



hormigón y acero

últimas noticias de hormigón pretensado

87

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

SOCIOS PROTECTORES DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

Como ya se ha anunciado, a partir del 1 de enero del año 1967, se ha creado una nueva categoría, la de "Socio Protector", a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros de nuestra asociación que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en la nueva categoría de "Socio Protector", los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. — Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L. — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
CONSTRUCCIONES CARLOS ERROZ. — Avda. Carlos III, 50. Pamplona (Navarra).
ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA). — Apartado, 553. La Coruña.
FORJADOS DOMO. — General Mola, 32. Madrid-1.
HORMIGON PRETENSADO S.A.E. BBR. — Rosellón, 229. Barcelona-8.
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A. — P.º de Pereda, 32. Santander.
PACADAR, S. A. — Castelló, 48. Madrid-1.
PREFABRICACION PESADA Y PRETENSADOS. — Raimundo Fernández Villaverde, 43. Madrid-3.
PROCEDIMIENTOS BARREDO. — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL. — General Perón, 20. Madrid-20.
S. A. ECHEVARRIA. — Apartado 46. Bilbao-8.

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

Nuevos miembros correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

En la sesión del Consejo Técnico Administrativo de este Instituto, celebrada el día 24 de abril de 1968, se trató sobre los deseos de estrechar los lazos de unión con el I.E.T.c.c., expresados por la Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Chile (Santiago de Chile).

En este sentido, el Consejo hizo constar el especial interés y cariño con que acoge los deseos de dicha institución, en la seguridad del positivo beneficio que reportará toda acción encaminada a fortalecer las relaciones mutuas.

En consecuencia, y por unanimidad, se tomó el acuerdo de conceder a la institución citada, a todos los efectos de colaboración a que puede dar lugar, el título de Miembro Correspondiente del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

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

La Pontificia Universidad Católica de Chile.
La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (Colombia).
El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).
La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).
El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).
La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).

conozca otras revistas del I. E. T. c. c.

INDICE DE LOS ULTIMOS NUMEROS DE:

Informes de la Construcción. Núm. 203.

Edificio administrativo de la Turmac Tobacco Company, en Amsterdam (Holanda); por H. Salomonson, arquitecto.
 Edificio "Nationalhaus", en Frankfurt/Main (Alemania); por M. Meid y H. Romeick, arquitectos BDA diplomados, ingenieros.
 Casa Unilever, en Hamburgo (Alemania); por H. Hentrich, arquitecto Dr. Prof. ingeniero.
 Oficinas nacionales de las iglesias baptistas, en Pennsylvania (U.S.A.); por V. G. Kling, arquitecto F.A.I.A.
 Edificio de la Northrop Corporation's Ventura Division, en California (U.S.A.); por Albert C. Martin and Associates, arquitectos e ingenieros.
 Edificio administrativo, en Madrid (España); por A. Lamela, Dr. arquitecto.
 Resistencia del hormigón en estructuras terminadas; por J. M. Tobío, Dr. en Química Industrial.
 La estructura resistente; por J. Manterola, Dr. ingeniero de caminos.
 Puente del valle de "La Rocca"; por Ennio Russo Ermolli, Dr. ingeniero.

Materiales de Construcción. Ultimos avances. Núm. 132.

Nuevas investigaciones sobre las medidas necesarias contra las inclusiones nocivas de cal; por E. Schmidt, ingeniero.
 Sobre la activación del cemento por vibración; por G. Knape, W. Kölling, H. Schumann, H. Hennek y R. Schrader.
 Algunas aplicaciones del análisis por microsonda electrónica al estudio de los minerales del clínker; por P. Terrier, H. Hornain y G. Socroun.
 Mejoras obtenidas de la aplicación de la cámara de vacío Philips PW-1089 en los análisis cuantitativos por difracción de rayos X; por J. L. Sagrera Moreno, licenciado en Ciencias Químicas.
 Seminario internacional sobre automatización en las industrias de la cal, cemento y afines.
 Influencia del árido sobre la resistencia de los hormigones; por el Dr. A. Steopoe.

Solicite estas revistas del INSTITUTO EDUARDO TORROJA a su librero habitual, de acuerdo con las tarifas siguientes de suscripción anual:

	Informes de la Construcción (10 números)		Materiales de Construcción Ultimos Avances (4 números)	
	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)
	Pesetas	\$	Pesetas	\$
Suscriptor	500	10.00	300	6
Socio adherido (2)	—	—	250	5
Número suelto	60	1.80	100	2
Número extraordinario	75	2.25	(variable)	—
Número 137, extraordinario doble	150	3.00	—	—

(1) En los precios del extranjero se incluyen los costos de los envíos (por correo marítimo o terrestre), así como los gastos financieros y los debidos a licencias de exportación.

(2) Socio adherido del I.E.T.: Categoría preferente de suscriptor, que, mediante el pago de 700 pesetas o 15 dólares anuales, tiene derecho a:

- Recibir los diez números de la revista *Informes de la Construcción* y las ocho monografías que se publiquen durante el año.
- Comprar los libros que edite el Instituto, con un descuento del 25 por 100, siempre que los pedidos se efectúen directamente a este Centro.
- Precios especiales en las demás suscripciones y otros servicios del I.E.T.
- Presentar comunicaciones al Instituto.
- Preferencia en los actos, conferencias o cursillos que puedan efectuarse con asistencia limitada.

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

ormigón y a cero
últimas noticias de hormigón pretensado

n. 87

abril - mayo - junio 1968

i.e.t.c.c.

de la construcción y del cemento

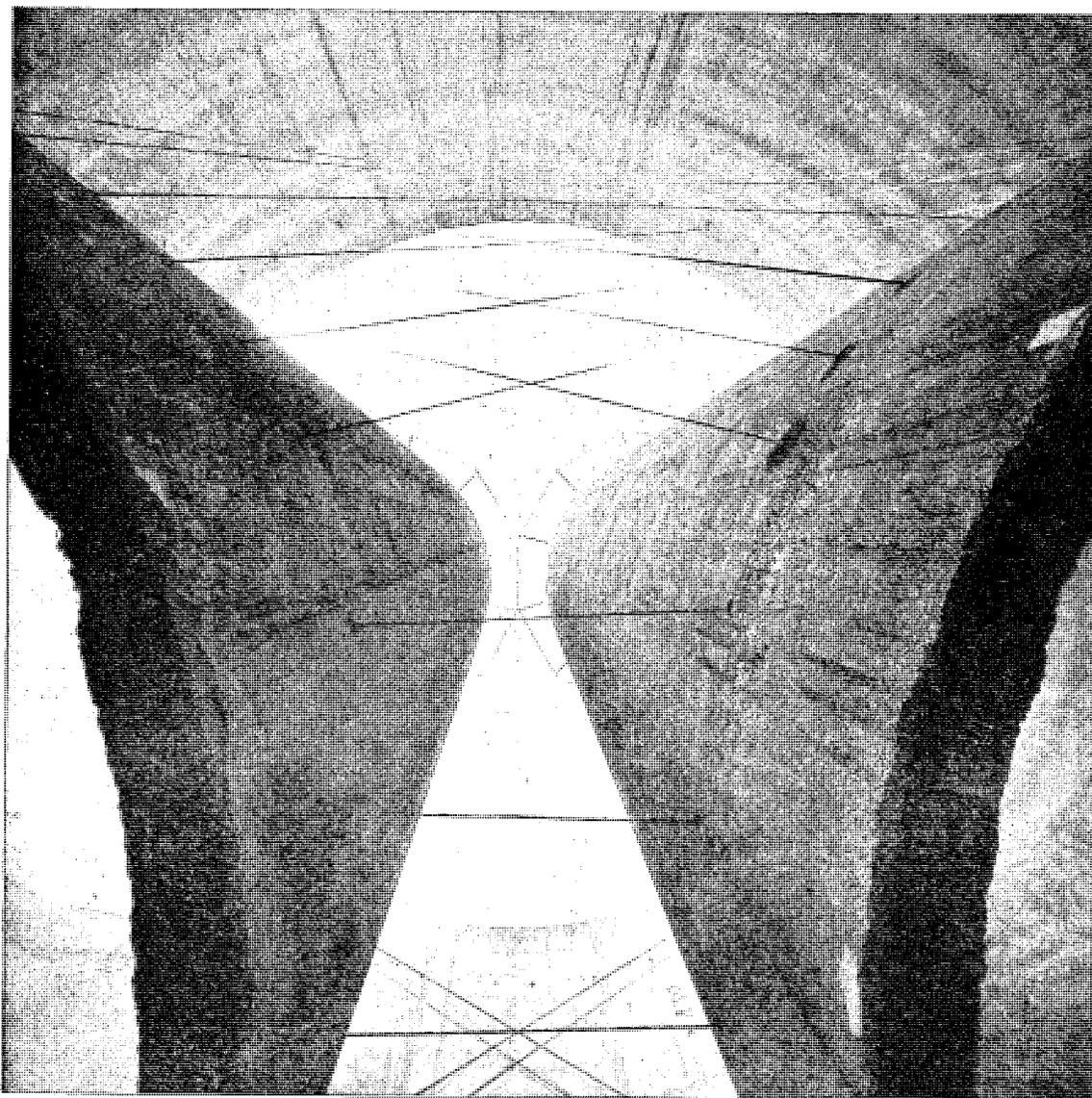
PATRONATO DE INVESTIGACION CIENTIFICA Y TECNICA "JUAN DE LA CIERVA" DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

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

procedimientos **Barredo**

(Fotografía n.º 70 del pabellón de OFICEMEN)

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



**postesado con alambre y cables trenzados
lanzamientos y montajes**

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

**asociación española
del hormigón pretensado**

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

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

Presidente: D. Florencio del Pozo

Vocales: D. Javier Lahuerta
D. Rafael Romero

Secretario: D. Rafael Piñeiro

hormigón y acero n. 87

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

Páginas

591 - 9 - 23	Estética del pretensado Aesthetics of prestressed structures. Esthétique de la précontrainte. <i>F. Cassinello.</i>	9
	Comunicaciones presentadas por el Grupo español a los Simposios Técnicos Internacionales de la F. I. P. celebrados, en Madrid, en Junio de 1968. <i>Communication submitted by the Spanish Group at the International Technical Symposia of the F. I. P., held in Madrid in June 1968.</i> <i>Communications présentées par le Groupe espagnol aux Symposiums Techniques Internationaux de la F. I. P., tenus à Madrid en Juin 1968.</i>	
591 - 3 - 8	Tuberías de hormigón pretensado. Realizaciones españolas . . . Prestressed concrete tubes. Spanish realizations. Tuyaux en béton précontraint. Réalisations espagnoles. <i>C. Carril.</i>	25
591 - 8 - 6	Postes "KMAR", de hormigón pretensado "KMAR" poles of prestressed concrete. Poteaux "KMAR" en béton précontraint. <i>Cámara, S. A.</i>	59
591 - 8 - 7	Factores que intervienen en la determinación del recubrimiento de las armaduras pretensadas, en los postes de hormigón para líneas eléctricas Factors affecting the thickness of the cover of prestressed reinforcement in concrete poles for electricity lines. Facteurs influant sur la détermination du recouvrement des armatures précontraintes aux pylônes en béton pour les lignes électriques. <i>J. A. Fernández Ordóñez.</i>	81
628 - 0 - 15	Obtención de alambres de acero de relajación muy reducida . . Obtention of low relaxation steel wires. Obtention de fils d'acier à relaxation très faible. <i>P. Estellés.</i>	85
628 - 0 - 16	Método para extrapolar los datos de ensayos de relajación . . Method to extrapolate the data from relaxation tests. Méthode pour l'extrapolation des données obtenues aux essais de relaxation. <i>J. I. Orbegozo.</i>	105
	"Notas de la F. I. P.", correspondientes a los meses de marzo, abril y mayo-junio de 1968	123
	Nota de la A. E. H. P.— Intercambio de publicaciones	133

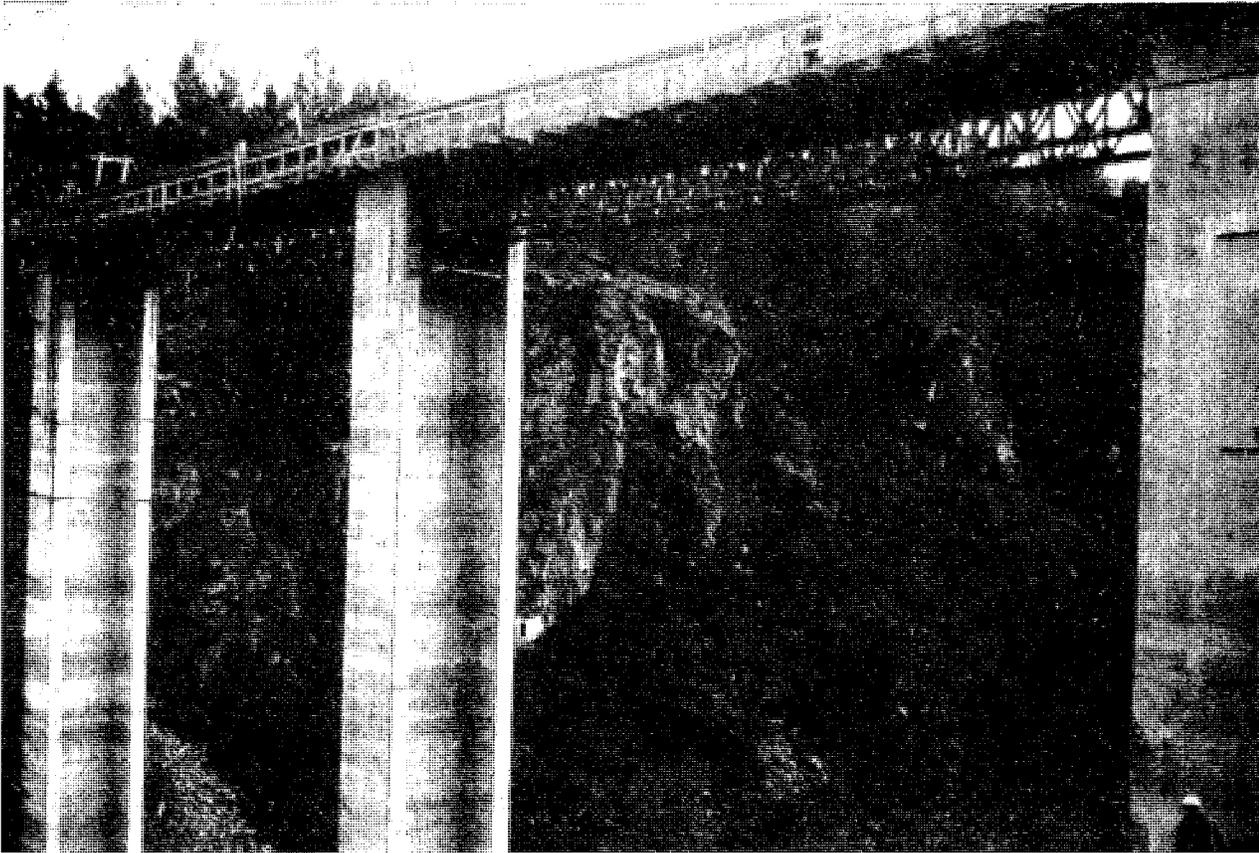
El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo, y el hecho de que patrocine su difusión, no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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

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

PROCEDIMIENTOS

DE HORMIGON PRETENSADO



Puente sobre el río Arnego
(Hidroeléctrica de Moncabril)
Constructora: Alcisa.

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

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 24, 2.º - TEL. 24 34 19 - BILBAO-11

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

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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
AGUSTI, S. L. — Gerona.
ARION, S. A. — Barcelona.
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Valencia.
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA. — Valladolid.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CENTRO INFORMATIVO CANARIO DE LA EDIFICACION. — Las Palmas de Gran Canaria.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA. — Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid.
COMPAÑIA DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — HIDROCIVIL. —
Madrid.
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao.
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUPRE. —Valladolid.
DIRECCION GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS. — MINISTERIO DEL EJERCITO.
Madrid.
DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA. — MINISTERIO DEL AIRE. — Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.
EDES, S. A. — Madrid.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S. A. — AUXINI. —Madrid.
ENAGA, S. A.— Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE LA CONSTRUCCION. — EXCO. —
Madrid.

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

PRODUCTOS PRETENSADOS, S. A. — POSTENSA. — Bilbao.
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Madrid.
SECOTEC. — Madrid.
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS,
SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — OBRASCON. — Córdoba.
TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
TENSACERO MADRILEÑA, S. A. — Madrid.
TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).
TETRACERO, S. A. — Madrid.
TOSAM, S. L. — Segovia.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Santa María de Barbará (Barcelona).
UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.
VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
VIAS Y ESTRUCTURAS, S. A. — Granada.
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES. — San Sebastián (Guipúzcoa).
VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.
VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla.
VIGUETAS NUÑEZ. — Salamanca.

EXTRANJERO

EMPRESA DE CONSTRUÇÕES CIVIS E INDUSTRIAIS, LDA. — Lourenço Marques (Mozambique).
FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL. — Lima (Perú).
FACULTAD DE INGENIERIA (BIBLIOTECA). — Buenos Aires (Rep. Argentina).
INSTITUTO DE EDIFICACION EXPERIMENTAL — UNIVERSIDAD DE CHILE. — Santiago de Chile (Chile).
INSTITUTO DEL LIBRO. — Vedado. — La Habana (Cuba) (14 suscripciones).
INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY (BIBLIOTECA). — Monterrey N. L. (México).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. — DIRECCION DE VIALIDAD. — DIV. BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES. — La Plata (Prov. de Buenos Aires), República Argentina.
UNIVERSIDAD DE CHILE — FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS — DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES — BIBLIOTECA CENTRAL. — Santiago de Chile (Chile).
UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES — FACULTAD DE INGENIERIA. — La Paz (Bolívia).

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

estructuras mixtas

Julio Martínez Calzón
Dr. Ingeniero de Caminos

La obra ofrece una visión de conjunto de las características y posibilidades de las estructuras con barras formadas por perfiles de acero y secciones de hormigón trabajando conjuntamente.

Se divide en cuatro partes:

Teórica (capítulos 1 a 6): Características de los materiales y procedimientos de cálculo. Estados anelásticos.

Teórico-práctica (capítulos 7 y 8): Dimensiones y normas prácticas para el dimensionamiento, incluyendo sistemas aproximados de tanteo. Piezas comprimidas y torsión.

Práctica (capítulos 9 y 10): Disposiciones y procesos constructivos. Tablas para el dimensionamiento y comprobación de secciones.

Ejemplos (capítulo 11): Desarrollo de cuatro casos prácticos completos.

Libro publicado por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Apartado 19.002, Costillares-Chamartín, MADRID-16 (España).

Dos volúmenes, 314 páginas y 282 tablas de 28 × 22 centímetros. Madrid, 1966.

Precios: España, 940 pesetas; extranjero, \$ 18,80.

ensayos no destructivos

J. M. Tobio
Dr. en Química Industrial.-División
de Metrología del I. E. T. c. c.

métodos aplicables a la construcción

La técnica de los ensayos no destructivos, expresada en su más amplia acepción, tanto desde el punto de vista teórico como práctico.

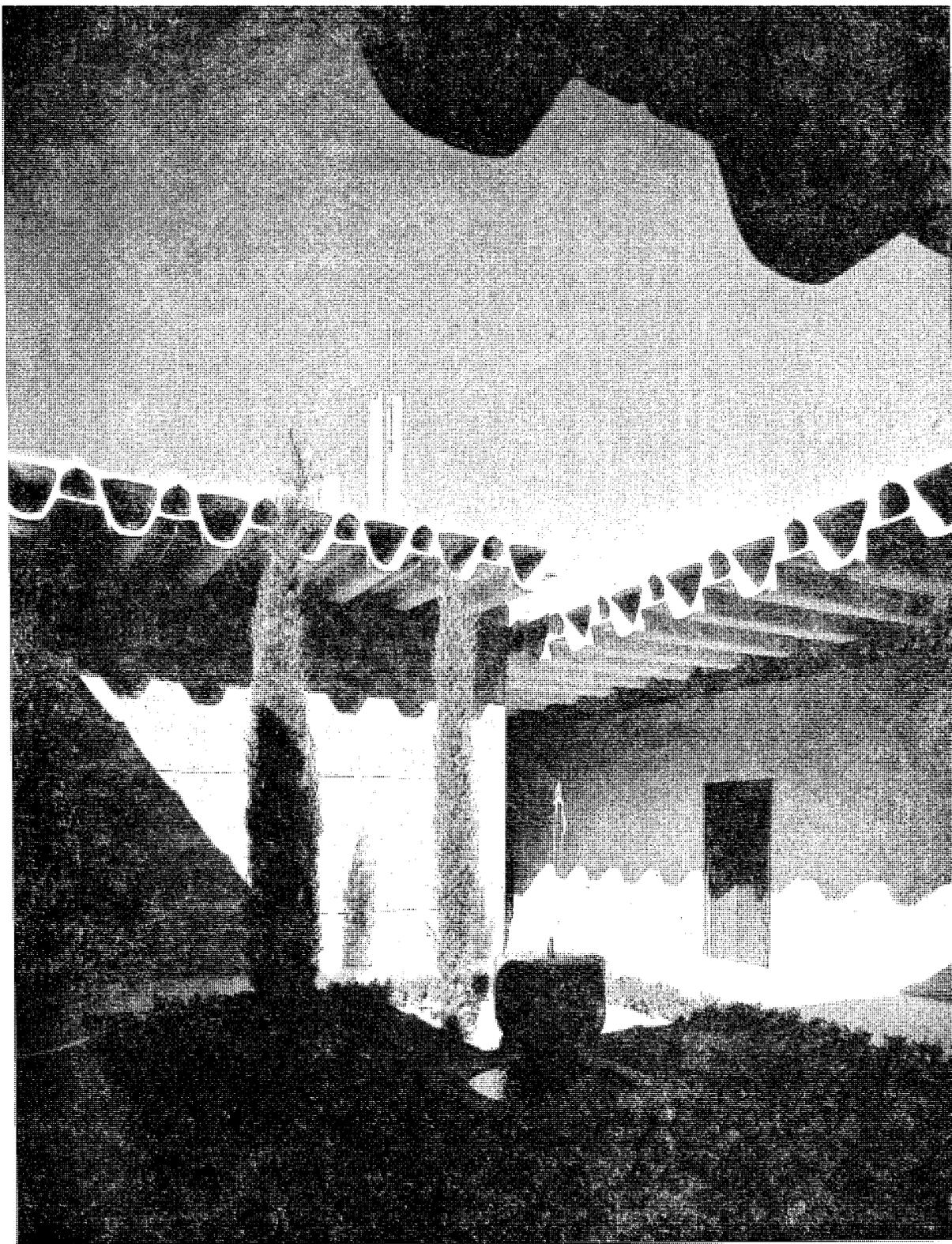
Fundamentos sobre la aplicación de las ondas elásticas, fuerzas mecánicas, capilares, acústicas, vibratorias, magnéticas, eléctricas, electromagnéticas, luminosas y nucleares, a toda clase de materiales de construcción y sistemas constructivos, con amplias descripciones de equipos, aparatos, sistemas y formas de empleo e interpretación de datos.

En 20 apéndices se incluyen numerosos datos tabulares y gráficas de empleo inmediato, lo que hace que la obra ofrezca la doble faceta de estudio y consulta para todos los técnicos de la construcción.

Libro publicado por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Apartado 19.002, Costillares-Chamartín, MADRID-16 (España).

Un volumen en rústica, 383 páginas y 372 figuras. Madrid, 1967.

Precios: España, 875 pesetas; extranjero, \$ 17,50.



estética del pretensado

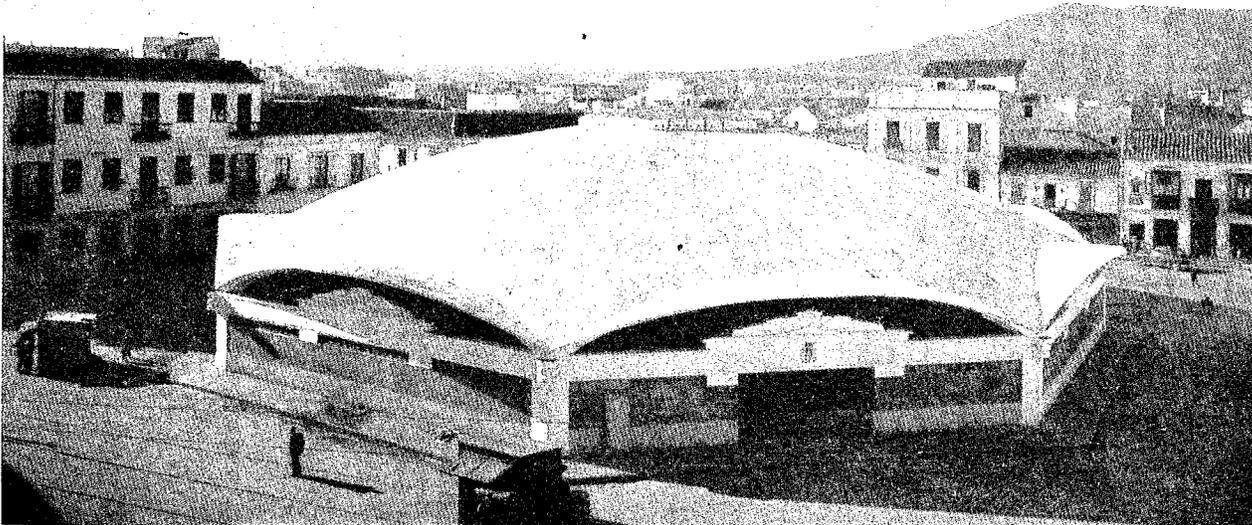
591 - 9 - 23

F. CASSINELLO, Dr. Arquitecto.

Conferencia pronunciada el día 30 de noviembre de 1967 en Madrid, en el Instituto Eduardo Torroja, y el día 16 de enero en Barcelona, en el Colegio Oficial de Arquitectos.

Ante todo, quiero pedirles que disculpen mi osadía por venir a hablarles sobre un tema tan amplio y difícil, y para el que indudablemente no me considero suficientemente preparado. Pero, un poco empujado a dar esta conferencia y obligado a decir algo sobre el pretensado, mi ignorancia sobre el tema me lleva a refugiarme en ese título, en el que espero poder salirme por sus muchas tangentes.

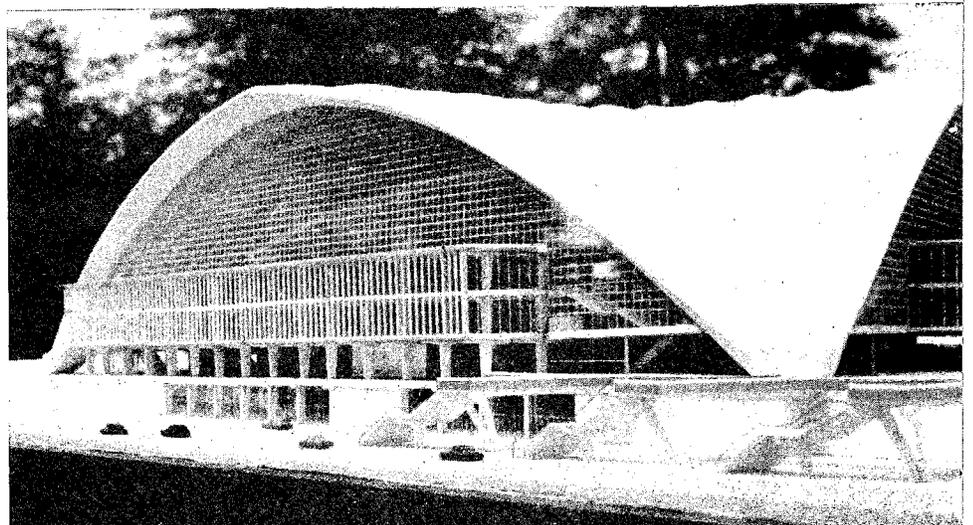
Por otro lado, en la última conferencia organizada por esta Asociación, Ricardo Barredo nos expuso magistralmente el tema de los refuerzos que pueden realizarse con las



nuevas técnicas del pretensado; y junto al regusto de las muchas cosas buenas que nos dijo y proyectó, me quedó un resquemor; porque bien está el que no se caigan nuestras obras, y que sea posible rectificar errores, ¿pero es que sólo puede reforzarse una estructura haciéndola mucho más gorda?, ¿no podemos respetar la estética e incluso supervalorarla gracias a esta nueva técnica...?

Creo que sí, y que Barredo también está de acuerdo con esto, ya que fue él mismo quien realizó la genial idea de Torroja, al zunchar perimetralmente su cúpula del mercado de Algeciras y conseguir desencofrar zunchando. Con ello, se está reforzando una estructura a la vez que se reduce su cintura y se produce simultáneamente la elevación de su clave. Una bella forma de reforzar, ganando esbeltez a la vez que seguridad, y que, como todo lo bueno, ya lo había inventado mucho antes la mujer al apretarse el corsé para adelgazar su cintura y hacer que se elevasen sus “claves”.

Ideas parecidas sirvieron para absorber los empujes de otras muchas cúpulas. Y así, por ejemplo, la gran cúpula de planta triangular del CNIT, de París, se ancla al terreno mediante unos pilotes de tracción de hormigón pretensado, que sirven para quebrar el tirante y colaborar eficazmente en la absorción de sus reacciones horizontales. Y en la



cúpula del Pabellón de Exposiciones de Barcelona Páez resuelve la absorción de sus empujes poniendo en tensión una serie de tirantes radiales mediante un gran anillo de hormigón de elevado peso propio.

Pero perdónenme, porque ya me he marchado por la primera tangente, y por lo menos, de entrada, estoy dispuesto a plantear el tema. Para ello, quiero empezar por fijar los conceptos estéticos que nos permiten valorar la calidad artística de una obra, y que, pese a todas las evoluciones y snobismos, siguen apoyándose en las tres más clásicas definiciones de belleza:

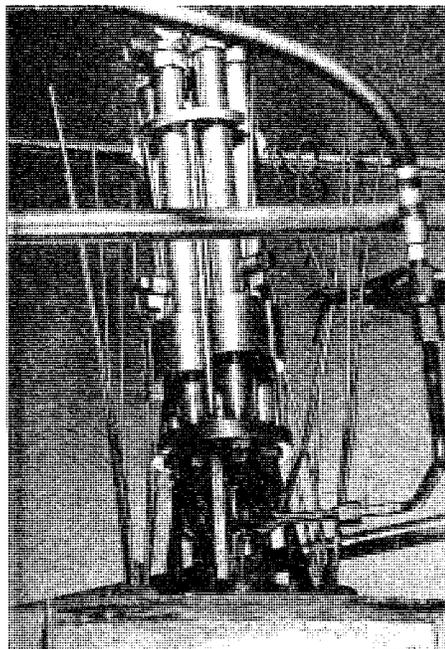
Esplendor de la verdad (PLATÓN),
Lo que sirve a su fin (SÓCRATES),
Lo que causa deleite (SANTO TOMÁS),

que se armonizan y forman un “todo en uno” en la definición agustiniana:

Flor de la armonía (SAN AGUSTÍN);

una armonía en la que se integran la *verdad científica* o belleza platónica; la *bondad funcional* o belleza socrática, y el *placer espiritual* o belleza tomista. En toda obra de arte podremos ver más o menos supervalorado cada uno de estos conceptos, de acuerdo con el *tema* a resolver, *medios* disponibles y personalidad de su *autor*. Y todo ello sin olvidar que, al igual que cada función y cada moda son capaces de imponer una *forma*, también cada material y cada proceso constructivo pueden justificar una nueva plástica. Y una vez será la *ciencia* el motor creador; otra, la *necesidad humana*, y otra, el puro *arte*.

Y así, por ejemplo, un gato de pretensado nos parecerá bello, por su bondad funcional, si formalmente es expresivo de su función y, a su vez, desarrolla ésta de modo satisfactorio, aunque su belleza plástica nos quede algo enmascarada por la fuerza de su utilidad actual. Pero mañana, cuando el nuevo modelo lo desplace, con la pérdida de su utilidad resaltarán su belleza y pasará a ser pieza de museo. Así nos ocurre hoy con el



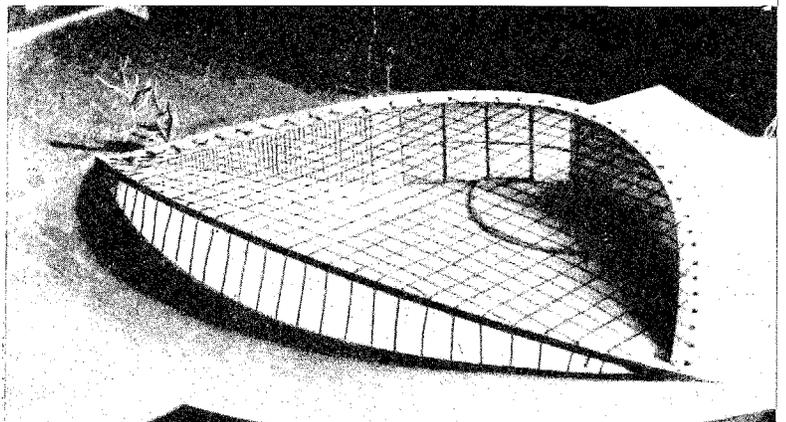
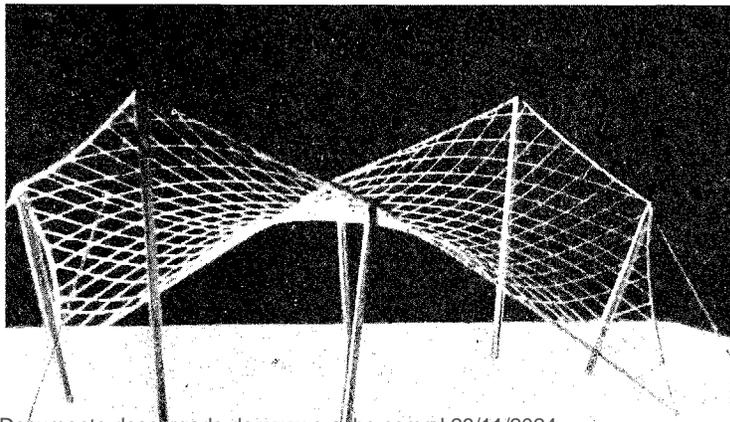
viejo quinqué de gas, la vieja plancha de vapor, la rueda del carro..., objetos nacidos por imposición funcional y que, al perder su utilidad, resplandece su belleza preñada de nostálgicos recuerdos.

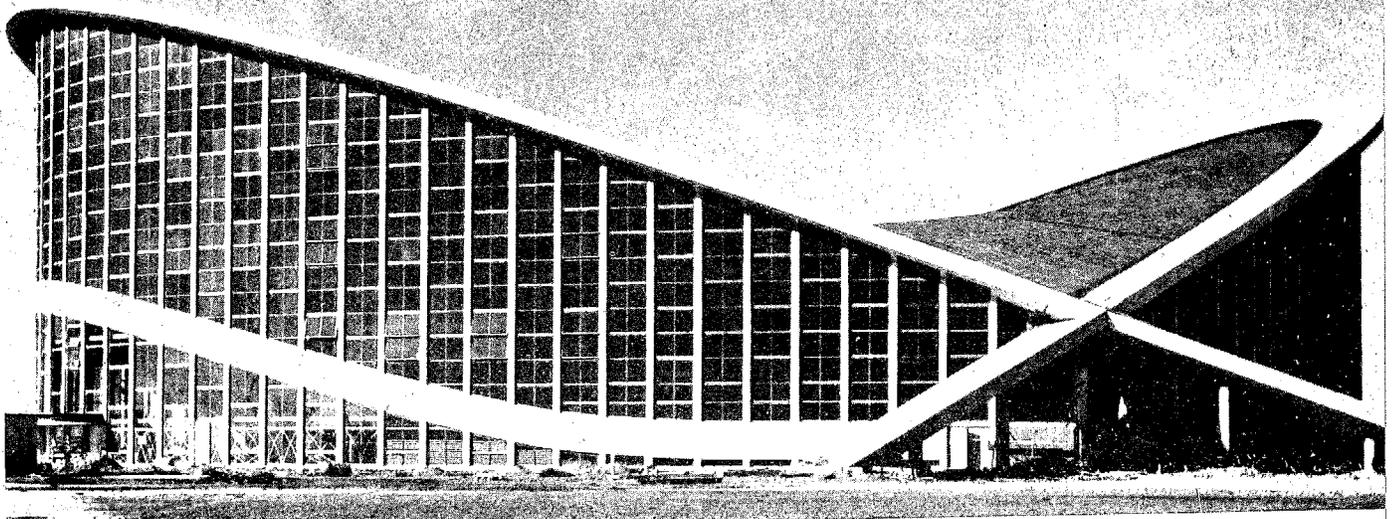
Otras veces es la verdad científica la que motiva una nueva forma de hacer y de hallar la belleza. Las figuras geométricas más puras (esfera, cubo, cuadrado...), las líneas sometidas a rígidas leyes matemáticas (elipse, parábola, espiral...), el ritmo, la proporción, la escala..., son no sólo entes de personalidad numeral o algebraica, sino también objetos capaces de producir el placer estético con su contemplación. Así, en el pretensado, por su carácter de técnica constructiva eminentemente científica, su "verdad" va a destacar por el predominio estructuralista y monumentalidad de sus soluciones. Sirva de ejemplo el viaducto del Esla, felizmente realizado por Eduardo Torroja, cuyo gran arco central, de más de 200 m de luz, fue una feliz solución gracias a la aplicación del sistema de apertura en clave, creado por Freyssinet, y cuyo postesado permitió conseguir la redistribución de tensiones y anulación de los efectos de retracción.

Pero no olvidemos que la meta estética, la *belleza* pura, puede ser también meta fundamental de una obra, cuyas apariencias se nos meten a través de nuestros sentidos y nos embriagan con sus atractivos. La originalidad, la personalidad, el carácter... pueden valorar una obra hecha por el puro placer de sus juegos plásticos; como ejemplo: un monumento, simple y sencillo, pero a la vez expresivo de las soluciones pretensadas, ya que esta nueva técnica nace y se desarrolla, fundamentalmente, con la posibilidad de empleo de materiales en tracción; el alambre o el cable, la fibra o el tejido, son los personajes fundamentales de cualquier obra pretensada.

Pero no caigamos en el error de creer que la *belleza* puede presentarse de estas tres formas diferentes, como si fuesen algo distinto y estanco. La razón, los sentidos y la necesidad son motivaciones creadoras capaces de concurrir con mayor o menor intensidad en una misma obra, pero que al final se integran en esa *armonía agustiniana*, puesto que *cabeza*, *corazón* y *estómago* no son nada por sí solos, aislados del hombre, que es capaz de pensar, sentir y vivir. ¿Quién es capaz de separar los entes *técnicos*, *plásticos* y *funcionales* de una obra Gaudiniana? La razón se sensibiliza, los sentidos se racionalizan y los entes humanos, por dominio de la razón sobre los sentidos, se moralizan, y de la pasión dominada surge el placer equilibrado: el grito se convierte en canto, el gesto en danza, el espacio y el material en arquitectura. De este modo, *inteligencia*, *sensibilidad* y *moralidad* rigen y controlan el mundo del hombre, y del arte, en perfecta *armonía* como máxima expresión de sus realizaciones más perfectas.

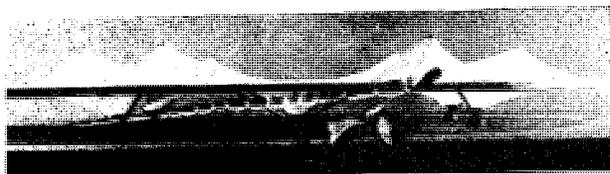
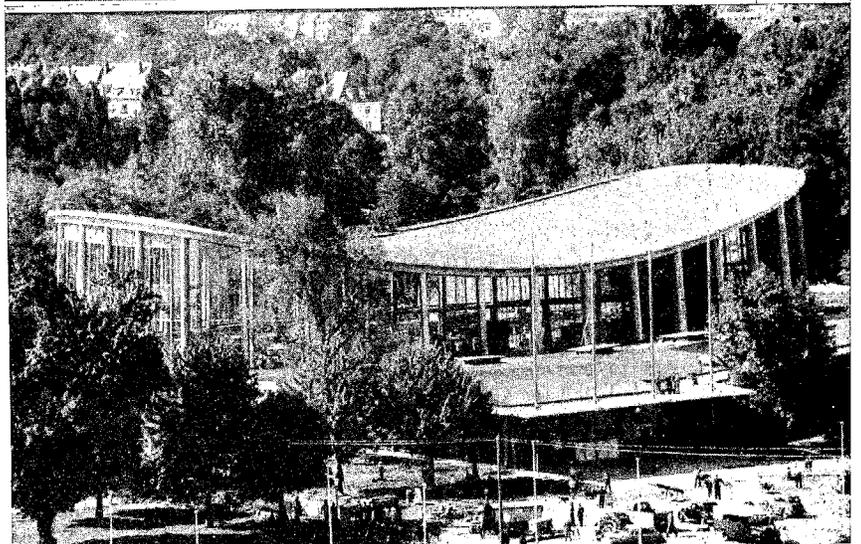
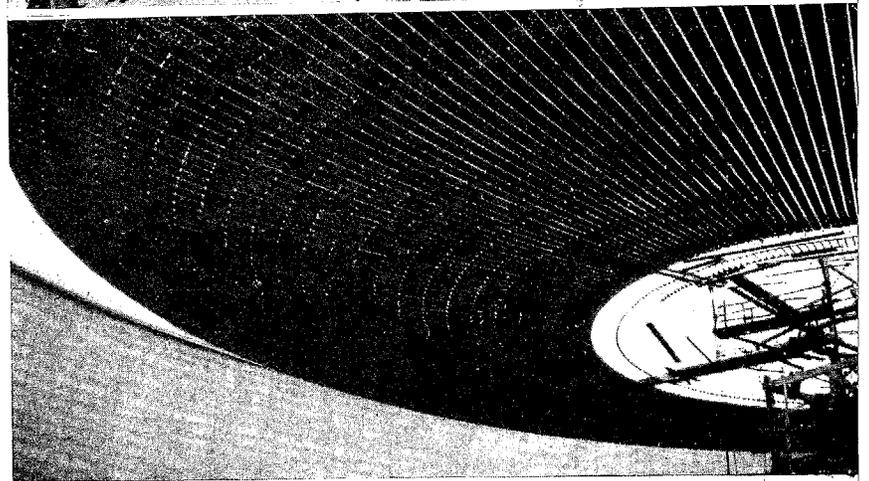
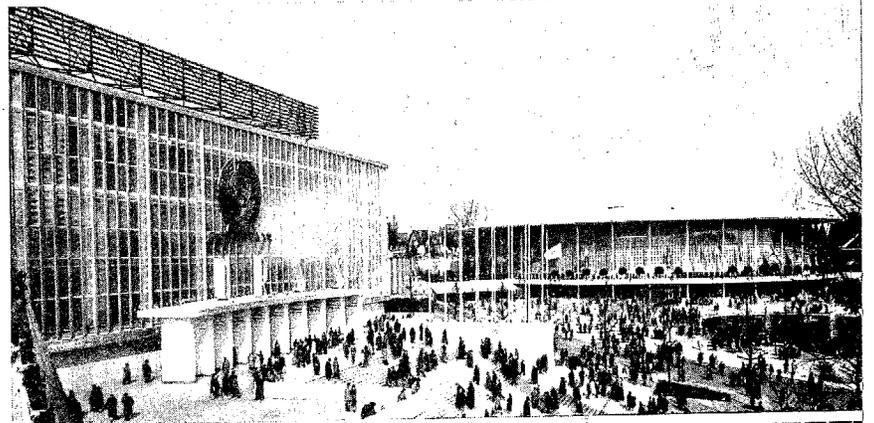
Continuando con el cable teso como personaje fundamental, en esta primera parte de mi charla, voy a mostrarles una serie de ejemplos de soluciones pretensadas, en los que los alambres o cables conservan su personalidad y se muestran orgullosamente al exterior, bien para definir los vientos o tirantes que anclan al suelo una estructura más o menos complicada, bien para rigidizar el nervio de borde de una forma constructiva, bien para permitir colgar una elegante escalera helicoidal, o incluso para permitir llegar al concepto de cerchas triangulares con todos sus elementos trabajando en tracción (sistema Jawerth).

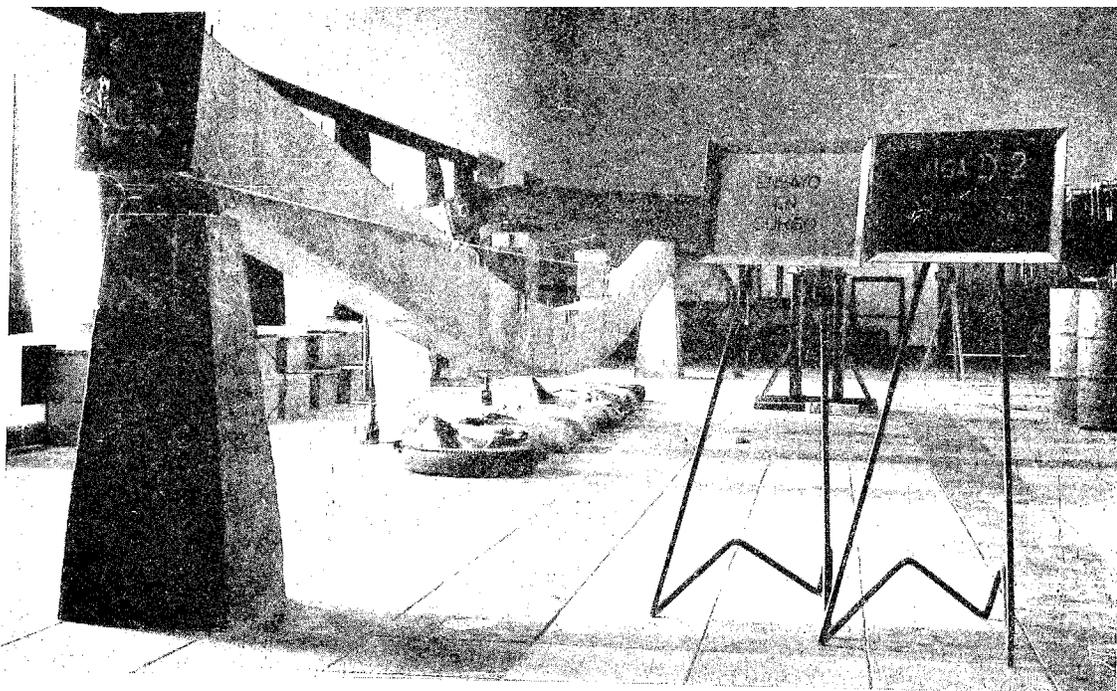




Otra gran serie de nuevas formas estructurales que aportan una indudable novedad lo constituyen las mallas tesas; solución constructiva que entra de lleno en el campo del pretensado, salvo muy contados casos de mallas, en que el peso propio es el único responsable de su indeformabilidad. Pero desde la genial creación de Nowicky con su cubierta colgante de la Arena Raleigh, son muchas las soluciones creadas, que van desde las formas parabólicas-hiperbólicas a las radiales de cable recto, como es el caso del Pabellón Norteamericano de la Expo de Bruselas, o de cables radiales catenarios, del Pabellón Uruguayo de Mondino y Viera, o de cables en arco, como la sala Selva Negra, en Karlsruhe.

