulador de 200.000 m^3 de capacidad.

Drenajes.

La longitud de los drenes que se construirán, cubriendo toda la superficie del aeropuerto, es de más de 30 kilómetros.

Pista número 1 y paradas de taxis.

Las obras de la pista y de las paradas de taxis comenzaron el 1 de agosto de 1969.

La pista, orientada en la dirección Este-Oeste tiene 3.600 m de longitud y 45 m de anchura. Puede ser ampliada a 4.300 m de longitud.

La anchura de las paradas de taxis es de 22,50 m, y su longitud total de 14.000 m.

El firme de la pista y de las paradas de taxis consta de tres capas; la superior, de rodadura, es de hormigón hidráulico y tiene 40 cm de espesor; la intermedia, granular, de 30 cm de espesor, y la inferior, de piedra caliza, de 30 cm de espesor.

Los materiales extraídos de la excavación se utilizaron en las dos capas inferiores del firme.

El drenaje de las pistas se ha conectado con el sistema general de drenaje del aeropuerto. La obra supone:

De movimiento de tierras	400.000 m ³
De excavación	390.000 m ³
De losas de hormigón de 0,40 m de espesor ...	539.000 m ²
De losas de hormigón de 0,20 m de espesor ...	5.400 m ²
De firme asfáltico de 2,5 cm de espesor	43.000 m ²
De drenes	27 km
De luces piloto	400 puntos

Las obras finalizaron en marzo de 1971. Su duración ha sido de veinte meses.

Puentes sobre la autopista número 1.

Para resolver el cruce de la pista número 1 y de las paradas de taxis con la autopista del Norte fue necesario proyectar varios puentes. Las paradas de taxis pasan sobre la autopista por tres puentes de 50 m de anchura, y la pista por uno de 300 m.

Proyectar un puente para aviones es muy arriesgado; como el Boeing 747 pesa 320 toneladas y se prevé, en un futuro próximo, aviones de mayor peso se proyectó una losa de 70 cm de canto, en hormigón pretensado, capaz de soportar las cargas transmitidas por aviones de hasta 700 toneladas.

Si el peso de los aviones superase esta cifra, el desarrollo de la técnica del pretensado lleva a la conclusión de que sería más económico construir un nuevo puente que reformar el actual.

Para evitar el efecto de túnel en la autopista, al cruzar bajo los puentes, se han dispuesto tragaluzes en el puente de la pista, e iluminación artificial, al nivel de la autopista, en todos ellos.

Paralelamente a la autopista se ha construido una carretera que permitió la desviación provisional del tráfico durante las obras; desviar, a partir de septiembre de 1970, el tráfico de la carretera RN-2 hacia el Norte y quedará en el futuro como carretera de servicio del aeropuerto.

Puente H-17.

Este puente, que hace posible que los aviones crucen los accesos a la terminal número 1, tiene 53 m de ancho y 77 m de longitud. El tablero es una losa soportada por cinco filas de siete columnas. Se empezó a construir a finales de 1969.

C.A.N.A.

El edificio para el Centre Aeroportuaire de la Navigation Aerienne incluye:

- Una torre de control.
- Un edificio para la sección técnica.
- Una central de comunicaciones.

En la fase final controlará todo el tráfico aéreo. El emplazamiento de la torre de control se determinó de tal manera que teniendo en cuenta su altura, 80 m, se obtiene el má-

ximo posible de visibilidad, fundamentalmente sobre las pistas, parada de taxis y los cruces más importantes.

El edificio consta de:

- La torre de control de 80 m de altura con sección circular de 9,40 m de diámetro, coronada por una torre de vigilancia, provista de equipo de radar. La circulación vertical se hará por medio de un ascensor rápido, un montacargas y una escalera.

El edificio de la sección técnica, de planta curva, consta de dos pisos; la entreplanta, para instrumentos de control directo, y el primer piso, para oficinas.

El edificio tendrá 150 m de longitud y 30 m de anchura.

Además de las obras mencionadas se han proyectado varios edificios como la central de teléfonos, la central de acondicionamiento de aire, edificios para la terminal de equipajes, edificios para oficinas, restaurantes y un depósito elevado de agua.

HORMIGON POLIMERIZADO

En la reunión anual de la American Society of Civil Engineers, celebrada en octubre de 1971, se presentó un informe en que se describen algunos trabajos de investigación sobre el hormigón polimerizado, material de gran interés para los ingenieros.

El informe se titula "Aplicación de las radiaciones al desarrollo del hormigón polimerizado" y el autor es el Dr. George J. Rotariu. Comentando este tema, Mr. Donal W. Pfeifer dijo: "Llegará el día en el que el hormigón no lleve ni agua ni cemento, sólo productos químicos y áridos. Se evitará así la retracción, se disminuirá la fluencia, se elevará el módulo de elasticidad, aumentarán la resistencia a compresión y la resistencia a tracción, el hormigón no será afectado por los ciclos de hielo-deshielo, las sales, ácidos, el agua del mar, etc."

La solución de tantos problemas de ingeniería al mismo tiempo puede parecer demasiado ambiciosa, pero la información facilitada en el informe del Dr. Rotariu, cuyo resumen se da a continuación, demuestra que se están haciendo grandes progresos en este campo.

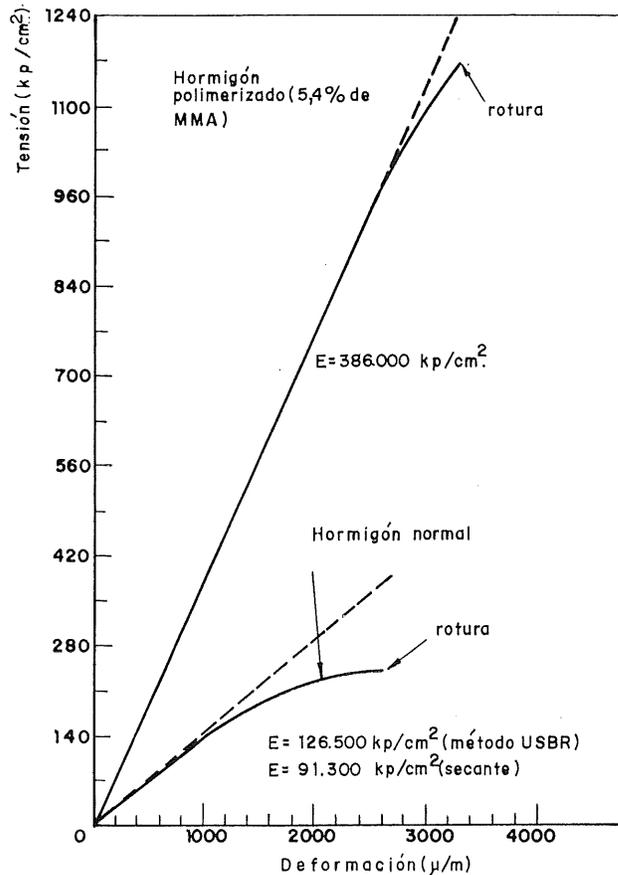
La base para la preparación del hormigón polimerizado está en que el hormigón hecho con cemento Portland, si se le añade un aireante, contiene aproximadamente un 13 por 100 de huecos, comunicados entre sí y distribuidos por toda la masa del hormigón. Entonces, si se calienta una probeta de hormigón hasta hacer desaparecer el agua no necesaria para el fraguado y se sumerge dicha probeta en un producto monómero líquido como el metil metacrilato (MMA) y después se somete a la acción de los rayos gamma, se obtiene un material en el que el MMA se presenta en forma de plástico sólido que rellena casi todos los huecos. El producto final, el hormigón polimerizado, contiene hasta un 6,7 por 100 en peso de polímero MMA, que queda embebido en el hormigón formando una malla tridimensional.

El agua no necesaria para el fraguado puede extraerse del hormigón calentándolo a 150° C durante seis a ocho horas en un horno. El aire y los últimos restos del agua se extraen del hormigón, sometiéndolo a una presión de 750 mm Hg durante breve tiempo.

El proceso de impregnación total de la probeta tipo de hormigón dura aproximada-

mente cinco horas. Para forzar la penetración del monómero en todos los poros se utiliza nitrógeno gaseoso.

La polimerización o solidificación del monómero dentro del hormigón se puede realizar por medio de rayos gamma o por un método térmico-catalítico, evitando así el uso de la radiación. Con el segundo método se obtienen resistencias menores en un 10 por 100 a las obtenidas por medio de la radiación. Las radiaciones se realizan con una fuente de co-



balto 60 y el proceso dura alrededor de diez horas a la temperatura ambiente, mientras que con el método térmico dura aproximadamente una hora y veinticinco minutos a la temperatura de 75°C .

Es muy importante el hecho de que aunque la polimerización se realice mediante rayos gamma, el producto final *no* es radiactivo.

En la tabla 1 pueden apreciarse las variaciones en los valores de las propiedades del hormigón, producidos por el proceso de inmersión en el monómero y la posterior radiación.

Se observa que las resistencias a tracción y compresión son cuatro veces mayores que las normales, que el módulo de elasticidad es el doble, mientras que la absorción de agua, los daños causados por los ciclos de hielo-deshielo y la corrosión desaparecen casi totalmente en algunos casos. Los ensayos demuestran que mejora considerablemente la adherencia a las armaduras. En la curva tensión-deformación del material puede observarse que la relación es lineal hasta el 75 por 100 de la tensión de rotura.

TABLA 1

Cuadro comparativo de las propiedades del hormigón polimerizado

<i>Propiedad</i>	<i>Hormigón de cemento Pórtland</i>	<i>Hormigón de hasta 6,7% en peso de MMA polimerizado por radiación gamma Co-60</i>
Resistencia a compresión (kp/cm ²).	370	1.425
Resistencia a tracción (kp/cm ²).	30	115
Módulo de elasticidad (kp/cm ²).	246.000	443.000
Módulo de elasticidad a flexión (kp/cm ²).	302.000	436.000
Coefficiente de dilatación térmica (m/m °C).	$7,24 \times 10^{-6}$	$9,65 \times 10^{-6}$
Conductividad térmica a 23° C (kcal/m × h × °C).	1,99	1,95
Permeabilidad (cm/m).	0,0205	0
Absorción de agua (%).	5,3	0,29
Resistencia a las heladas (núm. de ciclos de hielo-deshielo).	590	2.420
Pérdida de peso (%).	26,5	0,5
Corrosión por una solución al 15 por 100 de Cl H (ochenta y cuatro días de exposición).		
Pérdida de peso (%).	10,4	3,6
Corrosión por sulfato (trescientos días de exposición).		
Pérdida de peso (%).	0,144	0
Corrosión por agua destilada.	Ataca gravemente	No ataca

Con respecto al coste, punto importante a considerar, la opinión general en este momento es que el precio por m³ de hormigón polimerizado es el doble del precio de un hormigón normal.