Pero aceptada la malla como elemento superficial capaz de soportar tracciones en ambas direcciones, sus posibilidades formales en el campo del pretensado crecen enormemente, como podemos ver en un ejemplo experimental, realizado por Oracio Caminos, o en una realización suiza de un pabellón de la Exposición de Plástico, de la Feria de Muestras de Basilea, de aspecto alado y fantasmagórico.





Puede que alguien esté ya pensando que no sólo sigo yéndome por las tangentes, sino, inclusive, el que estoy hablando de cosas que poco o nada tienen que ver con la Asociación que me invitó a subirme aquí: pero es que hasta ahora nos hemos centrado en destacar las posibilidades de una nueva estética de elementos en tracción, que evidentemente exigen su pretensado para conservar su posición y su forma. Si en vez de que el cable o la malla transmitan sus reacciones al suelo o elementos constructivos ajenos a él, hacemos que su pretensado se transmita al hormigón que se une a él, surge otro nuevo material de distintas posibilidades técnicas y estéticas: el *hormigón pretensado*.

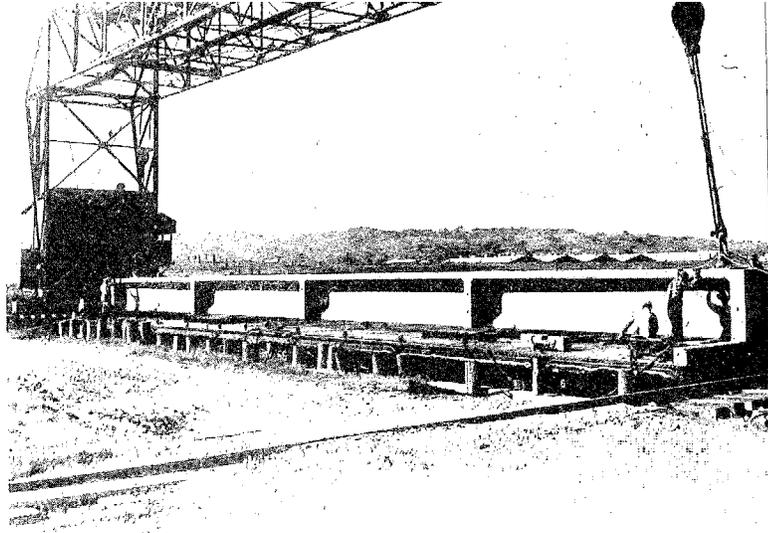
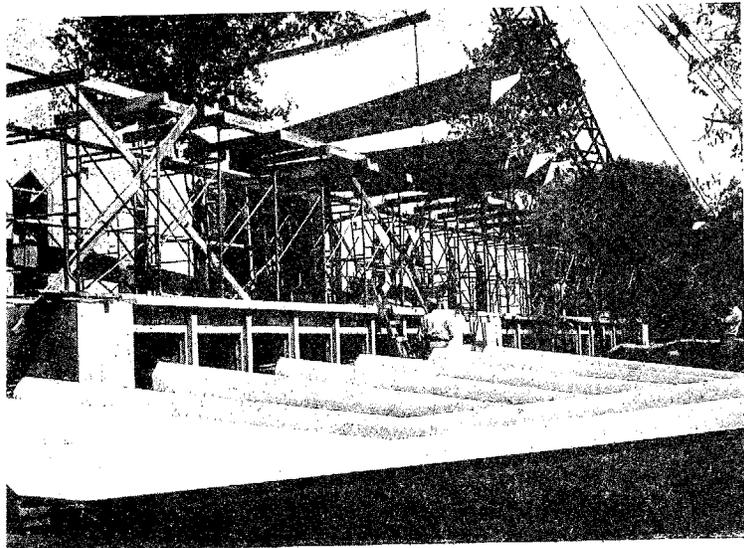
¿Qué aporta esta nueva técnica al hormigón?... Digamos que constituye un paso más adelante, análogo al que dio el hormigón en masa al aliarse al acero para formar el hormigón armado. Su más reducida historia hace forzosamente más difícil su juicio práctico y estético, pero su vitalidad es tal, y sus posibilidades tan sorprendentes, que efectivamente vamos a poder ver más cosas de las que en principio cabría sospechar por su corta edad.

En primer lugar, quiero destacar, dentro de este campo del hormigón pretensado, la evidencia de que su método idóneo de aplicación reside en el aprovechamiento máxima de sus materiales constituyentes: las armaduras, en tracción, y el hormigón, en compresión. Este planteamiento pone de manifiesto que nos encontramos con un material idóneo para la absorción de solicitaciones de flexión.

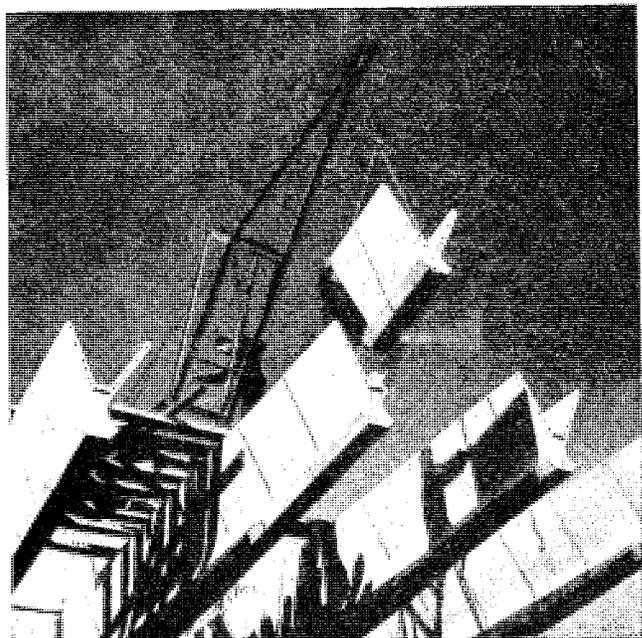
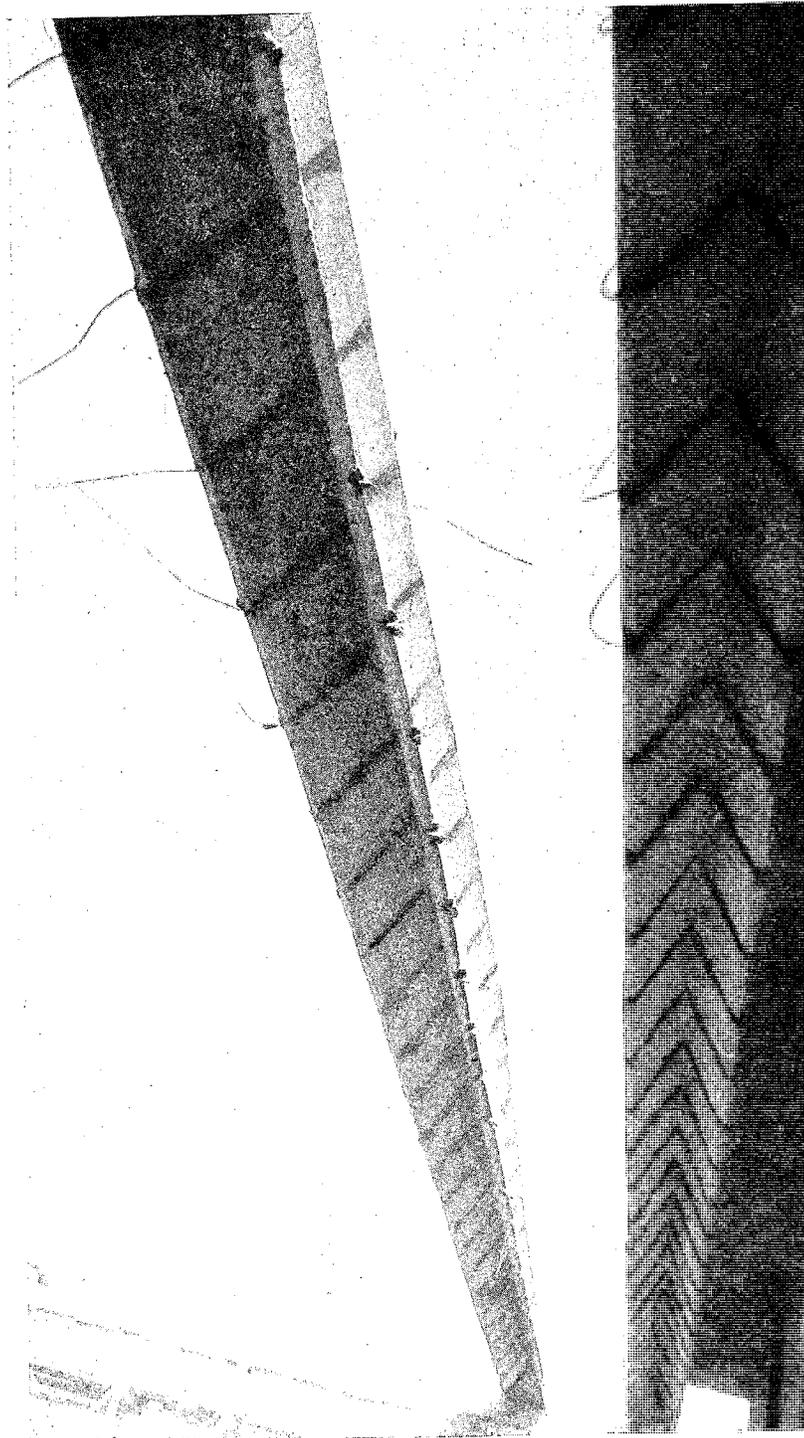
Pero no caigamos en el error de creer que el hormigón pretensado ha venido a desterrar al hormigón armado, ya que nada hay más lejos de la realidad. El hormigón pretensado exige el mismo canto que el hormigón armado para la absorción de un determinado momento flector; su economía será de sección de armaduras frente al encarecimiento de su procedimiento constructivo, y su única ventaja real es frente a la absorción de esfuerzos cortantes al inclinarse los ejes principales en el círculo de Mohr por efecto del pretensado y eliminar las zonas de hormigón en tracción, con lo que toda la sección de hormigón cuenta en el cálculo de la rigidez para la determinación de las deformaciones, que son lógicamente menores.

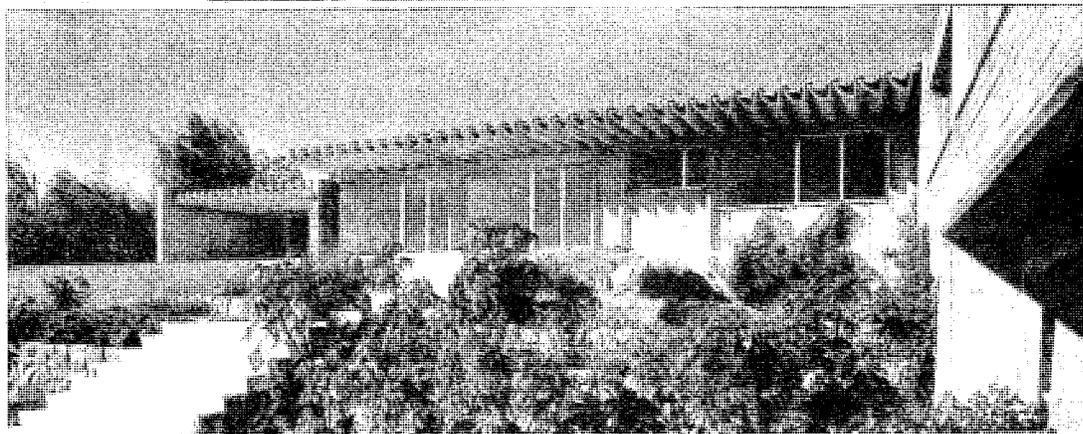
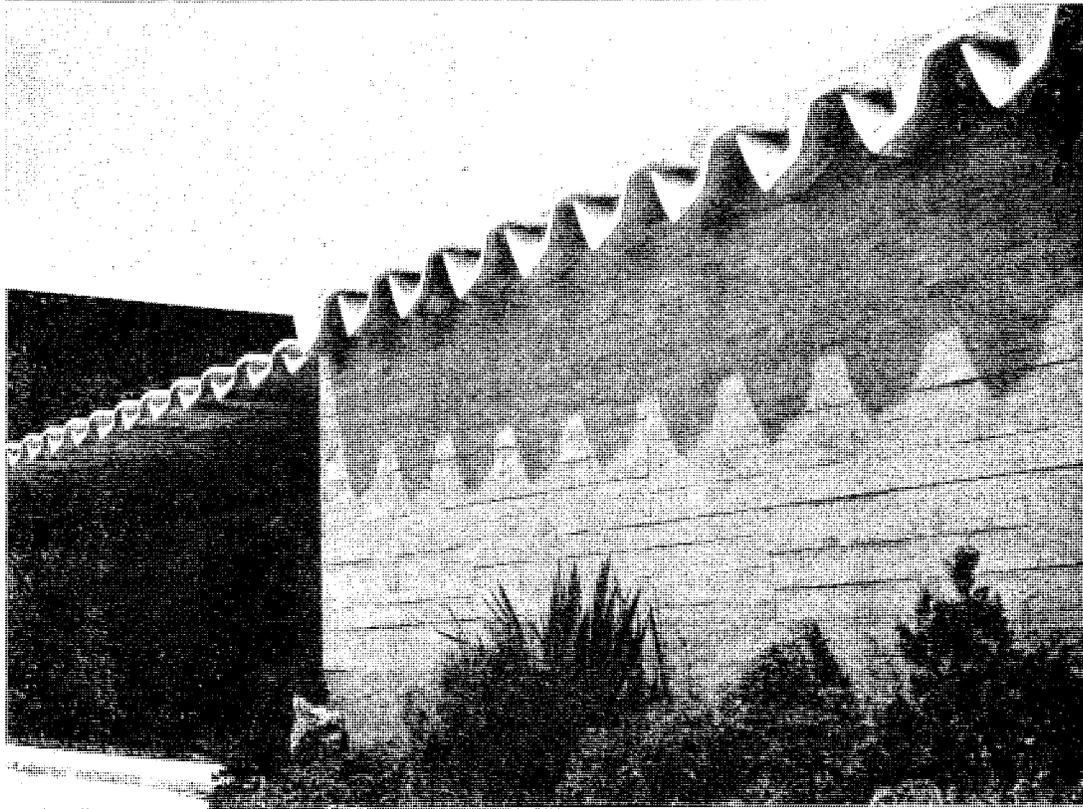
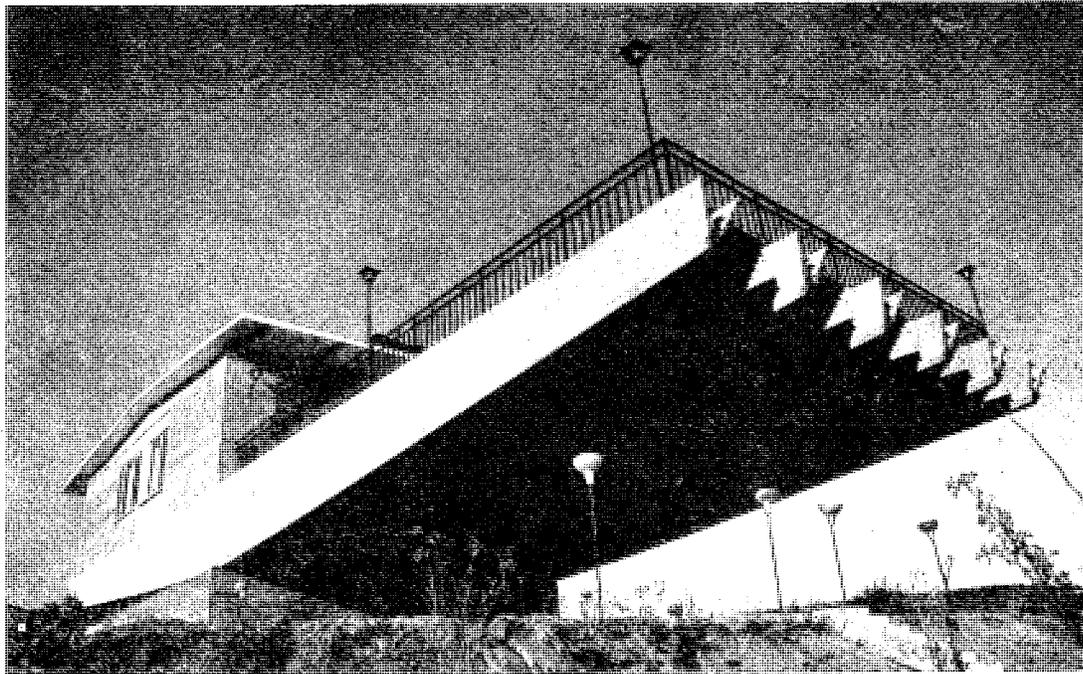
Esta ventaja en la absorción de cortantes y supresión de tracciones en el hormigón son las que le va a dar su máxima personalidad, pues aunque para un mismo momento flector necesite igual canto que el hormigón armado, la absorción más favorable de cortantes permite reducir el ancho, surgiendo las vigas de gran estrechez, y que a su vez, al reducir su peso propio, reducen el momento flector.

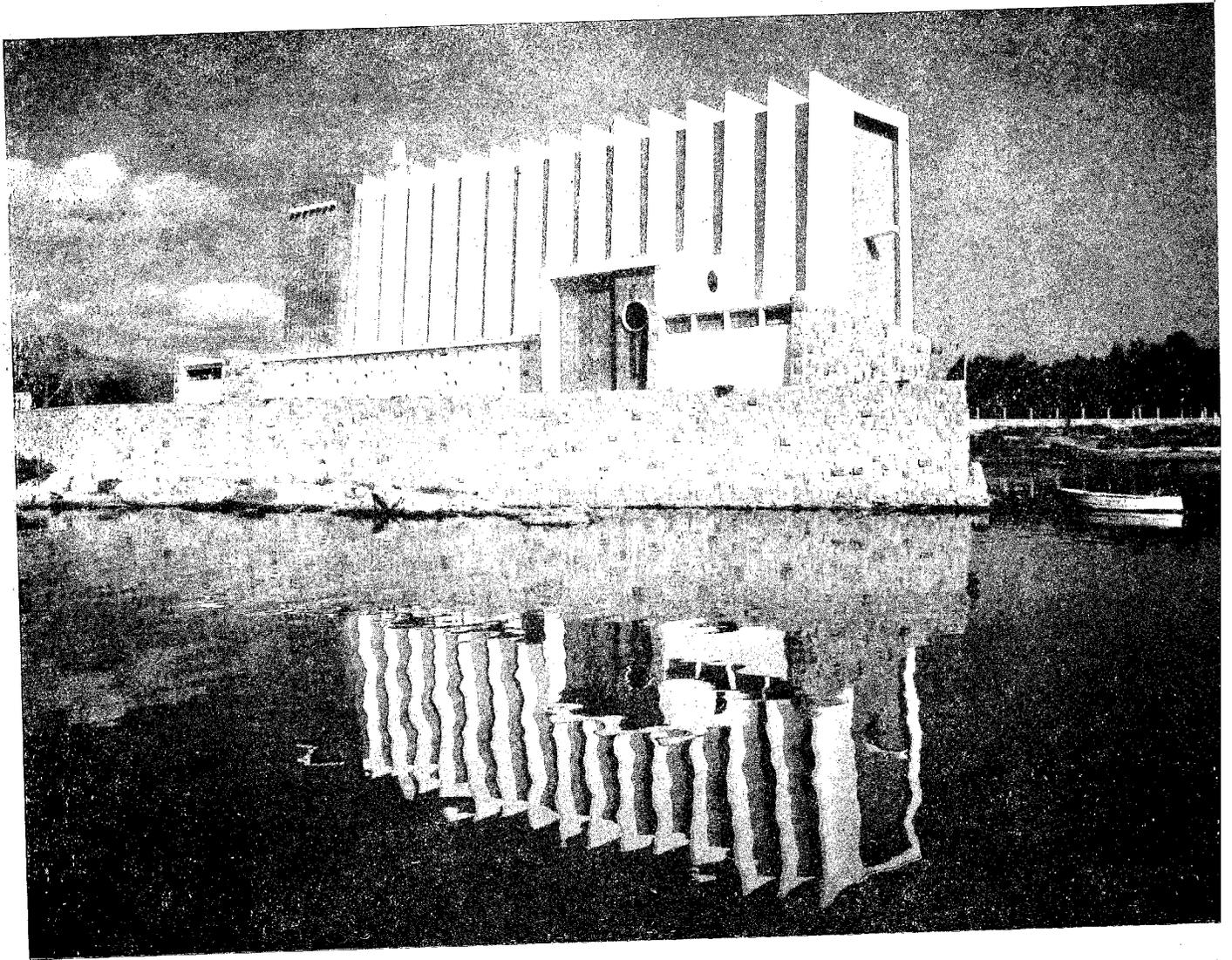
Es evidente, pues, que el hormigón pretensado en flexión encuentra su campo idóneo de aplicación en aquellas estructuras de grandes luces, de elevado peso propio frente a sobrecargas moderadas, porque entonces la reducción de peso propio conduce a notables economías. Cuando las sobrecargas son las predominantes y, sobre todo, si son de prever acciones dinámicas, vuelve el hormigón armado, macizo y pesado, a ser insustituible.



Esta posibilidad de construir vigas muy delgadas ofrece el inconveniente de su falta de rigidez transversal, con el consiguiente peligro de pandeo, y de ahí que surja, como solución inmediata, el empleo de rigidizadores, secciones en T, en landa, en Y, en pi, en viga-cajón, en viga tubular... como posibles soluciones formales de gran variedad, entre las que caben destacar las aportadas por los "huesos" de Fisac, en cuyas secciones transversales la forma surge por el simultáneo planteamiento estructural, funcional y plástico.

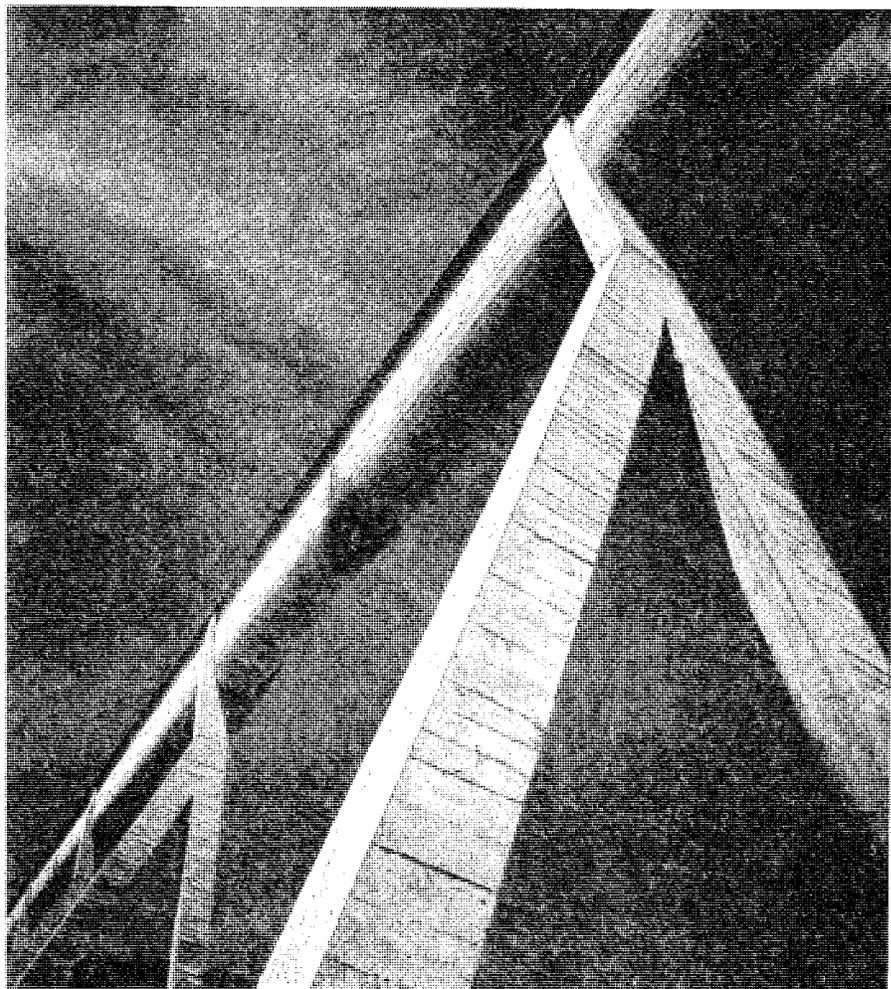
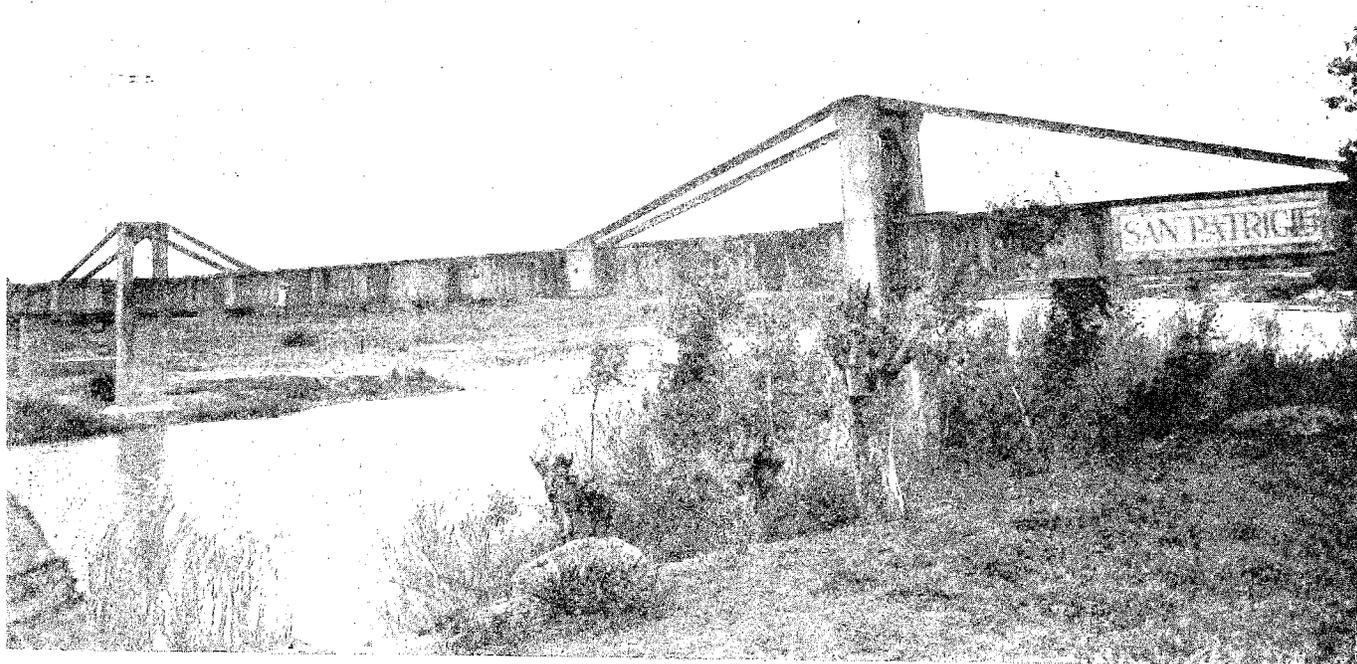






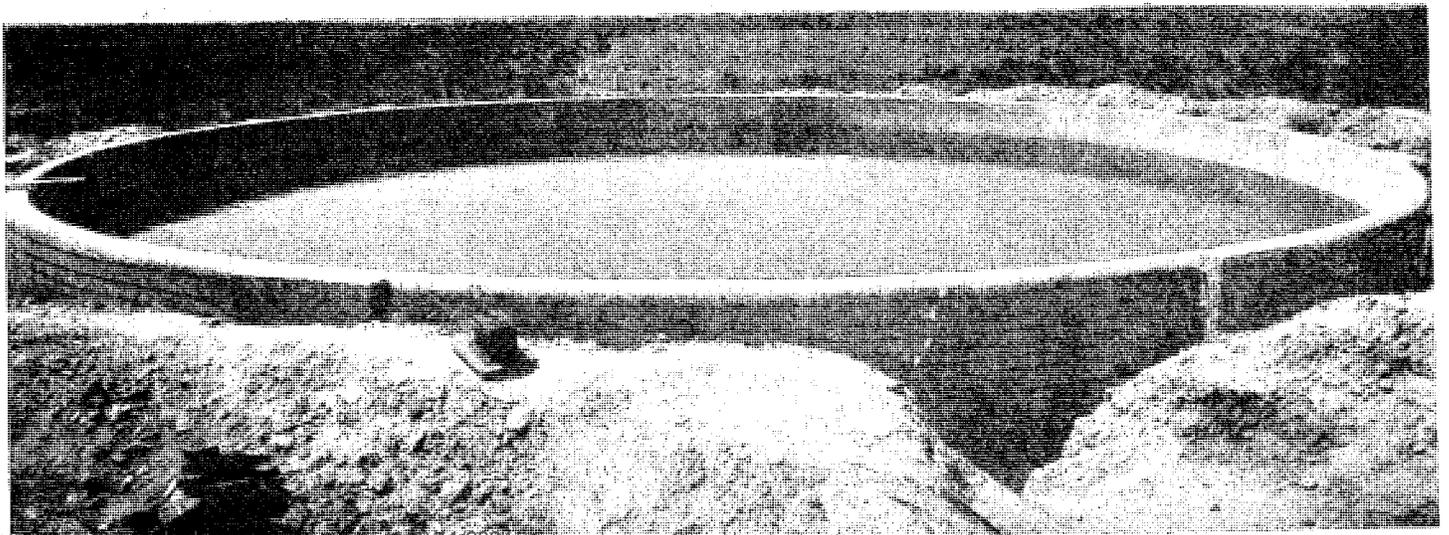
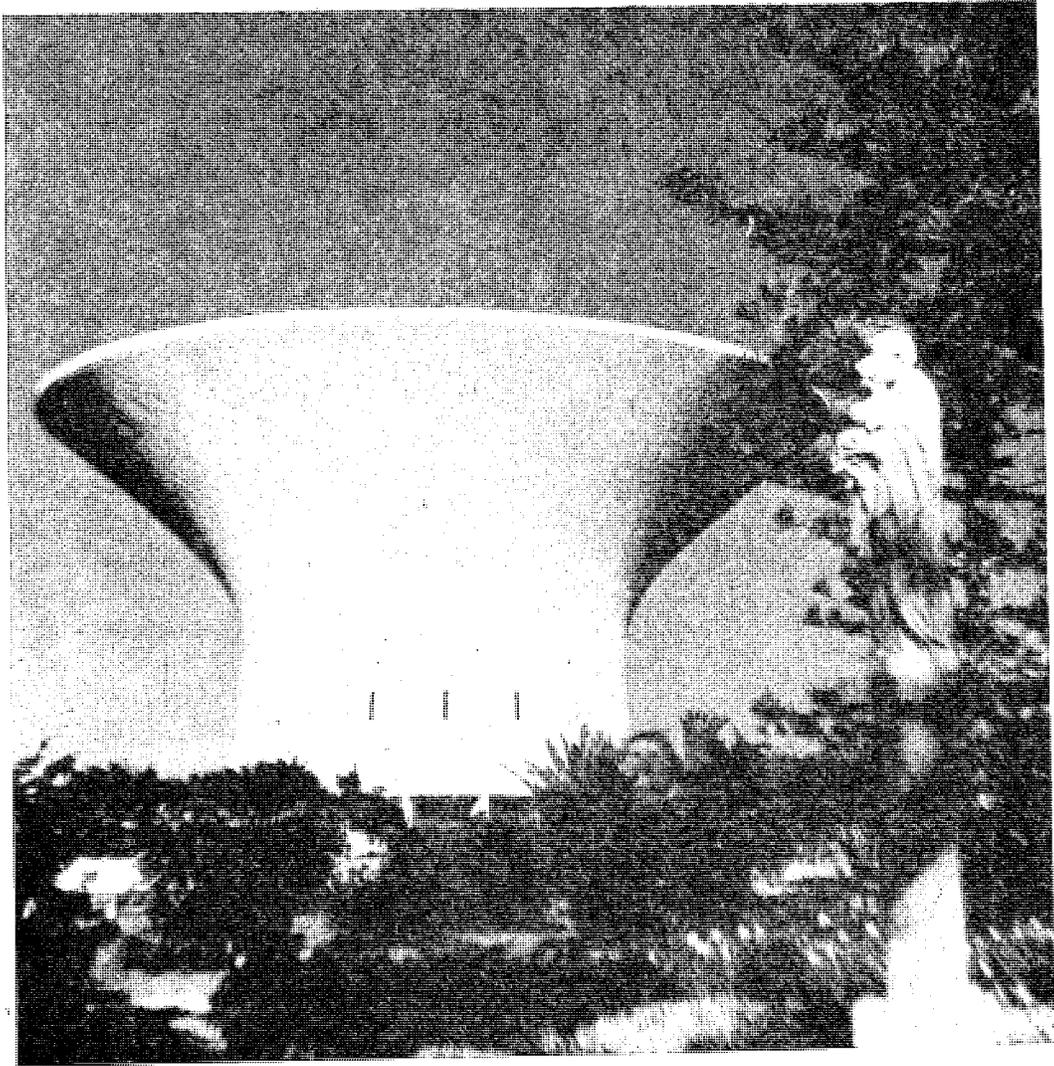
A este concepto de viga delgada, de reducido espesor y gran canto, responde la aguda flecha del Pabellón de la Ingeniería Civil de la Expo de Bruselas o la estructura de la iglesia de Gandía, cuyos muros laterales son, en realidad, grandes vigas de sección transversal en Z, apoyadas en los muros piñones extremos, y cuyos rigidizadores ponen su nota plástica de ritmo monótono e insistente.

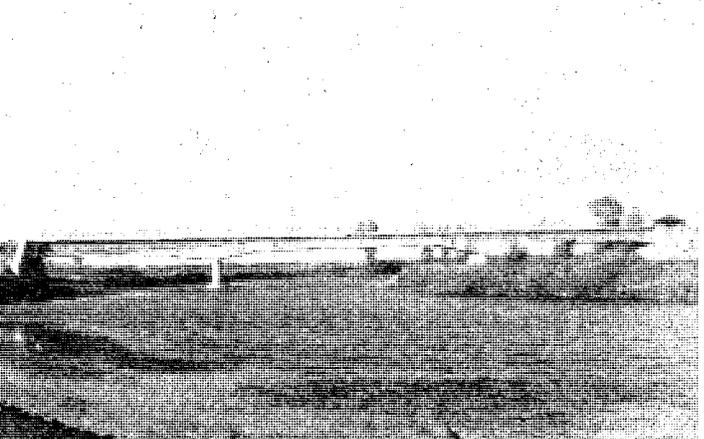
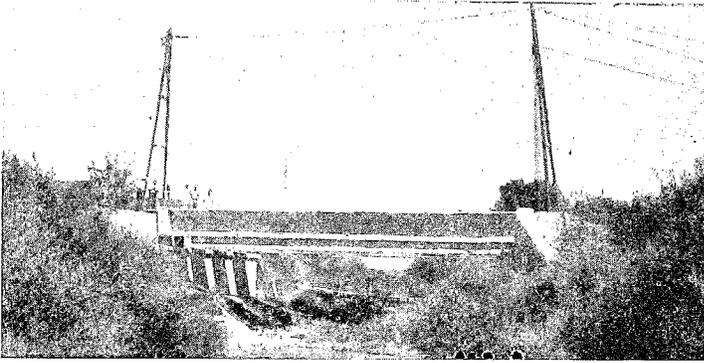
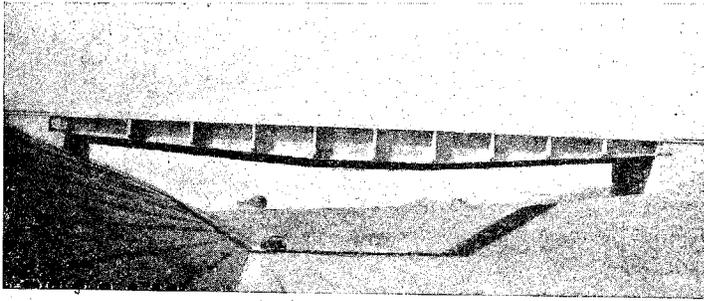
Cuando conjuntamente con el problema de absorción de flexiones y esfuerzos cortantes se plantea la necesidad de garantizar la impermeabilidad del elemento constructivo, el hormigón pretensado saca a relucir sobre el hormigón armado otra gran ventaja: conseguir paredes más impermeables al estar todo el hormigón comprimido. Dos obras de Torroja, de hace bastantes años, constituyen las soluciones más singulares: el acueducto de Alloz, magistral esfuerzo de este jugar con esfuerzos en beneficio de las necesidades funcionales de la obra, y el acueducto de Tempul, en el que nace un nuevo sistema estructural, elegante y eficaz — que más tarde aplicará Morandi en soluciones de gran actualidad —, que consiste en unos tirantes que refuerzan el apoyo y mantienen en posición correcta las piezas que por su peso y rigidez podrían por sí solas deformarse. Otro truco, el de los tirantes, que ya también inventó la mujer por razones estéticas, para poner las “cosas” en su sitio.



Caso análogo lo constituyen los depósitos de pared pretensada, capaces de garantizar la impermeabilidad no sólo del hormigón, sino hasta de un muro de fábrica de ladrillo. Pero este tema del depósito, que se presta a un enjuiciamiento artístico original, lo dejo para otro, o para otro día, mostrándoles sólo dos ejemplos extremos: el del humilde depósito enterrado, sin pretensiones artísticas pero de extraordinaria economía y bondad funcional, y el de la gran realización de la Cuba Hiperbólica de Fedala, modelo de integración técnica, funcional y plástica.

Y aunque me voy a pasar toda la charla pidiendo disculpas, no tengo más remedio que volver a hacerlo, porque mi osadía llega al extremo de tratar de meterme en



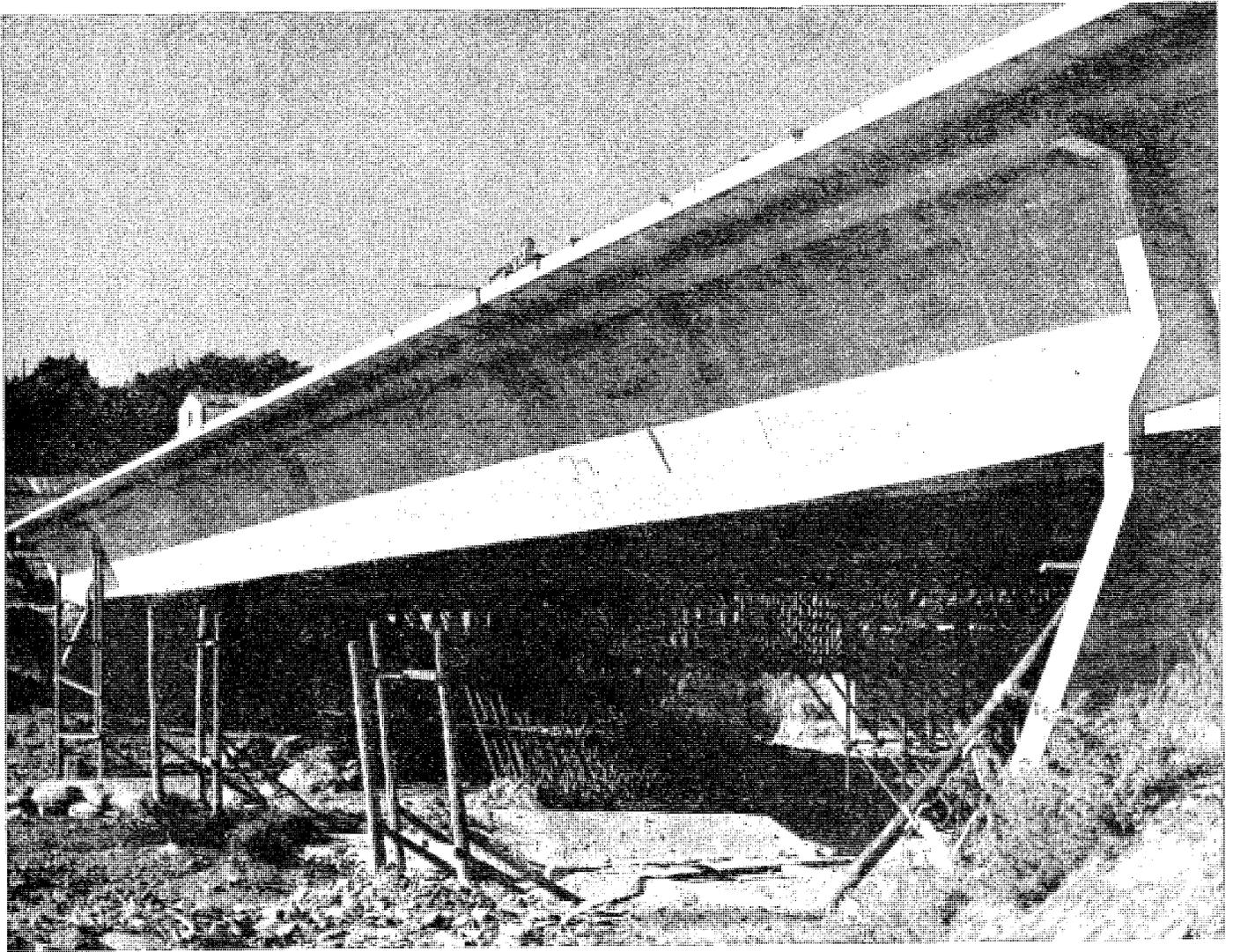


otro tema un tanto ajeno a mi actividad. Mas no puedo resistir la tentación de hablar un poco de la estética del puente, tema en el que el hormigón pretensado luce sus enormes posibilidades y campo en el que ha alcanzado metas muy elevadas al crear una tipología estructural nueva y un vocabulario formal también nuevo.

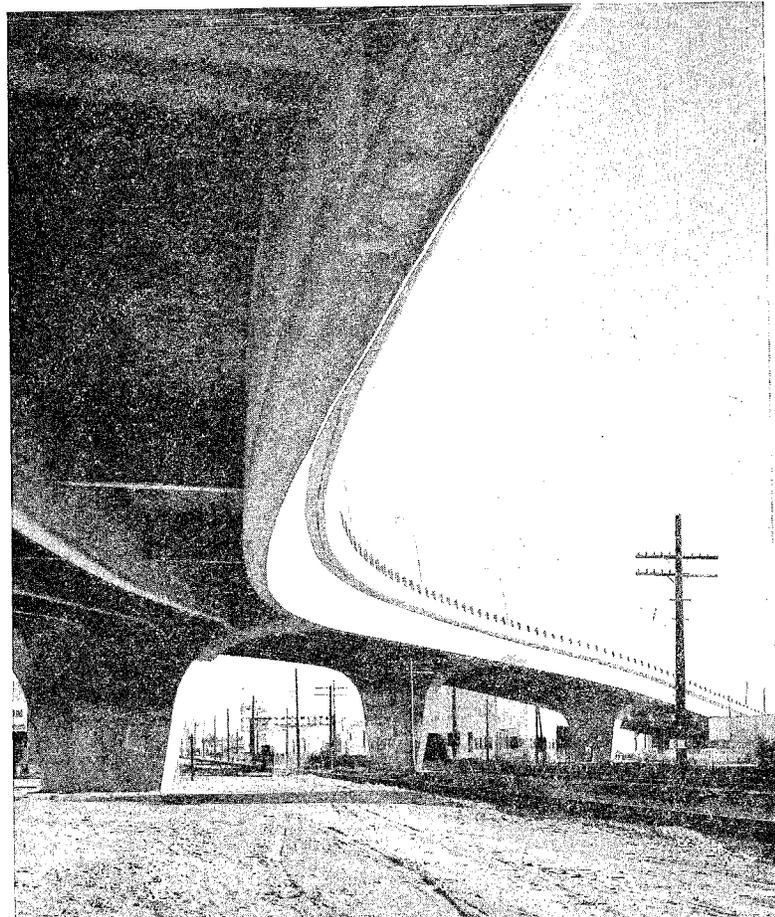
En primer lugar, uno de los puentes de Alcazansa constituye un ejemplo de pieza isostática en forma de vientre de pez, muy poco elegante desde el punto de vista estético, pero plenamente satisfactorio en su solución desde el punto de vista estructural y funcional, ya que se trataba de construir una serie de puentes iguales, del orden de los cuarenta y tantos metros de luz, para el paso de caminos agrícolas sobre canales, y que por lo tanto, exigían la solución más económica.

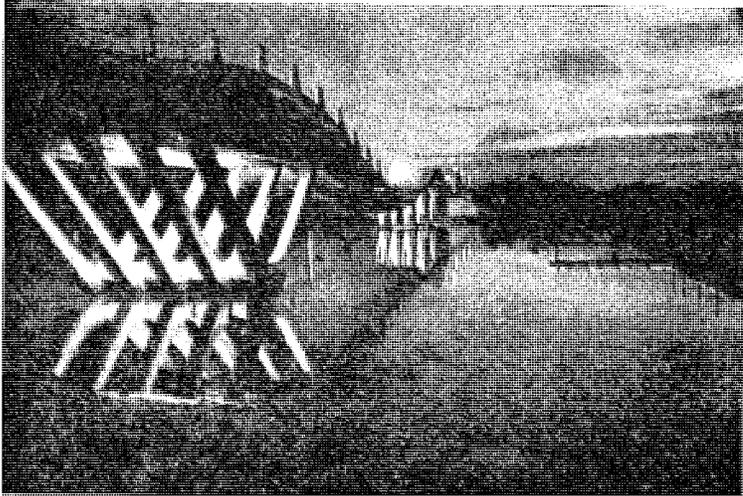
En el puente de Guadarrama, como en otros muchos (Valdecañas, García-Gimeno, etcétera), la viga recta se impone por el proceso constructivo de lanzamiento, mientras que con el empleo de cimbras vuelven a poder emplearse las soluciones de canto variable que dan mayor variedad a la línea del puente, llegando en algunos casos, como el del puente de Ahigal, a piezas acarteladas sobre apoyos.

En el puente de Almarail se juega con forma y con trayectoria de cables, y lo mismo podemos ver en el puente de Corella.

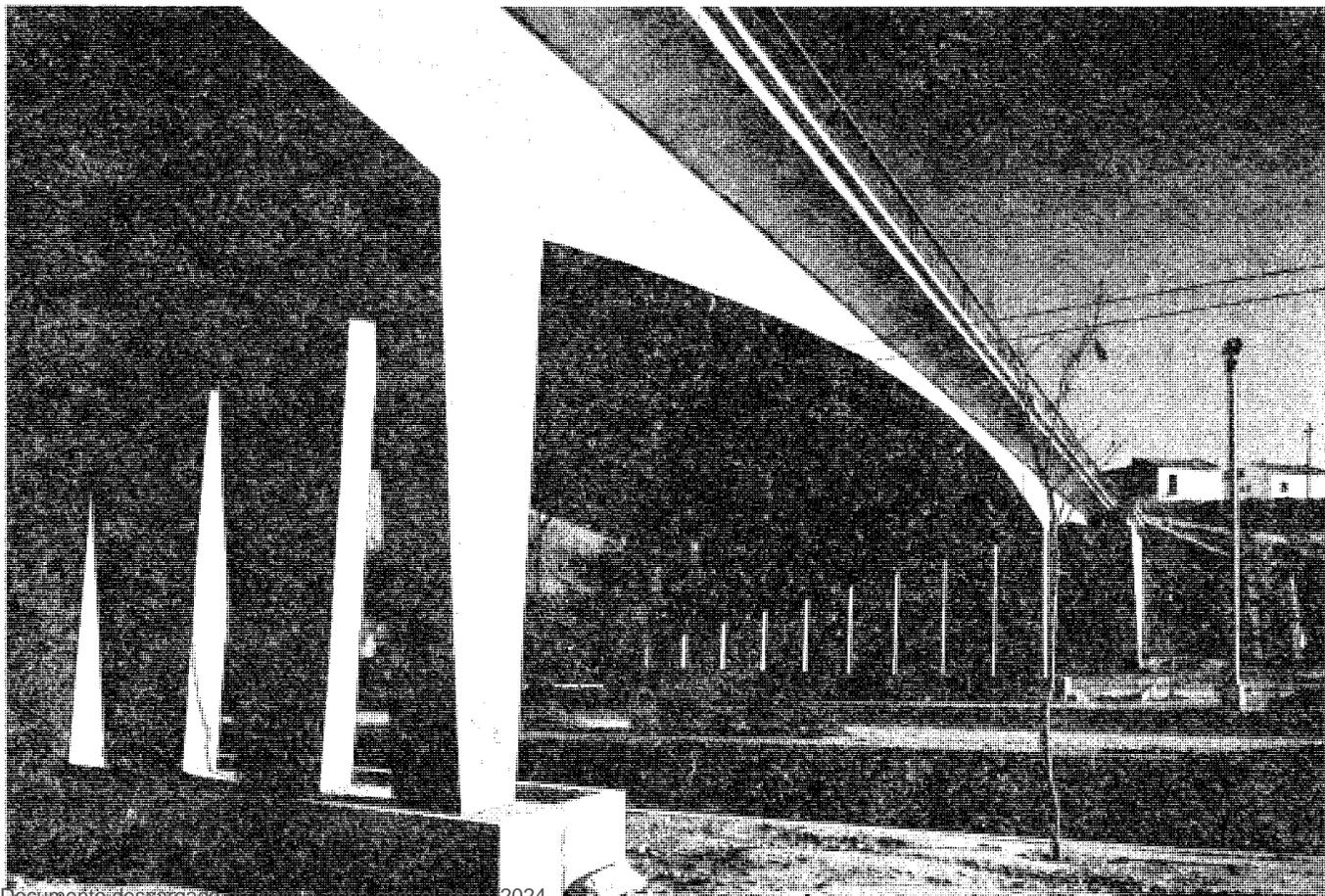


Pero junto a estas soluciones del más puro racionalismo estructural y económico, en el que la prefabricación aporta toda su fuerza en la mejora de calidad, precio y plazo, el hormigón pretensado ha permitido también crear formas singulares, de las que son buen ejemplo las pasarelas de Tokio y Río de Janeiro o el puente de Oakland, cuyas plantas curvas son de indudable audacia estructural y de acusado atractivo plástico.





Y como ejemplo singular, el puente uruguayo de Arroyo Maldonado, construido por Viera con técnica análoga a la de su célebre Pabellón de Exposiciones, y cuya forma original aparenta ser caprichosa, pese a su gran verdad técnica, aunque su bondad funcional no resulte tan perfecta como la de los ya clásicos puentes, pretensados, de L'Esblly, de Freyssinet, o postensado, de Madrid, de Lamberto de los Santos.

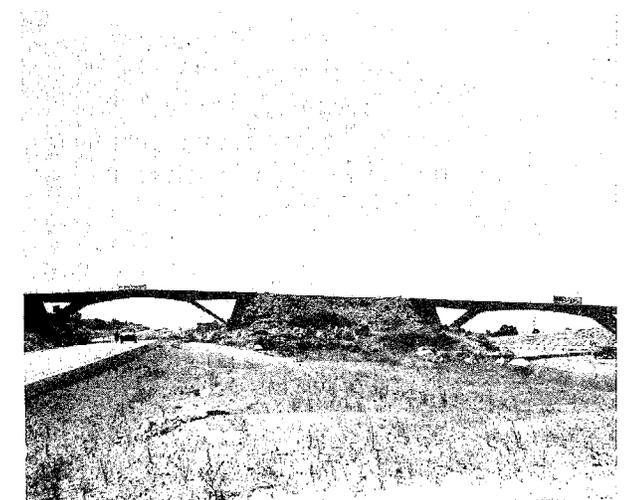
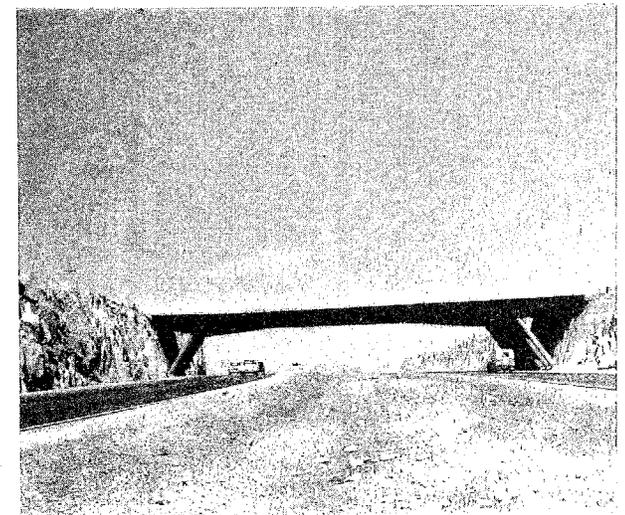
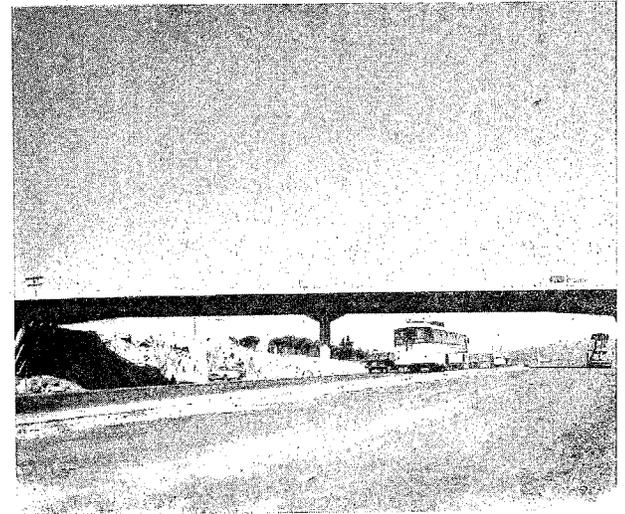
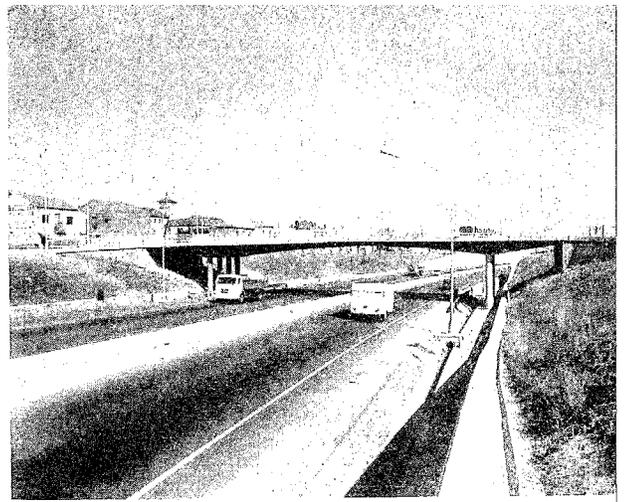


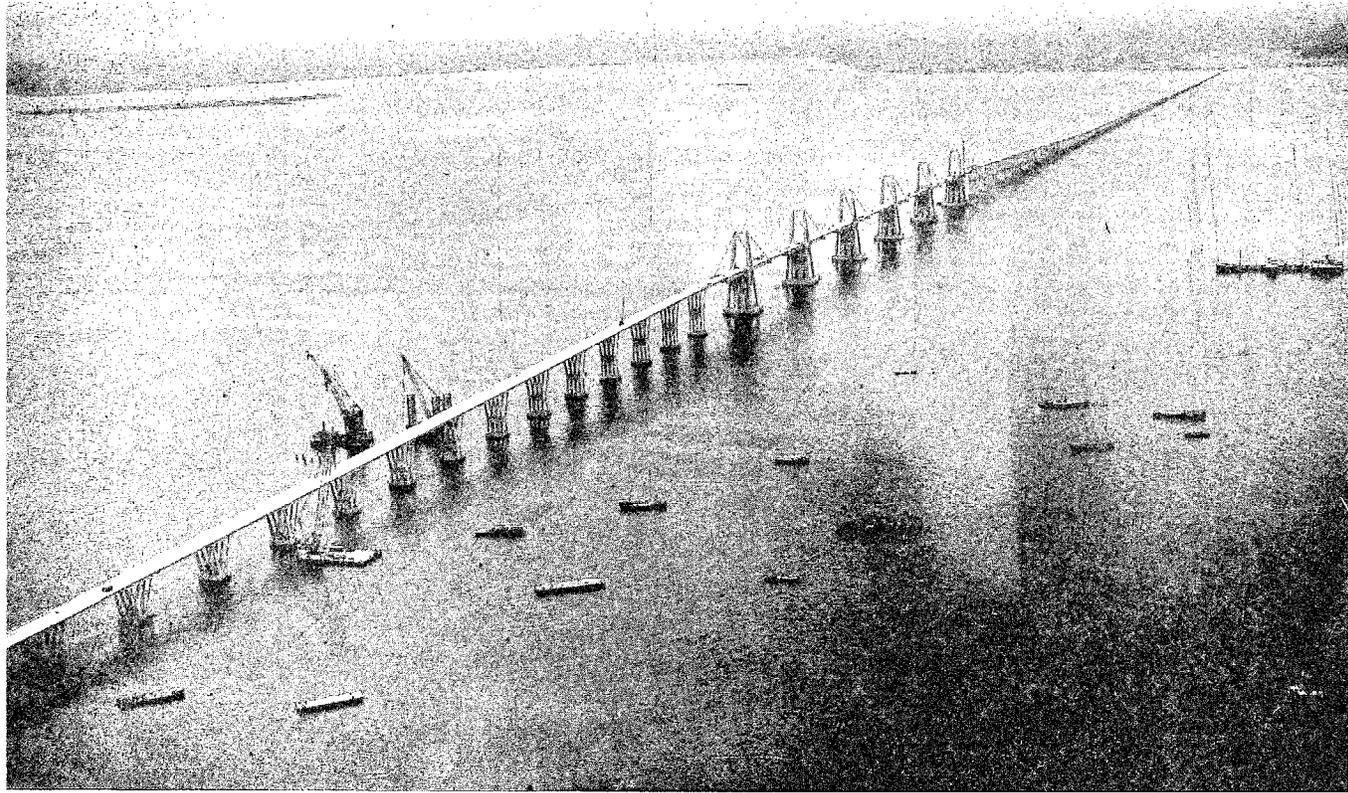
Junto a estas soluciones anecdóticas, Fernández Casado nos da una magistral lección en sus series de puentes pretensados construidos sobre la autopista de Madrid a La Coruña, en la que sucesivamente colocados, desde Las Rozas a Villalba, aparecen los puentes en su más depurada solución técnica.

Se trata de una serie de pasos superiores para cruces de viales, tema que es el más reciente de la historia del puente, nacido allá por los años 20, pero de muy reciente aplicación en España. Este tipo de puentes es el que más exigencias formales y funcionales impone, por ser punto de vista destacado del populoso tráfico que lo atraviesa. Por lo expuesto, se puede afirmar que el hormigón pretensado ha encontrado aquí un tema de claro predominio sobre el hormigón armado, al permitir luces y esbelteces casi dobles y cumplir mejor las condiciones de altura estricta del dintel y máxima diafanidad en el paso. Primero, el de Las Rozas, de 30 m de luz en su vano central, con voladizos equilibrados; después, el de Hoyo de Manzanares, sobre apoyos inclinados y péndolas oblicuas y triangulares que atirantan los voladizos extremos, con ese gran pilar central que divide el vano central en dos de 30 m, y sobre el que caben toda serie de opiniones; después, el de Galapagar, de 48 m de luz; la pareja de puentes de La Navata, de 31 y 25 m, que parecen saltar graciosamente de roca en roca, y, por último, los de Collado Villalba, de 50 m, y de Navacerrada, de 41,50, que adoptan la misma solución de apoyos inclinados y péndolas oblicuas de equilibrio.

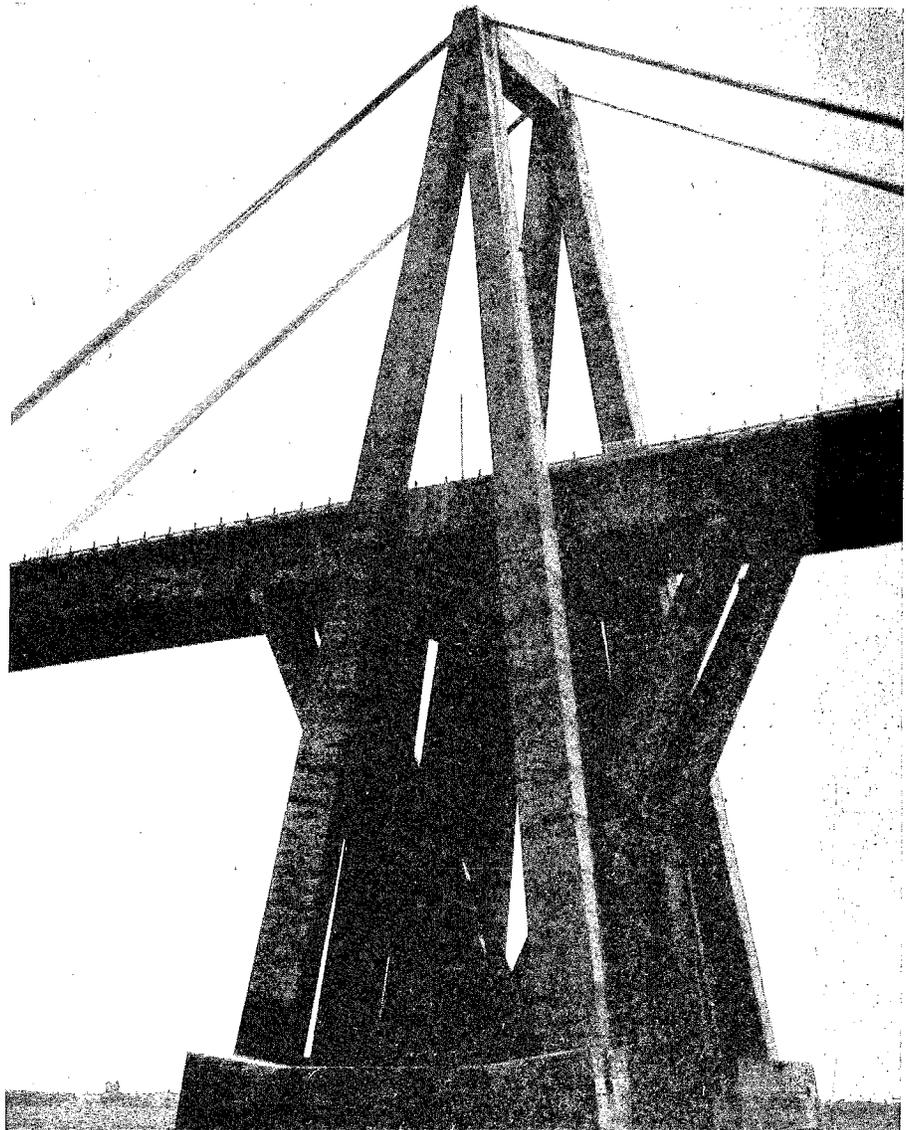
* * *

Creo que más que por lo que he dicho, por la serie de diapositivas que han visto, habrán podido comprobar que el pretensado ha creado un movimiento artístico de la más rabiosa actualidad. Apoyado sobre los firmes pilares de la belleza clásica, su verdad, bondad y belleza se basan fundamentalmente en el más puro racionalismo estructural y económico, lo cual conduce a: la pureza estructural; desnudez formal y sinceridad constructiva. El pretensado es un material de hoy cuya estética acepta gustosamente las formas de hoy. Y si una de las razones fundamentales de las nuevas tendencias arquitectónicas e ingenieriles es la revolución industrial, capaz de aportar nuevos materiales y nuevos métodos constructivos, el *hormigón pretensado* no podía quedarse atrás. Por ello no nos extrañan sus *nuevas formas*, en las que cabe destacar su dinamismo, su repetición de motivos; su insistencia en los ritmos monótonos; su desnudez provocativa..., que son exigencias de sus procesos constructivos, pero que conducen obligatoriamente a los ismos de hoy, representados en sus posiciones extremas por la descocada desnudez femenina de la minifalda y el bikini o los estridentes ruidos de ritmo monótono de la música ye-yé.





El puente de Maracaibo, el de Oosterschelde y el viaducto de la isla de Oleron no se conforman con saltar un río o una carretera, sino que recorren kilómetros a través del agua, a pasos monótonos, en algún caso animados por un pequeño saltito. Son todo un espectáculo sus procesos constructivos, capaces de crear génesis históricas, que sorprenden por las secuencias de su perfecta ejecutoria. Vean y oigan este final, y como corolario de cierre, bien podemos decir que la técnica ha sido capaz de crear soluciones sorprendentes plenas de *verdad*, *bondad* y de una *belleza* actual, porque al lado de la Ciencia y de la Necesidad Funcional, la Plástica ha sabido seguir poniendo su nota melódica y poética.

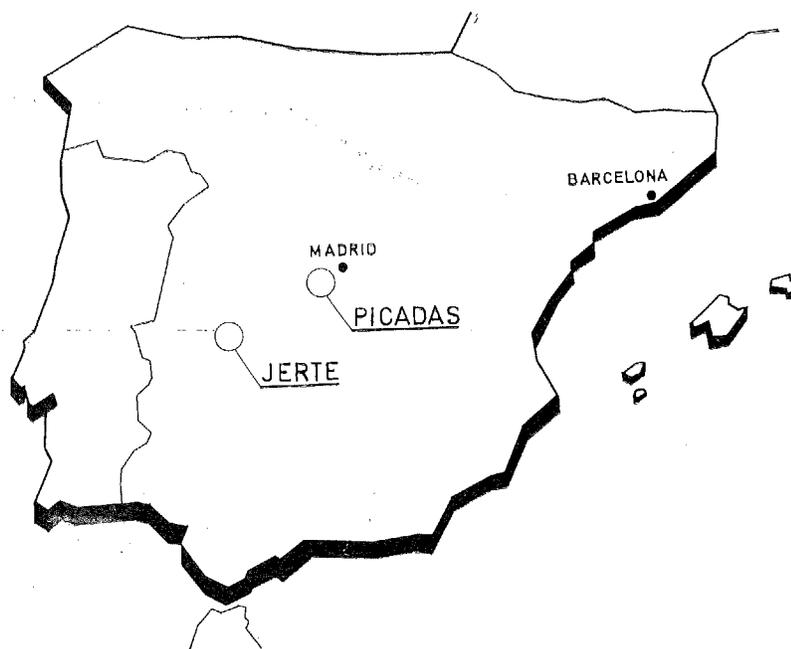


tuberías de hormigón pretensado realizaciones españolas

Texto de la comunicación presentada por D. Carlos Carril Carvajal, Dr. Ing. de Caminos, al Simposio Técnico Internacional de la F.I.P. sobre: «Elementos prefabricados de hormigón pretensado» celebrado, en Madrid, durante los días 3 y 4 de junio de 1968

La historia de los tubos de hormigón en estos últimos veinte años está caracterizada por un incremento rapidísimo de su utilización junto con la aparición de tipos nuevos que mejoran y abaratan el producto. Y dentro de este capítulo es preciso destacar la generalización de las técnicas del hormigón pretensado en la fabricación de tuberías, por la importancia decisiva que ello ha tenido en la extensión de su campo de aplicación.

La pared de un tubo de hormigón, de espesores siempre reducidísimos, está sometida, entre otros, a los esfuerzos de tracción que le produce la presión interior del fluido que debe conducir. En esas condiciones debe resistir y, además, ser perfectamente impermeable, condición fundamental sin la cual no cumpliría su misión esencial, que es transportar un fluido desde un punto hasta otro. Seguramente no existe ningún otro tipo de estructura en el que se exija tanto al hormigón. Y por ello también la precompresión ha permitido realizar con hormigón conducciones que, sin el empleo de dicha técnica, hubiera sido preciso ejecutar con otros materiales más caros.



Todos los tubos de hormigón pretensado que se fabrican hoy en el mundo pueden agruparse en dos clases:

Tubos de hormigón pretensado sin camisa de chapa.

Tubos de hormigón pretensado con camisa de chapa.

Dentro de cada una de esas dos clases, los diferentes tipos que existen en el mercado difieren unos de otros principalmente en el sistema de fabricación y en las juntas.

De una manera general puede decirse que Norteamérica y los países que siguen la técnica norteamericana emplean, o por lo menos han empleado hasta ahora, tuberías de hormigón pretensado con camisa de chapa. En cambio los países europeos, y los que siguen las técnicas europeas, se han decidido claramente por los tubos pretensados sin camisa de chapa.

En España utilizamos las dos clases de tubería y en cada una de ellas tenemos realizaciones notables de entre las cuales hemos elegido dos, una de cada clase, para exponer en esta comunicación: Los sifones de Jerte, el Bronco y la Aceituna, con tubería de hormigón pretensado, sin camisa de chapa, de 2,70 m de diámetro interior y la conducción de Picadas para el abastecimiento de agua potable a Madrid, con tubería de hormigón pretensado, con camisa de chapa, de 1,60 m de diámetro interior.

los sifones del jerte, el bronco y la aceituna

DESCRIPCION DE LA OBRA

En el sistema de riegos del Alagón, el canal de su margen izquierda debe atravesar la depresión del río Jerte en las inmediaciones del pueblo de Aldehuela, transportando un caudal de 10 m³/segundo.

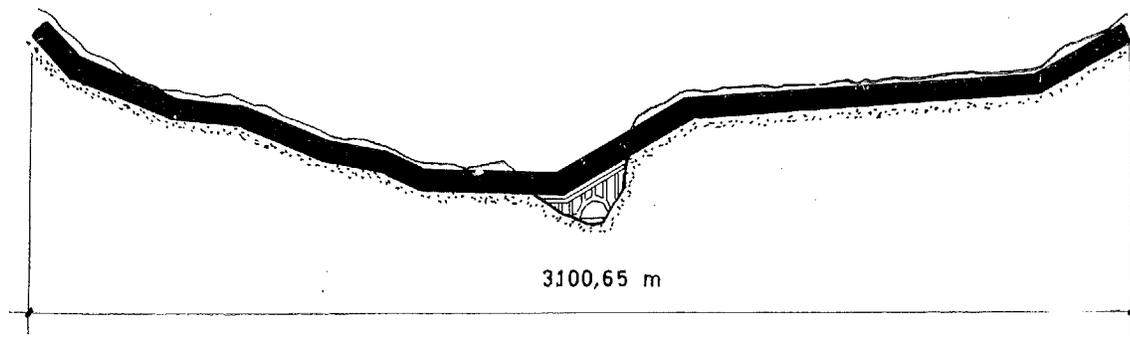
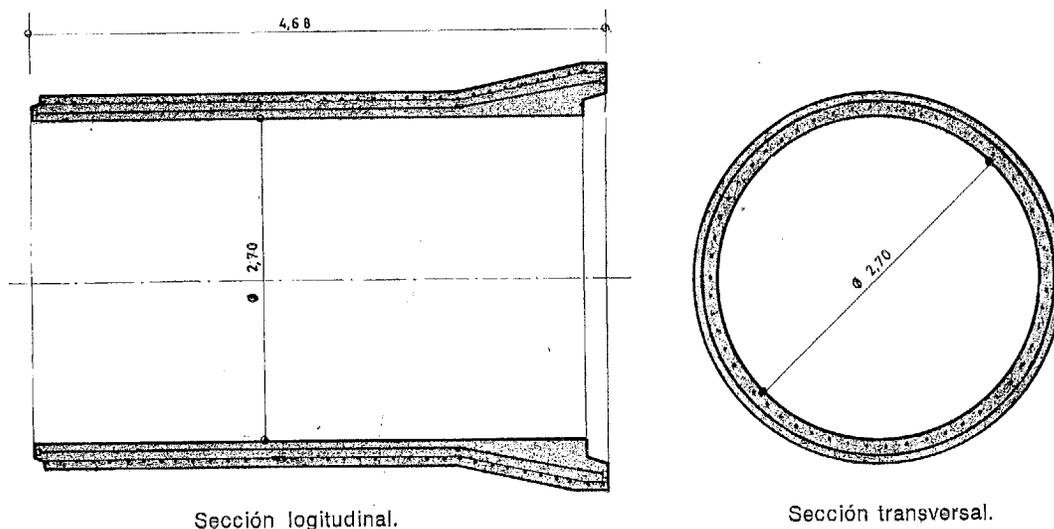


Fig. 1. — Sifón del Jerte.

Para resolver este problema la Confederación Hidrográfica del Tajo, celebró un concurso de Proyectos, dejando libertad al Proyectista para proponer soluciones dentro de un pliego de bases previamente establecido. De las muchas soluciones presentadas se eligió la que vamos a describir, consistente en la construcción de un puente portasisfón y en la ejecución de una doble tubería de 3.100,65 metros de longitud con elementos prefabricados.

Se trata de un tubo de hormigón pretensado longitudinal y transversalmente, con un diámetro interior de 2,70 m, un diámetro exterior de 3,06 m, longitud útil de 4,50 metros, espesor de pared del primario de 14,4 centímetros, espesor total 18 cm y peso de cada elemento 21,5 T. La junta es del tipo elástico autoclave, consiguiéndose la estanquidad mediante un aro de caucho en forma de V, sobre cuyos labios actúa la presión interior del agua.



La sección tipo de zanja fue prevista con una anchura de 9,84 m y con una solera de hormigón de 20 cm de espesor, sobre la que descansan los tubos mediante dos apoyos longitudinales de hormigón separados por un ángulo en el centro de 60°; estos apoyos dejan libres la campana de los tubos.

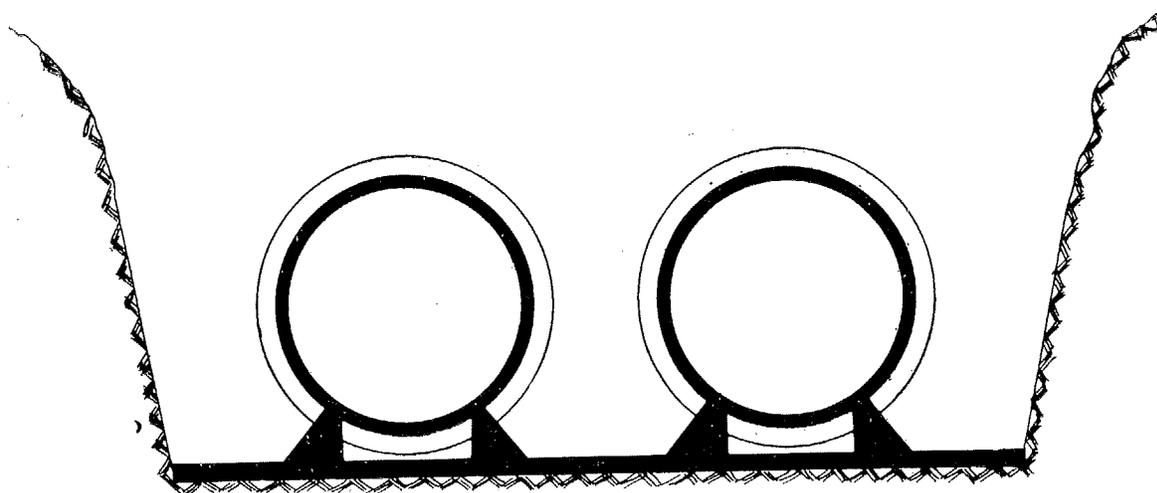


Fig. 3. — Sección tipo de zanja.

Las presiones de servicio en el sifón oscilan entre 1 y 5 atm, habiéndose probado los tubos en fábrica, uno por uno, al doble de la presión equivalente, entendiéndose por tal aquella que produce en el tubo tensiones de trabajo iguales a las máximas que po-

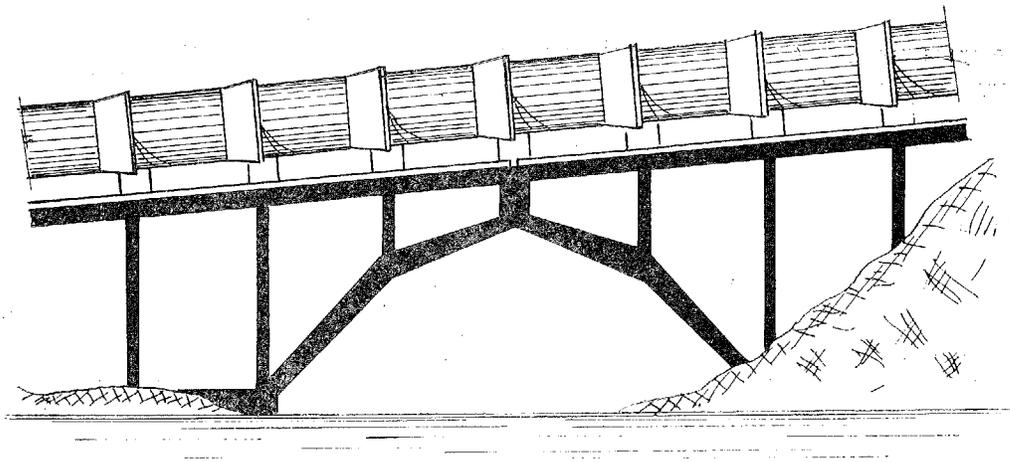


Fig. 4. — Arco portasisón.

drán producirse en las condiciones de servicio por los efectos de presión interior, peso propio, peso del agua, carga de terraplén, reacciones de apoyo y sobrecargas, tanto fijas como móviles.

Ambos extremos del sifón están provistos de las correspondientes obras de fábrica para conexión con el canal y alojamiento de compuertas, rejillas y aliviadero. Cada una de las dos tuberías dispone de un desagüe de fondo en el punto más bajo, y otras piezas especiales para formar los codos verticales y horizontales del trazado.

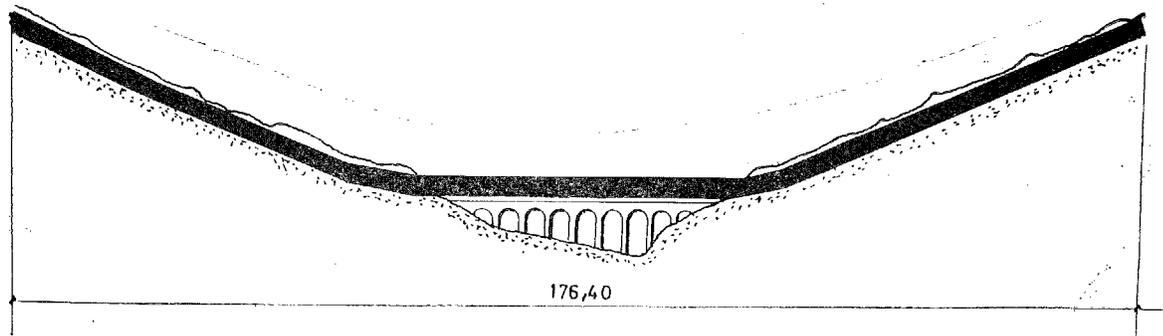


Fig. 5. — Sifón de la aceituna.

El cruce del río Jerte se ha realizado mediante un doble arco formado por cuatro poligonales triarticuladas de hormigón armado que sostienen un tablero sobre el que se apoyan los tubos de la doble conducción y el camino de servicio, que discurre entre las dos tuberías. En la margen derecha del río el tablero se prolonga mediante una serie de

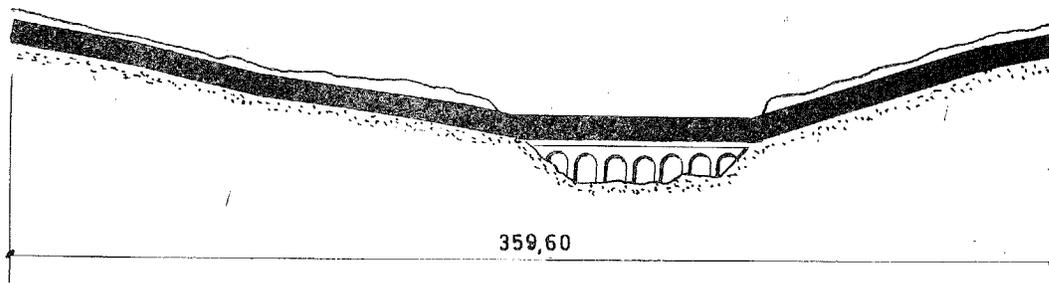


Fig. 6. — Sifón del Bronco.

dobles pilas de hormigón armado de altura decreciente, que permiten que las tuberías pasen gradualmente a descansar sobre el suelo en zanja normal. La margen izquierda, por ser muy escarpada, no requiere obra de ningún tipo para reintegrar los tubos al terreno natural.

En el mismo sistema de riegos del Alagón se integran también los sifones de El Bronco y la Aceituna, mediante los cuales el canal de la margen principal derecha cruza los arroyos que dan su nombre a las obras. Ambos sifones, de 359,60 y 176,40 m de longitud, respectivamente, se han resuelto con el mismo tipo de tuberías que en el sifón de Jerte, y asimismo son idénticos los tipos de zanja, apoyos y piezas especiales. Tan sólo los cruces de los arroyos son mucho más simples, habiéndose resuelto mediante pequeños puentes formados por arcos de medio punto y tímpanos con relleno de terraplén consolidado, sobre los que pasan las conducciones.

CALCULO MECANICO

Características del tubo.

Espesor del primario	$e = 14,4$ cm
Espesor del revestimiento ..	$e' = 3,6$ cm
Espesor total del tubo	$h = 18,0$ cm
Diámetro exterior del primario	$D_e = 298,8$ cm
Radio medio del primario	$R' = 142,2$ cm
Diámetro exterior del tubo revestido.....	$D'_e = 306$ cm
Radio medio del tubo revestido.....	$R = 144$ cm

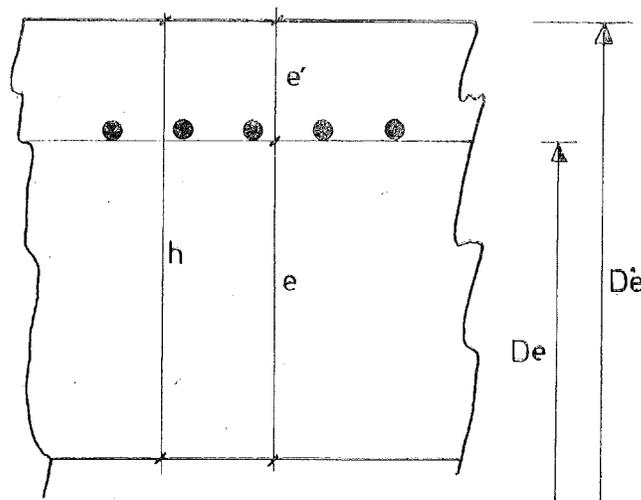


Fig. 7.

Momentos de ovalización.

1. *Peso propio del tubo y peso del agua contenida.* — Se adopta para la pared de los tubos un peso específico de $2,6 \text{ tm/m}^3$, con lo que el peso propio del tubo revestido es de:

$$G_1 = 0,0026 \times h \times 2 \pi R = 42,34 \text{ kg/cm l}$$

El peso del agua contenida es:

$$G_2 = 0,001 \pi R^2 = 57,26 \text{ kg/cm l}$$

El peso del tubo lleno de agua es:

$$G_1 + G_2 = 99,60 \text{ kg/cm. l}$$

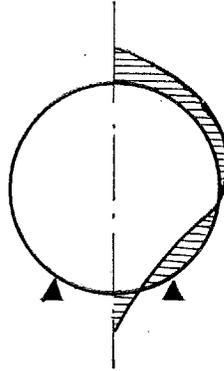


Fig. 8.

2. *Carga de tierras.* — La altura de terraplén prevista es de $H = 1,20 \text{ m}$.

Se adopta una densidad de $1,7 \text{ tm/m}^3$ para las tierras y se admite que la acción del terraplén sobre el tubo se descompone en:

— una presión radial uniforme que se ejerce en un ángulo de 180° , y cuya resultante vertical es:

$$Q'_0 = \Delta'' \left(H + \frac{D'_e}{2} \right) \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \times D'_e = 33,50 \text{ kg/cm l}$$

— una presión radial uniforme que se ejerce en un ángulo de 90° , con resultante vertical de:

$$Q''_0 = Q_0 - Q'_0 = \frac{\Delta'' \times B \times H}{2} - Q'_0 = 44,06 \text{ kg/cm l}$$

3. *Momentos de ovalización.* — Debidos al agua + peso propio:

$$M_b = 0,524 (G_1 + G_2) \frac{R}{2 \pi} = 1196,1 \text{ cm kg/cm l}$$

$$M_r = -0,460 (G_1 + G_2) \frac{R}{2 \pi} = -1050 \text{ cm kg/cm l}$$

Debidos al terraplén:

$$M_b = 0,595 Q'_0 \frac{R}{2 \pi} + 0,920 Q''_0 \frac{R}{2 \pi} = 1413,1 \text{ cm kg/cm l}$$

$$M_r = -0,460 Q'_0 \frac{R}{2 \pi} - 0,920 Q''_0 \frac{R}{2 \pi} = -1303,3 \text{ cm kg/cm l}$$

Totales: La suma de los dos anteriores da:

$$M_b = 2609,2 \text{ cm kg/cm l}$$

$$M_r = -2353,3 \text{ cm kg/cm l}$$

4. *Presión equivalente.* — Vamos a calcular la presión ficticia que produciría en la pared del tubo los mismos esfuerzos que producen las cargas de ovalización.

Con los espesores ya fijados:

$$e = 14,4 \text{ cm}, \quad e' = 3,6 \text{ cm}, \quad h = 18 \text{ cm}$$

si para el tubo de 5 kg/cm^2 de presión de servicio se adopta un sección de armadura de:

$$a = 0,1850 \text{ cm}^2/\text{cm l}$$

la sección homogeneizada del tubo revestido es:

$$S = h + \left(\frac{E_a}{E' b} - 1 \right) a = 18,992 \text{ cm}^2/\text{cm l}$$

El momento M_p de la sección homogeneizada respecto a la fibra interior es:

$$M_p = \frac{h^3}{2} - \left(e - \frac{d}{2} \right) \left(\frac{E_a}{E' b} - 1 \right) a$$

en donde d es el diámetro del redondo de acero que constituye la armadura.

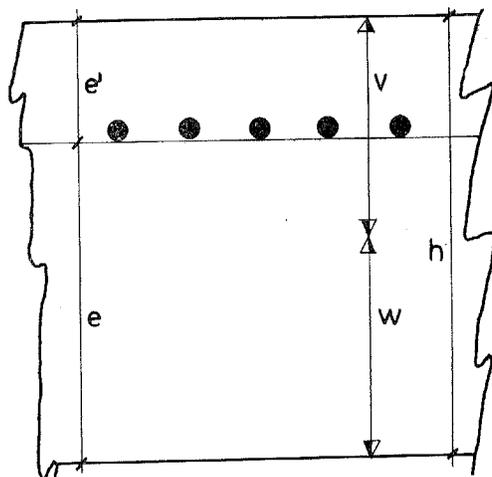


Fig. 9.

La distancia w del centro de gravedad a la fibra interior será:

$$w = \frac{M_p}{S}$$

Llamando v a la distancia entre el centro de gravedad y la fibra exterior ($v = h - w$), el momento de inercia de la sección es:

$$I = \frac{v^3 + w^3}{3} + \left(v + \frac{d}{2} - e' \right)^2 \left(\frac{E_a}{E' b} - 1 \right) a$$

y el módulo de inercia es, para cada fibra:

$$\text{Fibra interna: } \frac{W}{I} = 0,01799$$

$$\text{Fibra externa: } \frac{V}{I} = 0,01682$$

Las presiones equivalentes a los momentos de ovalización antes calculados:

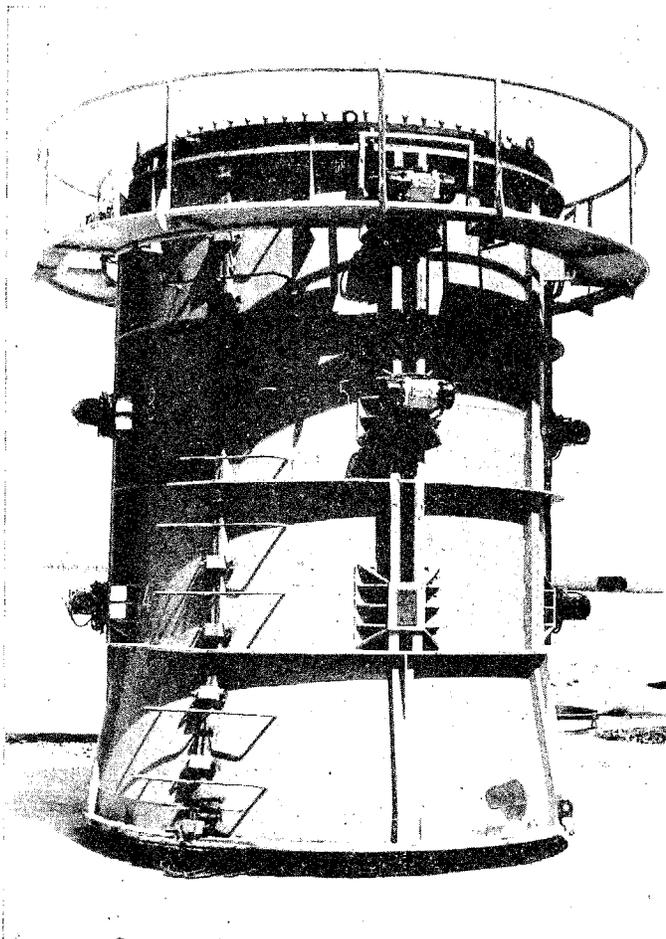
$$\text{En la base..... } P_b = M_b \frac{W}{I} \times \frac{S}{R_i} = 6,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{En riñones..... } P_r = M_r \frac{V}{I} \times \frac{S}{R_i} - \left(\frac{Q_0}{D} - \frac{G}{2D_i} \right) = 5,2 \text{ kg/cm}^2$$

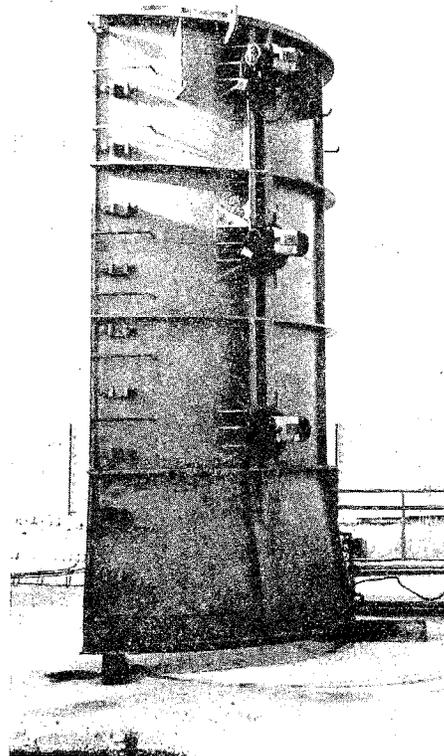
Comprobación de los esfuerzos de compresión.