La American Federal Highway Administration está investigando las aplicaciones de este material a losas de puente y otros usos.

DECIMOTERCERA SESION DE ESTUDIOS DE LA A.S.P. MAYO 1972

L'Association Scientifique de la Precontrainte, ha celebrado su decimotercera sesión de estudios en París, los días 3, 4 y 5 de mayo de 1972, con el siguiente programa:

3 de mayo.

Discusión sobre los problemas de adherencia.

Consideraciones sobre el proyecto y construcción de elementos prefabricados, incluyendo detalles sobre los trabajos de investigación.

4 de mayo.

Oleoductos, tuberías, depósitos, silos y centrales nucleares, incluyendo medidas anti-corrosión.

Tesado de las armaduras.

5 de mayo

Visitas.

ANCLAJES AL TERRENO PRETENSADOS

Se ha creado una comisión de la FIP, que bajo la presidencia del Profesor R. Lacroix (Francia), trabajará sobre los problemas que plantea la práctica constructiva. Uno de los temas a estudiar es la construcción de anclajes al terreno pretensados.

Para el VI Congreso de la FIP se editó una publicación especial del Finnish Building Magazine "Rakennustekniikka" que contiene un artículo sobre anclajes en roca pretensados, por Eero Limingoja. A continuación se hace un resumen de dicho artículo.

Generalidades.

El uso de anclajes en roca y al terreno es cada día mayor. Las aplicaciones más frecuentes son en presas, muelles, túneles, soportes de cubiertas y cimentaciones.

Los anclajes pretensados son siempre económicamente rentables cuando es necesario soportar fuertes esfuerzos de tracción en un área pequeña. La ventaja de este método es que, de hecho, cada anclaje se ensaya durante el proceso de tesado.

Fases del trabajo.

1. Taladro del conducto para la colocación del cable.
2. Inyección de agua a presión para comprobar el estado de fisuración de la roca.
3. Colocación de la cabeza de anclaje.
4. Inyección de la zona de anclaje.
5. Pretensado y ensayo simultáneo de la adherencia del anclaje.
6. Inyección del conducto del cable.

Si la inyección del agua a presión revela la existencia de fisuras en la roca, éstas deben ser colmatadas con una inyección de mortero.

Determinación de la longitud del anclaje en roca.

La longitud del anclaje, propiamente dicho, puede calcularse si se conoce el valor máximo de la tensión de adherencia que puede soportar la roca; pero como este valor varía mucho según la calidad de la roca, un método más seguro es determinar la longitud del anclaje por medio de un ensayo a escala natural. En la práctica la longitud varía entre 2 y 5 metros, dependiendo de la calidad de la roca y del tamaño de la cabeza de anclaje.

Los anclajes permanentes no deben ser sometidos a un esfuerzo de tracción tal que su coeficiente de seguridad sea igual al del cable.

Proyecto.

Míster Limingoja expone unos ejemplos típicos de proyecto, en los que se utiliza un coeficiente de seguridad de 1,5 para la carga que produce un alargamiento del 0,2 por 100, en el cable. Para el anclaje sugiere que el coeficiente de seguridad, en los cálculos, sea de 1,2 aunque considera que en la realidad el coeficiente de seguridad del anclaje es considerablemente mayor.

Ensayos.

En una roca homogénea, el ensayo se puede realizar utilizando un anclaje de longitud menor que la que se deduce del cálculo, y a partir del resultado del ensayo, se determinará la longitud necesaria para el anclaje.

La longitud del cable de pretensado viene condicionada, en primer lugar, por la profundidad del macizo rocoso, y en segundo lugar, por la necesidad de obtener un determinado esfuerzo, teniendo en cuenta las pérdidas de pretensado. En estos casos no existen pérdidas por rozamiento, puesto que los cables son rectos.

Es necesario comprobar que los valores de las tensiones y deformaciones deducidos por el cálculo coincidan con las medidas durante el secado.

Iglesia de Kannelmäki.

Como ejemplo práctico, Mr. Limingoja, describe los pilotes de cimentación de la cubierta de la iglesia de Kannelmäki, en la que se producen grandes esfuerzos horizontales y esfuerzos verticales de 200 a 300 toneladas.

En los cinco anclajes en roca construidos se han utilizado cables Freyssinet de \varnothing 12 1/2" de acero ST 160/180. La longitud total de cada anclaje es de 10 m, siendo la longitud de la zona de anclaje, propiamente dicho, de 4,5 m.

La armadura de la cabeza de anclaje está constituida por una espiral de 0,50 m de diámetro y 0,1 m de paso; formada con un redondo de 17 mm de diámetro.

Hospital Guy en Londres.

Se utilizaron también anclajes al terreno en las cimentaciones del nuevo hospital Guy, recientemente terminado en Londres. El edificio consta de dos bloques de más de 120 m de altura, con sótanos de 5,5 m de profundidad.

Todo el edificio se ha construido sobre un embalse subterráneo de 3,05 m de profundidad con su superficie a 5,5 m bajo el nivel del suelo. La necesidad de excavar a esa profundidad para construir el sótano trajo consigo graves problemas. La solución adoptada consiste en construir un muro pantalla que, penetrando en las capas arcillosas del terreno, forma un recinto estanco en toda la superficie del edificio.

La cota superior del muro pantalla y de los pilotes se encuentra a tres metros bajo

el nivel del terreno; a partir de esa cota se construyó sobre el muro pantalla un muro normal de hormigón armado.

El muro pantalla se calculó como una ménsula empotrada en el terreno; para resistir los esfuerzos horizontales, una vez hecho el vaciado del sótano, se utilizaron anclajes al terreno. Dichos anclajes se sitúan en la cota + 2,1 m, del muro.

Se utilizaron otros anclajes para asegurar el pie del muro.

Según el ingeniero autor del proyecto: "No cabe duda que el muro y el método de anclaje suponen una solución satisfactoria para excavaciones de este tipo".

La revista "The Structural Engineer" en su número correspondiente a enero 1971, publica un artículo de G. Mould, BSc, CEng, FStructE, MICE, MConsE, titulado "La construcción de la Torre del Hospital Guy", leído en la "Institution of Structural Engineers" en febrero 1971.

EL PRETENSADO EN LOS JUEGOS OLIMPICOS

Ha despertado gran interés la estructura de la cubierta en forma de tienda de campaña que se está construyendo en Munich para los Juegos Olímpicos 1972. La estructura cubrirá el estadio principal, el gimnasio y la piscina, con una superficie total de alrededor de 80.000 m². Consiste en una malla de cables de acero que soportan paneles de plástico translúcido; dicha malla se apoya sobre 24 pilonos tubulares, también de acero.

A continuación se exponen algunos detalles de dicha cubierta.

Para el tesado de, aproximadamente, 840 cables tensores, de longitudes entre 4 y 20 metros, se han utilizado 117 gatos VSL de agujero central, con capacidades de 200, 500 y 1.000 toneladas. La instalación hidráulica consiste en 40 bombas VSL, eléctricas, de alta presión, con un caudal de 12 l/min y mangueras de hasta 1.000 m de longitud.

Los gatos, automáticos, proyectados especialmente por Losinger, para esta obra, tienen las características siguientes:

- Reparto uniforme de la tensión a todos los cordones (hasta 55 por cable).
- Posibilidad de ajustar la carga a cada cordón individual.
- Posibilidad de destesar el cable por completo.
- Medición precisa y controlada de la carga en cada cable.

El cable principal de la cubierta del estadio está constituido por 550 cordones de Ø 0,6" de acero galvanizado y puede resistir un esfuerzo de 5.000 toneladas. Los cordones se anclan individualmente, en sus dos extremos, por medio de anclajes especiales VSL 6-1/P 6-1.

CUBIERTAS DEL AEROPUERTO DE COLONIA-BONN

El edificio principal del nuevo aeropuerto Colonia-Bonn, está rodeado de cinco edificios satélites, para la llegada y salida de pasajeros. Cada uno de estos edificios satélites, cuya planta tiene la forma de estrella de seis puntas, está cubierto por seis losas nervadas de planta triangular que rodean a una losa central hexagonal.

Los nervios de las losas forman una retícula de triángulos equiláteros. Estos nervios son de sección triangular invertida.

Los espacios triangulares entre los nervios se cubrieron con claraboyas.

Para el hormigonado de las losas se utilizaron, como encofrados, casetones prefabricados de forma troncopiramidal, apoyados en una retícula triangular de soportes. Posteriormente, se quitaron dichos encofrados y se colocaron las claraboyas.

PUENTE DE HORMIGON PRETENSADO EN AFRICA ECUATORIAL

Se ha recibido información sobre el puente de Ayem (Gabon), enviada por M. Kavyrchine (Francia), autor de un artículo sobre esta estructura, publicado en "Travaux" de octubre 1970.

El puente consta de tres vanos, el central de 116 m de luz, construido por voladizos sucesivos; es el primer puente de hormigón pretensado realizado en Gabon.

En la introducción a dicho artículo, M. Levy (Francia), destaca el hecho de que aunque este tipo de obra está superado, sin embargo, su vano central es mayor que el mayor de los construidos en Francia, a pesar de las circunstancias adversas que han rodeado a la obra.

Entre éstas puede citarse, que se construyó en la jungla, a 400 Km de la costa y a 100 Km de la localidad más cercana, utilizando muy poco personal especializado. Otro punto a considerar es que antes de esta realización era muy poco corriente conseguir hormigones con una resistencia superior a 270 Kp/cm², a veintiocho días.

Se deduce de los comentarios de M. Levy que, lo que en Europa serían pequeños problemas que causarían retrasos de uno o dos días, en esas condiciones los retrasos podrían ser mucho más graves, debido a las dificultades de transporte.

PUENTE SOBRE EL RIO EBRO, EN CASTEJON, ESPAÑA

Este puente de tres vanos, tiene una luz central de 101 m. La sección transversal está formada por dos vigas en cajón rectangular de anchura constante. El canto varía entre 4,50 m sobre apoyos y 1,80 en la clave; en esta última sección existe una articulación.

Se construyó por el método de voladizos sucesivos, con dovelas prefabricadas. Las juntas entre dovelas se rellenaron con resina epoxi.

El proyecto del puente es del Profesor Ingeniero Carlos Fernández Casado.

REVISTAS

"Cálculo de la energía crítica en pilotes de hormigón pretensado para defensa de muelles", por Shu-t'ien Li y V. Ramakrishnan, Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, ASCE, Proceedings, Vol. 97, No. WW4, noviembre 1971.

En este artículo, los autores se proponen mostrar los avances conseguidos en la elección de los criterios de cálculo de pilotes para defensa, fabricados con hormigones de áridos ligeros y pretensados. Estos avances se refieren a:

1. El cálculo de la energía cinética debida al choque del barco, utilizando la masa efectiva de los buques que atracan, y sus velocidades aproximadas.

2. Criterios de cálculo de la energía y del factor de energía.
3. Relaciones básicas energía-capacidades de absorción.
4. Relación energía-capacidad de absorción para pilotes de defensa, de hormigón pretensado.
5. Pretensado óptimo.
6. Cálculo de la energía crítica, en lugar del cálculo normal por tensiones admisibles, para hallar las condiciones de servicio de los pilotes de defensa.

“Pretensado óptimo, y cálculo por tensiones admisibles de las tablestacas de hormigón pretensado”, por Shu-t'ien Li y V. Ramakrishman, PCI Journal, Vol. 16, No. 3, mayo-junio 1971, págs. 60-74, 5 figuras, 25 fórmulas y 17 referencias.

Se presentan 13 tipos de secciones transversales de tablestacas de hormigón pretensado, tomados como modelos para calcular el pretensado óptimo y realizar un cálculo detallado de dichas tablestacas.

Se dan las ecuaciones propias del cálculo por tensiones admisibles, con pretensado simétrico y asimétrico.

APUNTALAMIENTO PROVISIONAL EN HORMIGON PRETENSADO

La utilización del hormigón pretensado en estructuras provisionales, aunque no del todo desconocida, es rara, y los ejemplos son siempre interesantes.

Un ejemplo reciente es el apuntalamiento realizado en la excavación para los sótanos del Carlton Centre, en Johannesburg, Africa del Sur.

La obra comprende una torre de 50 pisos para oficinas, con siete plantas de sótano; su superficie es de 165×137 m y la profundidad varía entre 23,5 y 29,5 m. El terreno está formado por una capa de materiales de relleno sobre estratos profundos de rocas ígneas y metamórficas. El nivel de la capa freática se encuentra a 12 m bajo la superficie y los estratos rocosos están muy fisurados.

En la excavación del sótano hubo que resolver dos problemas principales; en primer lugar, fue necesario apuntalar para impedir el derrumbamiento de las capas superficiales del terreno, y en segundo lugar, se utilizó un sistema de codales para impedir los corrimientos de tierra en los lados de la excavación, al alcanzar ésta una cierta profundidad.

Para bajar el nivel de la capa freática, se construyeron, antes de comenzar la obra, pozos distribuidos a lo largo del perímetro del solar.

Pantalla de pilotes de hormigón.

Para impedir el derrumbamiento de las capas superiores del terreno se utilizó, como apuntalamiento, una pantalla de pilotes de 1,07 m de diámetro, hormigonados in situ, y distanciados entre sí 2,3 m (entre ejes).

La base de estos pilotes se encuentra a un nivel inferior al suelo del sótano; entre ellos se construyeron unos arcos de descarga hormigonados con gunita, que dan continuidad a la pantalla.

Una vez construida la pantalla pudo realizarse la excavación hasta una profundidad de 10,7 m pero, para poder continuar, fue necesario acodalar provisionalmente la pantalla.

En una excavación de este tamaño, el acortamiento elástico de los codales y sus cam-

bios de longitud por variaciones de la temperatura pueden dar lugar a movimientos apreciables del terreno.

En las zonas urbanas estos movimientos pueden tener repercusiones importantes, por lo que deben ser compensados.

Debido a los seis metros de desnivel en el fondo de la excavación, las pantallas, en dos de los lados, se apuntalaron a dos niveles intermedios, mientras que en los otros dos lados fue suficiente acodalar a $2/3$ de la altura.

Apuntalamiento de hormigón pretensado.

A 9 m de profundidad se construyó un marco perimetral cuyos lados son vigas horizontales de hormigón pretensado de 10,7 m de canto (en sentido horizontal). Este marco, a la vez que sirve para el apuntalamiento de las pantallas laterales de la excavación, se utilizó como calzada para el movimiento de los vehículos por el interior del solar. En los dos lados más profundos de la excavación la transmisión de los esfuerzos de las pantallas al marco perimetral, se hace a través de puntales inclinados prefabricados de hormigón pretensado, mientras que en los lados menos profundos, las pantallas se apoyan directamente en el marco.

Los dos lados mayores del marco se acodalan entre sí por medio de dos vigas horizontales, y a los lados menores, por cuatro vigas horizontales en diagonal. El conjunto de marco y codales forma un entramado que constituye el apuntalamiento total de la excavación.

El entramado se hormigonó in situ antes de proceder al vaciado total del sótano. Entre las pantallas y el marco se colocaron gatos, por medio de los cuales se pretensó el marco. Como la distribución de tensiones en el entramado es muy compleja, se colocaron cables longitudinales de pretensado para controlar la tensión máxima en cada uno de los miembros y para poder aumentar la carga crítica del entramado. Se procedió también a realizar un pretensado transversal (al marco) para resistir la flexión debida a las cargas verticales, y para aumentar el coeficiente de seguridad a rotura por cortante.

Las armaduras de pretensado están constituidas por barras Dywidag \varnothing 26 mm y cables sin inyectar, para facilitar la demolición.

El empuje horizontal de cálculo, producido por el terreno, es del orden de 430 toneladas/m². El esfuerzo axil, en los miembros del entramado produce acortamientos elásticos de hasta 100 mm.

Las variaciones de temperatura producen cambios de longitud aproximadamente de 50 mm.

Para controlar los movimientos del terreno, se colocaron entre las pantallas y el entramado gatos planos Freyssinet de 400 toneladas; estos gatos se accionaban por grupos en serie, y con ellos fue posible compensar movimientos máximos de 150 mm.

En la fase final de la obra la estabilidad de las paredes del sótano está confiada a las losas de los forjados del edificio. Conforme se construían estas losas, se fue transfiriendo a ellas las cargas que resistía el entramado. Finalmente se procedió a la demolición de éste.

Coste de la estructura pretensada.

La elección del hormigón pretensado para la construcción del apuntalamiento provisional se hizo por varias razones, entre ellas hay que destacar que su coste fue mucho

lizar; extrapolación de las actuales características funcionales; aumento de la seguridad. Para conseguir estos fines pueden utilizarse dos caminos distintos: 1.º Desarrollar nuestros actuales conocimientos sobre los materiales utilizados. 2.º Efectuar estudios tecnológicos.

En este segundo camino, el "procedimiento bicapa" permite alcanzar los tres fines anteriormente indicados, disponiendo simplemente el pretensado en el centro del espesor de las paredes de la cuba, con el objeto de compensar mejor, en cualquier punto, la curva envolvente de las tensiones originadas por las acciones exteriores. Este procedimiento ha sido confirmado a escala industrial mediante ensayos sobre modelo.

3. "El puente de la Pyle", por J. COURBON.

Sinopsis: El puente de la Pyle, de hormigón pretensado, ha sido construido sobre el futuro embalse de la presa de Vouglants, en el río Ain. Consta de cuatro tramos de 65, 110, 110 y 65 metros, elásticamente empotrados sobre tres filas de 55, 65 y 50 metros de altura y apoyados sobre dos estribos extremos de hormigón armado.

El autor comenta los problemas planteados por el cálculo de esta estructura y diversos detalles sobre su ejecución. En una serie de tablas se precisan la calidad de los hormigones y las cantidades utilizadas para la ejecución del tablero. Finalmente, menciona los ensayos realizados sobre este puente, con el fin de estudiar las siguientes variables: retracción, fluencia y relajación. Compara los valores reales medidos con los prescritos en las Normas.

4. "Bulevar periférico", por J. F. COSTE, L. ARSENE-HENRY y J. MATHIVAT.

Sinopsis: Esta obra permite salvar el río Sena y sus accesos inmediatos, agua abajo del puente de Garigliano. Consta de dos puentes en esviaje yuxtapuestos, de hormigón pretensado, de cuatro tramos continuos. El ángulo de esviaje es de 68°. La anchura total del puente es de 34,6 metros y da paso a dos calzadas de cuatro carriles con un andén central y dos aceras laterales.

El tablero de cada uno de los puentes está constituido por dos vigas cajón idénticas, solidarizadas entre sí mediante la losa de calzada. Las pilas y los estribos han sido construidos en hormigón armado. Los paramentos de los estribos están recubiertos por elementos prefabricados de hormigón blanco.

5. "El estadio olímpico de Grenoble", por N. ESQUILLAN y otros.

Sinopsis: Se construyó para alojar, durante los Juegos Olímpicos de Invierno de 1968, las pistas destinadas a las pruebas de patinaje artístico y de hockey sobre hielo. Está ubicado en el Parque Paul-Mistral. Puede contener 12.000 personas y posee cuatro entradas, independientes unas de otras. El edificio se caracteriza por: a) una cubierta constituida por dos bóvedas cilíndricas cruzadas, completamente independientes de las fachadas; b) una estructura independiente que constituye las gradas y de la cual van suspendidas las fachadas del edificio, construidas de madera y aluminio anodizado. M. Esquillan hace la presentación general de la obra. M. Sedallian expone el proyecto y los cálculos de la pista, infraestructura, gradas y forjados de piso. Por último, M. Perzo comenta los cálculos de la estructura de la cubierta y M. Massonnat los métodos de ejecución utilizados.

6. "Nuevo método para la construcción de puentes de hormigón pretensado", por P. LAUNAY y otros.

Sinopsis: Los autores exponen un método muy original para la construcción de puentes pretensados, designado como "método de empuje". Este método puesto a punto con motivo de la construcción del acueducto de Abeou ha sido aplicado a diversos puentes de carretera y autopista. Consiste en hormigonar el tablero por dovelas sucesivas sobre el terraplén de acceso a la estructura definitiva y, a continuación, proceder a su traslado mediante gatos de tracción que hacen que el tablero se deslice sobre apoyos móviles de coeficiente de rozamiento muy reducido (teflón sobre acero inoxidable) dispuestos en los estribos y pilas. Según las dimensiones, se pueden utilizar dos tipos distintos de construcción. Para luces inferiores a 200 metros se construye el tablero en dos mitades, una sobre cada uno de los terraplenes de acceso. Después se empuja cada medio tablero, de forma isostática, hasta su posición definitiva. Por último, se construye la clave central del puente para obtener la continuidad de la estructura. Para luces superiores a 200 metros, sin limitación, la estructura se construye sobre

una de las riberas y se van alternando las fases de hormigonado y las fases de empuje. Esta técnica precisa un pretensado centrado provisional en el interior de la sección en cajón del tablero, un mástil de atirantado para reducir los momentos de voladizo y una prolongación dispuesta en el extremo del tablero.