1. *Características de los materiales.* — Se utiliza alambre de acero especial de límite elástico superior a 115 kg/mm² y límite de rotura a tracción superior a 140 kg/mm². Con estas características es posible adoptar para la tensión inicial de zunchado un valor de

$$t_0 = 112 \text{ kg/mm}^2$$

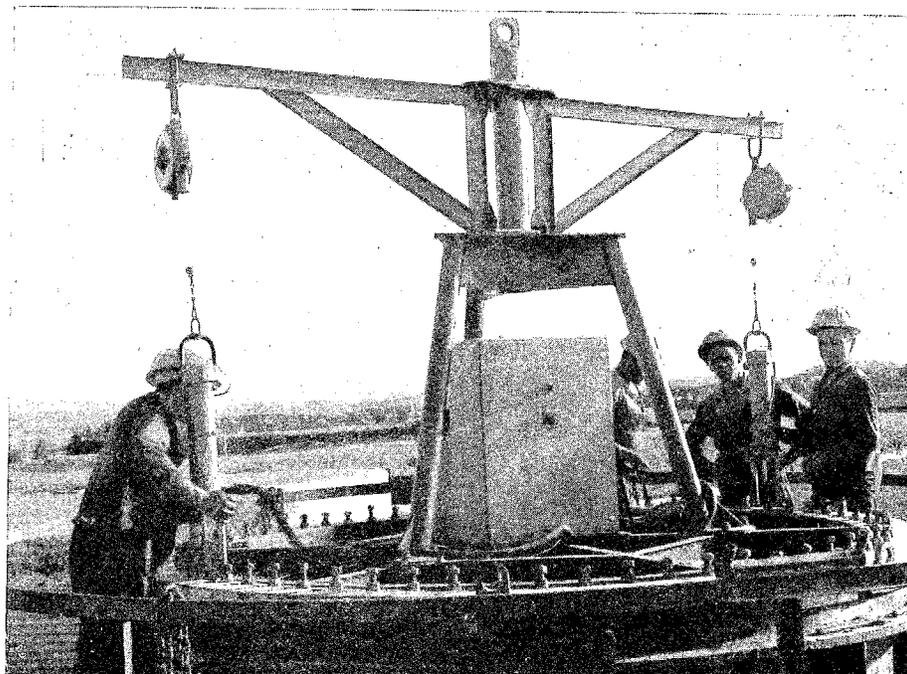


Molde montado.



Molde interior y exterior.

Pretensado longitudinal.

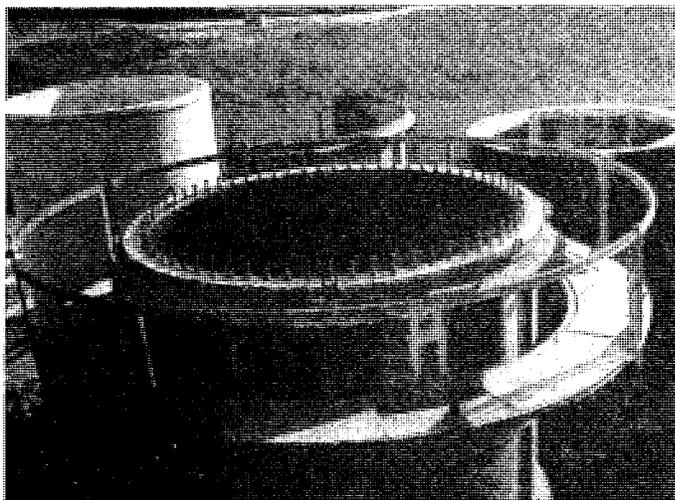


El hormigón con el que se fabrican los tubos es de alta calidad, con una dosificación del orden de 450 kg de cemento y resistencias de 550 kg/cm².

Los módulos de elasticidad de ambos materiales son:

Acero	$E_a = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$
Hormigón	$E'_b = 300.000 \text{ kg/cm}^2$

2. *Obtención de las compresiones sufridas por el hormigón.* — Teniendo presente el programa de fabricación y montaje, que prevé el zunchado de los primarios a los siete días de su fabricación, revestimiento a los cuatro días de zunchado y prueba en zanja a los cuatro meses como mínimo, se obtienen las fórmulas que dan la variación en el tiempo de la compresión soportada por el hormigón.



Pretensado longitudinal terminado.

Estas variaciones tienen lugar por efecto de la fluencia y relajación del acero, por una parte, y de la fluencia del hormigón sometido a compresión, por otra.

a) *Compresión transversal inmediatamente después del zunchado.*

Viene dada por la expresión:

$$N_0 = \frac{t_0}{\frac{e}{\alpha} + \frac{E_a}{2E_b}}$$

en la que:

$$E_b = E'_b \sqrt{1 - \frac{N_0}{N_r}}$$

siendo N_r la compresión del hormigón en el tiempo r .

b) *Después de la fluencia y relajación del acero.*

El nuevo valor tiene la forma

$$N_1 = N_0 e^{-K_1}$$

y el exponente K_1 viene dado, a su vez, por la fórmula

$$K_1 = \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{e} \cdot \frac{E_a}{E'_b}} \times \frac{\left(1 - 0,1 \frac{t_r}{t_0}\right)^{3/2}}{\left(\frac{t_r}{t_0} - 1\right)^{1/2}} \times \frac{E_a}{t_0}$$

A las veinticuatro horas del zunchado la compresión N_2 vale:

$$N_2 = \frac{N_1 \left(6,101 + \frac{e}{\alpha}\right)}{7,899 + \frac{e}{\alpha}}$$

A los cuatro meses la compresión N_3 vale:

$$N_3 = \frac{N_2 \left(13,500 + 0,015 \frac{e'}{e} + 0,203 \frac{\alpha}{e}\right) - 13,500 \frac{\alpha}{e} E_a}{161,798 \frac{\alpha}{e} + 11,985 \frac{e'}{e} + 13,500}$$

Sustituyendo en las fórmulas anteriores los valores conocidos y adoptando $\alpha = 0,1850 \text{ cm}^2/\text{cm l}$ para el tubo de 5 atm de presión de servicio, se llega al valor:

$$N_3 = 89 \text{ kg/cm}^2$$

como compresión en el hormigón en el momento de la prueba en zanja (cuatro meses).

Cálculo de la presión que produce la descompresión del hormigón.

A los cuatro meses el primario quedará descomprimido en el momento en que la presión alcance el valor

$$P = N_s \frac{S}{R_t}$$

Al sustituir se obtiene el valor

$$P = 12,5 \text{ kg/cm}^2$$

Se ha obtenido anteriormente el valor de 6,6 kg/cm² como presión equivalente a la ovalización del tubo; por consiguiente, la presión efectiva que podrá resistir el tubo en las condiciones de sustentación establecidas, será:

$$12,5 - 6,6 = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

FABRICACION

Para la fabricación de los tubos se ha montado a pie de obra una fábrica móvil que consta, en sus líneas generales, de: una instalación para la clasificación y tratamiento de áridos; instalación de preparación del hormigón con dosificación por peso y mezcladores

GRANULOMETRIA PARA HORMIGON PRIMARIO CURVAS GRANULOMETRICAS

- (1) Arena fina 1-2
- (2) Arena gruesa 2-4
- (3) Gravilla 10-20

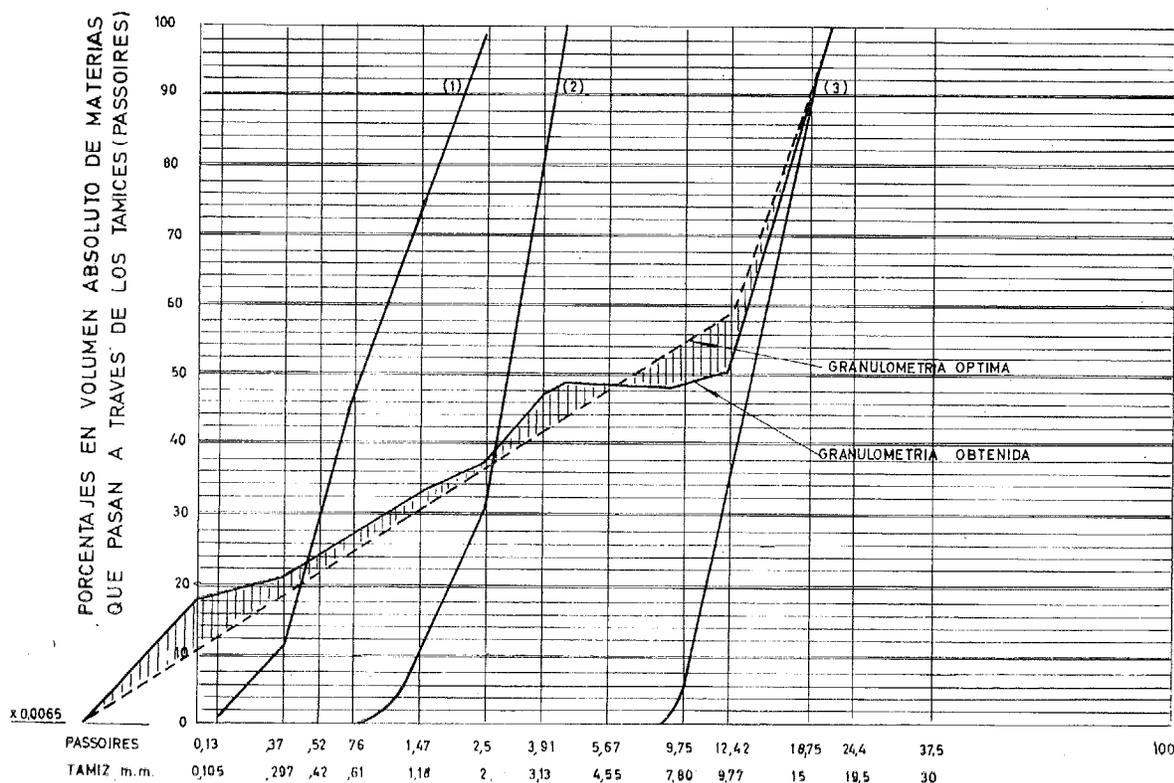
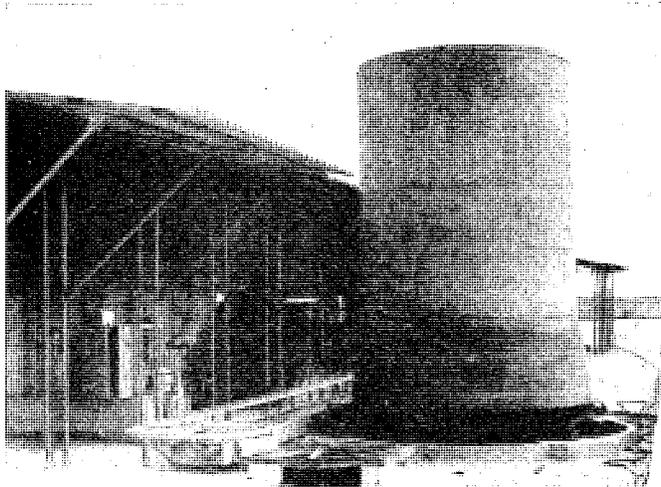
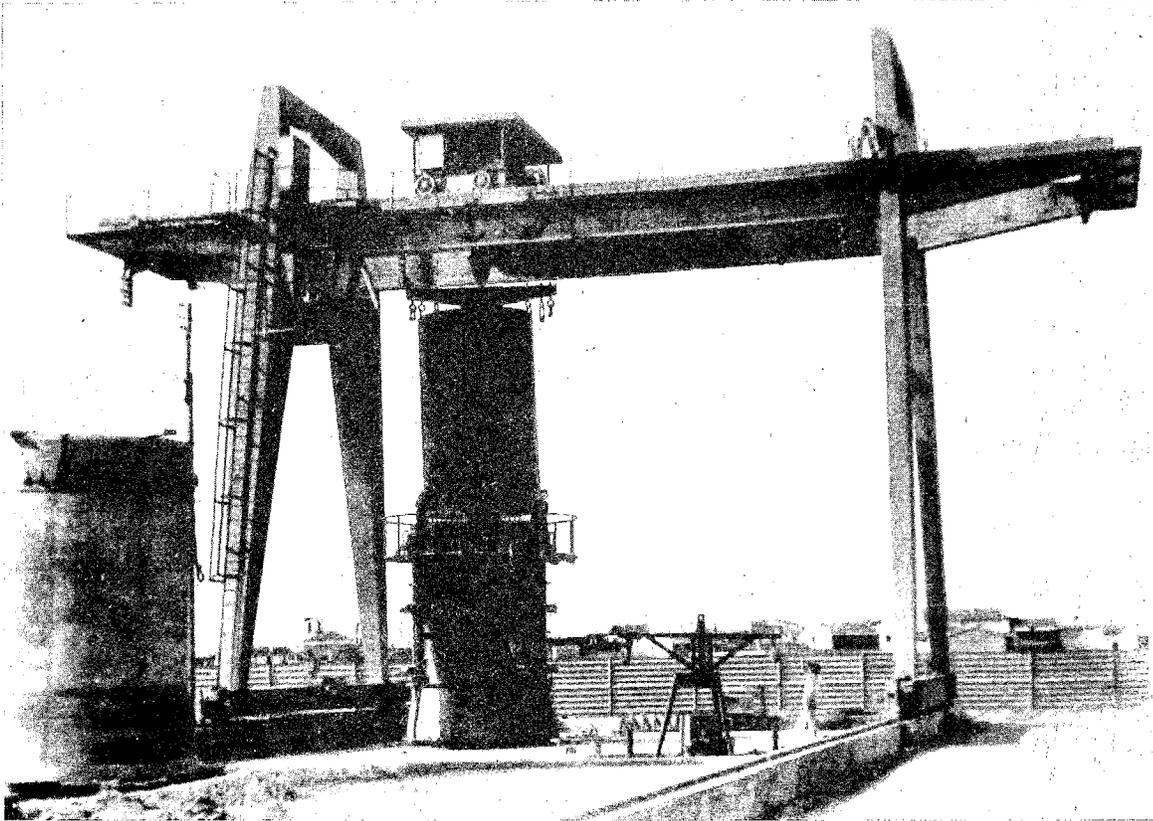


Fig. 10.



Moldeo del primario antes de zunchar.

de contracorriente; pista de hormigonado de primarios; equipo de pretensado longitudinal; instalación de zunchado para el pretensado transversal; instalación para prueba de primarios; pista de hormigonado de revestimiento y todos los elementos de manipulación e instalaciones auxiliares imprescindibles para el debido control de ejecución de una obra de esta importancia.

La instalación para la preparación de los áridos consta de los elementos necesarios para lavar y clasificar el "todo uno" procedente del río-Jerte. Se utilizan dos arenas:

GRANULOMETRIA PARA REVESTIMIENTO CURVAS GRANULOMETRICAS

- (1) ARENA FINA...0.1 - 2 mm.
- (2) ARENA GRUESA...2 - 4 mm
- (3) GARBANCILLO...4 - 10 mm

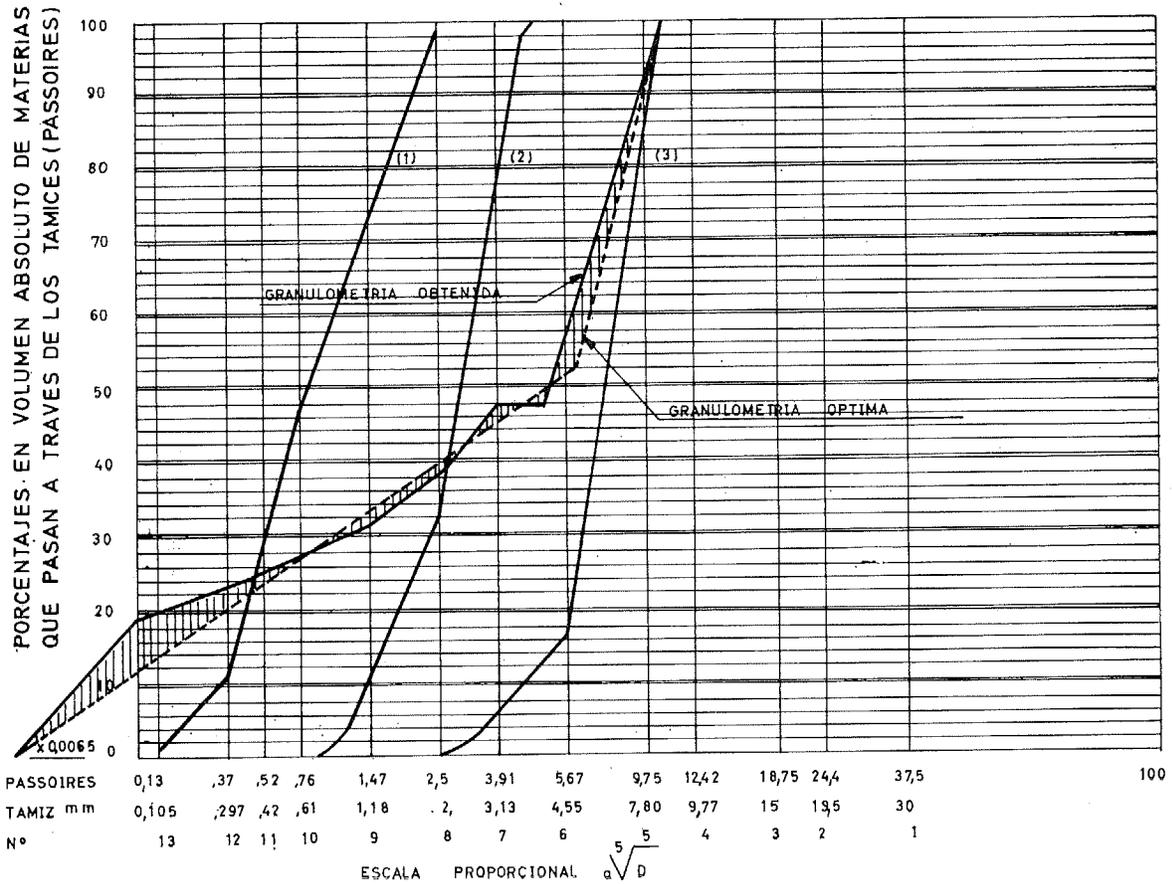


Fig. 11.

de 0,1-2 mm y 2-4 mm, y dos gravas de 4-10 mm y de 10-20 mm. El rechazo se machaca y recriba. Para aumentar la proporción necesaria de arena fina, de la que el árido esta escaso, se dispone de un molino de barras.

En la figura 10 se muestra la composición granulométrica empleada en el hormigón del primario, y en la figura 11 la composición granulométrica empleada en los revestimientos.

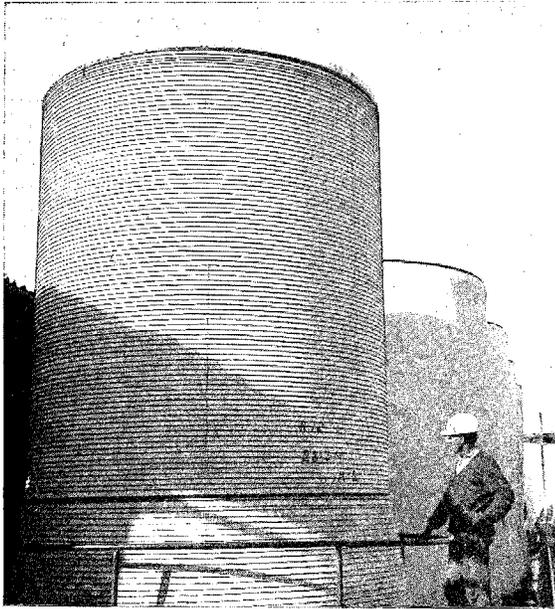
La dosificación de las diferentes proporciones de áridos y cemento, se hace en una vagoneta dosificadora por peso, que los transporta hasta el "skip" de la mezcladora.

Se emplea un cemento P-350 con una dosificación de 450 kg/m³.

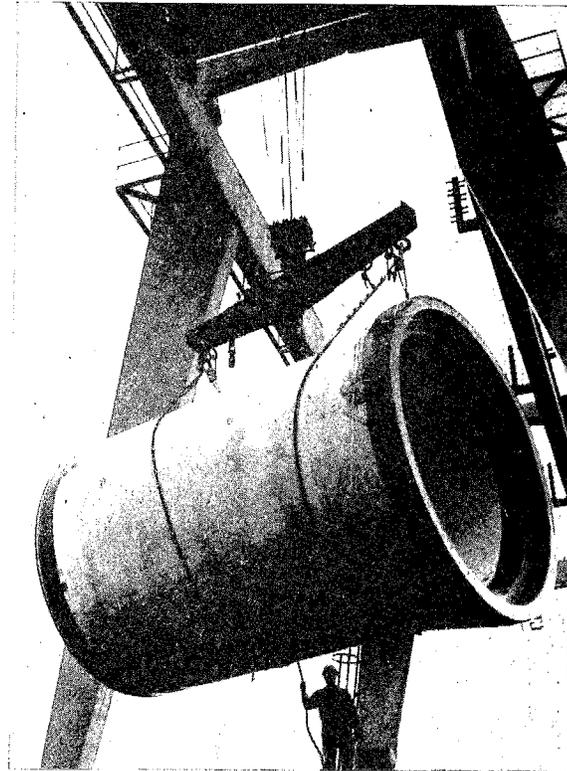
Una vez preparada la mezcla se transporta en un balde sobre una mesilla hasta la pista de vibrado, en donde se hormigona el primario.

El molde se apoya sobre una base metálica que sirve, a su vez, para el anclaje de las generatrices que constituyen la armadura de pretensado longitudinal.

Una vez colocadas las generatrices en el molde, y ancladas en la base, se pretensa por medio de unos gatos especiales. Terminada esta operación, se coloca el molde inte-



Primario zunchado.



Tubo terminado.

rior y se procede al hormigonado del primario, compactando el hormigón mediante vibradores situados en el interior y en el exterior del molde.

Terminado el hormigonado del primario se cubre el molde, lleno, con una campana y se le inyecta vapor para el curado acelerado del hormigón.

A las cuatro horas de terminado el hormigonado, el tubo puede desmoldearse. Previamente debe transmitirse la tensión del acero al hormigón, para lo cual la cabeza superior de los moldes está dotada de un dispositivo que permite realizar esta operación.

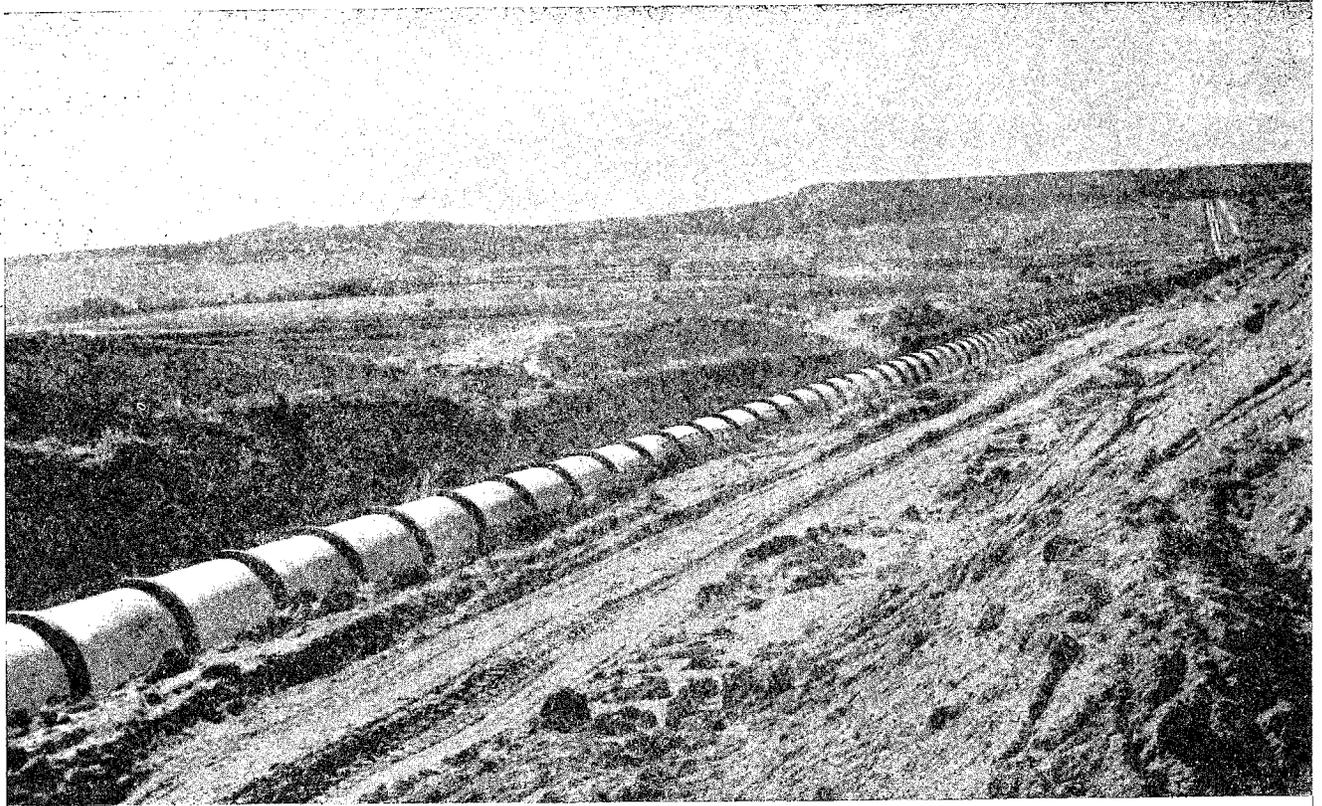
El primario, desmoldado, pasa al parque de endurecimiento, donde permanece durante veinte días curado con agua.

Terminado el período de curado, se zuncha el primario enrollándole bajo tensión una espiral de acero especial, de alta resistencia, de 7 mm de diámetro. El paso de las espiras es función de la presión de servicio y esfuerzos transversales que debe sufrir la tubería.

Para hacer esta operación se utiliza una máquina especialmente construida al efecto. La máquina es accionada hidráulicamente e imprime al tubo un doble movimiento de rotación y de elevación mientras se le enrolla la espiral de acero. La combinación de los dos movimientos y sus respectivas velocidades permite obtener el paso de hélice deseado.

Terminada la operación de zunchado, el primario es probado en una prensa vertical sometándolo a la presión de prueba fijada en el Pliego de Condiciones.

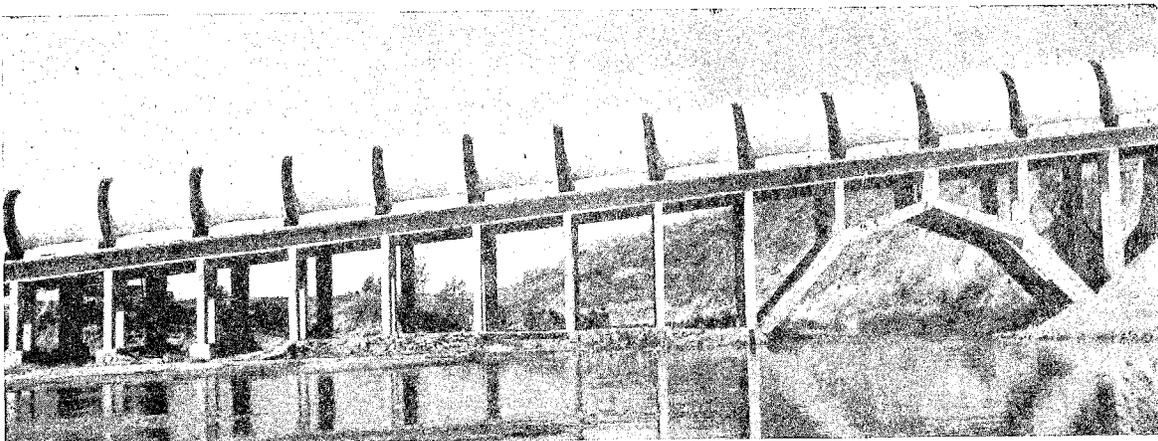
Después de probado el tubo primario zunchado, se efectúa el revestimiento, para lo cual se coloca el tubo en una base metálica con sustentación elástica; se le coloca el molde exterior y por vibración se hormigona el revestimiento destinado a proteger la armadura de zunchado.



Tramo montado.

Terminado el revestimiento, el tubo pasa al parque de curado y almacenamiento, en donde permanece, por lo menos veinte días, hasta su transporte a obra. Durante los diez primeros días, el revestimiento está permanentemente mojado.

Para las operaciones de hormigonado la fábrica dispone de un pórtico de 6 tm de carga útil y 12 m de luz, y para la manipulación de tubos, dispone de un pórtico de 25 t de carga útil y 14 m de luz.



Cruce del río Jerte.

TRANSPORTE Y MONTAJE

La fábrica se ha montado aproximadamente en el centro del sifón del Jerte, el más importante de los tres que debían construirse. La pista de acopio de tubos acabados terminaba, precisamente, sobre el trazado del sifón. De esta forma el mismo pórtico de manipulación de los tubos servía para descender éstos hasta la zanja, de donde los recogía un carretón-pórtico que los transportaba hasta el punto de montaje y los enchufaba en el anterior.

La operación terminaba con la prueba a presión de la junta y el hormigonado de los apoyos.

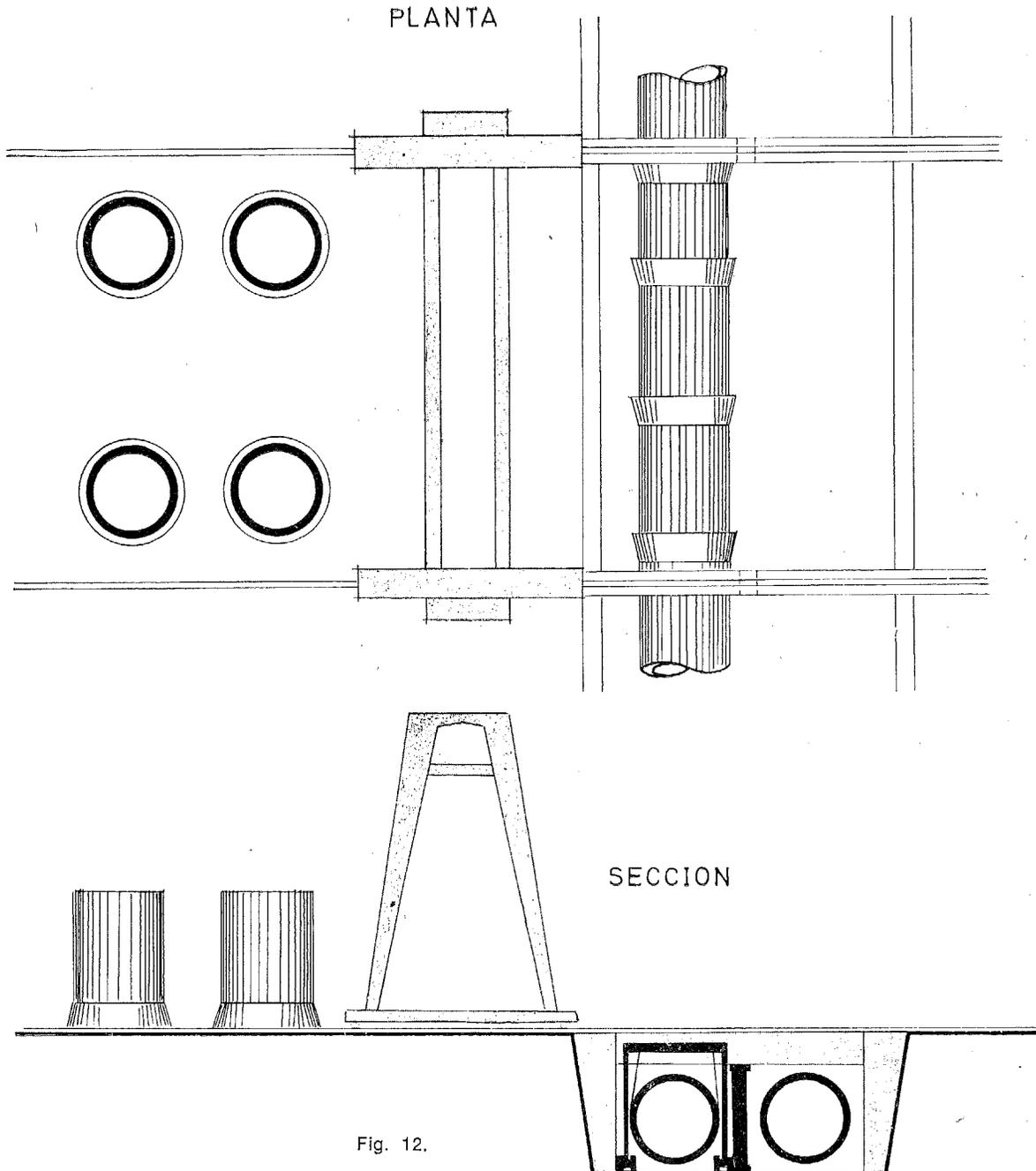


Fig. 12.

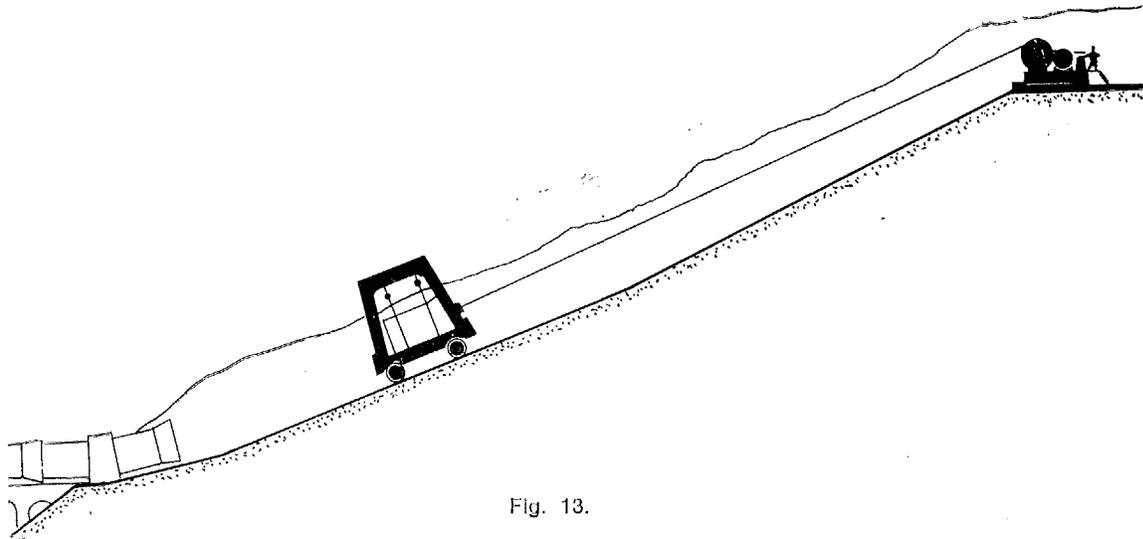
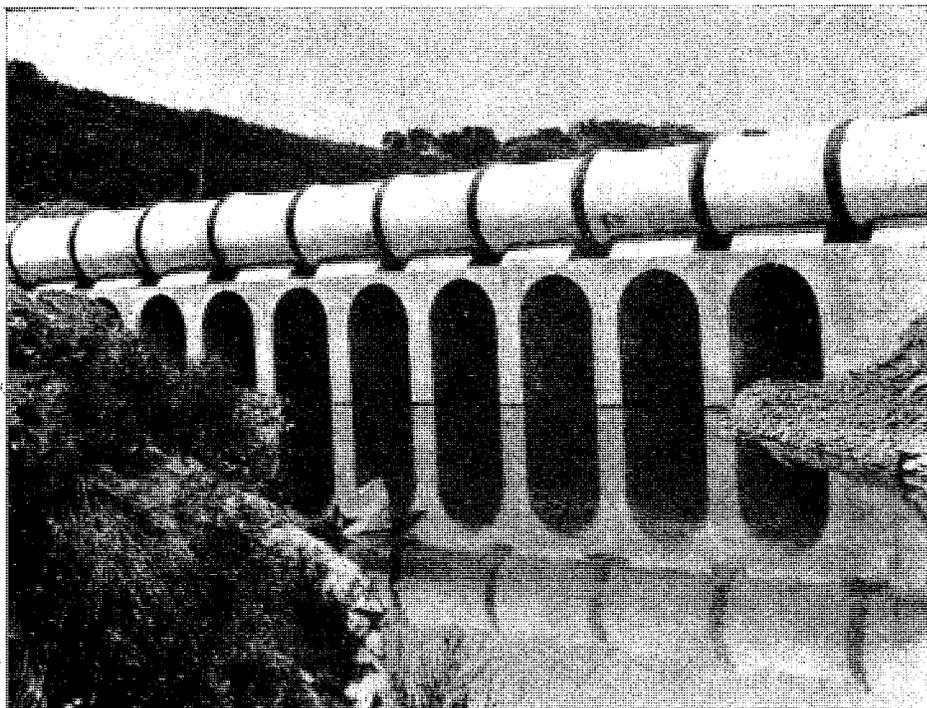


Fig. 13.

Para los sifones del Bronco y de la Aceituna el transporte de los tubos hasta su punto de colocación se realizó mediante camiones cargados con un solo tubo, cargado en fábrica con el pórtico de manutención y descargado en obra con el propio carretón de montaje, especialmente concebido para permitir el transporte final del tubo, incluso en fuertes pendientes, y realizar su enchufe al tubo anterior. La operación terminaba igualmente con el ensayo hidráulico a presión de todas las juntas de la conducción y el acabado de los apoyos.

Estos sifones, ya en servicio, están dando un resultado plenamente satisfactorio, acorde con la calidad de los tubos fabricados y las garantías adoptadas para el cumplimiento de todas las condiciones exigidas por la Administración.



Cruce del río
Bronco.

conducción de picadas

DESCRIPCION DE LA OBRA

Dentro del Plan General de Abastecimientos de Agua a Madrid, ocupan un destacado lugar las aportaciones que, derivadas desde los ríos Alberche, Cofio y Aulencia, se integran en el sistema AMSO (Abastecimiento a Madrid, solución Oeste). En una primera etapa se ha construido, con carácter urgente, una conducción de 46,5 km capaz de transportar 4 m³/seg desde el embalse de Picadas, en el río Alberche, hasta el nuevo depósito de Majadahonda. Los primeros 17 km de la conducción están formados por una impulsión y un canal de 13 km de longitud, seguido por una segunda impulsión que deja las aguas a una cota suficiente para conducir las por gravedad hasta Madrid mediante una tubería de presión.

La tubería en los tramos de presión superior a 7 kg/cm² está formada por tubos de hormigón pretensado con camisa de chapa, de 1.600 mm de diámetro interior y 5,5 m de longitud, siendo la longitud total de la tubería de 29,5 km. La presión de servicio de los tubos varía entre 8 y 18 atmósferas y sus principales dimensiones son las siguientes: espesor de la chapa, 2 ó 3 mm, según presión; espesor del primario, 115 mm; espesor del revestimiento, 35 mm; peso de cada tubo, 18 tm. La junta es del tipo elástico autoclave, en la que la estanquidad se consigue mediante un aro de caucho en forma de V, cuyos labios se aprietan contra las paredes de los tubos adyacentes tanto más cuanto mayor sea la presión en su interior.

Los tubos descansan sobre el fondo de la zanja con la interposición de una capa de material granular, apisonado, de 25 cm de espesor mínimo en tierras y 45 cm en roca. El relleno se ha hecho con el mismo material hasta 20 cm por encima de la generatriz inferior.

Todos los tubos han sido probados en fábrica al doble de su presión equivalente, designación por la que se entiende aquella presión que produce en el tubo tensiones de trabajo iguales a las máximas que se presenten en servicio a causa de los efectos de presión interior, peso propio, peso del agua contenida, carga de terraplén, sobrecargas fijas y móviles y reacciones de apoyo.

A lo largo de la tubería se intercalan los correspondientes desagües y ventosas en aquellos puntos en que es preciso, así como los codos horizontales y verticales necesarios.

Los cruces de vaguadas y arroyos se efectúan mediante acueductos de hormigón sobre los que se han montado los tubos, que en estos puntos quedan vistos.

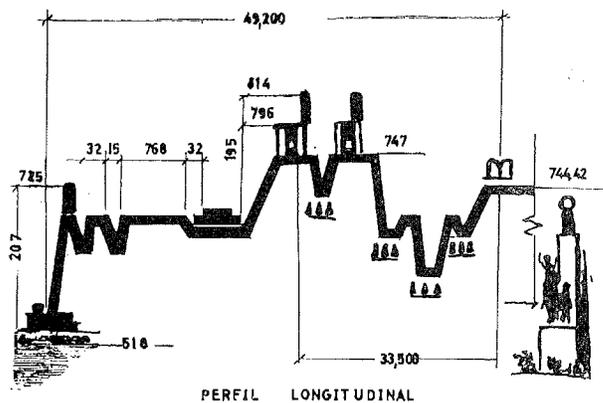


Fig. 13 bis.

CALCULO MECANICO

Características del tubo.

Espesor del primario	$e = 11,5$ cm
Espesor del revestimiento	$e' = 3,5$ cm
Espesor total del tubo	$h = 15$ cm
Diámetro exterior del primario	$D_e = 183$ cm
Diámetro interior de la camisa de chapa....	$D_q = 168$ cm
Diámetro exterior del tubo	$D'_e = 190$ cm
Radio medio del tubo	$R = 87,5$ cm

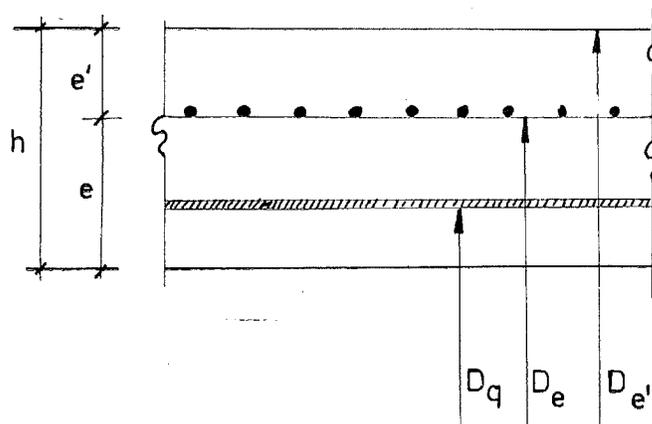


Fig. 14.

Momentos de ovalización.

1. *Peso propio del tubo y peso del agua contenida.* — Se adopta para la pared de los tubos un peso específico de $2,6 \text{ tm/m}^3$, con lo que el peso propio del tubo revestido es de

$$G_1 = 0,0026 \times h \times 2 \pi R = 20,6 \text{ kg/cm l}$$

El peso del agua contenida es:

$$G_2 = 0,01 \pi R_i^2 = 20,1 \text{ kg/cm l}$$

El peso del tubo lleno de agua es:

$$G_1 + G_2 = 99,60 \text{ kg/cm l}$$

2. *Carga de tierras.*

Altura de terraplén.....	$H = 2,00$ m
Densidad de tierras	$\gamma = 1,5 \text{ tm/m}^3$
Ancho de la zanja	$B = 2,80$ m

Utilizando la fórmula de Marston obtenemos:

$$Q_1 = \frac{\gamma B^2 \left(1 - e^{-0,384 \frac{H}{B}} \right)}{0,384 \frac{H}{B}} = 75 \text{ kg/cm l}$$

3. *Sobrecarga móvil.* — Queda definida por dos cargas concentradas de 7 tm, separadas 2 m entre sí. Se adopta un coeficiente de mayoración igual a 1,5.

Suponiendo que la superficie de apoyo de un neumático es un rectángulo de 20×50 cm, la sobrecarga móvil será:

$$Q_2 = \frac{2 \times 7.000}{(20 + 2 H \operatorname{tg} 35^\circ) \times (250 + 2 H \operatorname{tg} 35^\circ)} D'_e \times 1,5 = 25,1 \text{ kg/cm.l}$$

4. *Momentos de ovalización.* — Debidos al agua + peso propio:

$$M_b = 0,524 (G_1 + G_2) \frac{R}{2 \pi} = 298 \text{ cm kg/cm.l}$$

$$M_r = -0,460 (G_1 + G_2) \frac{R}{2 \pi} = -261 \text{ cm kg/cm.l}$$

Debidos a las sollicitaciones exteriores:

$$M_b = (0,92 Q - 0,33 Q') \frac{R}{2 \pi}$$

$$M_r = - (0,92 Q - 0,46 Q') \frac{R}{2 \pi}$$

donde Q representa la sobrecarga fija, Q_1 la móvil y Q_2 la suma de ambas, según la hipótesis que se estudie y

$$Q' = \frac{D'_e}{3} \left(\frac{Q}{B} + \gamma \frac{D'_e}{2} \right)$$

Con un factor de carga 1,5, los momentos son:

Peso propio + peso agua + 1,5 peso terraplén

$$M_b = 1.558 \text{ cm kg/cm.l}$$

$$M_r = -1.397 \text{ cm kg/cm.l}$$

Peso propio + peso agua + 1,5 (peso terraplén + cargas móviles)

$$M_b = 2017 \text{ cm kg/cm.l}$$

$$M_r = -1814 \text{ cm kg/cm.l}$$

Cálculo de los valores característicos.

1. Características de los materiales.

Carga de rotura del hormigón 420 kg/cm^2

Carga de rotura del acero de pretensar $L_R = 14.300 \text{ kg/cm}^2$

Límite elástico inicial del acero $E_a = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

2. Notación que se utiliza.

a sección de acero de pretensar en $\text{cm}^2/\text{cm.l}$

t_0 tracción inicial en el acero de pretensar

N_0 compresión inicial del hormigón

A_0 compresión inicial de la chapa

a espesor de la chapa de la camisa

b espesor de hormigón del primario

E_a módulo de elasticidad del acero

E_b módulo de elasticidad del hormigón

3. *Obtención de compresiones y traccionnes.* — Los valores iniciales son:

$$t_0 = 0,75 L_R = 10.700 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_0 = \frac{\alpha \times t_0}{b + 7a}$$

$$A_0 = 7 N_0$$

La relajación del acero provoca un descenso en el tensado que como máximo alcanza un 10 por 100 de la tensión inicial. Los nuevos valores serán pues:

$$t_1 = 0,9 t_0 = 9630 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_1 = 0,9 N_0$$

$$A_1 = 0,9 A_0$$

Finalmente, la fluencia del hormigón hace descender todavía estos valores a unos nuevos valores, t_2 , N_2 y A_2 , dados por las expresiones:

$$N_2 = N_1 \frac{1 - F(h) + \frac{b}{7(\alpha + a)}}{1 + F(h) + \frac{b}{7(\alpha + a)}}$$

$$A_2 - A_1 = t_1 - t_2 = \frac{b}{\alpha - a} (N_1 - N_2)$$

Siendo $F(h) = k (1 - 10^{-0,01 \sqrt{h}})$
y h el tiempo de fluencia en horas

Para un tubo de 18 atm en que se emplea chapa de 3 mm, $\alpha = 0,299 \text{ cm}^2/\text{cm l}$ de acero de pretensar:

$$N_2 = 148 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_2 = 1036 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_2 = 8365 \text{ kg/cm}^2$$

Valor este último menor que $0,6 L_R = 8580 \text{ kg/cm}^2$.

Comprobaciones.