7. "Los viaductos de la autopista de Roquebrune a Menton y a la frontera italiana", por J. DUHAU.

Sinopsis: El carácter montañoso del terreno por el que pasa el trazado de la autopista de Roquebrune a Menton, ha dado lugar a la construcción de nueve viaductos cuya longitud oscila entre 104 y 520 metros y cuya altura sobre el terreno alcanza los 80 metros. El tablero de estos puentes está formado por una viga continua de canto constante y de sección en cajón, cuyas luces varían entre 32 y 50 metros.

Las pilas tienen una sección en doble T, con una gran rigidez transversal, pero cuya flexibilidad longitudinal permite el empotramiento de los tableros en los estribos y disponer una junta de dilatación única, sobre la pila central. Esta disposición asegura la estabilidad longitudinal de la estructura frente a sismos capaces de provocar una aceleración horizontal de hasta 0,10 g.

La originalidad principal del proyecto reside en la utilización, por primera vez en Francia, de la técnica de cimbras de autolanzamiento para la construcción de los tableros.

8. "El acuerdo de Abeou", por J. LEMASSON.

Sinopsis: El acueducto de Abeou permite al canal de Provenza salvar un pequeño valle de pendientes muy escarpadas. La parte principal de este acueducto está constituida por una viga tubular continua, de hormigón pretensado, que se apoya sobre cinco pilas. Su longitud es de 143 metros y el diámetro interior de 5,05 metros. Se exponen las bases de cálculo utilizadas y se señala que para la realización de estos cálculos se ha recurrido al empleo de computadores. En la construcción de esta estructura se ha utilizado el "método de empuje", procediéndose al hormigonado de los sucesivos tramos en un área situada en uno de los extremos del viaducto. Los tramos se unieron después entre sí mediante el pretensado y se lanzaron, en voladizo, por "empuje". El peso total de la estructura lanzada, era de 4.400 toneladas.

9. "Complejo del nudo de la puerta de Bagnolet. Empleo del pretensado en viaductos curvos y esviados", por J. RENAULT.

Sinopsis: En la construcción del nudo de carreteras de la Puerta de Bagnolet, en París, se ha utilizado un cierto número de viaductos curvos y en esviaje, construidos en hormigón pretensado.

Entre los problemas de cálculo planteados por estas obras, se estudian especialmente: la influencia de la curvatura en el plano del tablero; la influencia del esviaje de los apoyos intermedios, y los efectos de la transmisión del pretensado en las testas rectas o esviadas.

Se demuestra: que la torsión importante que experimenta el tablero ha podido reducirse considerablemente gracias a una distribución adecuada en planta, de las armaduras; por qué se ha adoptado un trazado de armaduras sobre los apoyos en esviaje intermedios, idéntico al utilizado sobre los apoyos intermedios perpendiculares al eje del tablero; cómo y en qué puntos, el trazado transversal de las armaduras ha sido reforzado para absorber los efectos originados por la transmisión del pretensado longitudinal en las testas de los tableros.

10. "Depósito de 240.000 m³ de capacidad, en L'Hay-Les-Roses", por Y. LE GALL.

Sinopsis: Este depósito para agua consta de 2 cubas paralelepípedicas, de 120.000 m³ cada una, monolíticas, de hormigón pretensado, formadas por dos compartimentos superpuestos en los cuales la altura del agua llega a 6,40 metros. Las soleras y cubiertas de estos compartimentos están constituidas por paneles de espesor variable que se apoyan sobre dos capas de nervios ortogonales, de canto igualmente variable. Las paredes verticales están formadas también por paneles de espesor variable apoyados sobre nervios verticales de canto constante. El pretensado de la estructura se realiza mediante cables rectilíneos.

11. "Estudio y construcción de la cuba, en hormigón pretensado, de la central nuclear Bugey I", por P. LAUNAY.

Sinopsis: La cuba, de hormigón pretensado, de la central nuclear Bugey, que utilizará como combustible uranio natural y gas de grafito ofrece las siguientes características: la presión de trabajo es de 45 bars, para un diámetro interior de la cavidad cilíndrica de 17,10 metros; la placa superior no lleva armadura transversal de pretensado, debido a la configuración del bloque tubular, que consta de 950 pozos que dejan entre sí espacios muy reducidos.

Los estudios de esta central, iniciados en 1964, dieron lugar a numerosos ensayos sobre dos maquetas construidas a escala 1/5. Para la construcción del recinto se ha recurrido, en gran escala, a la prefabricación pesada de piezas metálicas incorporadas a la estructura.

El pretensado de esta estructura ha exigido el empleo de cerca de 4.500 toneladas de cable. Se han dispuesto un gran número de aparatos de medida para poder comprobar constantemente el comportamiento de esta estructura.

12. "Deformación y resistencia máxima del hormigón sometido a compresión triaxil", por P. LAUNAY, H. GACHON y P. PORTEVIN.

Sinopsis: Se describen y analizan los ensayos realizados por el Centre d'Etudes Scientifiques et Techniques de Grenoble para la Compañía Industrial de Trabajos, de París, durante los años 1968-69 sobre probetas cúbicas de hormigón con objeto de estudiar su deformabilidad bajo las compresiones de servicio y la resistencia a rotura de las gruesas paredes de hormigón que constituyen las pilas de los reactores nucleares.

La deformabilidad (módulo de Young, coeficiente de Poisson) se ha estudiado para compresiones de hasta 500 bars, en las tres direcciones principales, sobre probetas cúbicas de 140 milímetros de arista, sometidas a temperaturas de 20, 40 y 60° C. La resistencia máxima y el proceso de rotura bajo tensiones pluriaxiales se han estudiado sobre probetas cúbicas de 70 milímetros de arista, sometidas a tensiones de hasta 2.000 bars, en las tres direcciones, utilizando la misma máquina de ensayo, especialmente construida para este fin.

Las probetas proceden de los mismos hormigones utilizados para la construcción de 2 maquetas a escala 1/5 de la cuba del reactor nuclear de la central Bugey I, en Chinon.

Separata de la Revista "Travaux".

13. "Construcción de un almacén de recepción de plátanos, en el Puerto de Rouen", por R. GOUET.

Sinopsis: Se describe detalladamente el proyecto y construcción de este nuevo almacén de plátanos, construido en el Puerto de Rouen. En esta estructura se ha utilizado, siempre que ha sido posible, el pretensado y la prefabricación. Así, por ejemplo, las 428 vigas de la cubierta en diente de sierra, son prefabricadas y pretensadas. Asimismo van pretensadas: las 13 vigas principales de la estructura (8 de 67,30 metros y 5 de 59,70 metros); las 15 vigas en U de la fachada principal, y los 5 tirantes de la bóveda del bloque III. Por otra parte, son prefabricados los 293 soportes de la cubierta. El coste total del edificio, incluidos los gastos de las instalaciones de calefacción, refrigeración, conducciones de agua, telefónicas, etc., fue de 380 francos por m².

Folleto publicado por el Servicio de Puentes y Estructuras.

14. "Autopista del Norte.—A1 (Francia)", Anónimo.

Sinopsis: Se describe la autopista francesa del Norte, A1, que es la tercera abierta al tráfico en dicho país.

Esta autopista enlaza París con Senlis y está dividida en los siguientes tramos: tramo París-Saint Denis, de 3,3 kilómetros, aproximadamente, de longitud; tramo Saint Denis-Le Bourget, de 5,4 kilómetros de longitud; tramo del Departamento Seine y Oise, de 22 kilómetros de longitud, y tramos del Departamento del Oise, de 65 kilómetros de longitud.

Se enumeran las principales obras de fábrica construidas en cada uno de estos tramos, describiéndose las características fundamentales de cada una de ellas. Debe destacarse que la mayor parte de los puentes de esta autopista, con luces de hasta 48 m, aproximadamente, se construyeron en hormigón pretensado.

Folleto publicado por el Servicio del puerto autónomo del Havre.

15. "Estructuras de hormigón pretensado construidas en el puente del Havre", Anónimo.

Sinopsis: Se describen las principales obras construidas en hormigón pretensado, en el puerto del Havre, clasificándolas en dos grupos según se refieran a la infraestructura o a la superestructura del puerto.

En el primer grupo se incluyen: *a)* Muelle de Joannés; *b)* Muelle de Escale; *c)* Muelle de Hermann-du-Pasquier (sección Este); *d)* Dársena flotante y Muelle de la Florida (sección Este).

En el segundo grupo se describen las siguientes obras: *a)* Almacén núm. 84 del Muelle de la Garonne; *b)* Almacén núm. 16 en el Muelle Joannés; *c)* Almacenes núms. 51 a 58 en el Muelle Hermann-du-Pasquier.

Publicación presentada por el International Journal of Engineering Construction.

Revista: *European Civil Engineering*, núm. 1, 1970.

16. "Puente sobre el valle Sieg, en la autopista "Sauerland", cerca de Eiserfeld", por H. WITTFORT.

Sinopsis: Para atravesar el valle del río Sieg se ha construido, en la autopista "Sauerland", un puente de hormigón pretensado de varios tramos. La longitud total del puente es de 1.050 metros. El puente tiene una altura de 100 metros sobre el fondo del valle. Su trazado en planta es curvo, con un radio de 1.400 metros. El tablero está constituido por una viga de sección en cajón, construida por dovelas sucesivas en voladizo, en hormigón pretensado, por el procedimiento Polensky y Zollner, que consiste en ir enlazando en voladizo las sucesivas dovelas mediante un encofrado móvil.

17. "Anclaje de presas, a su cimentación en roca, en Australia". Anónimo.

Sinopsis: Dentro del plan de desarrollo hidroeléctrico de Tasmania se han conseguido notables economías, sin detrimento para la calidad o la seguridad de las obras, utilizando, para la construcción de presas, un procedimiento que consiste en el anclaje de las mismas al terreno rocoso de cimentación, mediante el pretensado.

En este artículo se exponen las características principales de las presas construidas por este sistema. Las más importantes son las presas de Catagunya, Cluny, Meadowbank y Repulse.

18. "Nuevas técnicas utilizadas en la construcción de puentes en Inglaterra". Anónimo.

Sinopsis: Se describe un puente construido para dar paso a una carretera por encima de un río cuyo nivel es superior al del terreno circundante. El puente está situado en Brandon Creek, Norfolk, cerca de Downham Market en donde la autopista A10 cruza el río Little Ouse en su unión con el Great Ouse. La carretera es la principal vía de comunicación entre King's Lynn y Cambridge.

Dadas las condiciones del lugar y la alineación de la carretera, el puente cruza el río formando un ángulo muy agudo, por lo cual fue necesario construir grandes tramos de acceso a ambos extremos del puente. El tramo norte es, además, curvo. La longitud total del puente es de 170 metros y consta de 9 tramos. La luz del tramo más largo es de 31 metros. La anchura del tablero es de 7,30 metros. El tablero está constituido por vigas Preflex, rigidizadas transversalmente mediante vigas de hormigón armado. El agudo ángulo de esviaje del puente planteaba grandes problemas para la construcción de la cimbra, por lo que hubo que renunciar

a los métodos tradicionales. Después de una exhaustiva investigación la empresa constructora, Derek Crouch, introdujo por primera vez en Inglaterra un nuevo tipo de cimbra, en cuya construcción se utilizaron 900 m³ de bloques de poliestireno para formar los moldes de las vigas principales y transversales y del tablero de hormigón armado.

Folleto publicado por la Asociación Noruega del Hormigón, con la descripción de las principales estructuras de hormigón pretensado construidas en dicho país.

19. "Iglesia de Kirkelandet, en Kristiansud, Noruega". Anónimo.

Sinopsis: Se describen las principales características de la estructura de la iglesia de Kirke-landet, construida en hormigón pretensado. En esta estructura se han empleado en gran escala diversos tipos de elementos prefabricados.

20. "Reconstrucción del tobogán para saltos de esquí en Holmenkollen, Noruega". Anónimo.

Sinopsis: Con el fin de aumentar la longitud y pendiente del tobogán para saltos de esquí de Holmenkollen se ha procedido, recientemente, a su reconstrucción. De la antigua estructura se ha conservado únicamente la torre extrema, reforzándola adecuadamente. El actual tobogán consta de un tramo, simplemente apoyado de 17 metros que se prolonga hacia arriba mediante otro tramo de 42 metros con un voladizo de 20,7 metros. Toda la estructura está constituida por vigas de hormigón pretensado de sección en I, de canto variable entre 200 y 415 centímetros. La anchura de las alas es de 60 centímetros y la del alma de 20 centímetros. Para el pretensado se han utilizado cables tipo BBRV con una capacidad total de 500 toneladas. Cada viga lleva 8 cables.

21. "Edificio industrial". Anónimo.

Sinopsis: Se describen las principales características de la estructura de un edificio industrial, construida en hormigón pretensado mediante el sistema BBRV con cables de 32 alambres de 6 mm de diámetro. La cubierta está constituida por una lámina cilíndrica de 55 metros de luz transversal. Tiene un radio de 22 metros y un espesor de 10 centímetros y va rigidizada mediante nervios de 20 x 50 cm dispuestos a intervalos de 5 metros.

Publicaciones presentadas por el grupo sueco de la F.I.P.

Revista: *Swedish Construction*.

22. "La autopista de Essinge", por U. MÜLLERSDORF.

Sinopsis: La autopista de Essinge constituye el primer tramo del cinturón de circunvalación de Estocolmo. En ella se han construido varios puentes y viaductos que han planteado diversos problemas para su pretensado. El autor de este artículo expone los distintos tipos de estructuras de hormigón pretensado utilizados y comenta los principales detalles de los mismos.

23. "El puente de Alvsborg, en Gothenburgo", por S. HILDEBER y B. HAUZENBERGER.

Sinopsis: Se trata de un puente colgante de 900 metros de longitud total y una anchura de 28 metros. El tablero está dividido en dos calzadas de 10,65 metros cada una y dos aceras de 2,6 metros. El tramo principal sobre el río tiene una longitud de 417,6 metros y una altura de 45 metros sobre el nivel máximo del agua. Los viaductos de acceso entre los estribos extremos y las torres para los cables de los que cuelga el puente son de 233 y 250 metros de longitud en los extremos norte y sur, respectivamente. El tramo colgante es metálico, con un tablero de hormigón de 18 cm de espesor y una capa de rodadura de asfalto de 6 centímetros. Cada uno de los cables principales está constituido por 85 cables de 54,7 mm de diámetro. El diámetro final de cada cable principal es de 540 mm. Las partes de este puente construidas en hormigón pretensado son las siguientes: los bloques de anclaje; las vigas inferiores transversales de las torres del puente; las cabezas de dichas torres, y los viaductos de acceso. En el artículo se indican los principales detalles de cada una de estas partes.

Se enumeran las principales obras de fábrica construidas en cada uno de estos tramos, describiéndose las características fundamentales de cada una de ellas. Debe destacarse que la mayor parte de los puentes de esta autopista, con luces de hasta 48 m, aproximadamente, se construyeron en hormigón pretensado.

Folleto publicado por el Servicio del puerto autónomo del Havre.

15. "Estructuras de hormigón pretensado construidas en el puente del Havre", Anónimo.

Sinopsis: Se describen las principales obras construidas en hormigón pretensado, en el puerto del Havre, clasificándolas en dos grupos según se refieran a la infraestructura o a la superestructura del puerto.

En el primer grupo se incluyen: *a)* Muelle de Joannés; *b)* Muelle de Escale; *c)* Muelle de Hermann-du-Pasquier (sección Este); *d)* Dársena flotante y Muelle de la Florida (sección Este).

En el segundo grupo se describen las siguientes obras: *a)* Almacén núm. 84 del Muelle de la Garonne; *b)* Almacén núm. 16 en el Muelle Joannés; *c)* Almacenes núms. 51 a 58 en el Muelle Hermann-du-Pasquier.

Publicación presentada por el International Journal of Engineering Construction.

Revista: *European Civil Engineering*, núm. 1, 1970.

16. "Puente sobre el valle Sieg, en la autopista "Sauerland", cerca de Eiserfeld", por H. WITTFORT.

Sinopsis: Para atravesar el valle del río Sieg se ha construido, en la autopista "Sauerland", un puente de hormigón pretensado de varios tramos. La longitud total del puente es de 1.050 metros. El puente tiene una altura de 100 metros sobre el fondo del valle. Su trazado en planta es curvo, con un radio de 1.400 metros. El tablero está constituido por una viga de sección en cajón, construida por dovelas sucesivas en voladizo, en hormigón pretensado, por el procedimiento Polensky y Zollner, que consiste en ir enlazando en voladizo las sucesivas dovelas mediante un encofrado móvil.

17. "Anclaje de presas, a su cimentación en roca, en Australia". Anónimo.

Sinopsis: Dentro del plan de desarrollo hidroeléctrico de Tasmania se han conseguido notables economías, sin detrimento para la calidad o la seguridad de las obras, utilizando, para la construcción de presas, un procedimiento que consiste en el anclaje de las mismas al terreno rocoso de cimentación, mediante el pretensado.

En este artículo se exponen las características principales de las presas construidas por este sistema. Las más importantes son las presas de Catagunya, Cluny, Meadowbank y Repulse.

18. "Nuevas técnicas utilizadas en la construcción de puentes en Inglaterra". Anónimo.

Sinopsis: Se describe un puente construido para dar paso a una carretera por encima de un río cuyo nivel es superior al del terreno circundante. El puente está situado en Brandon Creek, Norfolk, cerca de Downham Market en donde la autopista A10 cruza el río Little Ouse en su unión con el Great Ouse. La carretera es la principal vía de comunicación entre King's Lynn y Cambridge.

Dadas las condiciones del lugar y la alineación de la carretera, el puente cruza el río formando un ángulo muy agudo, por lo cual fue necesario construir grandes tramos de acceso a ambos extremos del puente. El tramo norte es, además, curvo. La longitud total del puente es de 170 metros y consta de 9 tramos. La luz del tramo más largo es de 31 metros. La anchura del tablero es de 7,30 metros. El tablero está constituido por vigas Preflex, rigidizadas transversalmente mediante vigas de hormigón armado. El agudo ángulo de esviaje del puente planteaba grandes problemas para la construcción de la cimbra, por lo que hubo que renunciar

a los métodos tradicionales. Después de una exhaustiva investigación la empresa constructora, Derek Crouch, introdujo por primera vez en Inglaterra un nuevo tipo de cimbra, en cuya construcción se utilizaron 900 m³ de bloques de poliestireno para formar los moldes de las vigas principales y transversales y del tablero de hormigón armado.

Folleto publicado por la Asociación Noruega del Hormigón, con la descripción de las principales estructuras de hormigón pretensado construidas en dicho país.

19. "Iglesia de Kirkelandet, en Kristiansud, Noruega". Anónimo.

Sinopsis: Se describen las principales características de la estructura de la iglesia de Kirkelandet, construida en hormigón pretensado. En esta estructura se han empleado en gran escala diversos tipos de elementos prefabricados.

20. "Reconstrucción del tobogán para saltos de esquí en Holmenkollen, Noruega". Anónimo.

Sinopsis: Con el fin de aumentar la longitud y pendiente del tobogán para saltos de esquí de Holmenkollen se ha procedido, recientemente, a su reconstrucción. De la antigua estructura se ha conservado únicamente la torre extrema, reforzándola adecuadamente. El actual tobogán consta de un tramo, simplemente apoyado de 17 metros que se prolonga hacia arriba mediante otro tramo de 42 metros con un voladizo de 20,7 metros. Toda la estructura está constituida por vigas de hormigón pretensado de sección en I, de canto variable entre 200 y 415 centímetros. La anchura de las alas es de 60 centímetros y la del alma de 20 centímetros. Para el pretensado se han utilizado cables tipo BBRV con una capacidad total de 500 toneladas. Cada viga lleva 8 cables.

21. "Edificio industrial". Anónimo.

Sinopsis: Se describen las principales características de la estructura de un edificio industrial, construida en hormigón pretensado mediante el sistema BBRV con cables de 32 alambres de 6 mm de diámetro. La cubierta está constituida por una lámina cilíndrica de 55 metros de luz transversal. Tiene un radio de 22 metros y un espesor de 10 centímetros y va rigidizada mediante nervios de 20 x 50 cm dispuestos a intervalos de 5 metros.

Publicaciones presentadas por el grupo sueco de la F.I.P.

Revista: *Swedish Construction*.

22. "La autopista de Essinge", por U. MÜLLERSDORF.

Sinopsis: La autopista de Essinge constituye el primer tramo del cinturón de circunvalación de Estocolmo. En ella se han construido varios puentes y viaductos que han planteado diversos problemas para su pretensado. El autor de este artículo expone los distintos tipos de estructuras de hormigón pretensado utilizados y comenta los principales detalles de los mismos.