Comprobemos en primer lugar la no existencia de tracciones en el núcleo bajo la sobrecarga fija y presión de proyecto. Esto equivale a:

$$\frac{P \times R_i}{S} \leq N_2 - M \frac{Y}{I}$$

siendo:

P la presión de proyecto

R_i el radio interior de la tubería

M el momento de ovalización

N_2 la compresión en el hormigón

S la sección homogeneizada

Y distancia al centro de gravedad de la sección homogeneizada, de la fibra más alejada

I momento de inercia de dicha sección

Estos últimos valores vienen dados por las expresiones:

$$S = b + 7(a + \alpha)$$

$$Y = \frac{1}{S} \frac{(h + a)^2}{2} + 6a \left(b' + \frac{a}{2} \right) + 7\alpha \left(b + a + \frac{d}{2} \right)$$

$$I = \frac{1}{3} [y^3 + (b + a - y)^3] + 6a \left(y - b' - \frac{a}{2} \right)^2 + 7\alpha \left(b + a - \frac{d}{2} + y \right)^2$$

en las que b' es el grueso del revestimiento interior de hormigón y d el diámetro del alambre de pretensar.

Para el citado tubo de $P = 18$ atm y $R_i = 80$ cm, con $M = 1559$ cm. kg/cm l, $a = 0,3$, $b = 11,5 - 0,3 = 11,2$, $\alpha = 0,299$, $b' = 4$ y $d = 0,7$ tenemos:

$$S = 15,393 \text{ cm}^2/\text{cm l}$$

$$\frac{Y}{I} = 0,0328$$

con lo que resulta:

$$\frac{18 \times 80}{15,393} \leq 148 - 1558 \times 0,0328$$

$$94,2 \leq 148 - 51,1 = 96,9$$

Vemos, pues, que el tubo estudiado cumple la condición impuesta.

Comprobemos ahora que la tracción ejercida por la presión de proyecto superpuesta a las cargas fijas y móviles debe ser inferior a la resistencia a tracción del hormigón, lo que equivale a la siguiente relación:

$$\frac{P \times R_i}{S} \leq N_2 - M \frac{Y}{I} + 15$$

siendo ahora $M = 2017$ cm kg/cm l y 15 el valor que se toma como mínimo de 1,10 veces la resistencia a tracción del hormigón.

Tenemos, pues:

$$\frac{18 \times 80}{15,393} \leq 148 - 2017 \times 0,0328 + 15$$

$$94,2 \leq 148 - 66,2 + 15 = 96,8$$

Así que también se cumple esta condición.

Comprobemos que bajo una presión igual al doble de la de proyecto, la tracción no sobrepasa a la del pretensado inicial, para lo cual debe cumplirse:

$$t_2 + \frac{2 \times P \times R_i}{S} \times 7 \leq t_0$$

o sea:

$$8365 + \frac{2 \times 18 \times 80}{15,393} \times 7 \leq 10.700$$

$$8365 + 1319 \leq 10.700$$

que como vemos se cumple ampliamente.

Comprobemos que durante la prueba a dos veces la presión de proyecto no se produzcan fisuras que originen pérdidas de agua, para lo cual debe cumplirse que:

$$\frac{2 \times P \times R_i}{S} \leq N_1 + 15$$

$$\frac{2 \times 18 \times 80}{15,393} \leq 217 + 15$$

$$188,4 \leq 217 + 15$$

que también se cumple ampliamente.

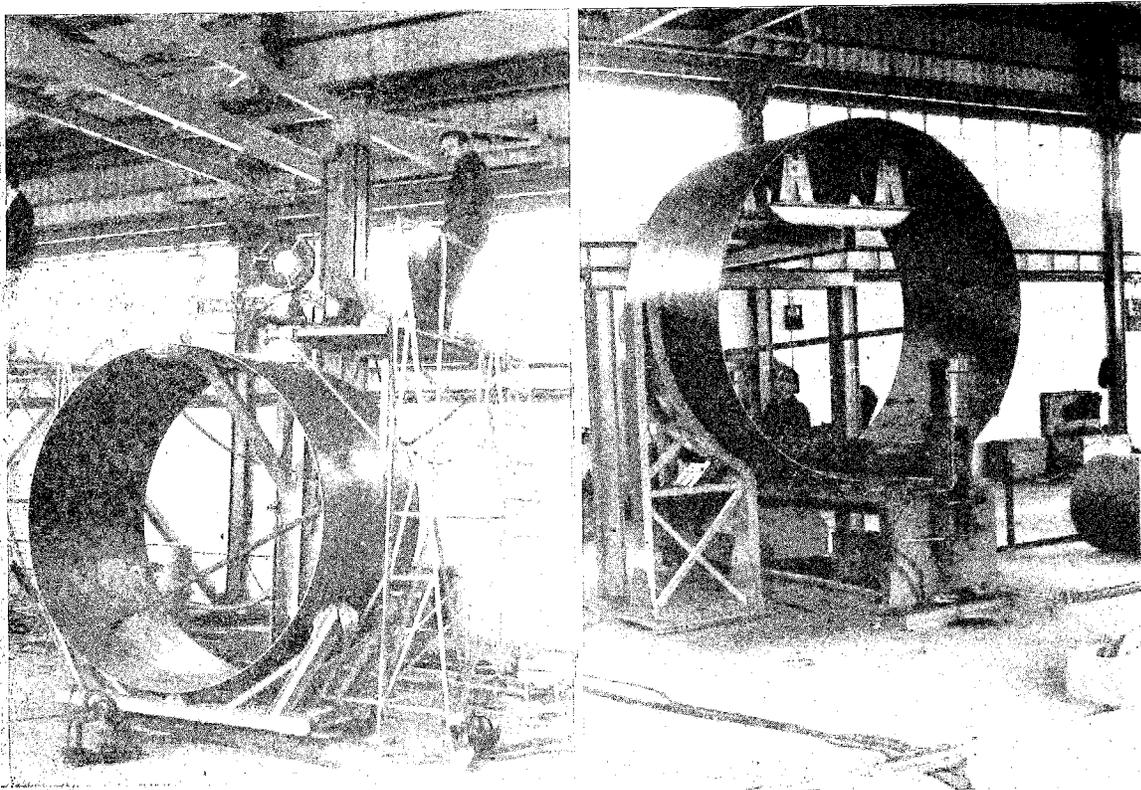
FABRICACION

La tubería TPF consta de un primario de hormigón armado con camisa de chapa, el cual, una vez fraguado, es zunchado con una armadura de acero especial bajo tensión y luego revestido.

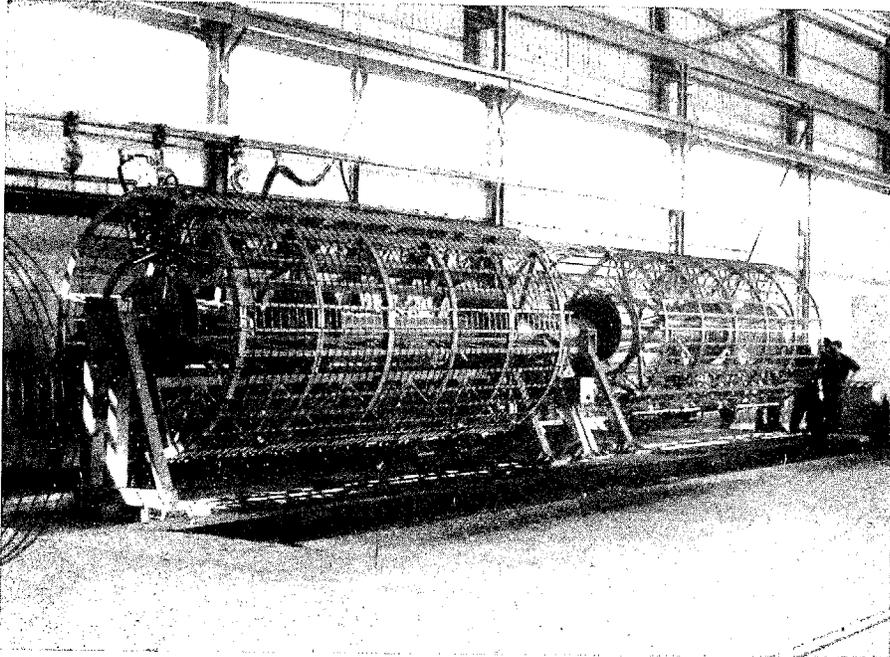
FABRICACION DEL PRIMARIO

La fabricación del primario comprende las siguientes operaciones:

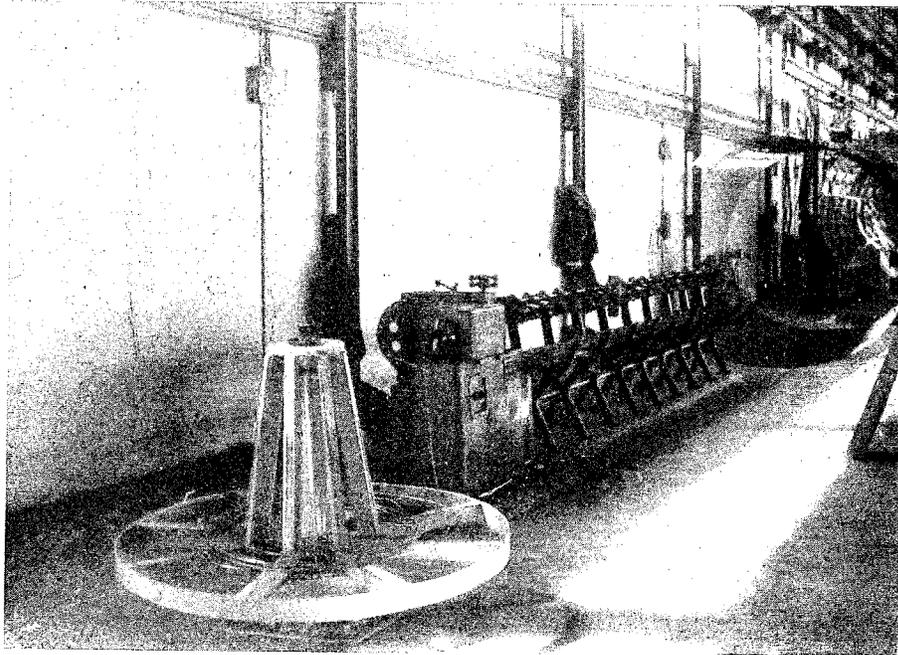
- Confección del forro.
- Confección de la armadura.



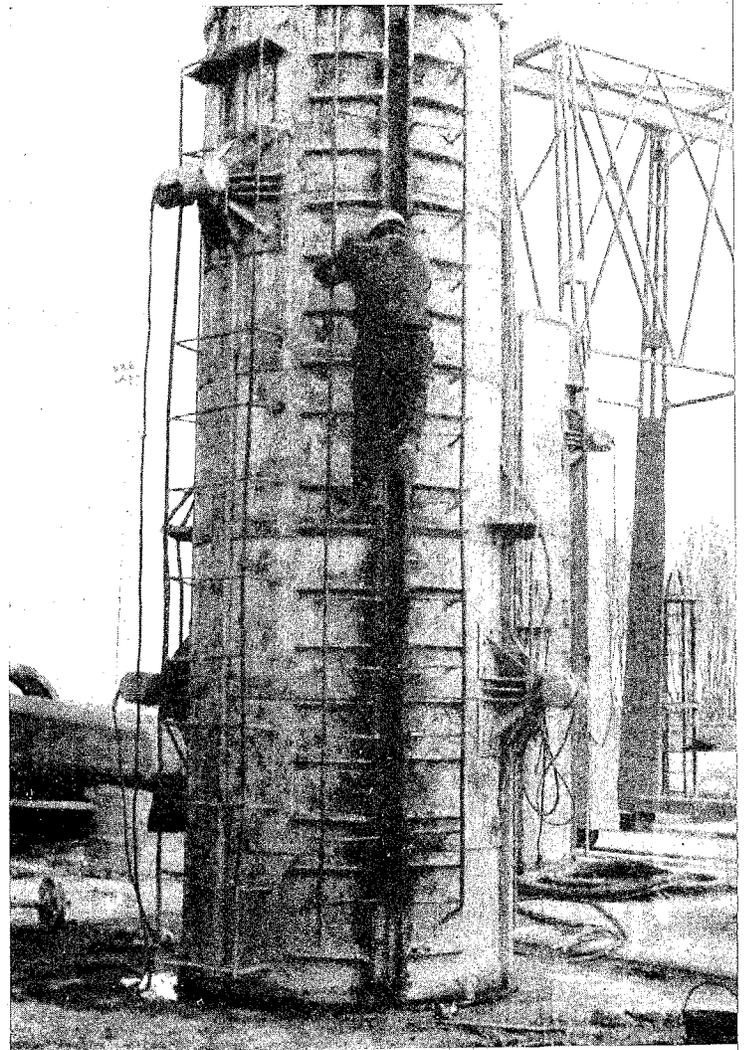
Confección del forro.



Confección de la armadura del primario.



Moldeo del primario.



- Moldeo.
- Preparación de los áridos.
- Preparación del hormigón.
- Hormigonado.
- Curado a vapor.
- Desmoldeo.
- Curado en agua.
- Almacenamiento.

Confeción del forro.

La chapa se recibe en bobinas y es descargada de los camiones utilizando el puente-grúa que sirve la nave de fabricación de forros, almacenándola en la zona reservada al efecto en dicha nave.

Desde dicho almacén, y utilizando el mismo puente-grúa, la bobina pasa a una máquina especialmente construida al efecto y en la cual se curva y corta a medida exacta de una virola.

A la virola, cortada y curvada a la medida, se le da unos puntos de soldadura en los extremos de la costura para mantenerla en forma, utilizando una máquina semiautomática de soldadura eléctrica en ambiente CO_2 , pasando seguidamente a la máquina auto-

mática de soldadura "Unionmelt", en donde se efectúa la costura longitudinal por el sistema de arco sumergido.

Las virolas terminadas se montan en un banco especial en donde se comprueba su correcta alineación y se unen mediante puntos de soldadura utilizando una máquina de soldadura eléctrica en ambiente de CO₂.

Seguidamente pasan a la máquina automática de soldar "Unionmelt", en donde se efectúan las costuras transversales por el sistemas de arco sumergido.

A las virolas extremas se les han unido previamente las piezas de extremidad destinadas a la obtención de la junta. Estas piezas son de pletina de las dimensiones adecuadas. Esta pletina se recibe también en la fábrica en rollos de 250 kg. Una máquina especial las estira y corta a la medida, siendo luego curvadas para formar un cilindro del diámetro conveniente que, después de soldado con una máquina semiautomática de soldadura eléctrica en ambiente de CO₂, pasa a la máquina de expansionar, en donde se le da la forma final que debe tener.

El forro, una vez terminado totalmente de soldar, pasa a la prensa de ensayo, en donde todos los forros son ensayados uno por uno a la presión hidráulica necesaria para producir un estirado de la chapa a una tensión de trabajo de 1.800 kg/cm². Esta operación, además de servir para poner de manifiesto cualquier defecto que pudiese presentar la chapa o la soldadura, sirve también para conformar el forro, dejándolo completamente cilíndrico.

CONFECCION DE LA ARMADURA

El acero se recibe en fábrica en rollos cuyo peso oscila entre 120 kg y 180 kg, según diámetros. Se descarga de los camiones utilizando otro puente-grúa y son depositados en almacén situado al extremo de la nave.

Desde el almacén de hierros, el acero pasa, utilizando el mismo puente-grúa, a la máquina especial de confección de armadura, en la cual se estira, limpia, curva y enrolla en un mandril del diámetro adecuado.

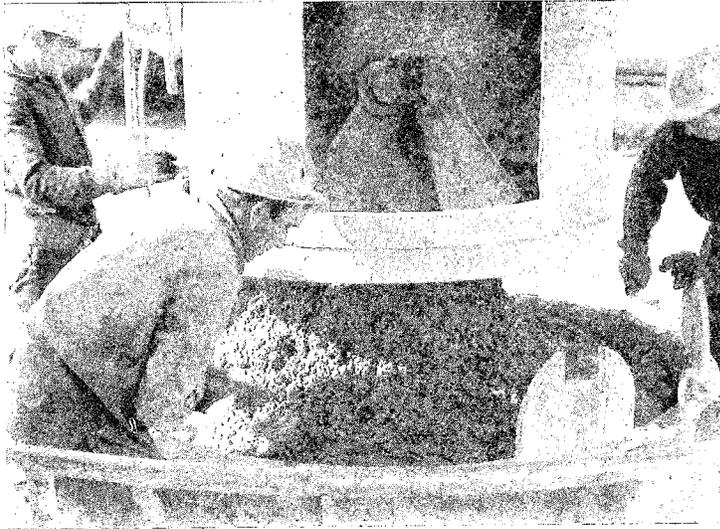
Las generatrices se preparan en una máquina especial en donde el redondo es automáticamente estirado, limpiado y cortado a la medida.

Colocadas las generatrices en el mandril en el cual se han enrollado las espiras, se procede a la unión de unas y otras por soldaduras en los nudos. Estas soldaduras se hacen por resistencia, utilizando pinzas adecuadas.

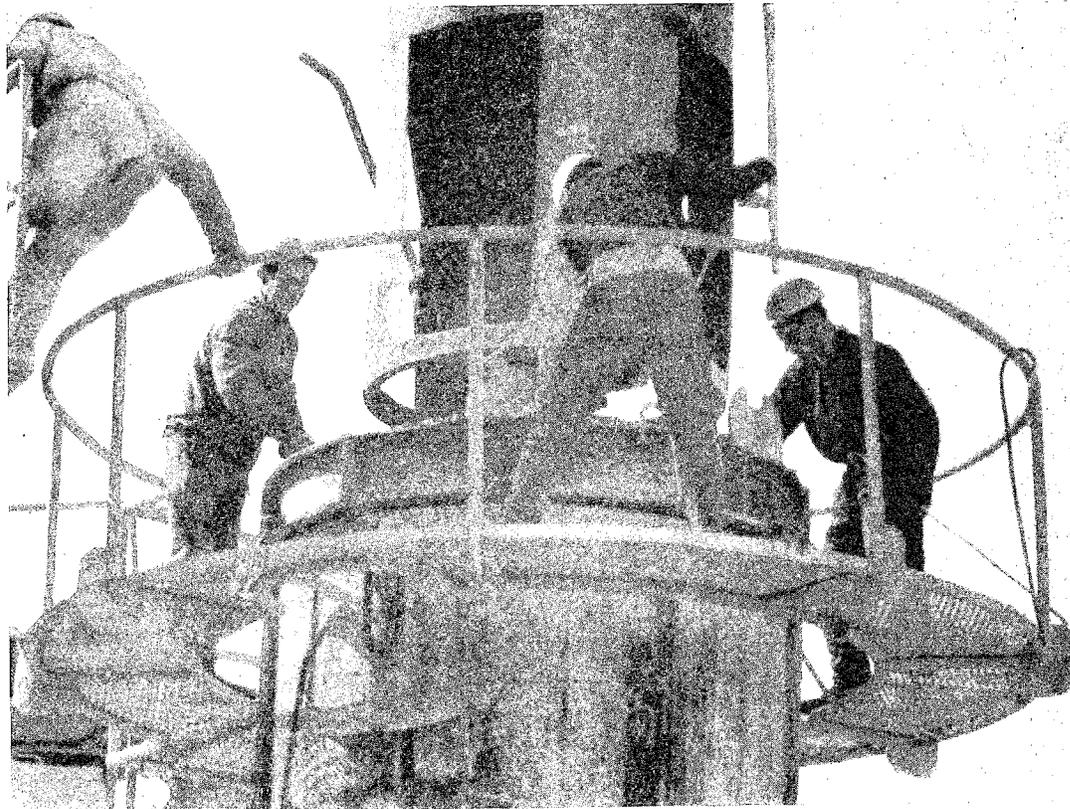
Terminadas las armaduras, se extraen del mandril y pasan al *stock* de armadura.

MOLDEO Y DESMOLDEO

Utilizando un pórtico-grúa se trasladan uno a uno, desde sus *stocks* correspondientes, los forros y armaduras interiores dejándolos en posición vertical en la pista de vibrado en el sitio donde se procederá al revestido exterior e interior del primario.



Hormigonado del primario.



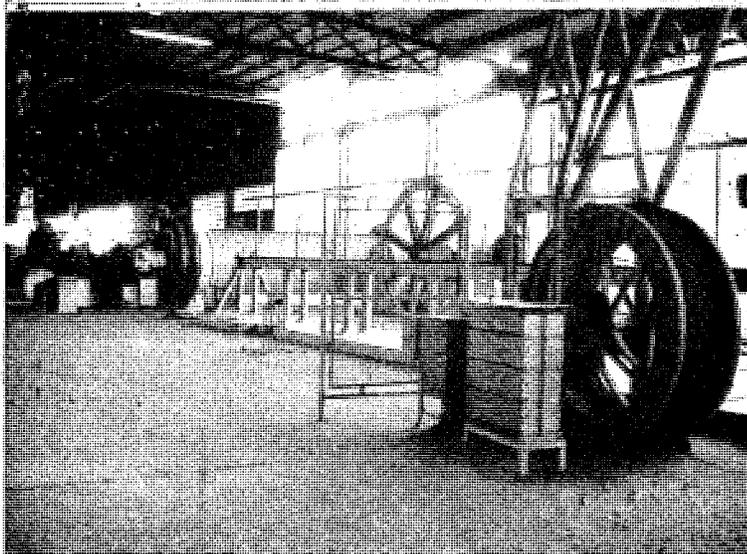
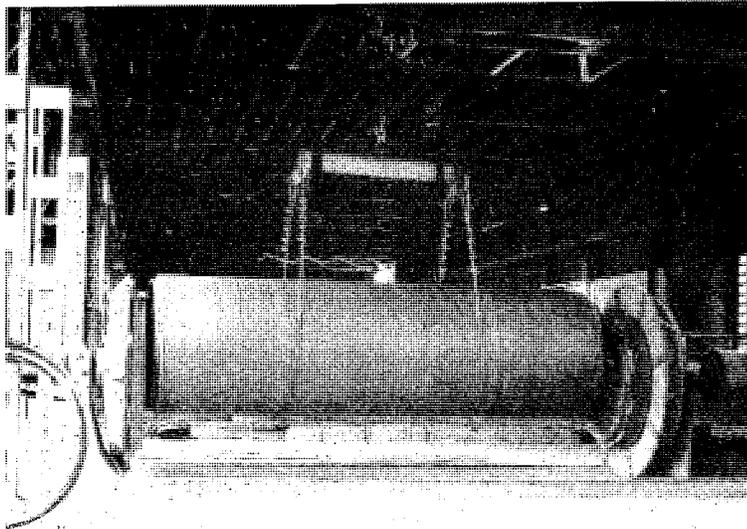
Situados en su sitio un forro con su correspondiente armadura interior, se coloca utilizando una grúa el molde interior y el exterior, previa la colocación de los separadores de plástico que mantienen el conjunto en sus posiciones relativas durante el hormigonado y vibrado para garantizar las adecuadas dimensiones, espesor de pared, recubrimientos y centrado del forro y armadura.

Los moldes se abrochan utilizando atornilladores eléctricos de fuerza graduable.

HORMIGONADO

Los áridos necesarios para la preparación del hormigón llegan a la fábrica en camión en forma de "todo uno" y son convenientemente lavados, clasificados y tratados en la instalación de que se dispone para este fin, quedando almacenado en seis tolvas en los siguientes tamaños:

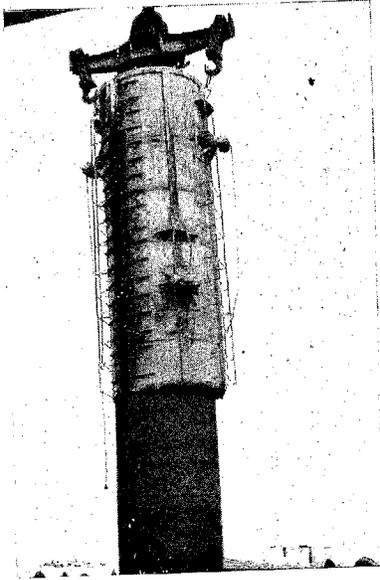
Arena fina	0,1 - 0,6 mm
Arena gruesa	0,6 - 3 mm
Gravilla	0,3 - 7 mm
Grava	7 - 20 mm



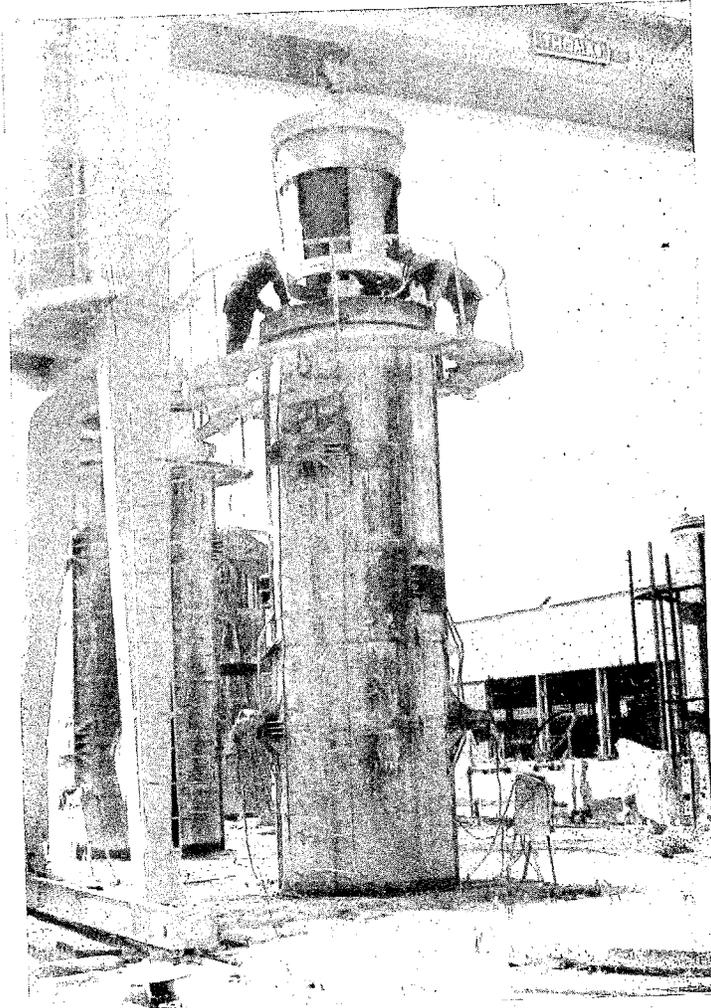
Zunchado.

Aunque los tamaños utilizados son cuatro, la instalación dispone de seis tolvas para poder funcionar en continuo con el escurrido de arenas, disponiendo así de áridos de humedad constante para el hormigonado.

El cemento llega a la fábrica a granel en containers, de donde es pasado a los silos de almacenamiento.



Moldeo y hormigonado del revestimiento.



Una cinta transporta los áridos de cada tamaño, desde las tolvas de la instalación de tratamiento a la central de hormigonado.

Un tornillo sin fin y un elevador de cangilones llevan el cemento desde los silos de almacenamiento al silo de la central de hormigonado.

En la central automática de hormigonado se prepara el hormigón, efectuándose la dosificación de cada componente por peso y la mezcla en mezcladoras de contracorriente de eje vertical, especiales para mezclas secas de alta calidad.

Desde las mezcladoras el hormigón pasa a unos baldes situados sobre mesillas, que son transportadas por un sistema de vías a la pista de hormigonado, mediante tractor-carril.

Una vez situada la mesilla al lado del núcleo que va a hormigonarse, el pórtico número 2 lo eleva y lo sitúa en la plataforma superior del molde, se ponen en marcha los vibradores y se inicia el llenado.

CURADO A VAPOR

Terminado el hormigonado del núcleo se retiran los vibradores, tanto interiores como exteriores y, después de haber pasado el tiempo necesario, se inicia el curado a vapor.

Para ello se cubre el núcleo con un sobremolde flexible de lona con armadura metálica, aislado térmicamente con fibra de vidrio, que forma una cámara dentro de la cual se inyecta vapor de agua saturado que aumenta la temperatura progresivamente y según una curva estudiada, teniendo en cuenta la temperatura ambiente, la masa de hormigón a tratar, la masa del molde y demás variables, hasta llegar a la temperatura adecuada que se mantiene durante el tiempo preciso para luego descender, también progresivamente, hasta la temperatura ambiente. La resistencia del hormigón al final de este tratamiento es la necesaria para poder desmoldar sin que el núcleo sufra lo más mínimo.

DESMOLDEO

Terminado el curado a vapor y después de su enfriamiento el núcleo es desmoldeado.

Para ello se empieza por desabrochar, con atornilladores mecánicos, los tornillos del molde, y luego utilizando la grúa de moldeo se extraen los moldes, que son limpiados y engrasados para su empleo en el hormigonado de otro núcleo.

CURADO CON AGUA

El núcleo desmoldeado es trasladado, utilizando el pórtico, desde la pista de hormigonado al parque de almacenamiento, en donde, durante un período de ocho días, se mantienen en un ambiente de humedad constante para luego permanecer en seco hasta transporte a la máquina de zunchar.

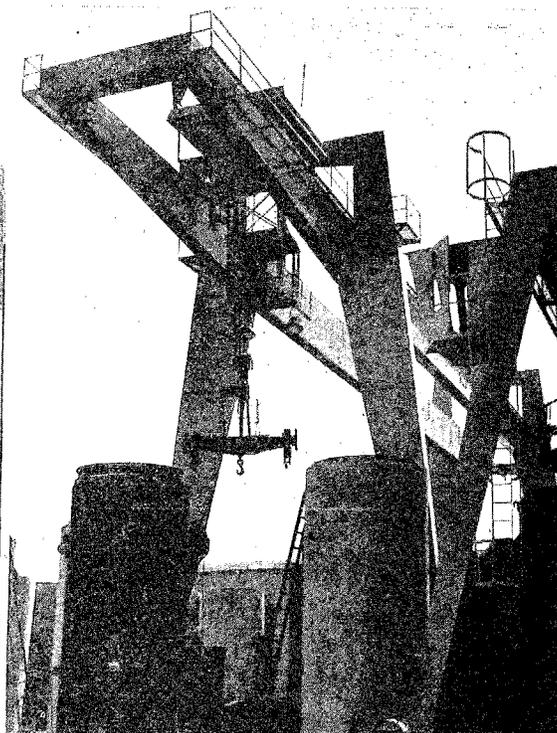
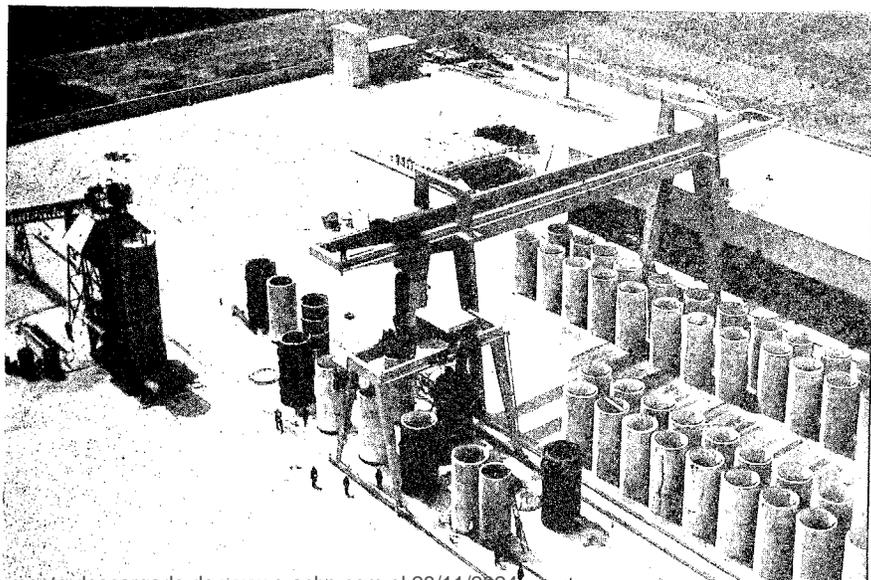
ZUNCHADO

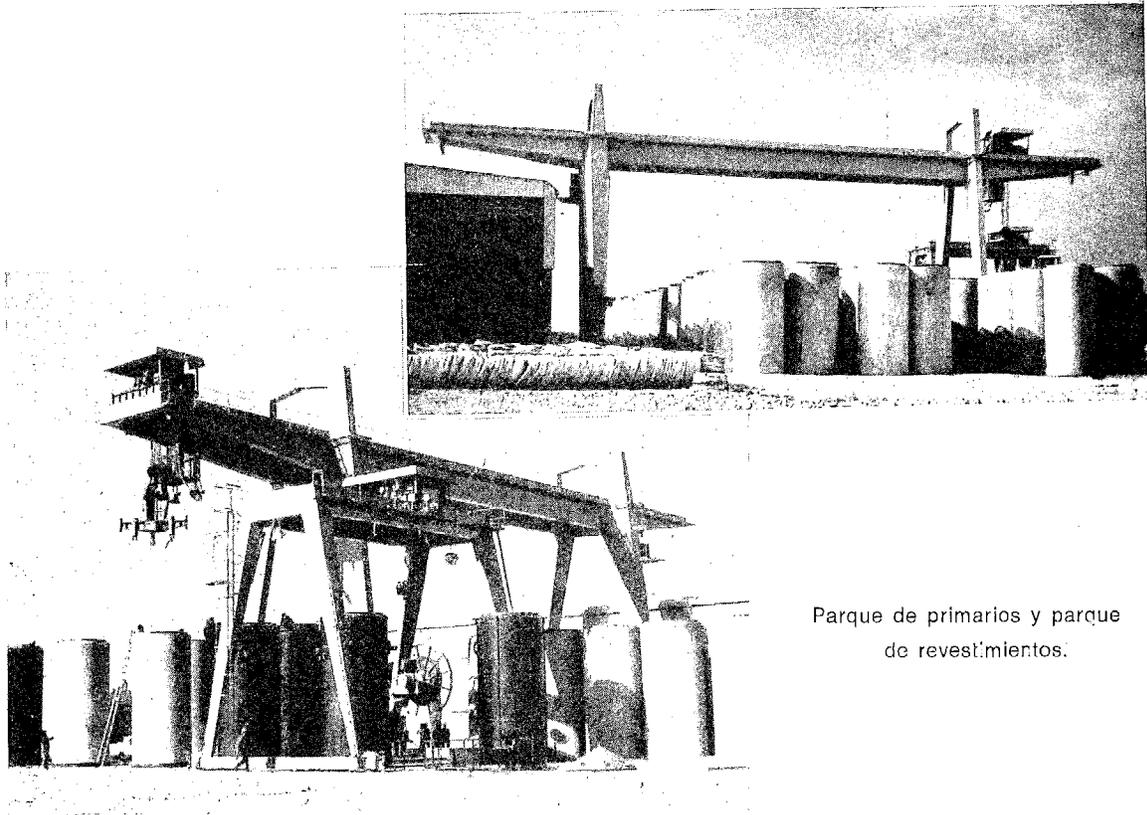
Una vez ha pasado el período de curado y endurecimiento del tubo primario, se pasa, utilizando el pórtico, a la máquina de zunchar.

En la máquina de zunchar se efectúa el pretensado transversal del tubo enrollando una espiral de acero especial bajo tensión. El paso de la espiral y el diámetro del redon-

Pórtico de manipulación.

Pista de hormigonado y parque de primarios.





Parque de primarios y parque de revestimientos.

do está calculado de acuerdo con la presión del proyecto, cargas fijas y móviles y demás condiciones fijadas en el Pliego de Condiciones.

REVESTIMIENTO

Terminado el zunchado del tubo éste pasa a la máquina de revestir, en la cual se efectúa el revestimiento de la armadura.

Es ésta una operación muy importante, de la que depende en gran parte la calidad del tubo y su comportamiento en el tiempo, pues ella garantiza la conservación de la armadura sin riesgos de corrosión. Se emplea un hormigón seco y con la mejor granulometría adecuada al fin que se persigue.

CURADO A VAPOR DEL REVESTIMIENTO

Terminado el revestimiento, el tubo pasa al parque de curado, en donde se cura a vapor, siguiendo una técnica en todo igual a la descrita al explicar el curado a vapor del primario.

TRANSPORTE Y MONTAJE

El pórtico que cubre la superficie del parque coge el tubo en su almacenamiento y lo coloca sobre camión para su transporte a obra. Esta operación se hace con gran facilidad y sin que el tubo sufra lo más mínimo.

Llegado el tubo a obra, para su colocación en la zanja se han empleado cuatro tipos distintos de montaje, según las características topográficas del terreno.

- con grúa,
- con pipe-layer,
- con pórtico-carretón,
- con cabrestante.

El montaje con grúa se ha empleado en los tramos en los cuales el acceso de los camiones al punto de colocación era factible.

El montaje con pipe-layer se ha empleado en los tramos de pendiente moderada con accesos difíciles.

El montaje con pórtico-carretón se ha empleado en los tramos en los que el camión tenía entrada en la misma zanja.

Y por último, el montaje con cabrestante se ha empleado en los tramos de fuerte pendiente.

Una vez colocado un tubo y antes de colocar el siguiente, se prueba la junta mediante una máquina especialmente proyectada al efecto. Esta operación, que se hace en todas las juntas, da una garantía absoluta de la corrección del montaje.

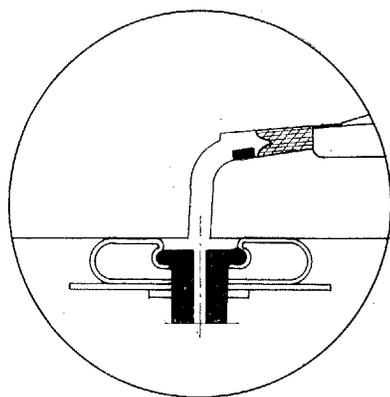
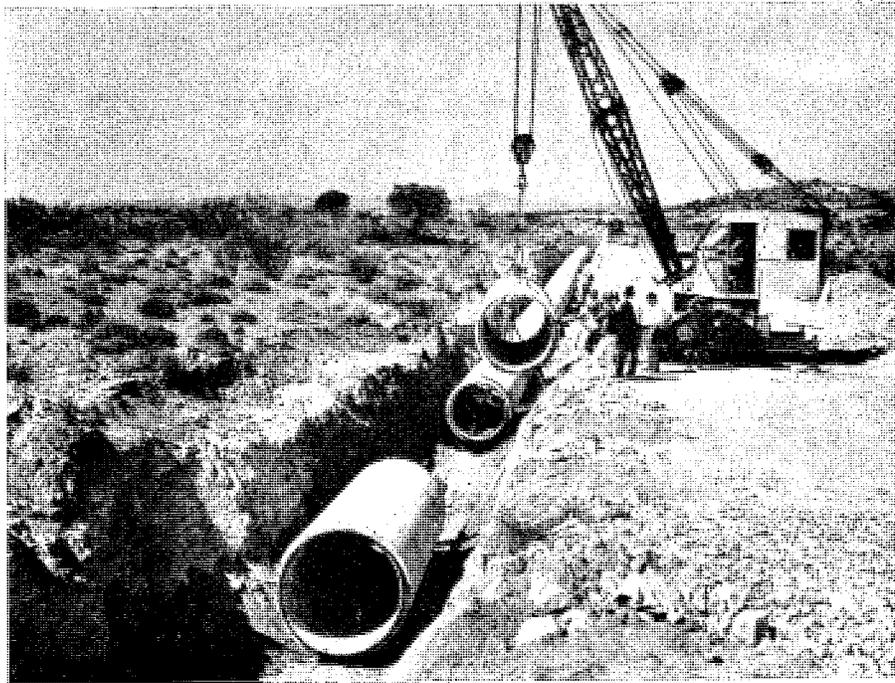


Fig. 15. — Máquina para probar juntas.

PLAZO DE EJECUCION

El total del tramo de hormigón pretensado a que se refiere esta comunicación tiene una longitud de 14.250 m y fue ejecutado en diez meses. Los tubos fueron fabricados en nueve meses, lo que obligó a un ritmo de fabricación que llegó a 15 tubos/día.



Tajo de colocación.



Tramo de colocación.



**CALDERERIA
GRUESA**

**ELABORADOS
METALICOS, S.A.
LA CORUÑA**

postes "KMAR", de hormigón pretensado

Texto de la comunicación presentada por Cámara, S. A., al Simposio Técnico Internacional de la F.I.P. sobre: «Elementos prefabricados de hormigón pretensado», celebrado, en Madrid, durante los días 3 y 4 de junio de 1968

Estos postes son fabricados en España por la Empresa CAMARA, S. A., en sus instalaciones de Valladolid y Villagarcía de Arosa (Pontevedra), y responden a las características que se indican en los apartados que siguen:

I. Antecedentes y evolución.

La fabricación en serie del poste KMAR fue iniciada en España desde hace algunos años como consecuencia de las peticiones de algunos agricultores dedicados a la explotación del lúpulo, que deseaban sustituir los postes de madera que empleaban en sus explotaciones y que les resultaban onerosos por su pronta pudrición (escasa duración), y de difícil adquisición, dada la cada día mayor escasez de éstos postes de madera y su constante aumento de precio.

Naturalmente se pensó, desde el primer momento, que la pieza a fabricar destinada a tal especialidad podría tener en su día otras aplicaciones, como en realidad así ha sucedido, por lo que se decidió acometer su programación dentro del ciclo productivo de la Empresa. Pero no cabe duda que en el primer proyecto de los postes tuvo influencia el fin o uso expuesto, agrícola, que sirvió de agente motor. Para responder a las exigencias de la explotación se limitaban largos y pesos que luego posteriormente, según veremos, han evolucionado ampliándose para poder satisfacer otras necesidades del mercado.

La conveniencia de evitar aristas, el logro del menor rozamiento al aire e incluso la misma semejanza con el poste de madera, que había de sustituirse en las mallas del lúpulo, aconsejaron desde un principio la sección circular como tipo. Y por razones de peso, esta sección debía ser hueca y con el espesor de hormigón y diámetro del poste más reducido posible. Con tal propósito se fabricaron algunas primeras unidades con un espesor del hormigón variable entre base y cogolla, para reducir en lo posible la diferencia de sección y, por consiguiente, también la de tensión de pretensado. Tenían estos postes, de diámetro en la base, 19 cm y en en la cogolla 12 cm y sus longitudes no excedían de 7 m, con la capacidad de armadura suficiente para soportar el esfuerzo del alambre que habían de sostener las plantas y cargas adicionales, que se valoraban en un tiro no superior a 50 kg. El peso del poste era del orden de 28 kg/m l.

La fabricación del poste con espesor variable resultaba algo complicada y, como quiera que no se evitaba del todo la diferencia de tensiones, se optó pronto por la fabri-

cación del poste con espesor único o constante de 3 cm, que ha llegado posteriormente hasta 4 cm. La práctica ha demostrado que estos espesores son suficientes para las aplicaciones normales.

Pronto se observó que estos postes, con ligeras modificaciones en lo que concierne a su longitud y cargas de trabajo en punta, eran los apropiados para ser empleados como apoyos en luces de baja y media tensión (hasta 30 kW de tensión) y conductores de hasta 50 mm² de sección total.

Se programó así una gama de postes de hasta 10 m de longitud total y 250 kg de carga útil de trabajo. En estos postes se ha vuelto a dar más espesor en la sección punta llegando a 5 cm, siendo de 3,5 el espesor del anillo en la base y presentando el poste dos conicidad interiores, una del 1 por 100 en los dos tercios de su longitud próxima a la base, y otra del 1,80 por 100, en el resto (lado de la punta). Estos postes presentaban las siguientes ventajas sobre:

a) *Los de madera:*

Mayor duración.
Control y conocimiento de la carga a soportar.

b) *Los metálicos:*

1.b. No necesitan conservación.
2.b. Menor costo.

c) *Sobre los postes no pretensados o rectangulares:*

Menor peso.
En todos los ejes resistencia suficiente.
Mayor coeficiente a la fisuración.
Menor esfuerzo al viento.

1, b.

Estudiaremos a continuación el costo de un kilómetro de línea trifásica de alta tensión 15 kW con postes KMAR, postes metálicos pintados y postes metálicos galvanizados y conductor Al-Ac de 27,87 mm² de sección total, en lo que se refiere al apoyo.

En terreno a nivel son necesarios 10 apoyos de 9 m de longitud, con cruceta en cogolla, tipo bandeja.

Los apoyos serán:

- A) KMAR de 9 m de longitud total, 120 kg de carga útil en punta, precio de costo 1.000 pesetas.
- B) Metálico pintado, formado por cuatro angulares en sus esquinas de 40 × 40 × 4 y platabandas de 40 × 4 cada una o celosía con redondo (poste metálico más ligero del mercado), peso de 100 kg, superficie a proteger: 2,04 m², costo 100 × 13 = 1.300 pesetas.

C) Metálico galvanizado, igual al anterior, peso de 105 kg, y precio: $105 \times 16 = 1.680$ pesetas.

10 apoyos KMAR, 9 m 120 kg	10×1.000	10.000 ptas km
10 apoyos metálicos galv.	10×1.680	16.800 ptas km
10 apoyos metálicos pintados	10×1.300	13.000 ptas km

Ahora bien, si se utilizan apoyos metálicos pintados, hay que tener en cuenta la conservación, cuyos inconvenientes y orden de importancia son:

a) Corte de tensión cada diez años al pintar los apoyos.

b) Coste de pintura. El coste por kilómetro de línea de pintura es:

2,04 m² por apoyo, por 10 apoyos = 20,40 m².

1,5 kg de pintura al minio por m², a ptas. kg 61,50.

0,75 kg de pintura aluminio por m², a ptas kg 96,90.

2 horas pintor, incluso dietas y S. S., por m², a 60 ptas./h.

$$1,5 \times 61,50 \times 20,4 = 1.881,90$$

$$0,75 \times 96,90 \times 20,4 = 1.482,60$$

$$2 \times 60 \times 20,40 = 2.448,00$$

Importe por kilómetro, cada diez años, pesetas 5.812,50 (a precio actual) y que representa más del 50 por 100 del importe de los apoyos de hormigón.

c) Es muy conveniente señalar que, si bien pueden construirse líneas reglamentarias, en las que los apoyos de alineación no es necesario tengan ninguna resistencia en el sentido de línea, ésta es necesaria para el transporte y sobre todo para el tendido de conductores, evitándose con los postes redondos tener que anclar durante el tendido, así como roturas que, por bajo tanto por ciento que representen, encarece el costo por kilómetro al tener que suspender trabajos, arrancar el apoyo roto y montar otro en su sustitución. Cada vez este punto es de mayor importancia por la tendencia a utilizar armados en "Napp" con aisladores suspendidos.

Fisuración.

En el poste de hormigón armado se presenta con el 0,4-0,6 de su carga útil.

En el poste KMAR se presenta con el 1,3 de su carga útil.

En el primero, las fisuras se mantienen, y en el segundo, cierran totalmente.

Transporte y colocación.

En razón a su reducido peso, el transporte y colocación de estos postes no supone ningún problema especial. Tampoco su longitud es excesiva, por lo que no obliga a adoptar medidas especiales para cumplir los reglamentos de circulación. Por otra parte, su simetría permite la colocación en cualquier posición. En general, los propios usuarios retiran de las fábricas los postes y se encargan de su colocación en obra.

Ventajas.

Durante los años que han transcurrido desde su aplicación, no conocemos ningún caso de destrucción de estos postes. Desde luego no es mucho el tiempo, seis a siete años, pero como en este plazo sí hemos visto armaduras sin protección en postes de hormigón armado, nos hace pensar que el buen estado de conservación de estos postes KMAR supondrá una duración prácticamente ilimitada, de no intervenir circunstancias anormales. Quizá sea esta una de las explicaciones de la extensión en el mercado de estos postes, dado que la duración de los de madera es bien limitada, y en cuanto a los metálicos, aparte de su carestía, suponen, como ya hemos visto, un elevado gasto de pintura para su conservación.

Comportamiento en los ensayos.

Las aplicaciones usuales de estos postes son las agrícolas, alumbrado, líneas de pozos para riego y redes de distribución de energía hasta 30 kW. Evidentemente, en estas aplicaciones, generalmente, los postes soportan unas sollicitaciones normales y su comportamiento es correcto. Sin embargo, se han tenido en cuenta posibles situaciones anormales, como la formación del manguito de hielo, la rotura de un alambre o los vientos huracanados. Estas cargas excepcionales pueden solicitar al poste según cualquier dirección; aun en estos casos, por la simetría de la pieza y su forma, queda muy aminorado su efecto, disponiéndose, en todas las direcciones, de la superficie de reserva necesaria para poder soportar las cargas excepcionales. El grado de pretensado ha sido tenido en cuenta también al efecto, adoptándose tensiones admisibles para la llamada carga media, que es la que se presenta en la práctica, y para la que, por ejemplo, no hay que considerar más que el 25 por 100 del viento máximo.

La seguridad mínima al agotamiento se comprueba con una carga de 2,5 veces la carga normal y con el pretensado final después de las pérdidas; se adopta un diagrama rectangular de tensiones en la zona de compresión, con una resistencia para el hormigón igual a $0,7 \cdot R_h$, siendo R_h la resistencia en rotura del hormigón a veintiocho días de edad y en probeta cúbica de 15×15 cm.

Detalles constructivos y tecnología de la producción.

Se acompañan planos de los postes 9/120 y 10/200, así como un cuadro general de características de los postes que se fabrican, donde pueden apreciarse los detalles constructivos.

Para la fabricación de los postes se emplea un hormigón preparado con supercemento P-450; áridos silíceos de la región, lavados y con tres clasificaciones, arena, gravilla de 3/8 y de 8/12 y baja relación agua-cemento. Se obtiene así una resistencia mínima de 550 kg/cm^2 , en probeta cúbica de 15×15 cm, a la edad de veintiocho días.

Como armadura principal se emplea alambre corrugado de 3 y 5 mm de diámetro, con resistencias de 160 y 150 kg/mm^2 , respectivamente. La armadura adicional que se aplica para obtener la seguridad requerida es también de acero de las mismas características que el de la armadura principal.

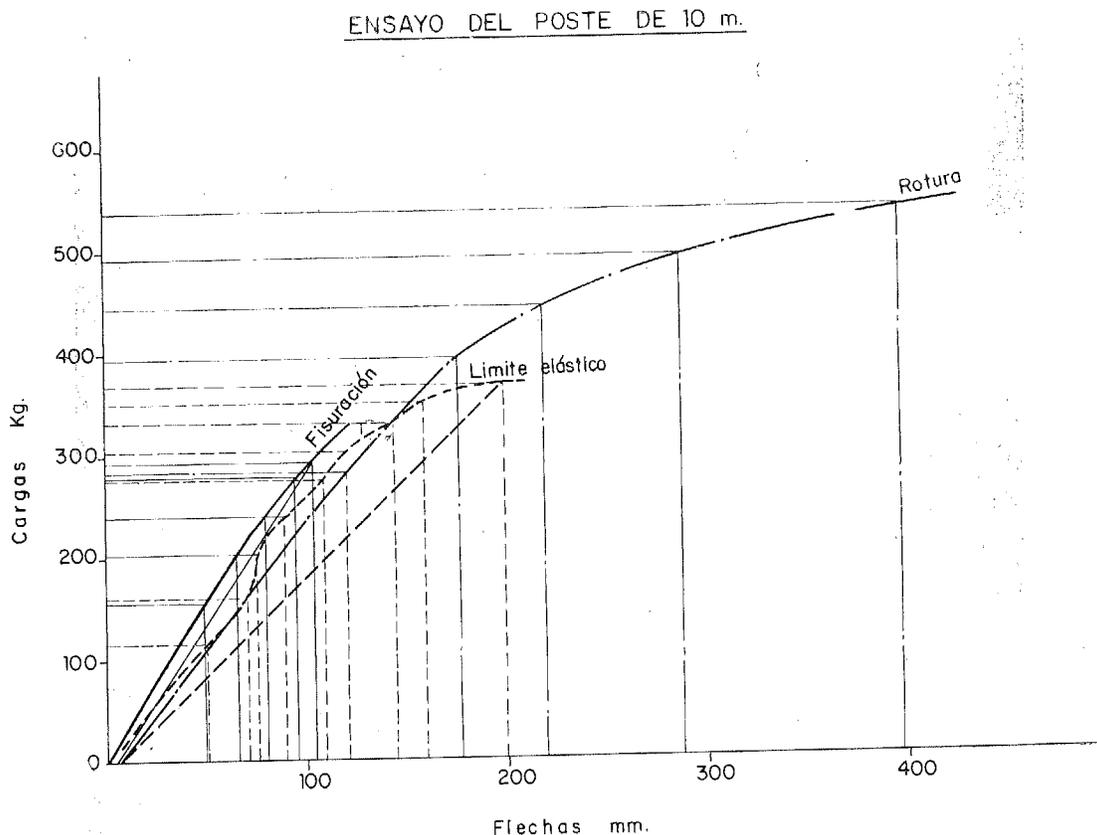
Los postes responden al tipo de armadura pretensada con adherencia directa, siendo la fuerza de tensión por alambre de 742 kg con 3 mm y de 2.060 kg con 5 mm. En todos

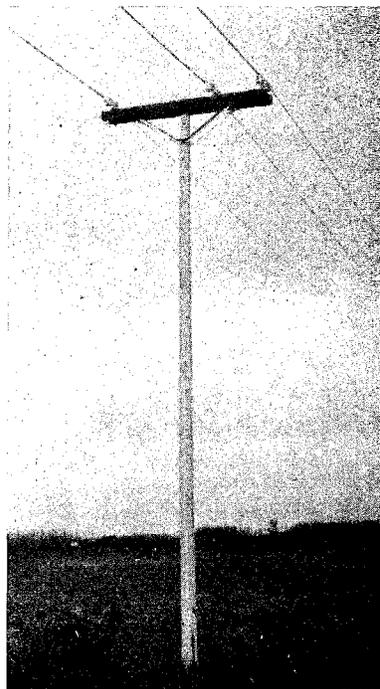
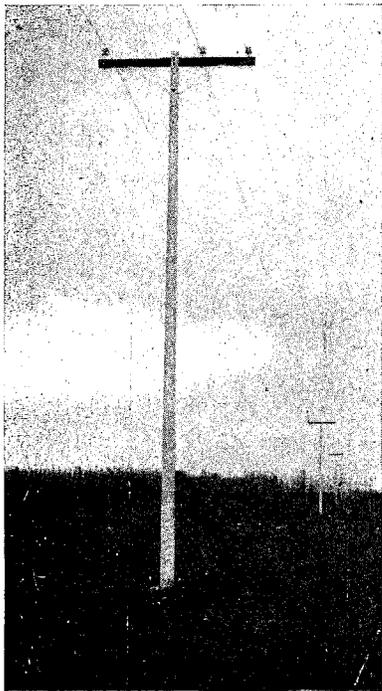
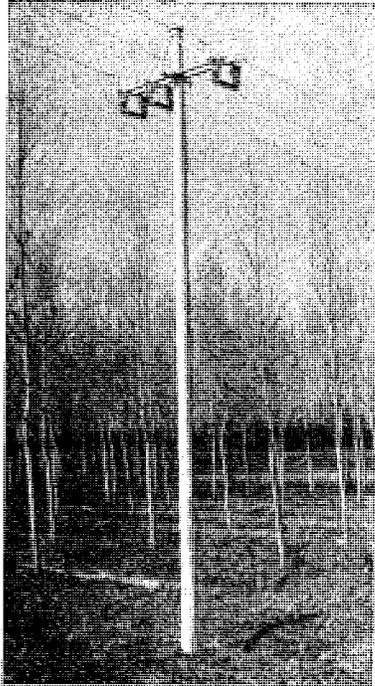
los casos el grado de pretensado después de las pérdidas, en la sección más desfavorable sin carga exterior, es superior al fijado en las Normas.

Se emplea el procedimiento de bastidores metálicos como bancos de tesado, con dos y tres moldes cada uno, móviles y transportables por medio del correspondiente puente grúa. El vertido y compactación del hormigón se facilita con vibradores de alta frecuencia que funcionan a 9.000 r.p.m., y el curado hasta el destesado se efectúa por un sistema eléctrico de calefacción. Una vez destesado se completa el curado, primero al agua y después al aire.

Actualmente la capacidad de producción es de 30 postes de los diversos tipos por día.

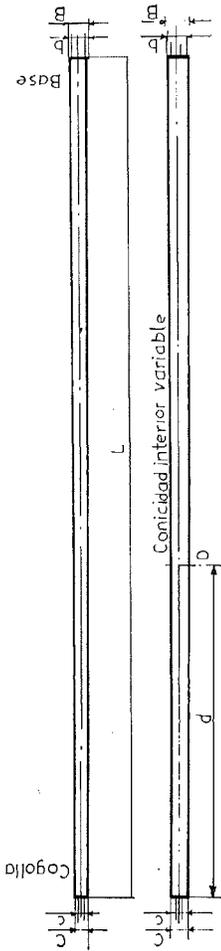
Los postes llevan en su extremo superior los orificios para acoplar los soportes y crucetas de los cables, que en ocasiones solicita el cliente. Igualmente llevan los postes unos taladros para disponer la correspondiente escalerilla móvil y permitir el trabajo en la parte superior del poste. Las palomillas son de diferentes tipos y la sujeción se efectúa con tornillos, generalmente.





CAMARA, S. A.
Viguetas Castilla

POSTES
"KMAR"



POSTE TIPO	D I M E N S I O N E S										A R M A D U R A					Peso del Poste Kg.	
	Longit. L m.	DIAMETROS BASE		Espes. base cm.	DIAMET. COGOLLA		Espes. cogolla cm.	Distancia de cogolla a sección de variación de conicidad interior d m.	Espes. sección D cm.	Volumen de hormig m. ³	Alambres tensos	Fuerza de tiro Kg.	Cercos a 1,50 base	Refuerzos (ver planos)	C E R C O S		
		Exter. B cm.	Inter. b cm.		Exter. C cm.	Inter. c cm.									Base		Cogolla
7/90	7.—	19	13	3	12	6	3	conicidad interior constante	—	0,0825	6 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	1.400	7	—	3 φ 3	3 φ 3	200
7/110	7.—	19	13	3	12	6	3	conicidad interior constante	—	0,0825	8 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	1.400	7	—	3 φ 3	3 φ 3	200
7/130	7.—	19	13	3	12	6	3	conicidad interior constante	—	0,0825	10 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	1.400	7	—	3 φ 3	3 φ 3	200
8/85	8.—	20	14	3	12	6	3	conicidad interior constante	—	0,098	12 φ 3 de 160 Kg./mm. ²	742	7	4 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	3 φ 3	3 φ 3	235
8/105	8.—	20	14	3	12	6	3	conicidad interior constante	—	0,098	16 φ 3 de 160 Kg./mm. ²	742	7	4 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	3 φ 3	3 φ 3	235
8/125	8.—	20	14	3	12	6	3	conicidad interior constante	—	0,098	20 φ 3 de 160 Kg./mm. ²	742	7	4 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	3 φ 3	3 φ 3	235
9/80	9.—	21	15	3	12	6	3	conicidad interior constante	—	0,1145	12 φ 3 de 160 Kg./mm. ²	742	11	4 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	3 φ 3	3 φ 3	275
9/100	9.—	21	15	3	12	6	3	conicidad interior constante	—	0,1145	16 φ 3 de 160 Kg./mm. ²	742	11	4 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	3 φ 3	3 φ 3	275
9/120	9.—	21	15	3	12	6	3	conicidad interior constante	—	0,1145	20 φ 3 de 160 Kg./mm. ²	742	11	4 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	3 φ 3	3 φ 3	275
9/135	9.—	21	13	4	12	4	4	conicidad interior constante	—	0,141	20 φ 3 de 160 Kg./mm. ²	742	8 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	Zuncho φ 3 en toda su long.	3 φ 3	3 φ 3	345
9/200	9.—	26	19	3,5	17	7	5	3,5 m.	3,5	0,195	12 φ 5 de 150 Kg./mm. ²	2.060	4 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	5 φ 3	5 φ 3	470	
9/250	9.—	26	19	3,5	17	7	5	3,5 m.	3,5	0,195	16 φ 5 de 150 Kg./mm. ²	2.060	4 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	5 φ 3	5 φ 3	470	
10/200	10.—	27	20	3,5	17	7	5	3,5 m.	3,5	0,2117	16 φ 5 de 150 Kg./mm. ²	2.060	—	5 φ 3	5 φ 3	510	
10/250	10.—	27	20	3,5	17	7	5	3,5 m.	3,5	0,2117	16 φ 5 de 150 Kg./mm. ²	2.060	8 φ 5 de 120 Kg./mm. ²	5 φ 3	5 φ 3	510	

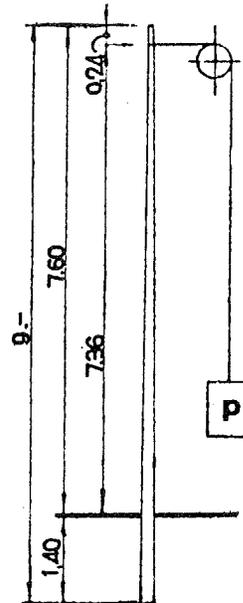
CAMARA, S. A.

Viguetas Castilla

ENSAYO DE POSTES

Tipo: 120 Destensado a: 16 horas
 Prueba: Fisuración 1,3 P = 156 Long. libre ensayo: 7,36 m.
 Esfuerzo en punta: 120 Kg. Fabricación: 14-10-66
 Ensayo día: 21-11-66 Peso total: 280 Kg.
 Longitud total: 9 m.

Dosificación por m³ {
 500 Kg. cemento P-450
 916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
 476 Kg. gravilla 8 ÷ 12
 455 Kg. arena
 130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES				ACEROS	
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	
	15 × 15	15 × 30	20 × 20	56 × 15 × 15	
16 horas		360	425	Diámetro: φ 3	
28 días	580	488		Tensión rotura: 16.000	
				Tensión inicial: 10.500	
				48,7	

NOTAS:

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,750	17,750		
45,100	62,850		
43,800	106,650		
18,750	125,400		
18,000	143,400		
12,000	155,400		
4,500	159,900		Fisura.

CAMARA, S. A.

Viguetas Castilla

ENSAYO DE POSTES

Tipo: 120

Prueba: rotura

Esfuerzo en punta: 120 Kg.

Ensayo día: 21-11-66

Longitud total: 9 m.

Destensado a: 16 horas

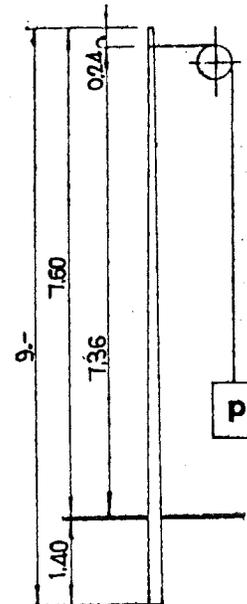
Long. libre ensayo: 7,36 m.

Fabricación: 14-10-66

Peso total: 280 Kg.

Dosificación por m³ {

- 500 Kg. cemento P-450
- 916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
- 476 Kg. gravilla 8 ÷ 12
- 455 Kg. arena
- 130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES					ACEROS
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	Diámetro: ϕ 3 Tensión rotura: 16.000 Tensión inicial: 10.500
	15 x 15	15 x 30	20 x 20	56 x 15 x 15	
16 horas		360	425		
28 días	580	488		48,7	

NOTAS: Zunchado con espiral de ϕ 3.

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,750			
45,100	62,850		
43,800	106,650		
35,800	142,450		
27,800	170,250		
27,700	197,950		
17,750			
45,100	62,850		
43,800	106,650		
35,800	142,450		
27,800	170,250		
27,700	197,950		
18,750	216,700		
18,000	234,700		

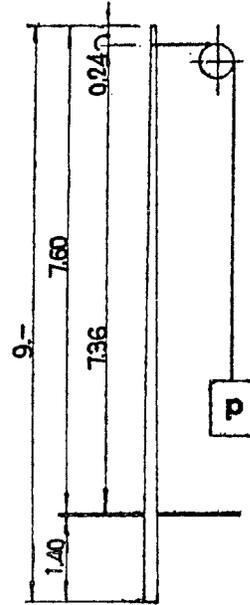
Permanece con esta carga dos horas, se descarga cerrándose todas las fisuras y se inicia de nuevo el cargue.

CAMARA, S. A.
Viguetas Castilla

ENSAYO DE POSTES

Tipo: Detensado a: horas
 Prueba: Long. libre ensayo: m.
 Ensayo en punta: Kg. Fabricación:
 Ensayo día: Peso total: Kg.
 Longitud total:

Dosificación por m³ }
 Kg. cemento
 Kg. gravilla 8 ÷ 12
 Kg. gravilla 3 ÷ 8
 Kg. arena
 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES				ACEROS	
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	Diámetro:
	15 × 15	15 × 30	20 × 20		
16 horas					Tensión rotura:
28 días					Tensión inicial:

NOTAS:

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
9,500	244,200		
9,500	253,700		
9,500	263,200		
9,500	272,700		
31,700	304,400		En pesas pequeñas. $C_R = \frac{304,40}{120} = 2,53$

CAMARA, S. A.

ENSAYO DE POSTES

Viguetas Castilla

Tipo: 120

Destensado a: 16 horas

Prueba: Fisuración 1,3 P = 156

Long. libre ensayo: 7,36 m.

Esfuerzo en punta: 120 Kg.

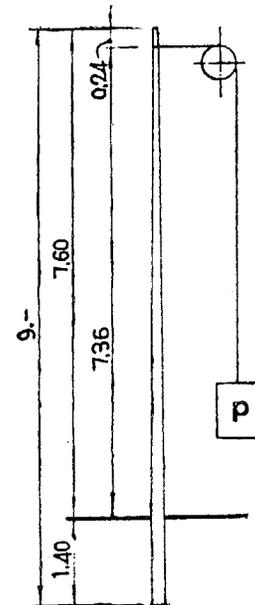
Fabricación: 13-10-66

Ensayo día: 21-11-66

Peso total: 280 Kg.

Longitud total: 9 m.

Dosificación por m³ {
 500 Kg. cemento P-450
 916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
 476 Kg. gravilla 8 ÷ 12
 455 Kg. arena
 130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES					ACEROS
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	Diámetro: ϕ 3 Tensión rotura: 16.000 Tensión inicial: 10.500
	15 x 15	15 x 30	20 x 20	56 x 15 x 15	
16 horas		352	425		
28 días	553	451		46,8	

NOTAS: Zunchado con espiral de ϕ_a 3 mm.

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,750	17,750		
45,100	62,850		
43,800	106,650		
18,750	125,400		
18,000	143,400		
12,000	155,400		

CAMARA, S. A.

ENSAYO DE POSTES

Viguetas Castilla

Tipo: 120

Destensado a: 16 horas

Prueba: Rotura

Long. libre ensayo: 7,36 m.

Esfuerzo en punta: 120 Kg.

Fabricación: 13-10-66

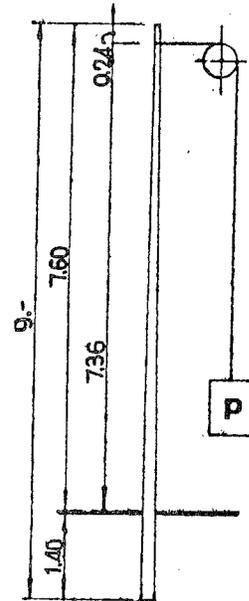
Ensayo día: 21-11-66

Peso total: 280 Kg.

Longitud total: 9 m.

Dosificación por m³ {

- 500 Kg. cemento P-450
- 916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
- 476 Kg. gravilla 8 ÷ 12
- 455 Kg. arena
- 130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES				ACEROS
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción
	15 × 15	15 × 30	20 × 20	
16 horas		352	425	Diámetro: φ 3
28 días	553	451		Tensión rotura: 16.000
			46,8	Tensión inicial: 10.500

NOTAS:

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,750	17,750		
45,100	106,650		
43,800	142,450		
35,800	170,250		
27,800	197,950		
27,700	216,700		
18,750	234,700		
18,000	244,200		
9,500	253,700		
9,500	263,200		
9,500	272,700		
9,500	277,550		
4,850	282,350		
4,800	287,100		
4,750	291,850		
4,750	294,850		
3,000			

$$C_r = \frac{294,850}{120} = 2,457$$

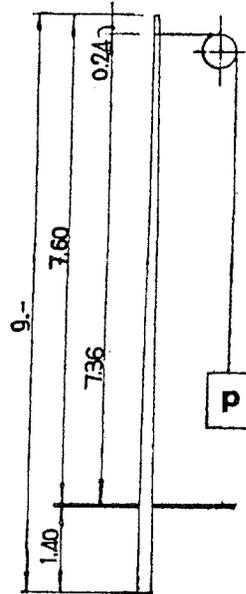
Rotura.
Rompe por el empotramiento.

CAMARA, S. A.

ENSAYO DE POSTES

Viguetas Castilla

Tipo: 135 Destensado a: 16 horas
 Prueba: Fisuración 1,3 P = 162,500 Long. libre ensayo: 7,36 m.
 Esfuerzo en punta: 135 Kg. Fabricación: 4-4-63
 Ensayo día: 8-5-63 Peso total: 362 Kg.
 Longitud total: 9 m.



Dosificación por m³ {
 500 Kg. cemento P-450
 916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
 476 Kg. gravilla 8 ÷ 12
 455 Kg. arena
 130 litros agua

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES					ACEROS	
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	Diámetro: ϕ 3	Tensión rotura: 16.000
	15 x 15	15 x 30	20 x 20	56 x 15 x 15		
16 horas		328	430		Tensión inicial: 10.500	
28 días	545	460		42,75		

NOTAS:

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,750	17,750		
49,500	67,250		
48,500	115,750		
48,100	160,850		
2,000	162,750	140	Se descarga quedando una flecha residual de 9 mm.

CAMARA, S. A.

ENSAYO DE POSTES

Viguetas Castilla

Tipo: 135

Destensado a: 16 horas

Prueba límite elástico 1,6 P = 200 Kg.

Long. libre ensayo: 7,36 m.

Esfuerzo en punta: 135 Kg.

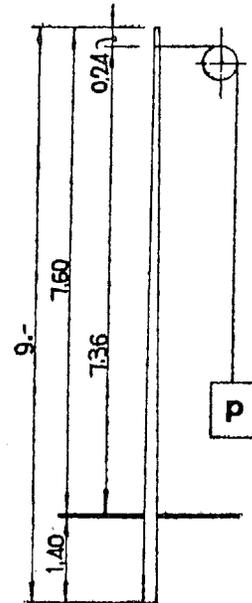
Fabricación: 4-4-63

Ensayo día 8-5-63

Peso total: 362 Kg.

Longitud total: 9 m.

Dosificación por m³ {
 500 Kg. cemento P-450
 916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
 476 Kg. gravilla 8 ÷ 12
 455 Kg. arena
 130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES				ACEROS	
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	
	15 × 15	15 × 30	20 × 20	56 × 15 × 15	
16 horas		328	430	Diámetro: φ 3	
28 días	545	460		Tensión rotura: 16,000	
				Tensión inicial: 10,500	
				42,75	

NOTAS:

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,750	17,750	324	Se descarga quedando una flecha residual de 17,5 mm.
49,500	67,250		
48,500	115,750		
45,100	160,850		
35,800	196,650		
3,200	199,850		

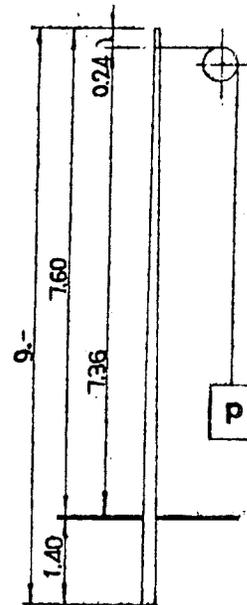
CAMARA, S. A.

ENSAYO DE POSTES

Viguetas Castilla

Tipo: 135 Destensado a: 16 horas
 Prueba: Rotura Long. libre ensayo: 7,36 m.
 Esfuerzo en punta: 135 Kg. Fabricación: 4-4-63
 Ensayo día 8-5-63 Peso total: 362 Kg.
 Longitud total: 9 m.

Dosificación por m³ {
 500 Kg. cemento P-450
 916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
 476 Kg. gravilla 8 ÷ 12
 455 Kg. arena
 130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES				ACEROS	
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	Diámetro: ϕ 3 Tensión rotura: 16.000 Tensión inicial: 10.500
	15 x 15	15 x 30	20 x 20	56 x 15 x 15	
16 horas		328	430		
28 días	545	460		42,75	

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,750	17,750		
49,500	67,250		
48,500	115,750		
45,100	160,850		
43,800	204,650	280	
35,800	240,450	387	
18,750	259,200	458	
18,000	277,200	497	
9,500	286,700	537	
10,500	297,200	560	
9,500	306,700	605	
9,500	316,200	643	
9,500	325,700	684	
4,000	329,700	720	
4,790	334,490	742	
4,750	339,240	782	
4,800	344,040	782	
4,860	348,900	813	
4,850	353,750	827	
5,000	358,750	855	
6,300	365,050	868	
6,100	371,150	894	
4,500	375,650	912	
4,500	380,150	952	

Rotura coef. seg. = $\frac{380,15}{135} = 2,81$

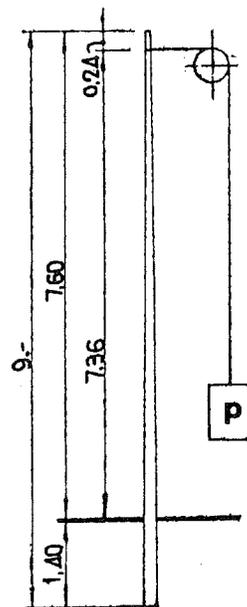
CAMARA, S. A.
Viguetas Castilla

ENSAYO DE POSTES

Tipo: 135
 Prueba: Fisuración 1,3 P = 175,5
 Esfuerzo en punta: Kg.
 Ensayo día: 21-11-66
 Longitud total: 9 m.

Destensado a: 16 horas
 Long. libre ensayo: 7,36 m.
 Fabricación: 7-10-66
 Peso total: 350 Kg.

Dosificación por m³ {
 500 Kg. cemento P-450
 916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
 478 Kg. gravilla 8 ÷ 12
 455 Kg. arena
 130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES				ACEROS
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción
	15 × 15	15 × 30	20 × 20	
16 horas		342	440	56 × 15 × 15
28 días	540	470		46,1

Diámetro: φ 3
 Tensión rotura: 16.000
 Tensión inicial: 10.500

NOTAS: Espesor del hormigón, 4 cm., y zuncho en espiral de φ 3 mm.

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,750			
48,500	66,250		
45,100	111,350		
43,800	155,150		
18,750	173,900		No aparecen fisuras y se sigue cargando.
18,000	191,900		
9,500	201,400		
9,500	210,900		
9,500	220,400		Fisura.
			$C_f = \frac{220,400}{120} = 1,83$

CAMARA, S. A.

Viguetas Castilla

ENSAYO DE POSTES

Tipo: 135

Prueba: Rotura

Esfuerzo en punta: 135 Kg.

Ensayo en día: 21-11-66

Longitud total: 9 m.

Destensado a: 16 horas

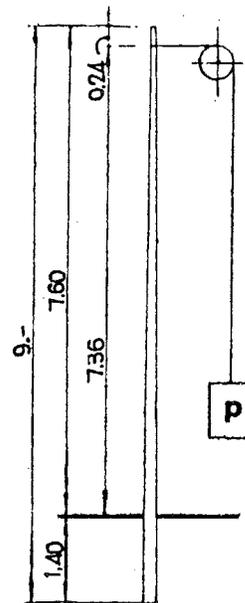
Long. libre ensayo: 7,36 m.

Fabricación: 7-10-66

Peso total: 350 Kg.

Dosificación por m³ {

- 500 Kg. cemento P-450
- 916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
- 478 Kg. gravilla 8 ÷ 12
- 455 Kg. arena
- 130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES				ACEROS	
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	Diámetro: ϕ 3 Tensión rotura: 16.000 Tensión inicial: 10.500
	15 x 15	15 x 30	20 x 20		
16 horas		342	440		
28 días	540	470		46,1	

NOTAS:

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,750			
48,500	66,250		
45,100	111,350		
43,800	155,150		
35,800	190,950		
27,800	218,750		
27,700	246,450		
18,750	265,200		
18,000	283,200		
9,500	292,700		
9,500	302,200		
9,500	311,700		
9,500	321,200		
50,080	371,280		

$C_R = \frac{371,28}{135} = 2,75$

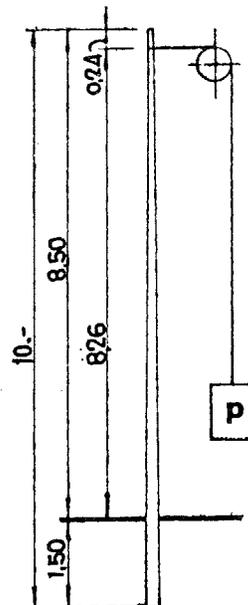
CAMARA, S. A.

ENSAYO DE POSTES

Viguetas Castilla

Tipo: 200	Destensado a: 16 horas
Prueba: Aplicación	Long. libre ensayo: 8,26 m.
Esfuerzo en punta: 200 Kg.	Fabricación: 7-1-64
Ensayo día: 8-3-64	Peso total: 510 Kg.
Longitud total: 10 m.	

Dosificación por m ³	}	500 Kg. cemento P-450
		916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
		476 Kg. gravilla 8 ÷ 12
		455 Kg. arena
		130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES				ACEROS	
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	
	15 × 15	15 × 30	20 × 20	56 × 15 × 15	
16 horas		336	410	Diámetro: ϕ 5	
28 días	580	475		Tensión rotura: 150 Kg./m. ²	
				Tensión inicial: 10.500	

NOTAS:

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,250	17,250	74,50	Se mantiene la carga durante tres minutos sin aparecer fisuras. Se descarga el poste no quedando flecha residual.
49,500	66,750		
48,500	115,250		
45,100	160,350		
35,800	196,150		
35,800	231,950		
35,800	231,950		

CAMARA, S. A.

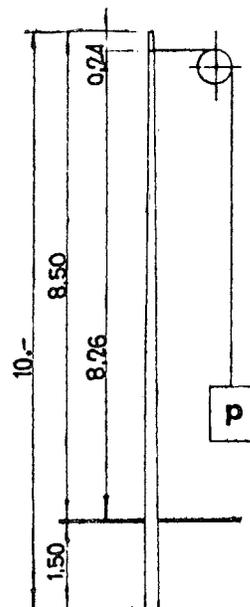
Viguetas Castilla

ENSAYO DE POSTES

Tipo: 200
Prueba: Fisuración 1,3 P = 260
Esfuerzo en punta: 200 Kg.
Ensayo día: 8-3-64
Longitud total: 10 m.

Destensado a: 16 horas
Long. libre ensayo: 8,26 m.
Fabricación: 7-1-64
Peso total: 510 Kg.

Dosificación por m³ {
500 Kg. cemento P-450
916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
476 Kg. gravilla 8 ÷ 12
455 Kg. arena
130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES				ACEROS	
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	
	15 × 15	15 × 30	20 × 20	56 × 15 × 15	
16 horas		336	410		Díámetro: φ 5
28 días	580	475		48,10	Tensión rotura: 150 Kg./m. ²
					Tensión inicial: 10.500

NOTAS:

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,250	17,250		
49,500	66,750		
48,500	115,250		
45,100	160,350	50	
43,800	204,150	67	
35,800	239,950	82	
35,800	275,750	96	No se observan fisuras. Se descarga quedando una flecha residual de 5 mm.

CAMARA, S. A.

ENSAYO DE POSTES

Viguetas Castilla

Tipo: 200

Prueba: Lím. elástico $1,6 \times P = 320$

Esfuerzo en punta: 200 Kg.

Ensayo día: 8-3-64

Longitud total: 10 m.

Destensado a: 16 horas

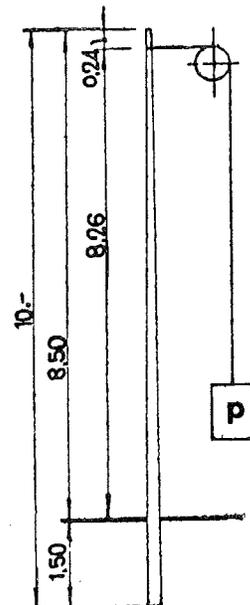
Long. libre ensayo: 8,26 m.

Fabricación: 7-1-64

Peso total: 510 Kg.

Dosificación por m³ {

- 500 Kg. cemento P-450
- 916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
- 476 Kg. gravilla 8 ÷ 12
- 455 Kg. arena
- 130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES				ACEROS	
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	
	15 × 15	15 × 30	20 × 20	56 × 15 × 15	
16 horas		336	410		Diámetro: ϕ 5 Tensión rotura: 150 Kg./m. ² Tensión inicial: 10.500
28 días	580	475		48,10	

NOTAS:

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,250	17,250		
49,500	66,750		
48,500	115,250	46	
45,100	160,350	57,50	
43,800	204,150	72,50	
35,800	239,250	86	
35,800	275,750	105	
27,800	303,450	116	
27,700	330,250	140	Aparecen fisuras. Se descarga cerrándose totalmente las fisuras. Flecha residual 12 mm.

CAMARA, S. A.
Viguetas Castilla

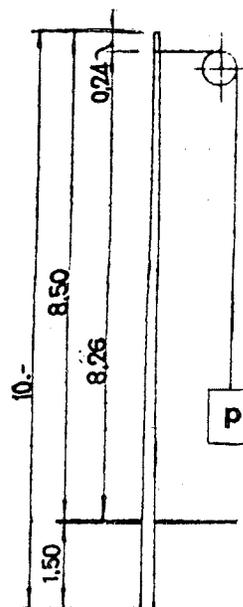
ENSAYO DE POSTES

Tipo: 200
Prueba: Rotura
Esfuerzo en punta: 200 Kg.
Ensayo día: 8-3-64
Longitud total: 10 m.

Destensado a: 16 horas
Long. libre ensayo: 8,26 m.
Fabricación: 7-1-64
Peso total: 510 Kg.

Dosificación por m³ {

- 500 Kg. cemento P-450
- 916 Kg. gravilla 3 ÷ 8
- 476 Kg. gravilla 8 ÷ 12
- 455 Kg. arena
- 130 litros agua



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES				ACEROS	
Tiempo	Resistencia a compresión			Resistencia a Flexotracción	Diámetro: ϕ 5
	15 x 15	15 x 30	20 x 20		
16 horas		336	410		Tensión rotura: 150 Kg./m. ²
28 días	580	475		48,10	Tensión inicial: 10.500

NOTAS:

ETAPAS DEL ENSAYO

CARGAS EN PUNTA		Flechas mm.	OBSERVACIONES
Parcial	Total		
17,250	17,250		
46,500	63,750		
110,000	173,750		
110,000	283,750	137	
49,500	333,250	170	
48,500	381,750	213	
45,100	426,750	284	
43,800	470,650	390	
35,800	506,450		
35,800	542,250		
			Rompe. Las cargas de 110 Kg. no se podían colocar bien por ser grandes, sufriendo, por tanto, el poste.

factores que intervienen en la determinación del recubrimiento de armaduras pretensadas en los postes de hormigón para líneas eléctricas

Texto de la comunicación presentada por D. José Antonio Fernández Ordóñez, Dr. Ing. de Caminos, al Simposio Técnico Internacional de la F.I.P. sobre: «Elementos prefabricados de hormigón pretensado» celebrado, en Madrid, durante los días 3 y 4 de junio de 1968

Para determinar el recubrimiento de las armaduras pretensadas en los postes para líneas eléctricas, es necesario tener en cuenta una serie de factores que con frecuencia no se consideran.

En la actualidad se recomiendan en estas piezas unos recubrimientos semejantes a los del hormigón armado, sin valorar los siguientes factores, a nuestro entender, muy importantes:

1. Tensiones de compresión previas en el hormigón.
2. Tensiones del hormigón para la sollicitación máxima.
3. Características de la armadura.
4. Anclajes en los extremos de las armaduras.

1. Tensiones de compresión previas en el hormigón.

Evidentemente, los recubrimientos óptimos no pueden ser los mismos en postes donde las tensiones previas de las fibras exteriores son bajas, que en donde son altas. En estas últimas, el recubrimiento puede y debe ser menor para un mejor aprovechamiento del poste.

2. Tensiones del hormigón para la sollicitación máxima.

Hay que tener en cuenta que los esfuerzos grandes en los postes de líneas eléctricas no son continuos, sino a ráfagas, valorando: *a)* el tanto por ciento de tiempo que exista peligro de oxidación; *b)* que desaparecida la sollicitación se producen nuevamente importantes compresiones cerrándose por completo las posibles fisuras; *c)* si se admiten o no tracciones en el hormigón.

3. Características de la armadura.

También el recubrimiento depende de las características de los alambres, fundamentalmente del diámetro y tipo de corrugado, así como de su capacidad adherente.

4. Anclajes en los extremos de las armadura

En los postes donde el pretensado se hace exclusivamente por adherencia, sin anclajes en sus extremos, los recubrimientos deberán tener en cuenta que la reiteración de sollicitación reduce las tensiones previas en las zonas de las dos extremidades del poste.

En resumen, y como ejemplo experimental, podemos asegurar que unos postes para líneas eléctricas con las características adjuntas siguientes, según los puntos 1.º, 2.º, 3.º y 4.º, han tenido un resultado totalmente satisfactorio después de quince años de servicio en las condiciones más desfavorables, como pueden ser la de estar colocados en terrenos marítimos y en las más duras condiciones climatológicas, con un recubrimiento de 10 mm.

Características de los postes que se indican como ejemplo (ver dibujos y cálculos adjuntos).

1.º Tensiones de compresión previas en el hormigón.

Zona inferior del poste: fibras exteriores	128 kg/cm ²
Zona superior del poste: fibras exteriores	169 kg/cm ²

2.º Tensiones del hormigón para la sollicitación correspondiente al límite elástico.

Zona inferior del poste: fibras exteriores	} + 288 kg/cm ² - 32 kg/cm ²
Zona superior del poste: fibras exteriores	

3.º Características del acero.

Tiene una forma geométrica que aumenta la adherencia con el hormigón. Esta forma geométrica es de tal naturaleza que la sección es absolutamente constante en todo lo largo de la directriz de los alambres, sin que existan cambios de sección bruscos que puedan producir efectos secundarios en las tensiones del alambre.

- a) Diámetro, 2,5 mm.
- b) Tensión mínima de rotura, 180 kg/mm².
- c) Límite elástico mínimo, 150 kg/mm².
- d) Tolerancias en diámetro y ovalización, 1 por 100.

A estos efectos, se considera como límite elástico la tensión capaz de dejar una deformación remanente de 0,2 por 100.

4.º Anclajes tipo Pacadar.

Otra comprobación experimental de estas teorías es el hecho de que aun salientes las armaduras en la cara superior del poste donde el agua puede permanecer, la oxidación no penetra en el poste.

En ningún poste pretensado con estas características, con recubrimiento de 8 a 10 mm, se han presentado indicios de oxidación.

Piezas con estas características con recubrimiento de 8 mm llevan más de quince años en el embarcadero del Club Náutico de San Juan de Puerto Rico, a 30 km del Mar Caribe, donde fracasan recubrimientos de pulgada y media a 50 m de la orilla del mar.

En una de las líneas del balneario de la Toja los postes llevan varios años en el mar, no dándose muestras de oxidación ni de ataque al hormigón porque el agua no puede penetrar a través de su superficie.

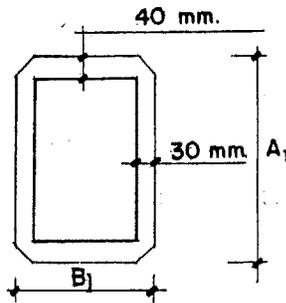
Ejemplo: Poste Pacadar tipo 475-R.

Cálculos:

Altura: $H = 12,5$ m

Empotramiento: $E = 0,15 \times 12,5 = 1,875$ m de la base

Altura libre: $H' = 12,5 - 1,875 = 10,675$ m



Sección de empotramiento.

Dimensiones:

$$A_1 = 450 - (450 - 200) \frac{1,875}{12,5} = 450 - 37,5 \approx 412 \text{ mm}$$

$$B_1 = 300 - (300 - 160) \frac{1,875}{12,5} = 279 \text{ mm}$$

Espesores de la pared (iguales a la de la base).

Area de la sección:

$$S = 412 \times 279 - (412 - 2 \times 40) (279 - 2 \times 30) = 42.240 \text{ mm}^2 = 422,4 \text{ cm}^2$$

Momentos de inercia:

$$I = \frac{1}{12} 27,9 \times 41,2^3 - \frac{1}{12} (27,9 - 2 \times 3,0) (41,2 \times 2 \times 4,0)^3 = 95.813 \text{ cm}^4$$

Tensión media en el hormigón.

Número de alambres: 116.

Fuerza de pretensado: $116 \times 465 = 54.000 \text{ kg}$.

Tensión media:

$$\sigma = \frac{54.000}{422,4} = 128 \text{ kg/cm}^2$$

Momento y carga en punta, en fisuración teórica:

$$M_f = \frac{2 \sigma I}{A_1} = \frac{2 \times 128 \times 95.813}{41,2} = 595.000 \text{ cm kg} = 5.950 \text{ m kg}$$

$$P_f = \frac{M_f}{H'} = \frac{5.950}{10,675} = 558 \text{ kg}$$

Momento y carga en punta, en rotura.

Se toma como cabeza de compresión el rectángulo $(27,9 \times 4) \text{ cm}^2$.

El c. d. g. de los 50 alambres de la cabeza inferior dista de la fibra extrema:

$$d = \frac{17 \times 1 + 17 \times 2,2 + 4 \times 3,2 + 4 \times 4,2 + 4 \times 5,2 + 4 \times 6,2}{50} = 2,6 \text{ cm}$$

El brazo mecánico correspondiente a estos alambres será:

$$b = 41,2 - 2 - 2,6 = 36,6 \text{ cm}$$

Para estos 50 alambres tomamos una carga proporcional a la distancia al eje de la zona de compresiones:

Momento de rotura:

$$\begin{aligned} M_r &= 50 \times 790 \times 36,6 + 4 \times 790 \times \frac{29,7}{36,6} \times 29,7 + 4 \times 790 \frac{23,7}{36,6} \times 23,7 = \\ &= 1.570.000 \text{ cm kg} = 15.700 \text{ m kg} \end{aligned}$$

Carga en punta, en rotura:

$$P_r = \frac{15.700}{10,675} = 1.470 \text{ m kg}$$

Tensiones del hormigón en trabajo para una carga en punta de 700 kg:

$$\sigma = \frac{700 \times 10,675 \times 100 \times 41,2}{2 \times 95.813} = \pm 160 \text{ kg/cm}^2$$

Pero como la tensión media de pretensado es: $\sigma = 128 \text{ kg/cm}^2$ quedan unas tensiones finales:

$$\sigma_1 = 128 + 160 = 288 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 128 - 160 = -32 \text{ kg/cm}^2$$

obtención de alambres de acero de relajación muy reducida

*Texto de la comunicación presentada por D. Peregrín Estellés,
Licenciado en Ciencias, al Simposio Técnico Internacional de
la F.I.P. sobre: «Aceros para prefensado» celebrado, en Madrid,
durante los días 6 y 7 de junio de 1968*

En una comunicación que yo presenté en abril del 67, en el Instituto Eduardo Torroja, con el nombre "Plasticidad de los alambres empleados en hormigón pretensado", expuse una serie de ensayos realizados con objeto de ver el comportamiento de estos alambres frente al fenómeno de relajación de tensiones, así como las variaciones que pueden obtenerse con tratamientos posteriores a las operaciones de trefilado.

Ante todo he de manifestar que todo lo que he experimentado y todo lo que se expone a continuación se refiere a alambres que han sufrido un tratamiento de patentado al plomo, antes de ser trefilados.

Las conclusiones sacadas de los diferentes tratamientos dados a los alambres, con objeto de atenuar la relajación, parecían indicar claramente que la mayor posibilidad de obtener los mejores resultados se encontraba en provocar, sobre los alambres, un esfuerzo capaz de producir la fluencia, que en la práctica es el motivo de la relajación por disminución del alargamiento elástico.

Los dos tratamientos empleados que parecían reunir el mayor número de ventajas eran:

- El calentamiento a una temperatura aproximada de 250 ° C.
- La utilización de un preestiraje previo, a valores aproximados del 85 por 100 de la resistencia.

Analizando estos dos tratamientos, de los ensayos a que me refiero, se desprenden las conclusiones siguientes:

— Con un calentamiento del alambre se obtiene un retardo del fenómeno de relajación para tiempos poco prolongados, pero no parece que el valor absoluto del mismo llegue a disminuir.

— Por el contrario, el empleo de un preestiraje parece indicar que lo que llega a conseguirse es disminuir el valor absoluto que puede alcanzar.

Parece, pues, que a la larga se pueden obtener mejores características haciendo este segundo tratamiento. Sin embargo, es necesario tener en cuenta que este tratamiento presenta otros inconvenientes que, en el momento de ensayar el producto terminado, podrían llegar a ser causa de rechazo por no cumplir las condiciones exigidas.