23. "El puente de Alvsborg, en Gothenburgo", por S. HILDEBER y B. HAUZENBERGER.

Sinopsis: Se trata de un puente colgante de 900 metros de longitud total y una anchura de 28 metros. El tablero está dividido en dos calzadas de 10,65 metros cada una y dos aceras de 2,6 metros. El tramo principal sobre el río tiene una longitud de 417,6 metros y una altura de 45 metros sobre el nivel máximo del agua. Los viaductos de acceso entre los estribos extremos y las torres para los cables de los que cuelga el puente son de 233 y 250 metros de longitud en los extremos norte y sur, respectivamente. El tramo colgante es metálico, con un tablero de hormigón de 18 cm de espesor y una capa de rodadura de asfalto de 6 centímetros. Cada uno de los cables principales está constituido por 85 cables de 54,7 mm de diámetro. El diámetro final de cada cable principal es de 540 mm. Las partes de este puente construidas en hormigón pretensado son las siguientes: los bloques de anclaje; las vigas inferiores transversales de las torres del puente; las cabezas de dichas torres, y los viaductos de acceso. En el artículo se indican los principales detalles de cada una de estas partes.

24. "El puente de Alnö", por S. GUSTAFSSON

Sinopsis: Durante los últimos años se han construido en Suecia varios puentes de hormigón pretensado por el sistema de voladizos sucesivos. Uno de ellos es el puente de Alnö, digno de mención no sólo por las grandes luces de sus tramos, sino también por el método utilizado para la construcción de las cimentaciones de las pilas.

Folleto Tegelbacken.

25. "Distribuidor del tráfico en el centro de Estocolmo", por C. EHRMAN.

Sinopsis: Se presenta de un modo general el plan urbanístico de las afueras de Estocolmo, en el cual se incluye una vía de circunvalación con seis líneas de tráfico, sin cruces al mismo nivel. La finalidad de esta arteria es canalizar la circulación del centro de la ciudad hacia las zonas exteriores de la misma.

En este artículo se describen las características de algunas de las rampas de acceso a dicha vía, así como las obras que se han efectuado para salvar diversos obstáculos, vías de ferrocarril, cruces a distinto nivel, pasos para peatones, etc.

Folleto Essingeleden.

26. "La autopista Essinge".

Sinopsis: La autopista constituye el primer tramo del cinturón de circunvalación de la ciudad de Estocolmo. Está proyectada para tres vías de tráfico de doble dirección, excepto para el tramo comprendido entre la isla Essinge y Grondal, que es de cuatro vías. Se estima esta arteria para una capacidad de 70.000 vehículos diarios. El proyecto incluye varios puentes y viaductos de hormigón pretensado, algunos de ellos prefabricados. Las luces máximas son de 120 metros. Por último se desarrolla un estudio económico de la obra.

Publicaciones presentadas por el grupo finlandés de la F.I.P.

Revista: *Rakennus Tekniikka.*

En esta publicación se mencionan las características de las siguientes obras realizadas en Finlandia.

27. "Puente Karvio", por A. SALLINEN y R. SORMUNEN.

Sinopsis: En este artículo se dan las características técnicas y procedimiento constructivo del puente Karvio. Se trata de un puente de tres tramos continuos de hormigón pretensado, con luces de 32, 64 y 53 metros. La superestructura está formada por vigas cajón de canto variable.

28. "El puente Ounasjoki, en el Círculo Artico", por P. LAURIKAINEN.

Sinopsis: En el presente artículo se describe brevemente el puente Ounasjoki para la autopista Rovaniemi. El puente es de hormigón pretensado, con una longitud de 254 metros y con luces de 50, 70, 70 y 50 metros. El procedimiento constructivo es por voladizos sucesivos. Las vigas del tablero son de canto variable.

29. "Depósito elevado para agua en Haukilahti", por P. LAURIKAINEN.

Sinopsis: Se describe de forma escueta el depósito elevado de Haukilahti en Espoo. El depósito es de forma lenticular a una altura de 24 metros. La altura total del depósito es de 39 metros. El diámetro mayor de 45,3 metros. La capacidad del depósito es de 4.100 m³. El procedimiento constructivo original permite el ahorro de una cimbra elevada, al ascender las superficies del depósito una vez hormigonadas.

Publicaciones presentadas por el grupo checoslovaco de la F.I.P.

30. Folleto: "Puente sobre el valle de Nusle, en Praga", por V. MICHALEK.

Sinopsis: En el presente artículo se da una descripción amplia de las características, cálculo y ejecución del puente sobre el valle de Nusle, que hará posible el tráfico entre Praga y Brno. El puente ha sido proyectado en tramos múltiples de hormigón pretensado, con luces $5 \times 62,25 - 3 \times 115,5 - 68,25$ metros. La longitud total es de 485 metros. El tablero está constituido por vigas cajón con voladizos a ambos lados del eje central.

Los soportes son en forma de U alargada, de sección variable y de hasta 33 m de altura. En el artículo se detalla el procedimiento constructivo del tablero que es por viga de lanzamiento. Por último, se hace un estudio del cálculo de las secciones y su comprobación mediante ensayos con modelo reducido.

Folleto presentado por Dopravni stavby Olomouc.

31. "Puentes de hormigón pretensado".

Sinopsis: Se trata de un folleto gráfico, presentado por el grupo checoslovaco al VI Congreso de la F.I.P., en donde se dan las características generales de los puentes más representativos de hormigón pretensado, calculados y construidos por ingenieros y técnicos checoslovacos.

Revista: *Inzenyrske Stavby*, núm. 5-6-70.

32. "El hormigón pretensado en Checoslovaquia". Anónimo.

Sinopsis: En el presente artículo se realiza una revisión general de las obras construidas en hormigón pretensado, en Checoslovaquia, entre los años 1967 y 1970. Dichas obras aparecen clasificadas de acuerdo con el fin a que se destinan, constanding el artículo de los siguientes apartados: desarrollo del hormigón pretensado, puentes de hormigón pretensado, hormigón pretensado en construcciones industriales, hormigón pretensado en la edificación. Se estudia el desarrollo del hormigón pretensado en el campo de la prefabricación, refiriéndose principalmente a la construcción de traviesas y tuberías prefabricadas.

Por último, se dan algunos ejemplos de la reparación y conservación de las estructuras por medio del pretensado.

Publicación presentada por el grupo austríaco de la F.I.P.

Revista: *Spannbeton* (1966-70).

33. "Estructuras para edificios de hormigón pretensado construidas en Austria entre los años 1966-70", por A. PAUSER y otros.

Sinopsis: Con ocasión del VI Congreso de la F.I.P. celebrado en Praga, el Comité austríaco para el hormigón pretensado preparó un informe sobre las estructuras de hormigón pretensado realizadas en los últimos años en Austria, tales como puentes, depósitos y edificios industriales.

En dicho informe se destacan aquellas innovaciones en la técnica del hormigón pretensado realizadas en este país.

Publicaciones presentadas por el grupo húngaro de la F.I.P.

Revista: *Magyar Építőipar*, núm. 4, 1970.

34. "Últimas realizaciones de superestructuras en hormigón pretensado en Hungría" (1966-69), por E. LOKE y L. MOKK.
35. "Experiencia e investigación sobre el hormigón pretensado", por L. GARAY y G. TASSI.

Folleto enviado por la "Sociedad Científica para la Edificación".

36. "El empleo de las estructuras de hormigón pretensado, en Hungría, hasta 1966", por A. WINDISCH.

Sinopsis: Este artículo menciona las construcciones realizadas en hormigón pretensado durante los últimos treinta años en Hungría. Se describe, asimismo, de una forma concisa los sistemas de pretensado empleados para la ejecución de estas obras. Por último, se revisan los puentes construidos en estos años y se hace una relación estadística de los mismos.

37. "Algunas experiencias en el campo de la producción industrializada de los elementos de hormigón pretensado en Hungría", por T. GYENGÖ.

Sinopsis: En este artículo se hace un estudio estadístico de la producción de los elementos prefabricados de hormigón pretensado, los cuales representan del 75 al 80 por 100 de la producción total, alcanzándose la cifra de 1.969.250.000 m³ de hormigón en taller.

38. "Puentes de hormigón pretensado", por A. APATHY.

Sinopsis: En este artículo se estudian los puentes construidos en Hungría a partir del último Congreso de la F.I.P., en París, en 1966. Durante estos últimos años han entrado en servicio unos tres mil metros de puente, con luces entre los 5 y 10 metros construidos, con elementos prefabricados y 1.300 metros de puentes con luces entre 20 y 50 metros, estando en la actualidad en construcción cinco grandes puentes de hormigón pretensado.

Publicaciones presentadas por el grupo rumano de la F.I.P.

Folleto de realizaciones rumanas en el campo del hormigón pretensado.

39. En el presente folleto se describen brevemente las construcciones realizadas en Rumania en los últimos años. Se caracterizan éstas por una aplicación multilateral de soluciones a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado. Estas soluciones están íntimamente relacionadas con la industrialización de las construcciones, la cual crea un campo cada vez con mayor expansión.

Se hace, asimismo, una revisión de los procedimientos de prefabricación adoptados en este país.

Folleto enviado por el Consejo Nacional de Ingenieros y Técnicos de la República Socialista de Rumanía.

40. "Realizaciones en hormigón pretensado". Anónimo.

Sinopsis: Las obras presentadas en este folleto se clasifican en los siguientes grupos:

Estructuras isostáticas.—Se trata de puentes prefabricados y pretensados con vigas de hasta 32 metros de longitud.

Estructuras hiperestáticas.—Puente de hormigón pretensado construidos in situ. Como ejemplo de las presentes estructuras se citan el puente sobre el Cerna, con tramos de 27 y 54 metros. El acueducto sobre el Siret, con tramos de 40, 80 y 40 metros. El viaducto Catusa, de 1.070 metros de longitud, con luces de 15, 47 y 75 metros. El tablero está construido por dos vigas cajón de altura variable.

Comunicación presentada por el grupo griego de la F.I.P.

41. Folleto: "El puente Tatarna", por A. IKONOMOU.

Sinopsis: En este folleto se describe el diseño del puente Tatarna, las bases de cálculo y las distintas fases de construcción. El puente Tatarna cruza el río Acheloos, cerca de la presa de Cremasta. El puente en construcción será terminado en fecha próxima. El puente tiene

490 metros de longitud incluyendo los estribos, con tres tramos; el primero, de 97 metros en curva; el segundo, de 196, y el último, de 150.