Por tanto, aun a expensas de haber obtenido un beneficio en las características de relajación, se observaría que el alargamiento en rotura habría disminuido. Por otra parte, el tiempo de permanencia del alambre, bajo los efectos del preestiraje, influyen en el desarrollo posterior del fenómeno de relajación, disminuyendo éste a medida que crece el tiempo de aplicación del preestiraje.

Tomando como punto de partida las conclusiones anteriores, he desarrollado una serie de ensayos, utilizando una combinación de los dos tratamientos, y he observado que los resultados obtenidos son verdaderamente alentadores.

El procedimiento, del cual he solicitado una patente, consiste principalmente en provocar sobre el alambre un preestiraje hasta un valor aproximado del 85 por 100 de la carga de rotura y producir, bajo los efectos de esta carga, un calentamiento de tal manera, que se produzca una relajación o bien una fluencia bajo una tensión constante.

He podido observar que utilizando cualquiera de los dos sistemas se llega a conseguir buenos resultados, de tal manera que es posible utilizar cualquiera de ambos para desarrollar el proceso industrial de más fácil ejecución.

Los ensayos realizados han sido lo suficientemente concordantes para demostrar la validez del procedimiento, que además es aplicable a otras fabricaciones de aceros empleados en el pretensado, tales como cables y barras. Expondré al final de esta comunicación algunos resultados obtenidos en estas fabricaciones.

La descripción de las dos técnicas empleadas, se incluye a continuación:

1. *Proceso de relajación en caliente.* — El alambre es sometido a una tensión inicial determinada e inmediatamente sufre el calentamiento.

De esta manera, debido a la dilatación que experimenta el alambre, la tensión disminuye a medida que aumenta la temperatura, al mismo tiempo que se produce una relajación por pérdida de alargamiento elástico. Inmediatamente se provoca un rápido enfriamiento, con lo cual se recupera una parte del valor de la tensión primitiva. Más adelante veremos la influencia favorable que provoca este enfriamiento.

2. *Proceso de fluencia en caliente.* — El alambre es sometido igualmente a una tensión determinada, pero, en este caso, su valor se mantiene constante, produciéndose una fluencia asociada a la dilatación experimentada por el aumento de la temperatura. El enfriamiento se produce análogamente como en el caso anterior, pero, en este caso, es necesario disminuir el valor de la tensión con objeto de que ésta no supere el valor inicial.

Cualquiera de los dos sistemas ha conducido a buenos resultados; sin embargo, el mayor número de ensayos ha sido hecho en las condiciones del primero.

La notación empleada para los tratamientos es la siguiente:

- La primera cifra indica el valor en kilos de la carga de preestiraje.
- La segunda, el valor al cual descendió la carga después de efectuar el calentamiento.
- La tercera, la naturaleza del enfriamiento (A = aire tranquilo, AW = aire húmedo y W = agua).
- La cuarta, el valor aproximado de la temperatura alcanzada.

En los ensayos del tipo 2, las dos primeras cifras son las mismas por ser constante el valor de la carga.

Las características particulares de los diferentes tratamientos fueron variadas de acuerdo con los resultados obtenidos, de tal forma que los valores que se modificaron fueron la tensión aplicada, la temperatura alcanzada y el enfriamiento.

El dispositivo empleado para realizar los dos tipos de tratamiento fue siempre el mismo y estaba formado por dos cabezas de anclaje, entre las cuales se obtenía la tensión deseada mediante un gato hidráulico o mecánico, que llevaba intercalado un aparato de control del esfuerzo.

Las primeras experiencias se realizaron sin una precisión suficiente en los valores de las tensiones y de las temperaturas, ya que se pretendía solamente demostrar si la idea fundamental respondía a las suposiciones previstas. Por otra parte, puesto que lo que se buscaba era la atenuación de la relajación, en los primeros ensayos solamente se ensayó esta característica (figs. 1, 2 y 3).

Era también necesario observar las variaciones que experimentaban las curvas cargas-alargamientos con relación al tratamiento empleado, así como los gráficos de relajación para diferentes valores de la tensión de preestiraje (figs. 4, 5 y 6).

De los valores obtenidos en los ensayos de tracción (fig. 6) parecía desprenderse que los alargamientos en rotura eran mejores para los enfriamientos rápidos. Era necesario, pues, confirmar este punto para tratamientos idénticos, en los cuales se variase solamente la velocidad del enfriamiento.

En las figuras 7, 8 y 9 se puede ver el beneficio que se obtiene a favor de los enfriamientos rápidos, con los cuales parece también mejorarse la relajación.

En el momento presente se realiza una serie de ensayos sistemáticos con objeto de encontrar las mejores características y encontrar, si es posible, predecir por ensayos de corta duración, el comportamiento a largo plazo de los alambres empleados en el pre-tensado.

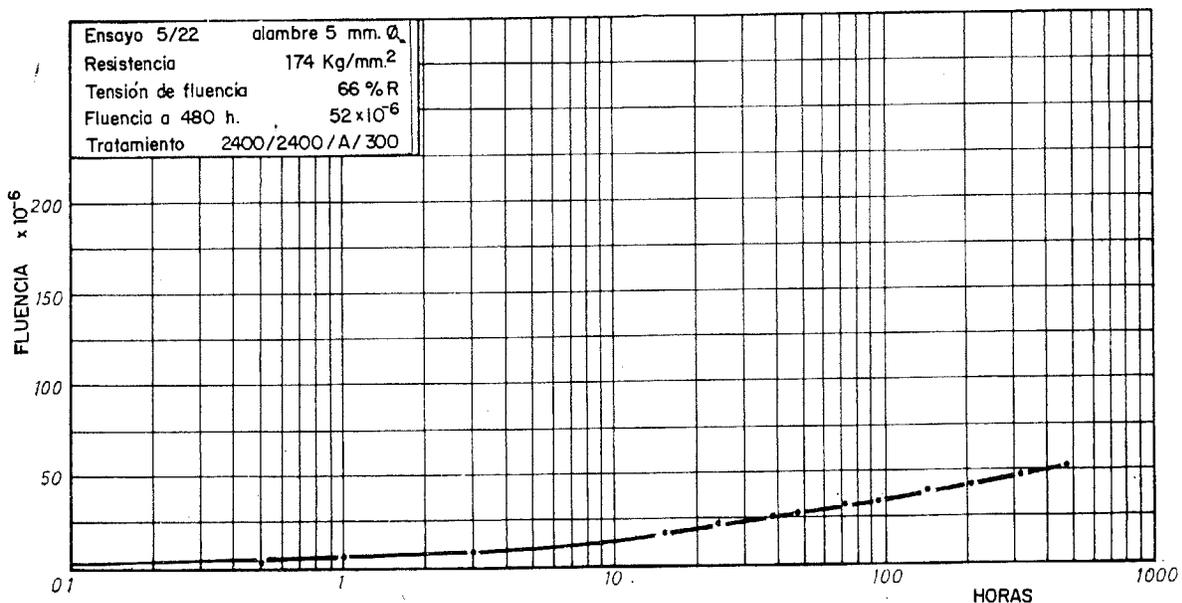


Fig. 1.

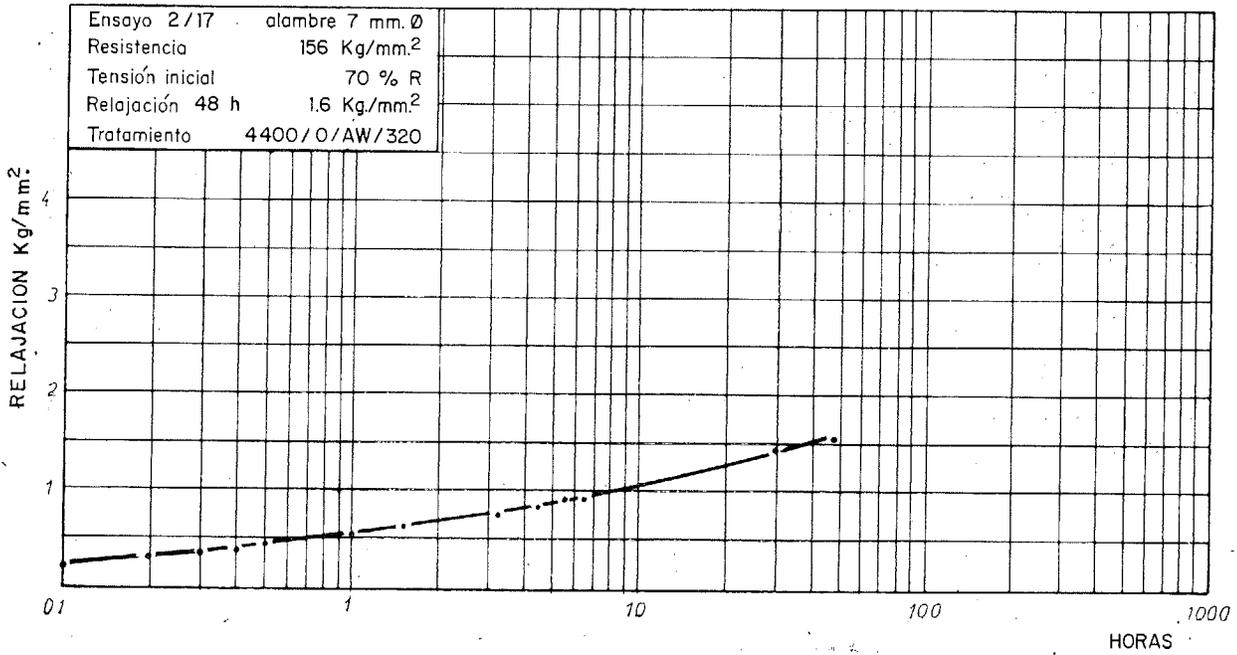


Fig. 2.

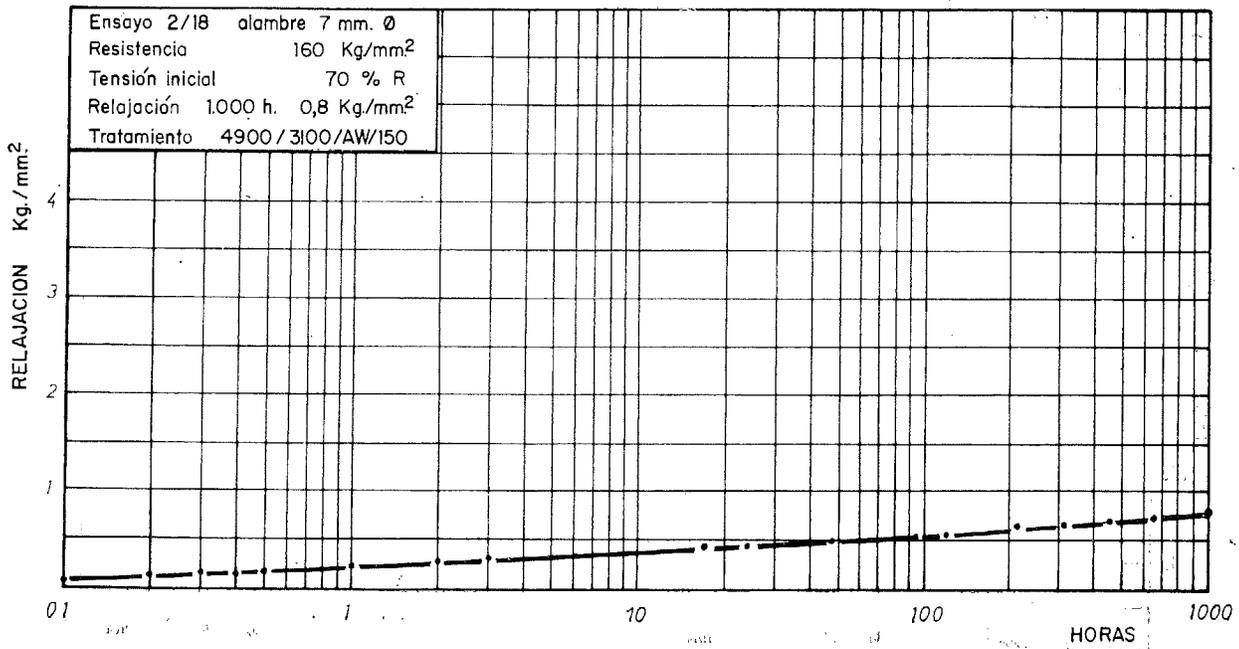


Fig. 3.

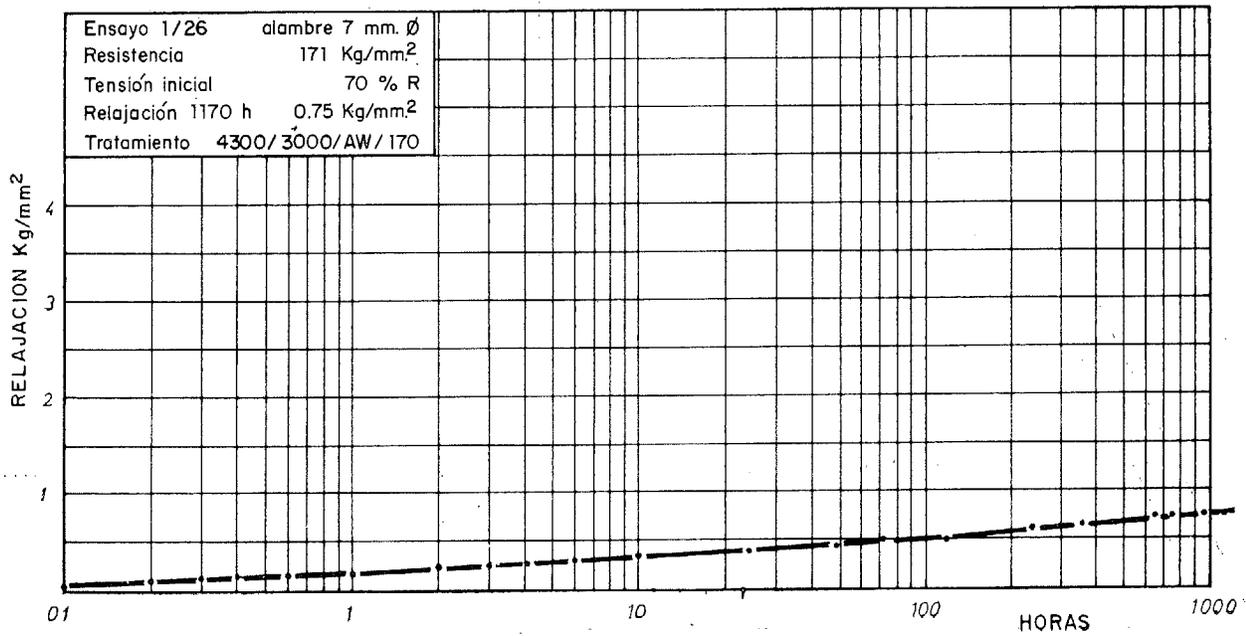


Fig. 4.

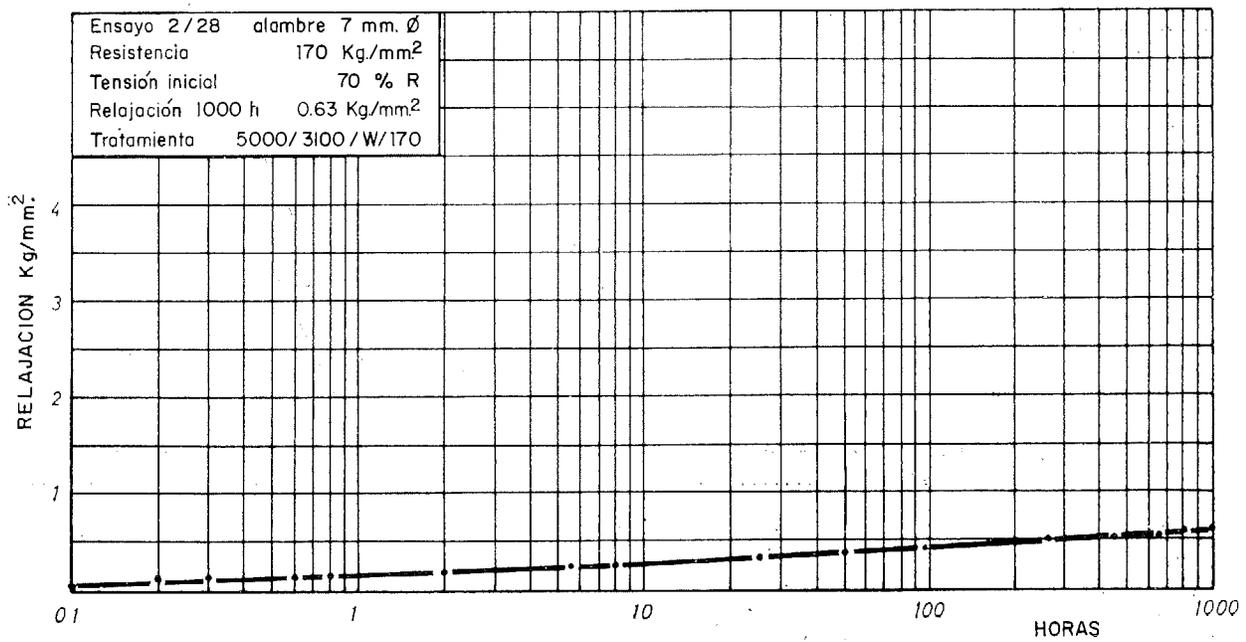
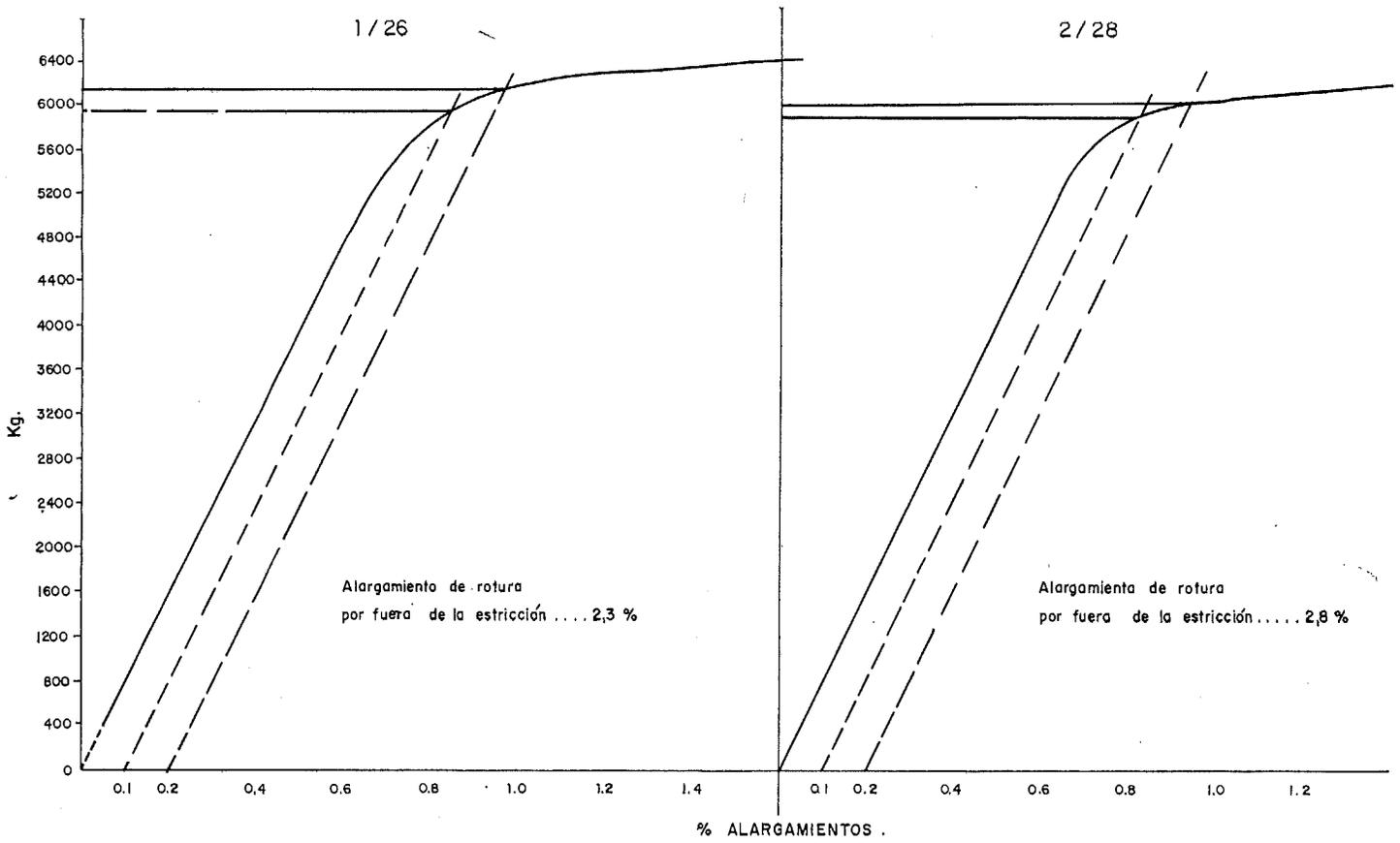
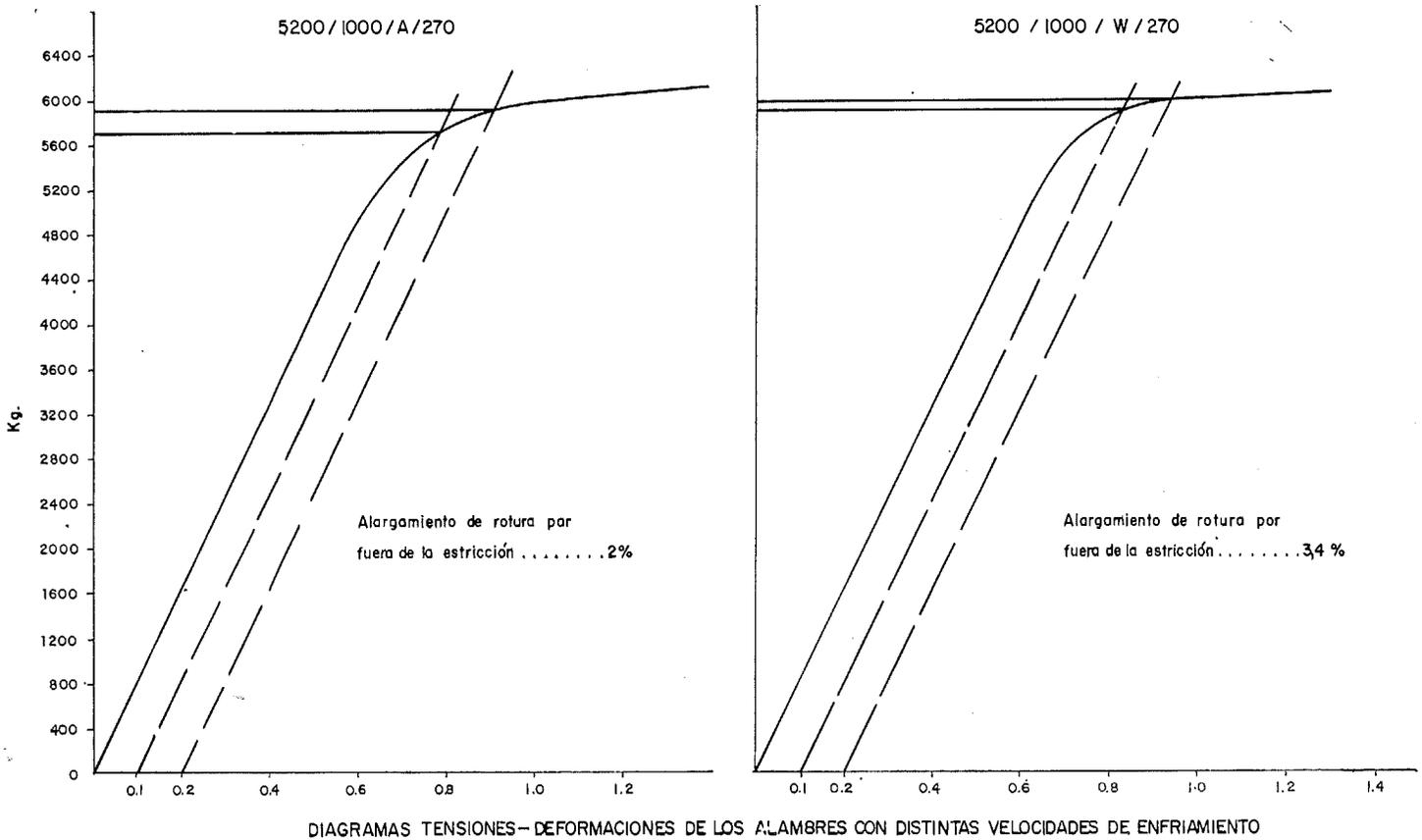


Fig. 5.



DIAGRAMAS TENSIONES - DEFORMACIONES DE LOS ALAMBRES DE LOS ENSAYOS 1/26 y 2/28

Fig. 6.



DIAGRAMAS TENSIONES-DEFORMACIONES DE LOS ALAMBRES CON DISTINTAS VELOCIDADES DE ENFRIAMIENTO

Fig. 7.

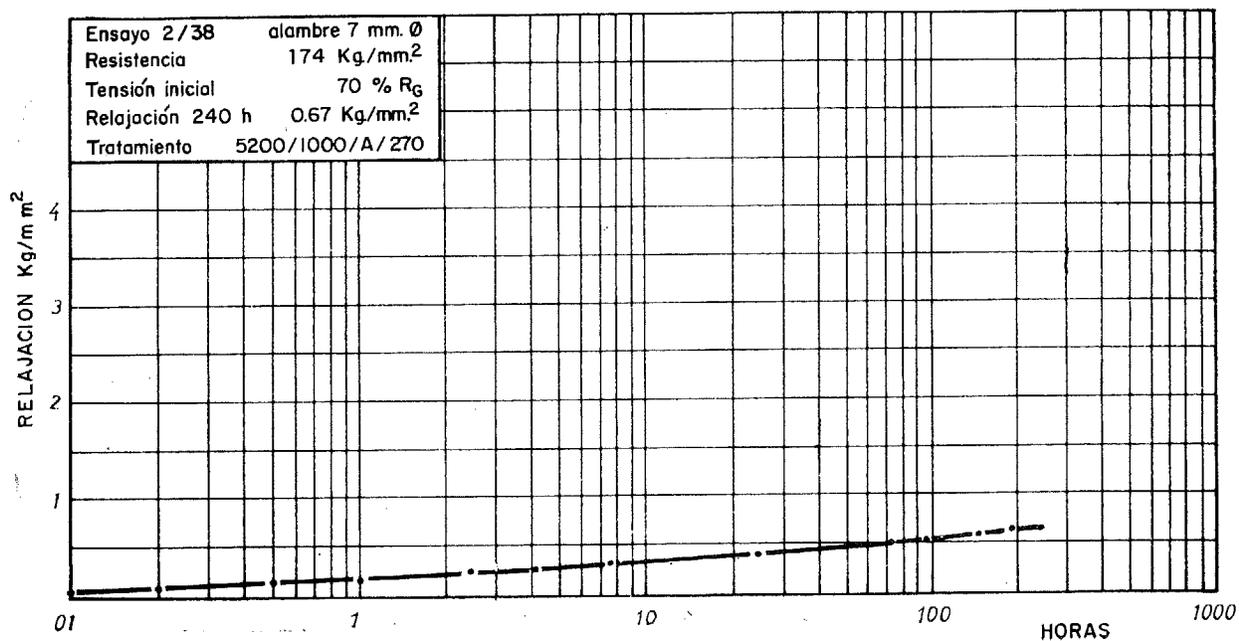


Fig. 8.

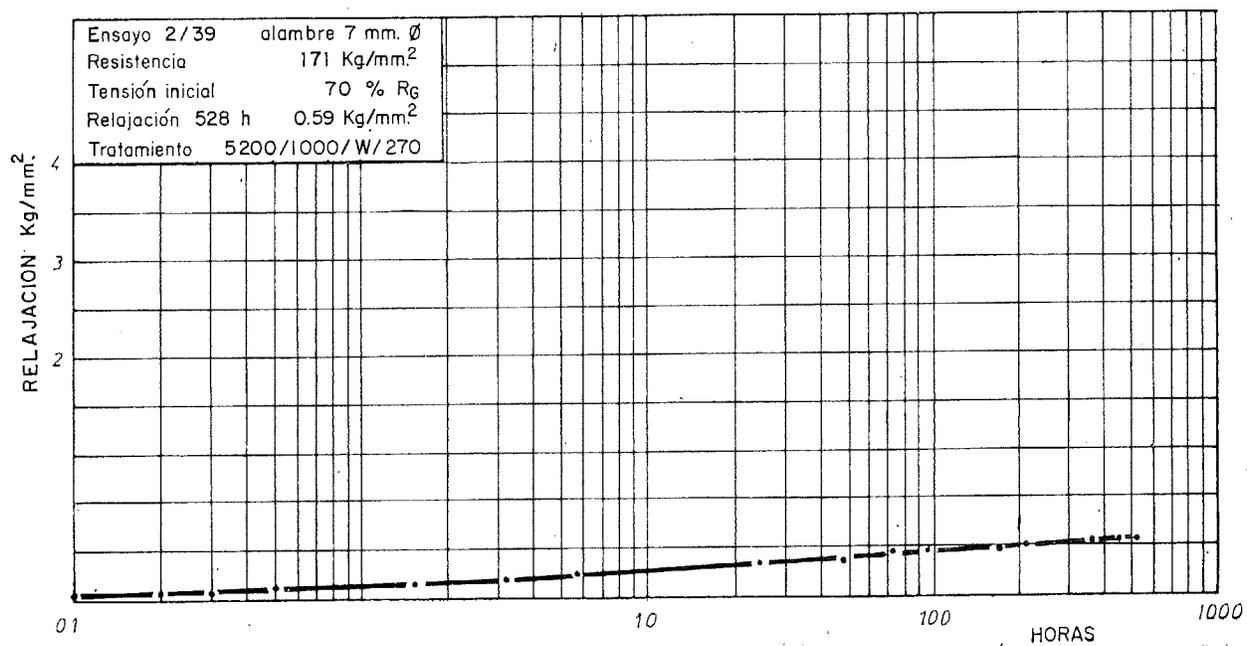


Fig. 9.

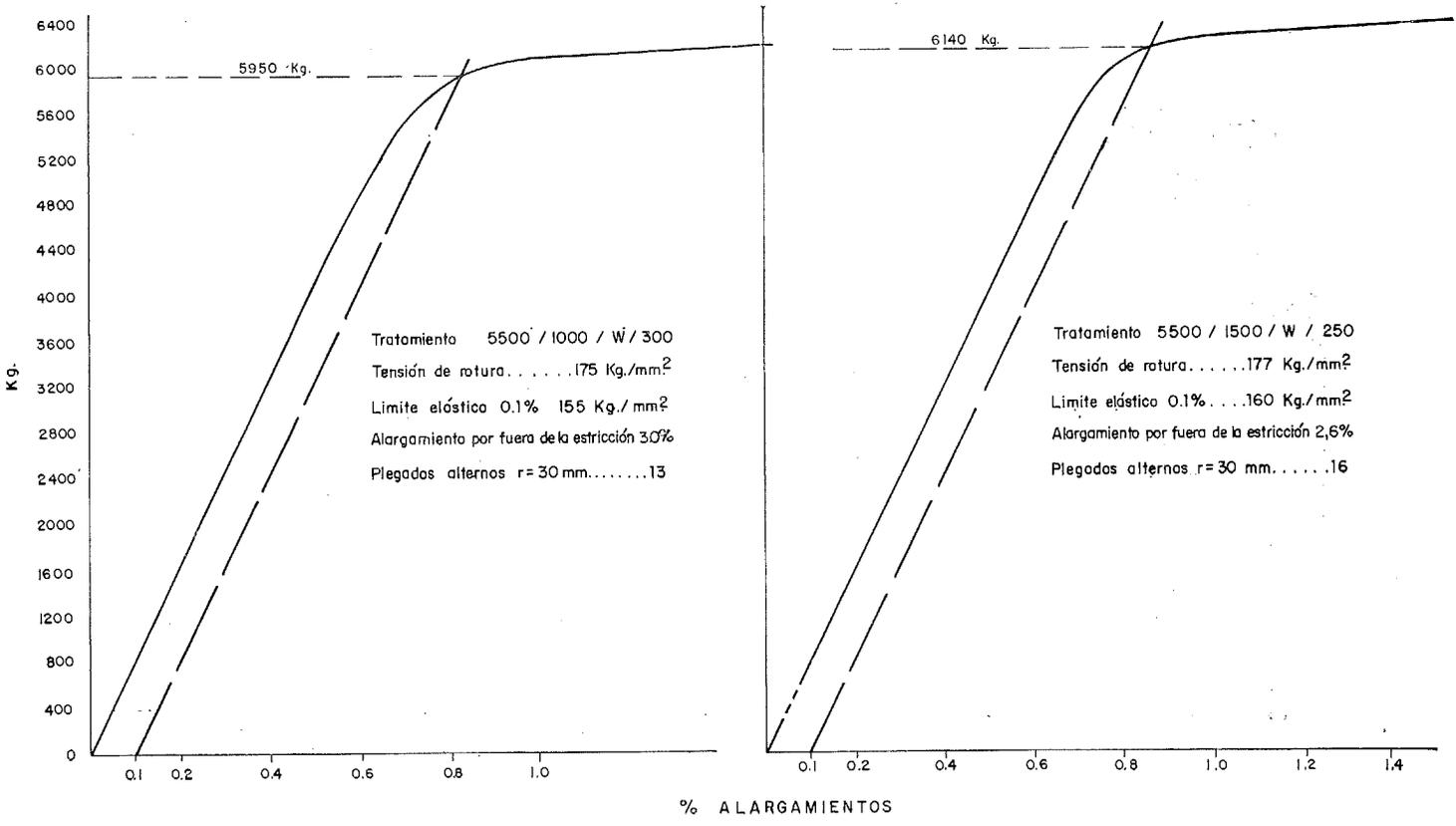


Fig. 10.

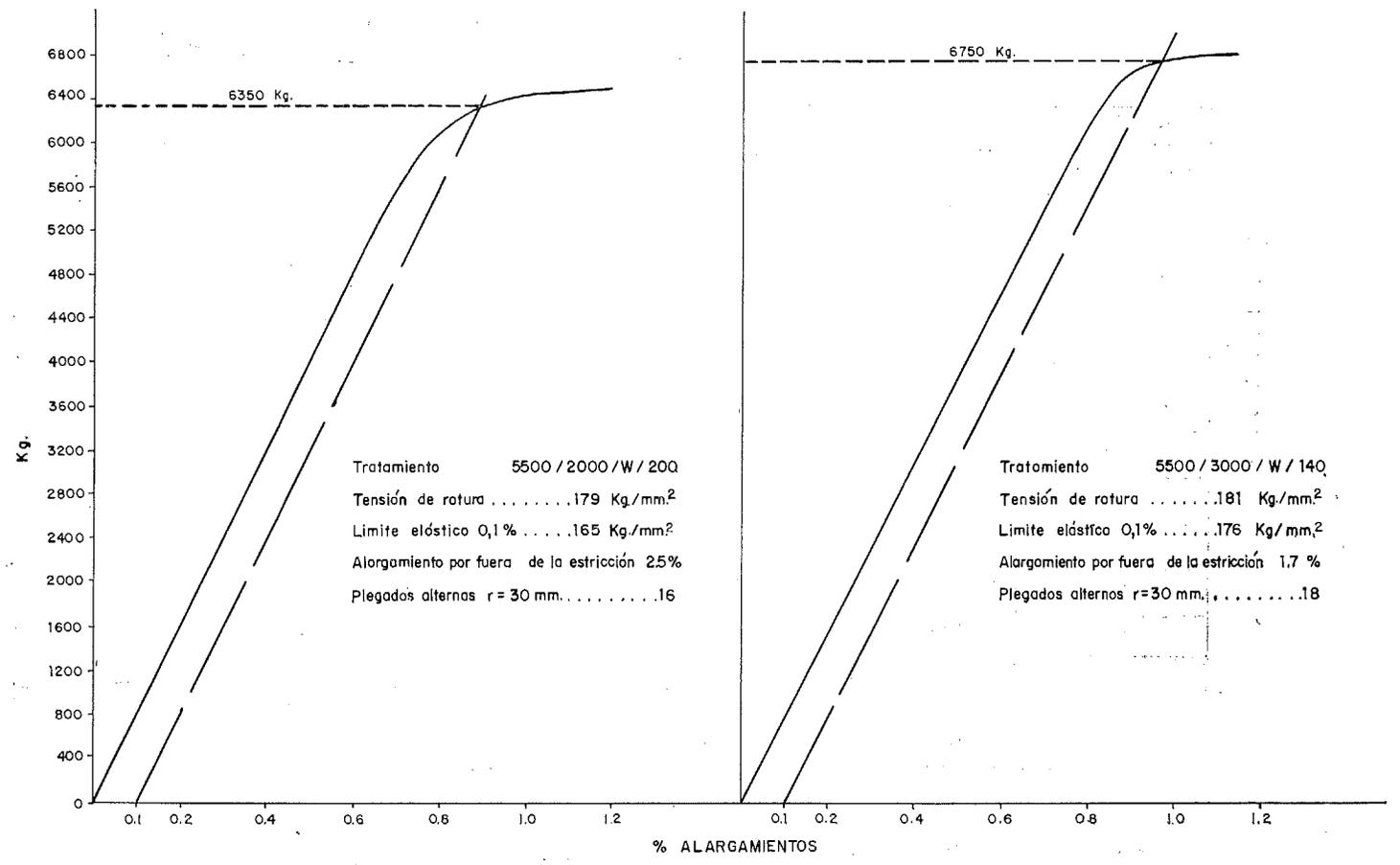


Fig. 11.

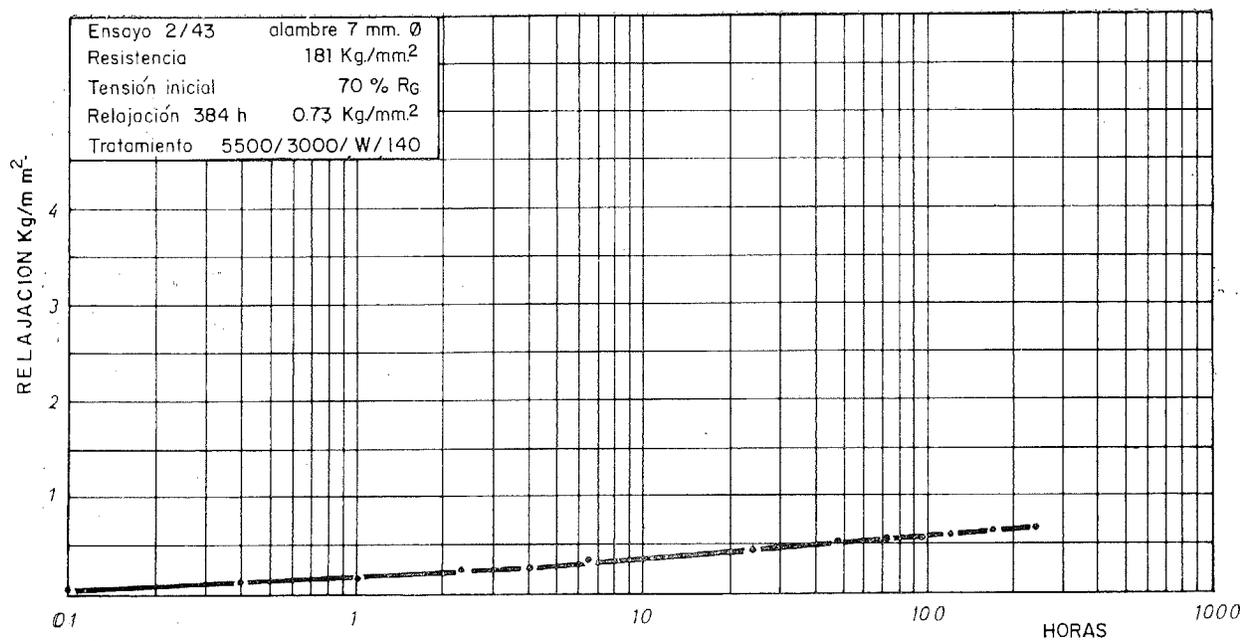


Fig. 12.

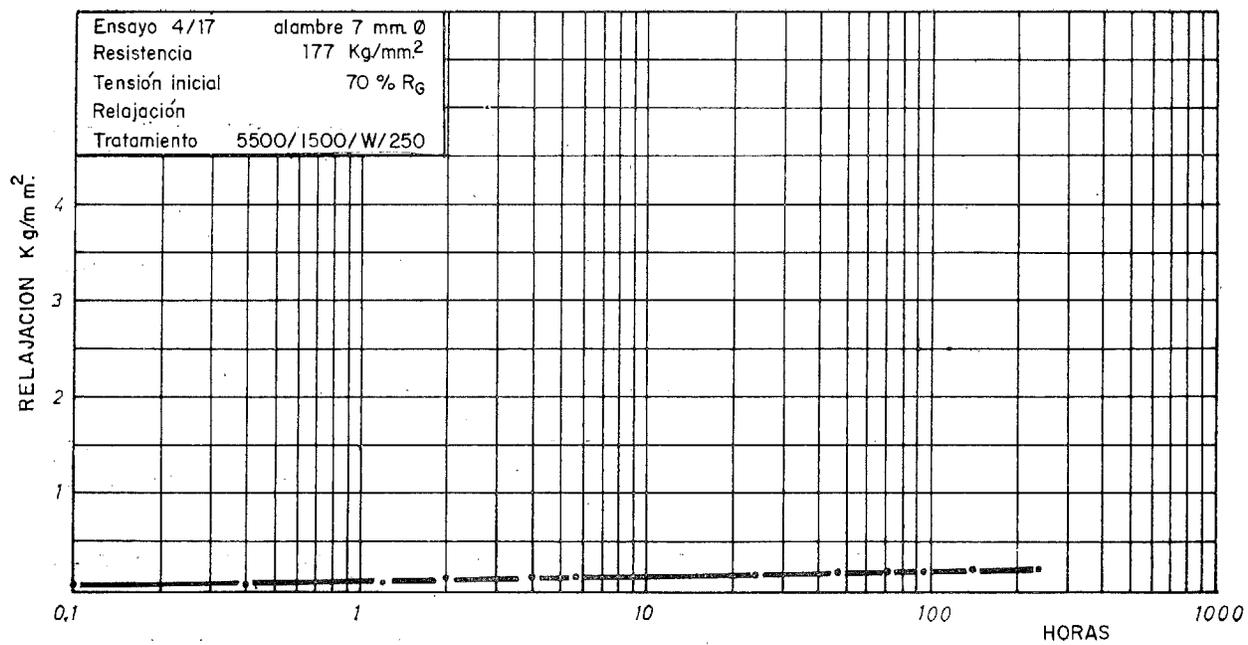


Fig. 13.

La primera serie corresponde a valores del preestiraje del 85 por 100 de la resistencia. Para este valor, los mejores resultados de la relajación parecen encontrarse para el tratamiento térmico de 250°, aproximadamente. Las otras características parecen también aceptables (figs. 10, 11 y 13).

Un resultado comparativo de las ventajas de este tratamiento se puede ver en la figura 14. Las características del tratamiento y la forma en que fue realizado el ensayo se indican a continuación:

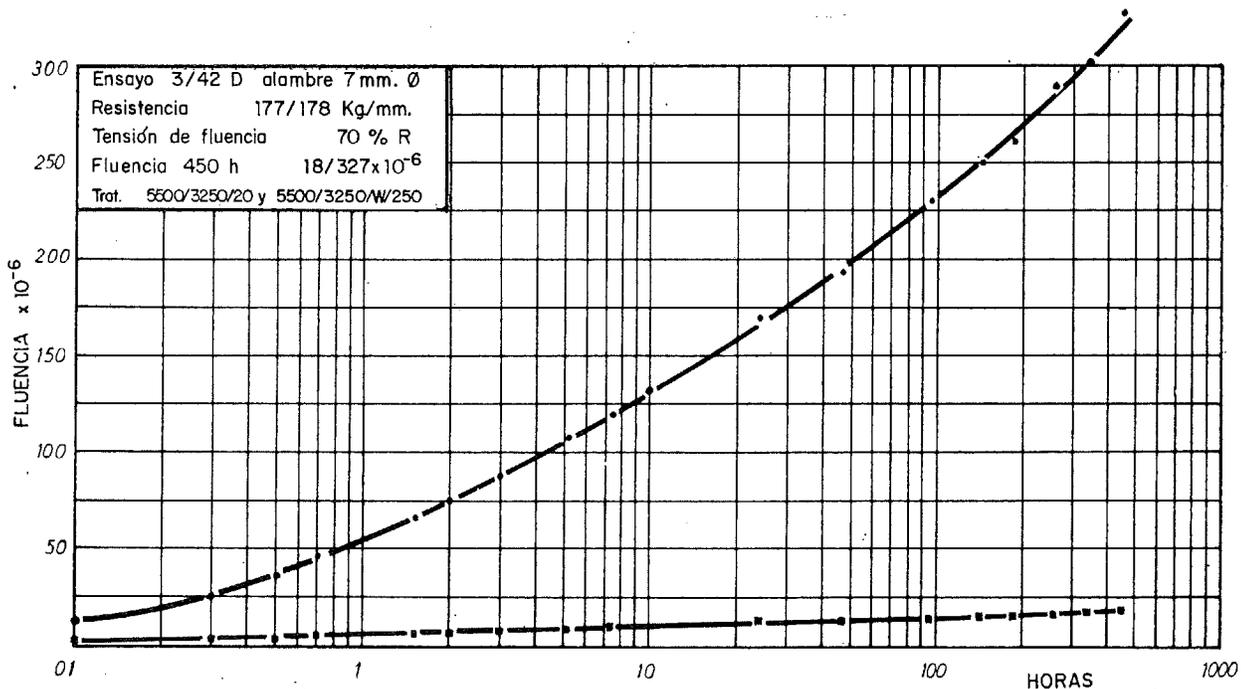


Fig. 14.

— La longitud total de la muestra fue sometida a un preestiraje del 85 por 100 de R_t y calentada a 250° solamente la mitad de la longitud, enfriándola inmediatamente después con agua. Los alargamientos permanentes que experimentaron cada una de las dos medias partes después del tratamiento fueron: 0,1 por 100 para la parte solamente preestirada y 0,7 por 100 para la que sufrió además el calentamiento. Los tratamientos que les corresponden según la notación empleada son:

5500/3250/20 para la parte solamente preestirada y

5500/3250/W/250 para la que sufrió el preestiraje y calentamiento.