El tablero está realizado con vigas cajón pretensadas de canto variable; han sido construidas por el procedimiento de voladizos sucesivos.

Las pilas consisten en dos soportes paralelos con una separación de 7 metros entre ejes son de espesor constante y forma rectangular de $1,5 \times 5,20$ metros en la parte superior y de $1,5 \times 7,2$ metros en la base. La altura de los soportes es de 21 metros. El sistema de pretensado es Dywidag.

Publicaciones enviadas por la Asociación Rusa del Hormigón Pretensado (Rusia).

42. Folleto: "Principales estructuras realizadas en hormigón pretensado en Rusia durante el período 1966-70", por E. A. TROISSKY y otros.

Sinopsis: Se presenta un informe sobre aquellas estructuras realizadas, en hormigón pretensado, que han merecido destacarse por algún aspecto concreto, de entre las realizadas en Rusia, durante los años de 1966 a 1970. En el presente folleto se incluyen tres apartados:

- Puentes de hormigón pretensado.
- Estructuras para edificación en hormigón pretensado.
- Nuevos métodos para el cálculo de vasijas de presión realizadas en hormigón pretensado.

Revista: *Hormigón y hormigón armado*, núm. 1, 1971 (en ruso).

43. "Sobre la teoría de las deformaciones lentas lineales del hormigón", por A. M. UZHAKHOV.
44. "Capacidad resistente de elementos de hormigón armado sometidos a flexión en estados límites, de acuerdo con sus características resistentes para grandes deformaciones", por E. G. RATS.
45. "Cálculo de la resistencia de vigas de hormigón armado de sección rectangular, acodaladas diagonalmente y sometidas a acciones laterales", por K. K. DOLYA y M. S. TORYANIK.

Revista: *Hormigón y hormigón armado*, núm. 2, 1971 (en ruso).

46. "Resistencia a la fisuración de nudos de entramados de hormigón armado de varias plantas y calculados a prueba de movimientos sísmicos", por Y. D. BYCHENKOV y A. A. BESPAYEV.
47. "Elementos de gran resistencia con armadura espiral pretensada", por I. C. LYMDKOVSKY y S. VOLKOV.
48. "Investigación experimental sobre vigas de borde de hormigón armado en losas nervadas en dos direcciones", por K. K. ANTONOV y Y. A. ROGATIN.

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 3, 1971 (en ruso).

49. "Vigas para salvar grandes vanos, fabricadas con hormigón keranzite (de alta resistencia) pretensado", por A. M. KOPYLOV y otros.
50. "El empleo del cálculo por correlación en el estudio de la resistencia del hormigón ligero", por A. B. PIRADOV y otros.

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 4, 1971 (en ruso).

51. "Encofrados de fibra de vidrio plastificada empleados para la fabricación de elementos de hormigón y de hormigón armado", por YU N. FOROSTYAN y V. V. KOVAL.
52. "Estudio experimental del comportamiento del hormigón en la zona de fijación de los pernos de anclaje", por M. Y. ASTRYAB y otros.

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 5, 1971 (en ruso).

53. "Previsiones generales en las nuevas normas para el proyecto de estructuras", por A. A. GVOZDEV y otros.

54. "Pérdidas de pretensado debidas a retracción y fluencia", por A. V. YASHIN.
55. "Esquemas geométricos óptimos de cerchas de hormigón armado", por V. M. VAIKOV y otros.
Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 6, 1971 (en ruso).
56. "Determinación del tiempo de calentamiento del hormigón, para su curado, en construcciones durante el invierno", por A. S. ARBENGEV y V. P. ZISOV.
57. "Empleo del hormigón con aditivos, contra la helada, para la construcción de puentes", por P. S. KOSTYAEV.
58. "Particularidades del comportamiento de elementos de hormigón pretensado, sometidos a flexión, con valores limitados para los momentos de rotura y fisuración", por I. A. TRIPHONOV y S. A. BELOV.
59. "Cimentaciones de hormigón pretensado para torres de televisión en R.F.A.", por A. V. YURIN.
Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 7, 1971 (en ruso).
60. "Reducción de las pérdidas de pretensado durante el proceso", por YA. M. YAKOBSON.
61. "Sobre la posibilidad de comprimir el hormigón para pretensado, cuando está aún caliente, después del curado al vapor", por G. I. BERDICHEVSKY.
Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 8, 1971 (en ruso).
62. "Curado de elementos de hormigón prefabricados y fabricados *in situ*, en clima seco y caluroso", por S. A. MIRONOV y otros.
63. "Eliminación de las fisuras por retracción del hormigón, mediante el autotesado del mismo", por V. V. MIKHAILOV.
64. "Método práctico de cálculo de elementos rectangulares armados en una dirección, sometidos a flexión esviada", por Yu. M. RUDENKO y otros.
Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 9, 1971 (en ruso).
65. "Elementos de hormigón pretensado empleados para la elevación de tanques prefabricados", por F. L. KRAMER y F. A. ISSERS.
66. "Elementos pretensados en tres direcciones, empleados en la construcción de ascensores", por I. F. KHOROSHY y otros.
67. "El empleo de encofrados neumáticos para la fabricación de tuberías de hormigón armado", por A. S. YAKOVLEV.
Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 10, 1971 (en ruso).
68. "El comportamiento de las armaduras de alta resistencia, frente a la corrosión por fisuración", por S. N. ALEKSEEV y N. M. MULIN.
69. "Tensiones y deformaciones en elementos de entramados, debidos a deformaciones en las juntas, durante su colocación", por N. L. KOTLYAR y otros.
70. "El examen de canales con solera y cajeros delgados de hormigón pretensado", por B. N. MIZERNUK y A. L. ZILBER.
Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 11, 1971 (en ruso).
71. "Paneles para forjados de hormigón pretensado con voladizo múltiple y de 12 m de luz", por G. I. BERDICHEVSKY y otros.
72. "Los efectos de las deformaciones lentas del hormigón, en paneles de hormigón armado con fibra de vidrio", por B. S. SMOTRICH.
73. "Investigación sobre soportes de hormigón armado, sometidos a compresión axil, con armaduras transversales y longitudinales", por V. I. DOVGALYUK.

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

Comunicación enviada con motivo del VI Congreso de la F.I.P.

74. "Estructuras de hormigón pretensado de realización reciente en Holanda". Anónimo.

Sinopsis: Se presenta un informe sobre las realizaciones más recientes en Holanda en estructuras de hormigón pretensado, prestándose una atención especial a la construcción de puentes, viaductos y enlaces de autopista. Por último, se presentan algunas aplicaciones del pretensado a túneles, cubiertas y edificios.

Revista: *Informe C. U. R.*, núm. 40, mayo 1969 (en inglés).

75. "Pruebas de carga realizadas sobre una viga a escala natural suspendida y sobre un modelo reducido de la misma viga, para un viaducto del Metro de Rotterdam", por el Comité de Investigación C-13.

Sinopsis: En este artículo se describe el desarrollo de una investigación realizada para determinar el comportamiento estructural de una viga en doble T de hormigón pretensado. La viga tiene 34 m de longitud, 1,56 m de canto y el ancho de las cabezas es de 1,22 y 0,75 metros, con cuatro cables de pretensado PZ.UR.100. Estas vigas son empleadas en la construcción de un viaducto para el Metro de Rotterdam. La investigación del presente artículo se centra principalmente en las zonas de apoyo. Los ensayos se han realizado sobre un modelo a escala 1 : 5 fabricado con microcemento.

Revista: *Informe C. U. R.*, núm. 42 (en holandés).

76. "Tensiones en pilotes durante su hincia y transporte", por el Comité de Investigación del C.U.R.

Sinopsis: Se estudian las tensiones que aparecen en los pilotes durante su hincia y transporte. En el artículo se presentan unos gráficos mediante los cuales se pueden determinar las tensiones de compresión máximas, según el tipo de maza y de pilote empleados. A partir de dicha tensión de compresión máxima se pueden determinar las tracciones máximas, según la longitud del pilote. Se deduce también un coeficiente de impacto aplicable para deducir los esfuerzos que pueden aparecer durante el transporte de los pilotes.

Revista: *Informe C.U.R.*, núm. 44 (en holandés).

77. "Investigación sobre los anclajes en gancho de las armaduras, de acero corrugado, para el hormigón", por el Comité de Investigación del C.U.R.

Sinopsis: En este artículo se presentan los resultados de una serie de ensayos de arranque realizados sobre barras dobladas de acero corrugado de alta resistencia. En los mencionados ensayos se variaron las dimensiones de los ganchos, el diámetro de las armaduras, la longitud de los anclajes y el recubrimiento del hormigón, a fin de determinar la influencia de dichos factores.

Revista: *Informe C.U.R.*, núm. 45, diciembre 1970 (en holandés).

78. "Enlucidos sobre paramentos de hormigón para exteriores", por el Comité de Investigación del C.U.R.

Sinopsis: Tanto en el caso de hormigón prefabricado como en el caso de colocado *in situ* se presentan problemas entre la adherencia del enlucido y el hormigón de la base. En los casos en que el hormigón es colocado *in situ*, dichos problemas pueden atribuirse a fenómenos de retracción o a la incorrecta composición del mortero, mientras que en el caso del hormigón prefabricado, la causa principal parece ser la falta de rugosidad de la superficie a enlucir. Estos y otros problemas se discuten en el presente artículo, dándose algunos consejos que pueden emplearse como solución.

Revista: *Informe C.U.R.*, núm. 46 (en inglés).

79. "Análisis matemático de los resultados de los ensayos de relajación de los alambres para pretensado, estirados en frío", por el Comité de Investigación del C.U.R.

Sinopsis: En este artículo se establece la relación que existe entre la relajación y la tensión inicial a que está sometido el material considerado, para lo cual se han realizado una serie de ensayos con distintas tensiones iniciales. La relación deducida es sólo válida, en principio, para alambres estirados en frío, pero puede considerarse válida para alambres estirados en caliente.

Revista: *Informe C.U.R.*, núm. 47, febrero 1971 (en holandés).

80. "Vigas cortas de gran canto y en pequeño voladizo", por el Comité de Investigación del C.U.R.

Sinopsis: En este artículo se estudia el estado actual sobre los conocimientos de las vigas de corta longitud y gran canto. Primeramente se repasan los métodos de cálculo empleados hasta la fecha y que se basan en la teoría de flexión para secciones esbeltas. Se exponen, asimismo, otros métodos de cálculo que se ajustan de una forma más exacta a este tipo de elementos. En el cálculo estructural de este tipo de vigas, tiene gran importancia la resistencia a los esfuerzos cortantes. Se ensayaron 358 vigas de hormigón armado, rectangulares, de 25×40 cm de canto y luces que no exceden tres veces el canto efectivo.

Revista: *Informe C.U.R.*, núm. 48, mayo 1971 (en holandés).

81. "Hormigón ligero", por el Comité de Investigación del C.U.R.

Sinopsis: El artículo empieza clasificando el hormigón por su densidad, en hormigón ligero, ordinario y pesado. En este número, dedicado al hormigón ligero, se estudia su evolución histórica, clasificación según su naturaleza, aire ocluido o áridos ligeros, propiedades de los áridos ligeros, procedimiento de fabricación, dosificación y docilidad del hormigón ligero, estudio de la resistencia característica del hormigón ligero, según la naturaleza de los áridos y la dosificación y, por último, el estudio, comportamiento y aplicaciones de los hormigones ligeros armado y pretensado.

Revista: *Informe C.U.R.*, núm. 49, julio 1971 (en inglés).

82. "Casos de ruinas, debidas a corrosión de alambres de pretensado", por el Comité de Investigación del C.U.R.

Sinopsis: En este artículo se presenta un análisis de 63 casos de ruinas causadas por la corrosión del acero de pretensado. De dicho estudio se dedujeron, entre otras, las siguientes conclusiones: en la mayoría de los casos se produjo la rotura de las armaduras, alambres o cables y esta rotura ocurrió antes de un año; en los casos en que la rotura se produce en un plazo de tiempo muy corto, fue posible establecer que se debió a una incorrecta protección de las armaduras contra los agentes corrosivos.

Revista: *Informe C.U.R.*, núm. 50, diciembre 1971 (en holandés).

83. "Cubiertas laminares. Directrices para el proyecto, cálculo y construcción", por el Comité de Investigación del C.U.R.

Sinopsis: En el presente artículo se estudian las cubiertas laminares desde un triple punto de vista: proyecto, cálculo y construcción. Desde el punto de vista de proyecto se atiende principalmente a su forma estructural y realización. En el capítulo de cálculo se consideran la distribución de las tensiones de acuerdo con la teoría lineal de la elasticidad, efectos no lineales y ensayos de modelos a escala reducida. En el capítulo de construcción se dan indicaciones sobre la colocación de las armaduras, recomendaciones sobre el empleo de los encofrados y, por último, consejos interesantes sobre la prefabricación y sus aspectos técnicos en la construcción.

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

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association*, vol. 12, núm. 6, noviembre 1970 (en japonés).

84. "Una contribución a la comprobación del estado límite en rotura, de una sección de hormigón pretensado", por S. INOMATA.

Sinopsis: En este artículo se propone un método para la comprobación del cálculo en rotura, de secciones de hormigón pretensado, utilizando solamente una sencilla fórmula y un ábaco. Este método sirve como comprobación de la cuantía mínima de armadura de pretensado. Se describe también un método análogo para la comprobación del cálculo de secciones en I sometidas a flexión simple.

85. "Cálculo y ejecución del puente Haramitsu", por Y. KOBAYASHI y M. FUJITA (en japonés).

Sinopsis: Este viaducto fue construido sobre la calle Hongos, siendo este tipo de puente muy común en Alemania Occidental. El viaducto fue construido utilizando el sistema Dywidag de pretensado.

86. "Cálculo, proyecto y ejecución de los puentes de hormigón pretensado en la autopista Higashi-Kanto", por Y. MATUSHITA y otros (en japonés).

Sinopsis: En el presente artículo se describen los puentes sobre la autopista desde Chiba a Narita de 29 km. En la construcción de la misma figuran 44 puentes de hormigón pretensado y un viaducto. Para la mayor rapidez en la construcción de estos puentes se ha elegido la solución de elementos prefabricados y pretensados.

87. "Cálculo y ejecución del puente de Tama", por M. FUJITA y otros (en japonés).

Sinopsis: En el presente artículo se describe el puente sobre el río Tama, para el que se ha adoptado la solución de tres tramos continuos con vigas de hormigón pretensado. Las luces son de 33, 28 y 40 metros.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association*, vol. 13, núm. 1, febrero 1971.

88. "Ejecución de obras de hormigón pretensado mediante hormigón bombeado", por S. SATO (en japonés).

Sinopsis: El hormigón bombeado se ha venido empleando últimamente en diversas aplicaciones, aunque su utilización resulta muy poco frecuente en el caso del hormigón pretensado. En el presente artículo se expone la ejecución de la carretera municipal VII de hormigón pretensado, y en donde el hormigón se ha colocado mediante un proceso de bombeo continuo.

89. "Un ejemplo de prefabricación de vigas de hormigón pretensado en Senba", por Y. TAIDO y M. OKINO (en japonés).

Sinopsis: El artículo comenta la fabricación y control de calidad de vigas puente y placas de hormigón pretensado para la construcción de una carretera elevada en Osaka. Estas vigas se fabricaron en 15 plantas y cooperaron 11 compañías constructoras, para lo cual fue necesario unificar su control de calidad y producción.

90. "Los puentes Hyakkengawa", por T. NAKAMURA (en japonés).

Sinopsis: Este artículo describe el proyecto y ejecución de los puentes Hyakkengawa. La longitud total de los puentes es de unos 250 metros; uno de los puentes es de tres tramos continuos, con luces de 48 metros, y los otros dos son de dos tramos continuos. Han sido realizados por el sistema Freyssinet y los tableros están constituidos por vigas cajón de hormigón pretensado.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association*, vol. 13, núm. 2, abril 1971.

91. "Cálculo y ejecución del puente para ferrocarril Yoshiigawa de la nueva línea Sanyo", por S. Sakamoto y otros (en japonés).

Sinopsis: Este puente pertenece a la línea ferroviaria Sanyo. Su longitud total es de 671 metros. Tiene cuatro tramos dobles y ha sido construido con vigas continuas pretensadas por el procedimiento Leonhardt. Los tramos son de 73, 73, 35 y 40 metros. En el presente artículo se describe el cálculo y el lanzamiento de las vigas continuas del puente.

92. "Racionalización en la fabricación de vigas prefabricadas y pretensadas empleando bloques de enclaje prefabricados y métodos de curado al vapor", por Y. MIYAZAKI (en japonés).

Sinopsis: En la fabricación de vigas prefabricadas postesadas, el empleo de bloques de anclaje prefabricados permite una mayor rapidez en el proceso de tesado y el curado al vapor disminuye el tiempo de fraguado del hormigón, de forma que, gracias a estos dos factores, se puede conseguir un considerable ahorro en los costes de producción de vigas prefabricadas y pretensadas.

93. "Construcción del puente Shyba", por M. TATASHIRO y H. YOSHIDA (en japonés).

Sinopsis: En el presente artículo se describe la construcción del puente Shyba. Este puente tiene una longitud total de 247 metros y se trata del primer puente construido por el sistema Dywidag en Iwate. Las luces son de 56, 67, 67 y 56 metros. El tablero está constituido por vigas cajón de altura variable y ha sido construido por voladizos sucesivos. Dado que las temperaturas en invierno en esta zona son de unos -8° C., las operaciones de hormigonado y curado fueron muy cuidadas.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association*, vol. 13, núm. 3, junio 1971.

94. "Proyecto y construcción de un depósito de agua de hormigón pretensado en Renkoji", por G. KEINO y otros (en japonés).

Sinopsis: En este artículo se describe el proyecto y la construcción de un depósito de agua elevado. La torre de sustentación se realizó en hormigón pretensado, eligiéndose esta solución entre los tres estudios propuestos: hormigón armado, estructura metálica y hormigón pretensado.

95. "Cálculo y construcción del puente Kakogawa", por H. YOSHIMURA y J. IMAKI (en japonés).

Sinopsis: El puente tiene una longitud total de 500 metros para salvar el río Kakogawa, en Hyogo. Se trata de un puente ferroviario de la nueva línea Sanyo. La característica más importante de este puente es que su superestructura ha sido construida por dovelas prefabricadas y pretensadas. El tablero está constituido por dos vigas cajón y las luces son de 55,6 metros.

96. "Proyecto, ejecución y ensayos de cimentaciones prefabricadas de hormigón pretensado", por M. TAKAHASHI y Y. KUROKAWA (en japonés).

Sinopsis: Se describe un método para construir cimentaciones a base de elementos de hormigón prefabricado y pretensado que se ensamblan mediante armaduras postesadas, empleándose cajones indios para su colocación definitiva.

En el artículo se describe la aplicación de este sistema en la construcción del puente Isoya.

97. "Proyecto de los puentes Hontani y Sonohara", por M. HORI e Y. FURUKAWA (en japonés).

Sinopsis: En este artículo se describen los puentes Hontani y Sonohara de análogas características para salvar los valles entre los túneles Enasan y Amikaki. Los puentes tienen una longitud de unos seiscientos metros y han sido construidos por voladizos sucesivos utilizando el sistema Dywidag de pretensado.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association*, vol. 13, núm. 4, agosto 1971.

98. "Proyecto y construcción de los viaductos de Shuto en la autopista Kosoku", por la Tokyo Express (en japonés).

Sinopsis: Se ha utilizado el procedimiento de dovelas prefabricadas para la construcción de dos viaductos, uno de tres tramos continuos de 23, 46 y 23 metros, cuyo tablero está constituido por dos vigas cajón, y el otro, de tres tramos con luces de 40, 60 y 40 metros, estando el tablero constituido por dos vigas cajón de canto variable. En el presente artículo se describe el cálculo de estos viaductos.

99. "Sistema ROD de pretensado para pavimentos de hormigón", por M. KORI y otros (en japonés).

Sinopsis: El primer pavimento de hormigón pretensado que se construyó en Japón data de 1958, y desde esta época se ha venido estudiando el tema desde los puntos de vista técnico y económico. En la actualidad existen alrededor de 100.000 m² de pavimento de hormigón pretensado. En este artículo se describe la construcción y algunas experiencias realizadas, empleando el sistema ROD para pavimentos de hormigón pretensado.

100. "Canto efectivo de secciones en T de hormigón pretensado", por J. MOTOOKA (en japonés).

Sinopsis: Hay varios trabajos de investigación sobre el canto efectivo de vigas sometidas a flexión, sobre las cuales se basan las normas prácticas, de las que hace uso el proyectista al calcular una viga. Pero las citadas normas prácticas cambian frecuentemente. En el presente artículo se investiga sobre el diseño de este tipo de vigas para ser empleadas en edificaciones mediante la aplicación de estudios experimentales y deducciones teóricas.

Traducido por A. RASILLA



**asociación técnica
española del pretensado**