El ensayo se verificó sobre una longitud de la probeta de 1 m, intercalando en cada una de las dos medias-partes un extensómetro para medir los alargamientos debidos a la fluencia.

La figura 15 muestra las curvas de los ensayos de tracción en las cuales se incluye también la correspondiente al alambre sin tratamiento alguno.

Otra ventaja que parecen presentar estos alambres es la menor sensibilidad que muestran a los efectos de temperatura, siempre y cuando que ésta no llegue a alcanzar el valor de la utilizada en el tratamiento.

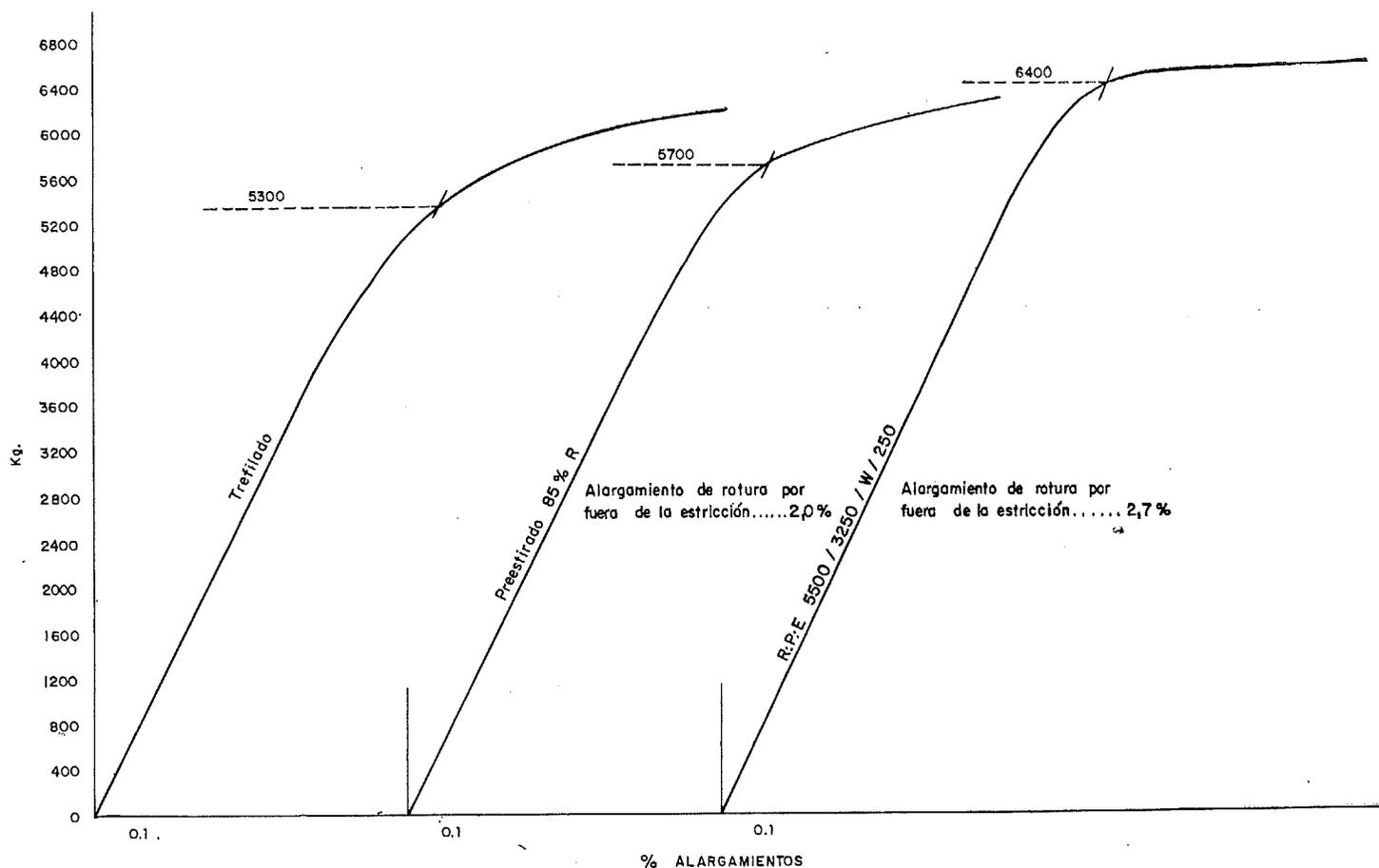


Fig. 15.

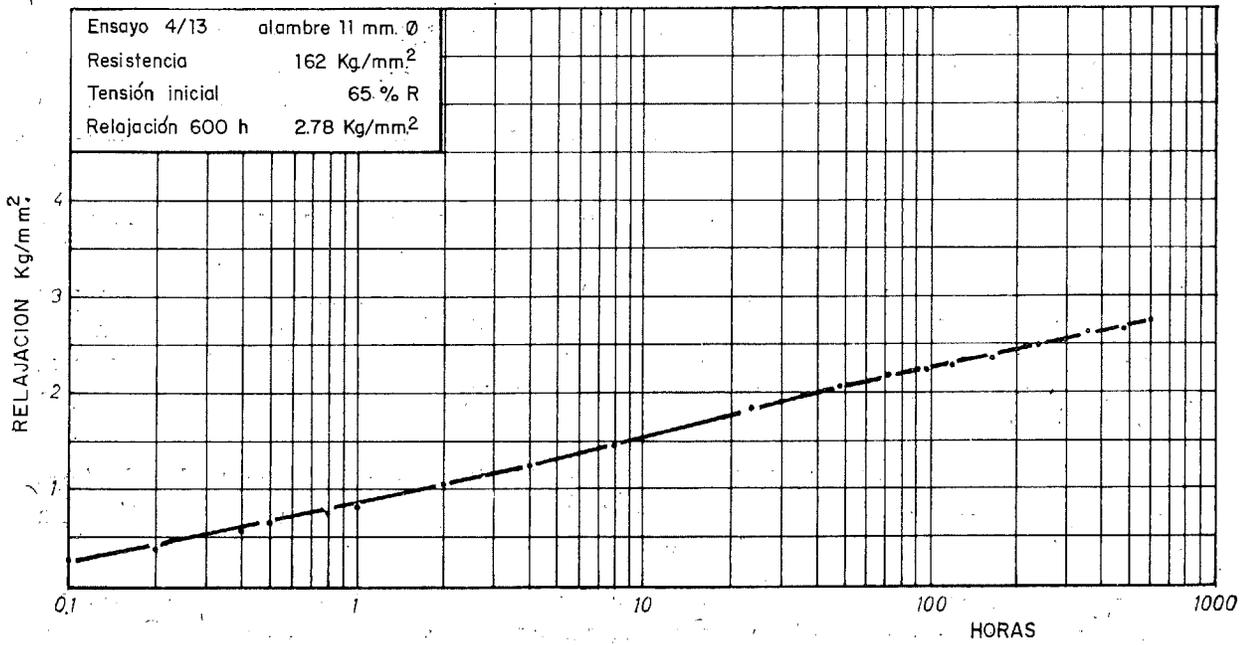
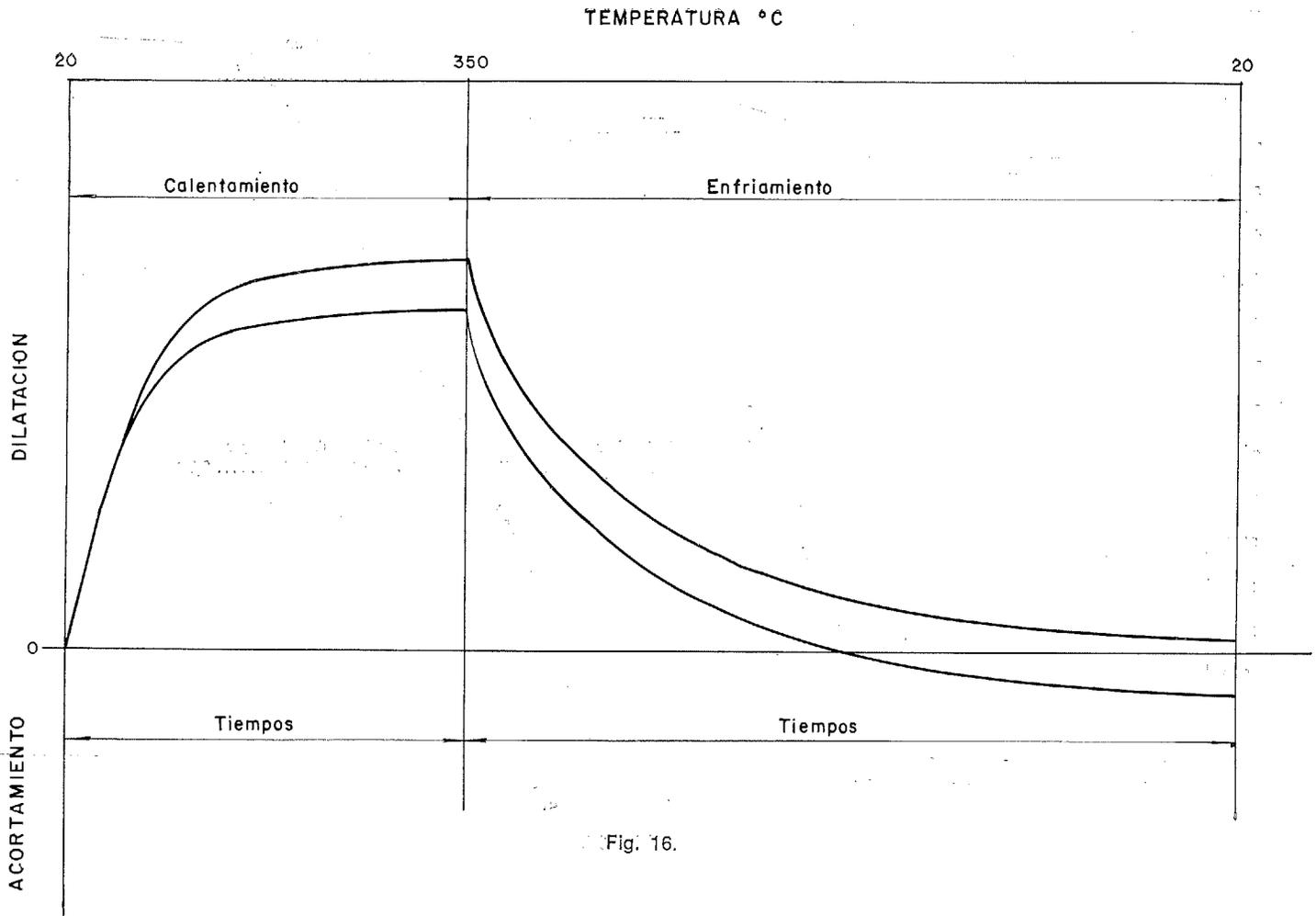
Esta ventaja creo que puede tener importancia en algunas obras de pretensado.

Se sometió un alambre al tratamiento 5500/1000/A/300 y durante el enfriamiento se tomaron los valores de temperatura y carga recuperada. Esta última llegó a alcanzar 4150 kg a 20° C. A partir de este valor de la carga se calentó nuevamente a 250° y se procedió de análoga forma. Cuando se alcanzaron los 20° nuevamente, la carga fue también de 4150 kg.

Cuando este segundo tratamiento se realiza sobre el mismo alambre sin que haya sufrido el primero (es decir, cuando se le aplica el tipo 4150/1000/A/250) el valor que llega a alcanzar la carga es solamente de 3600 kg. Es decir, que en este último caso, por el solo hecho de alcanzar la temperatura 250°, la relajación que ésta provoca, una vez restablecida la temperatura inicial, es de aproximadamente 14 kg/mm², mientras que el mismo alambre que ha sufrido el tratamiento R. P. E. no parece ser afectado por la acción del calor.

Parece, pues, que además de haber conseguido eliminar prácticamente los fenómenos de fluencia y como consecuencia la relajación, se ha obtenido una estabilización para valores más severos que a los que debe encontrarse normalmente el acero.

La observación constante de las experiencias que se realizan cotidianamente ha puesto de manifiesto otra particularidad que ha sido confirmada en varios ensayos reali-



zados sobre probetas del mismo alambre en los estados de "trefilado" y después del tratamiento R. P. E. La figura 16 muestra el diferente comportamiento dilatométrico de dos probetas de la misma longitud sometidas al mismo tratamiento, que fue realizado en idénticas condiciones. Se observa que, después de este tratamiento, el alambre trefilado ha sufrido una dilatación longitudinal, mientras que el R. P. E. presenta un acortamiento.

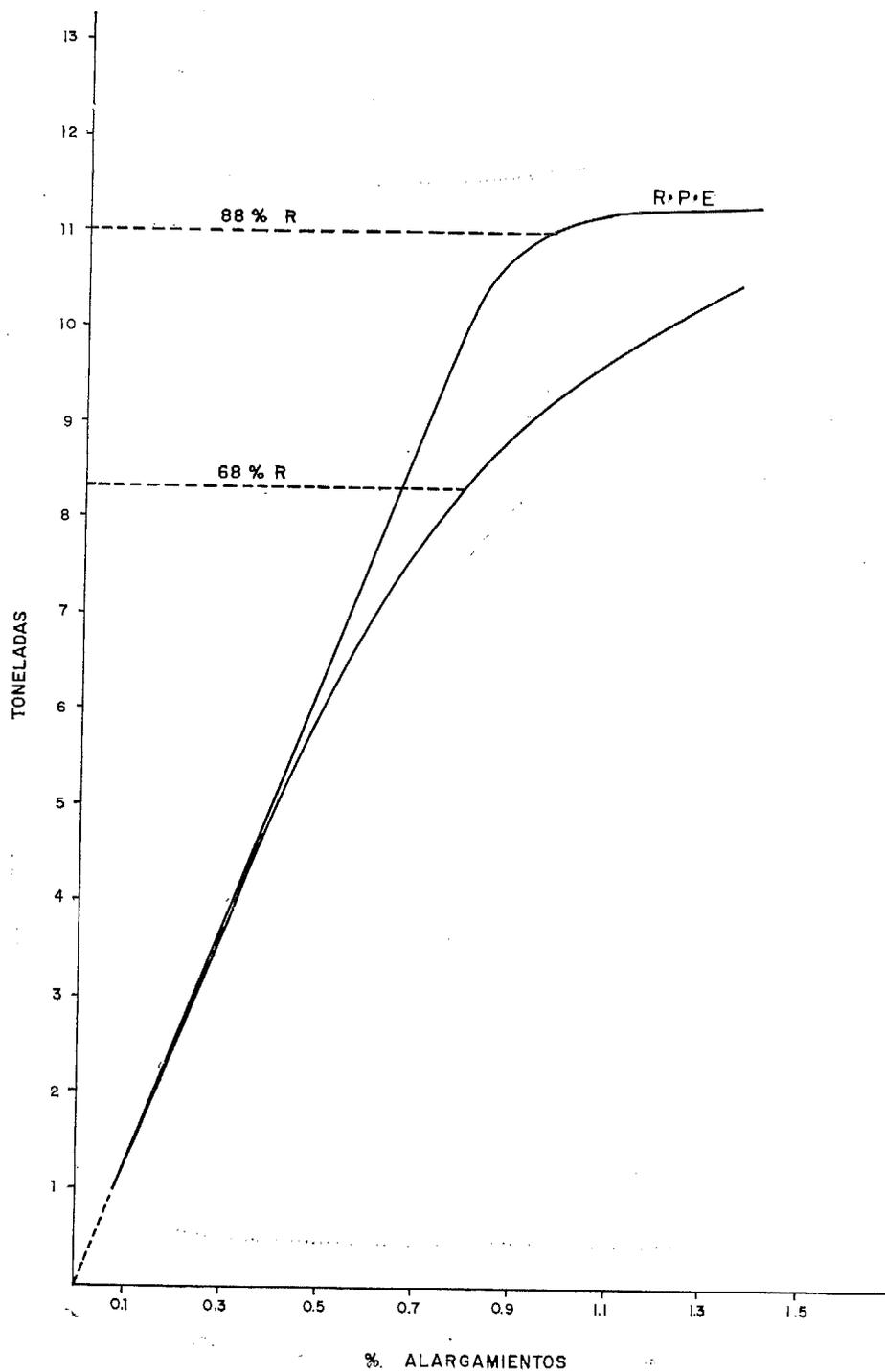


Fig. 18.

La interpretación de los resultados queda pospuesta a los que esperamos obtener de investigaciones que se están realizando y de otras que están en estudio. Las experiencias realizadas con cables han sido mucho menos numerosas; sin embargo, y como esperábamos, han respondido de la misma manera que los alambres.

En la figura 17 se puede ver el comportamiento a la relajación de un torón de 11 milímetros de diámetro compuesto de siete alambres, después de haber sufrido un tratamiento R. P. E. Las variaciones experimentadas en los diagramas de tracción se presentan en la figura 18.

apéndice a la comunicación

Como apéndice a la exposición de técnicas desarrolladas con objeto de poder eliminar los fenómenos de relajación en los aceros, vamos a exponer de una forma rápida algunos otros ensayos que, además de corroborar los resultados obtenidos, nos van a permitir sacar una serie de conclusiones interesantes.

En ensayos repetidos, y algunos de ellos homologados en los laboratorios du Bâtiment et des Travaux Publics de París, hemos podido comprobar que la relajación de un alambre para temperaturas de 20° C es factible reducirla a valores tan pequeños que en la práctica pueden despreciarse.

En este sentido el ensayo de más larga duración que hemos realizado alcanza un tiempo de 10.000 horas y su desarrollo puede verse en la figura 19.

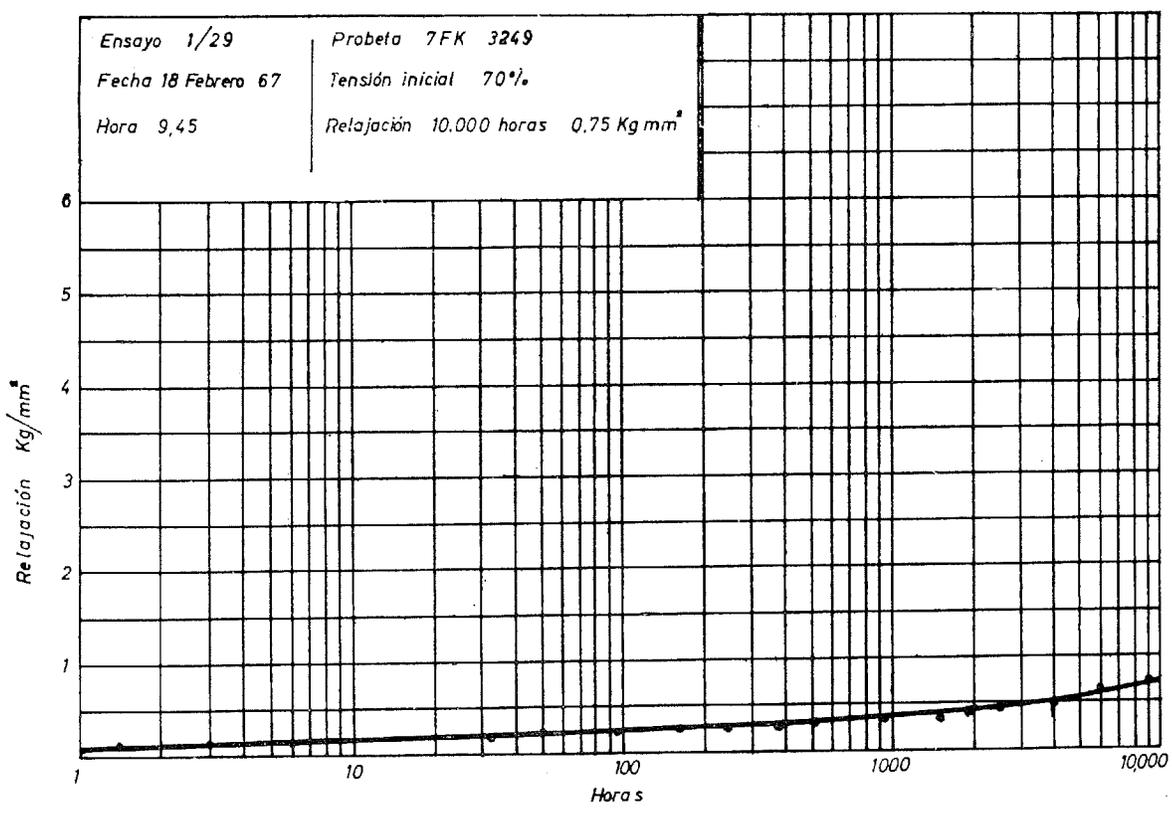


Fig. 19.

Ya hemos dicho anteriormente que las mejoras que pueden obtenerse se extienden a temperaturas más altas y, por tanto, ofrecen un interés primordial para aquellas construcciones que por sus condiciones de servicio puedan estar sometidas al calor.

Para poner de manifiesto las ventajas que pueden ofrecer estos alambres, que hemos bautizado con el nombre de "termoestables", hemos hecho una serie de ensayos comparativos que se resumen en las figuras siguientes y que iremos comentando por separado.

En primer lugar se estudió el comportamiento a la fluencia y a la relajación, bajo distintas temperaturas, de los alambres que no habían sufrido el procedimiento R. P. E.

En la figura 20, curvas I y II, se pueden observar los alargamientos tan grandes que se manifiestan bajo los efectos de una carga de 4.420 kg y temperaturas de 150° C y 100° C, respectivamente. La curva III corresponde a un alambre tratado por el procedimiento antes dicho y ensayado en las mismas condiciones que el de la curva II.

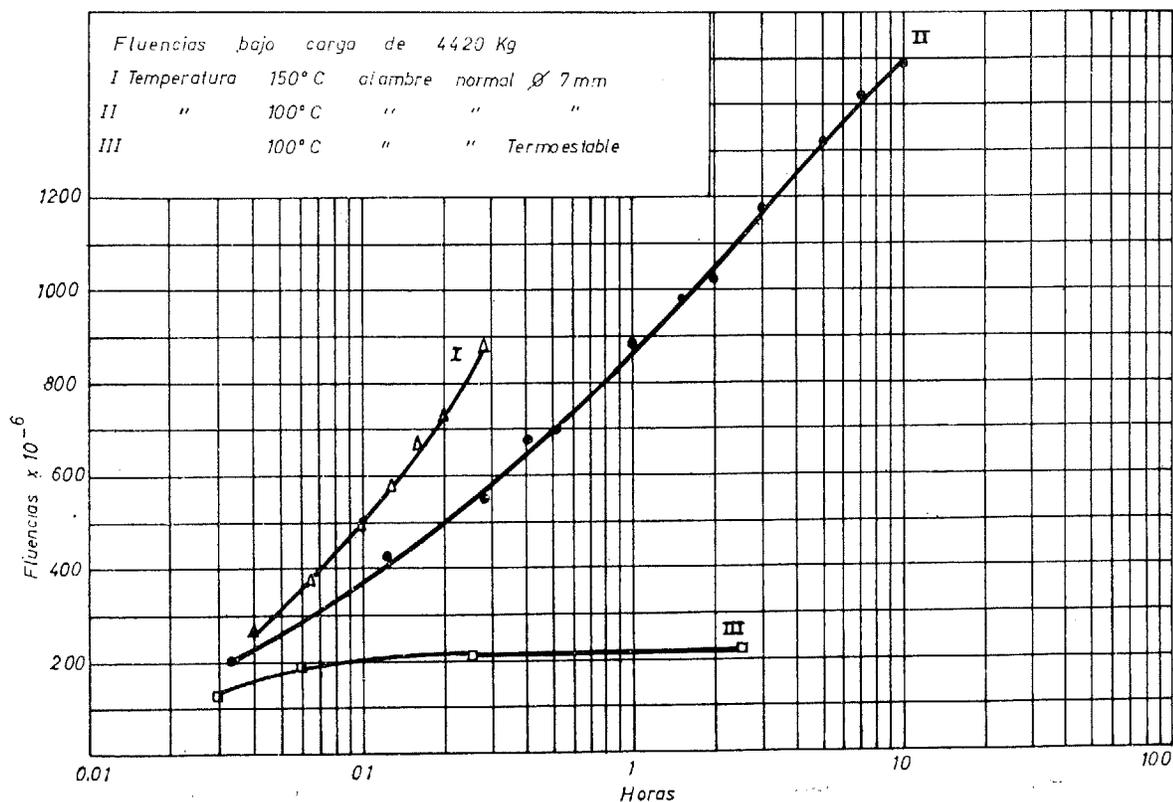


Fig. 20.

La figura 21 muestra un ensayo de relajación a 100° C para un valor de la tensión inicial de 4.420 kg. En este caso no se hizo ensayo de relajación análogo al del caso III de la figura anterior, puesto que al no existir prácticamente fluencia, tampoco se manifestaría la relajación de tensiones.

Por otra parte, puesto que los ensayos de relajación a temperaturas altas presentan bastantes inconvenientes cuando no se dispone de instalación adecuada, hemos ideado un nuevo tipo de ensayo, que llamamos de fluencia compensada y que tiene por objeto

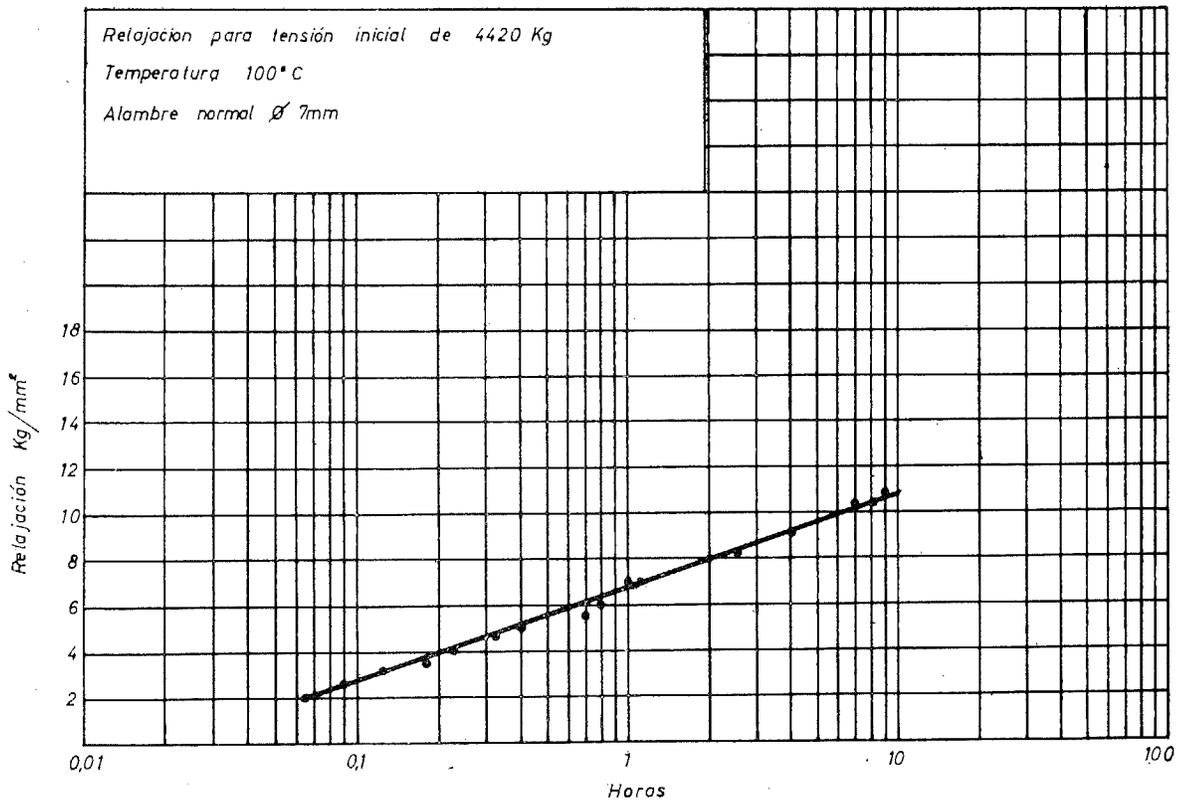


Fig. 21.

observar si esta última llega a estabilizarse a una temperatura determinada. Naturalmente que si esto llega a ocurrir, también va a dejar de manifestarse la relajación.

El ensayo, quizá un tanto extraño, se nos ha ocurrido debido al sistema que hemos elegido para verificar el calentamiento de las probetas y las máquinas empleadas; sin embargo, su realización es automática y permite obtener valores a largo plazo sin una atención continuada. En la figura 22 se muestra esquemáticamente la disposición adoptada, siendo su forma de trabajo la siguiente:

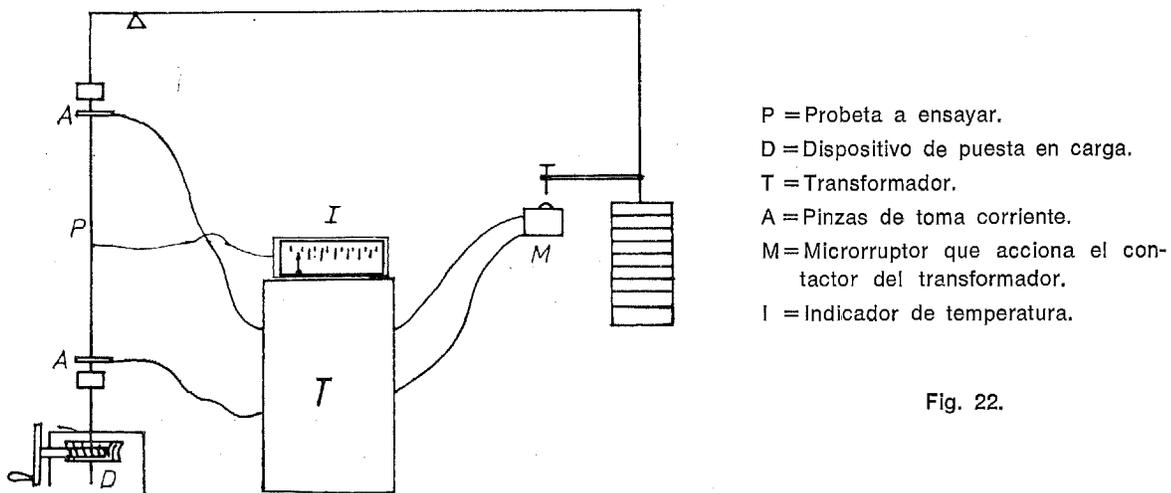


Fig. 22.

Una vez alcanzada la temperatura deseada en la probeta, que está sometida a la carga prefijada, mediante el microinterruptor *M* se consigue que la longitud del alambre permanezca constante, ya que el aumento de longitud debido a la fluencia será contrarrestado por un acortamiento motivado por un descenso en la temperatura. En el momento que no se produzca fluencia alguna, el aparato detector de la temperatura permanecerá estabilizado.

Naturalmente resultará difícil poder valorar cuantitativamente la equivalencia entre descenso de temperatura y fluencia, pero lo que sí es evidente es que nos dará una información valiosa para conocer el comportamiento del alambre.

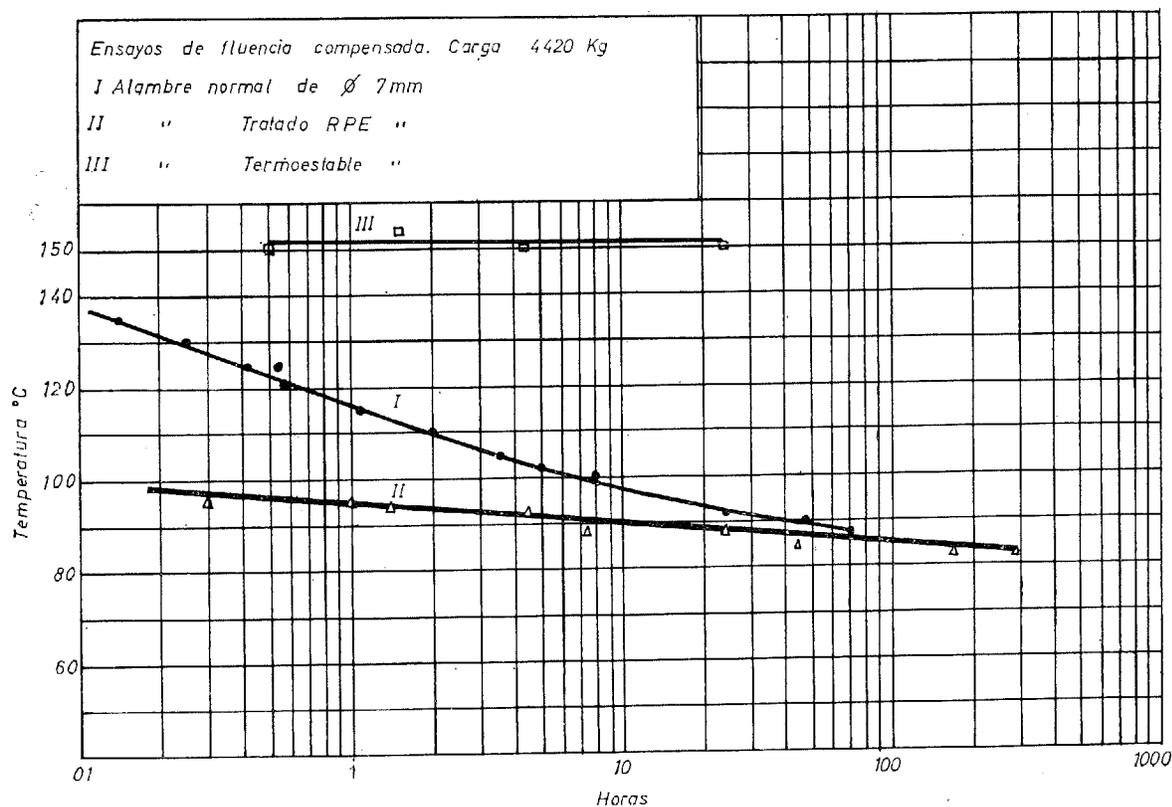


Fig. 23.

Los ensayos verificados se resumen en la figura 23 y corresponden a las características siguientes:

Curva I. — Probeta sin tratamiento alguno, llevada a 150° C bajo carga de 4.420 kilogramos y comienzo del ensayo a partir de ese momento.

Curva II. — Probeta que había sufrido un tratamiento previo a 220° C y carga de 4.420 kg. Comenzando el ensayo cuando la temperatura descendió a 100° C.

Curva III. — Al finalizar las 200 horas que dura el ensayo anterior, se dejó enfriar la probeta, a 20° C, bajo los efectos de la misma carga; se calentó después a 150° C y se procedió a realizar el ensayo. En este último caso no se apreció descenso de la temperatura, lo cual indica que no se manifestó fluencia en las 24 h que duró el ensayo.

Los resultados indican que, incluso bajo circunstancias que pueden ser anormales

para algunas construcciones, los alambres tienden a reforzarse ante los agentes extraños que sobre ellos se producen y que, si los tratamientos que se han estudiado son correctos, es posible mejorar notablemente sus propiedades.

Otro tipo de experiencias que también hemos desarrollado son las que tienen por objeto medir la descompresión que puede producirse en el hormigón a medida que aumentan las temperaturas en los alambres. Naturalmente, en este caso se estudia el fenómeno puro que ocurre en los aceros y que va a diferir notablemente en la realidad, cuando se consideren los fenómenos propios del hormigón.

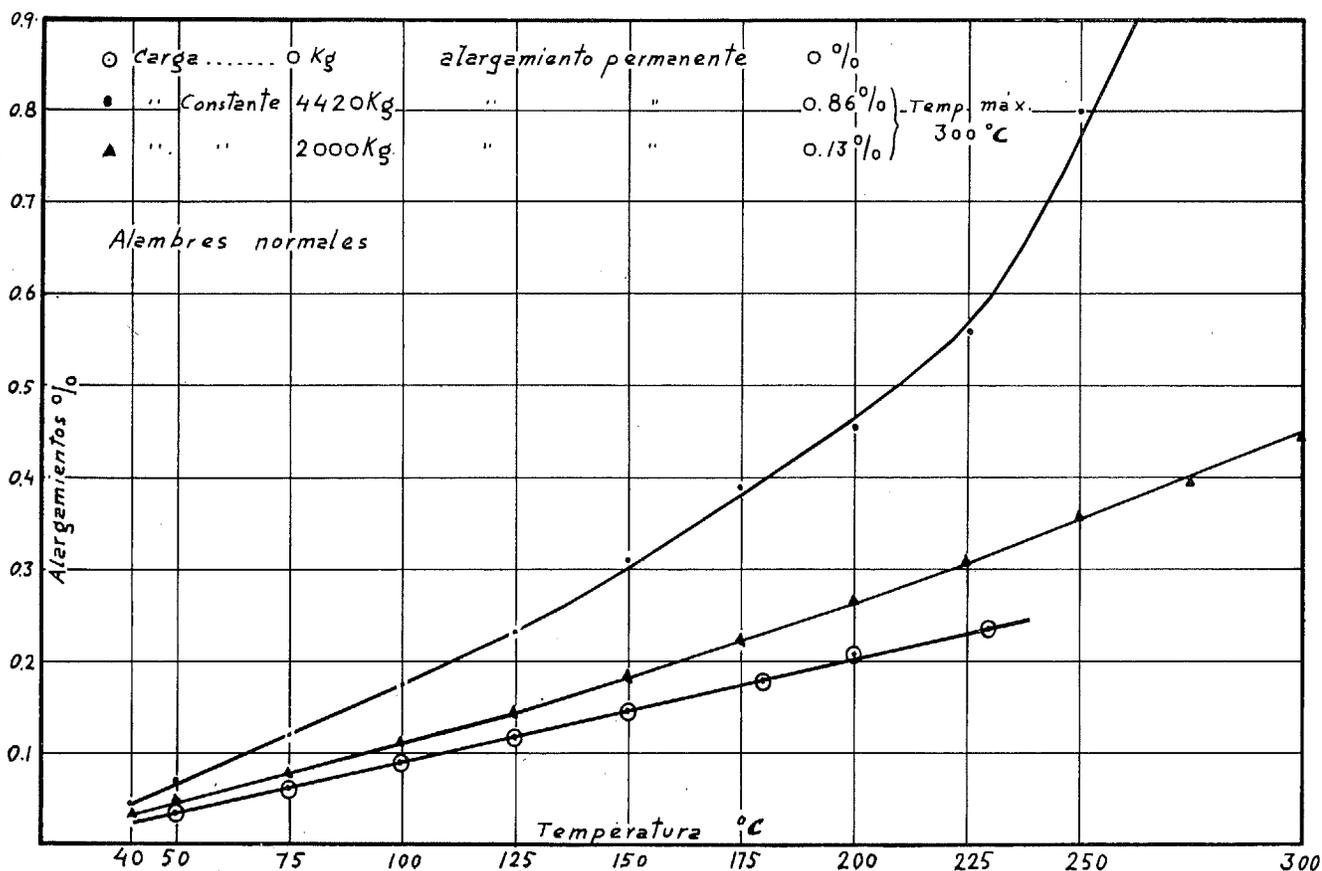


Fig. 24.

De todas formas juzgamos interesante conocer estos resultados que, por otra parte, nos llevarán a conclusiones fundamentales.

Hemos podido comprobar que las pérdidas de tensión de los alambres, a medida que aumenta la temperatura, se producen proporcionalmente a éstas, variando naturalmente esta proporcionalidad con la tensión inicial utilizada y con la característica de fluencia que presente el material.

Sin embargo, las fluencias que se van experimentando con los aumentos de temperatura no ocurren proporcionalmente, salvo en aquel caso en que el alambre haya sido termoestabilizado previamente y bajo unas condiciones superiores a las de servicio.

Vamos a ver algunos casos prácticos que nos ayudarán a comprender mejor estas particularidades.

En la figura 24 se pueden observar las curvas alargamientos-temperaturas que se producen en un determinado alambre bajo distintas cargas constantes. Como es lógico, estos alargamientos aumentan con el valor de la carga.

En la figura 25 puede observarse que los alambres termoestables sufren un alargamiento proporcional a la temperatura, dependiendo esta proporcionalidad de la carga que soportan. En estos tres ensayos, después de volver a alcanzar la temperatura de

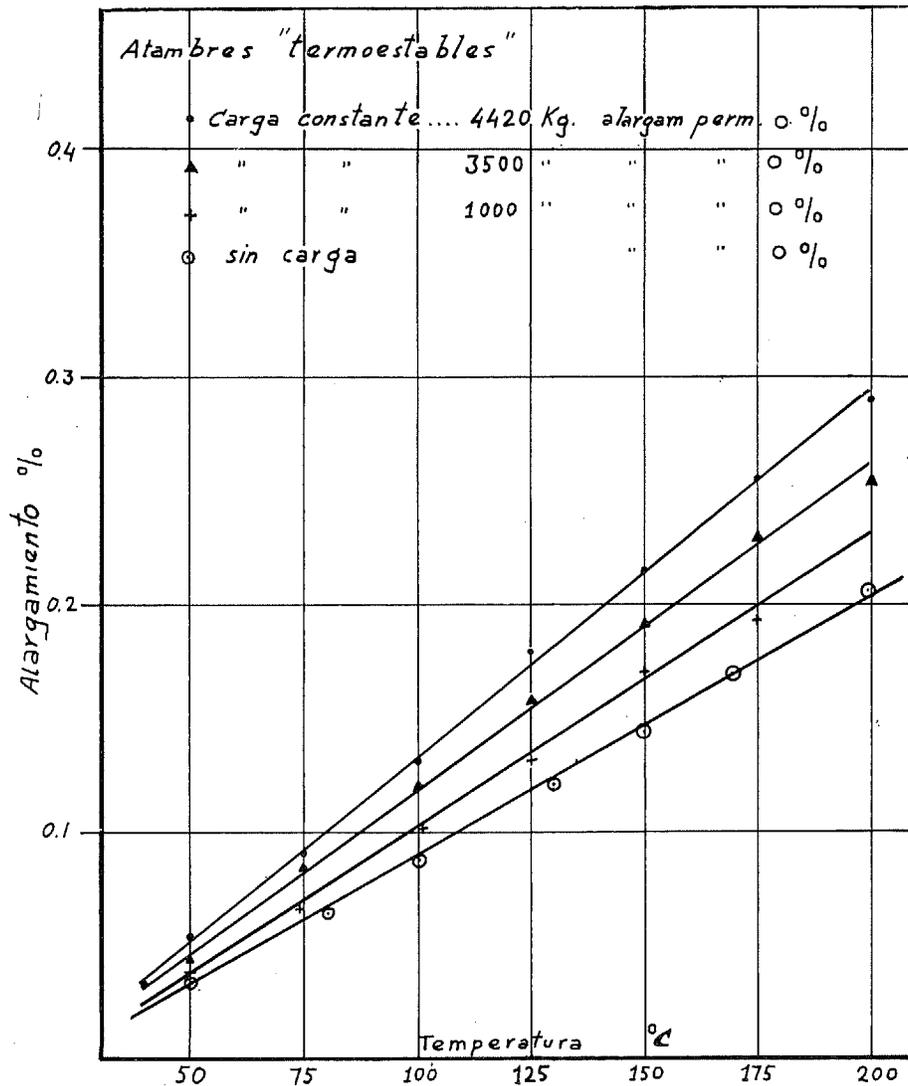


Fig. 25.

20° C, ninguna de las probetas experimentó fluencia alguna; sin embargo, para lograr la estabilidad a la fluencia de la probeta D, bajo carga de 4.420 kg y 200° C, fue necesario someterla a un tratamiento previo más intenso que el que se hizo sobre las B y C.

Todo esto indica que es necesario conocer las condiciones de servicios de los alambres para lograr, siempre que esas condiciones no superen ciertos valores, una mínima sensibilidad a los efectos de los agentes térmicos.

Por tanto, de estos ensayos se pueden sacar las conclusiones siguientes:

1. Utilizando alambres convenientemente tratados, y suponiendo obras no afectadas por agentes térmicos importantes, se puede prescindir por completo de tener en consideración las pérdidas por relajación, puesto que éstas son mínimas, y seguramente nulas, al tener en cuenta la fluencia y retracción del hormigón.
2. En el caso de construcciones que puedan ser sometidas a los efectos del calor, la inevitable pérdida de tensión que han de experimentar los alambres puede ser mínima y recuperarse totalmente al desaparecer la temperatura, si se emplean aceros convenientemente termoestabilizados.
3. El ensayo del comportamiento a la fluencia o al relajamiento de los aceros estabilizados, puede hacerse fácilmente utilizando un sistema sencillo que puede dar a conocer hasta qué temperaturas o tensiones pueden emplearse dichos aceros.
4. Es necesario conocer también las variaciones que pueden ocurrir en el hormigón, para saber si éstas pueden aumentar o disminuir la importancia del comportamiento de los alambres aislados.

Bajo estas condiciones parece, pues, de vital importancia utilizar, en todas las técnicas de pretensado y postesado de aceros, estos nuevos materiales, que tanto en alambres como en cables comienzan a desarrollarse con bastante rapidez.

método para extrapolar los datos de ensayo de relajación

Texto de la comunicación presentada por D. José Ignacio Orbegozo, Dr. Ing. Industrial, al Simposio Técnico Internacional de la F.I.P. sobre: «Aceros para pretensado» celebrado, en Madrid, durante los días 6 y 7 de junio de 1968

La velocidad de pérdida de tensión a lo largo del tiempo o velocidad de relajación es continuamente decreciente, pero como nunca llega a anularse puede poner en peligro la seguridad de las estructuras pretensadas de las que se espera una vida de cincuenta o más años. Por consiguiente, es necesario desarrollar métodos de extrapolación que nos permitan deducir, de los ensayos de relajación de corta duración, las pérdidas de tensión a largo plazo.

Desde el punto de vista del fabricante de alambre para armaduras pretensas es interesante realizar gran número de ensayos de corta duración, de 120 ó 240 horas, para comprobar la uniformidad de los suministros. No es práctico realizar ensayos de duración media, 1.000 o más horas, de forma rutinaria, ya que se pueden registrar muy pocos resultados y éstos se obtienen cuando la partida a la que corresponde la muestra está ya puesta en obra. Sin embargo, se deben realizar ensayos de media duración, de 1.000 o más horas, siempre que se introduzca un nuevo proceso de fabricación de los alambres. Los datos obtenidos durante el desarrollo del proceso de fabricación, combinados con los ensayos rutinarios de control, pueden ser de gran utilidad para el proyectista.

Un solo ensayo de 1.000 horas no da al proyectista una seguridad total del comportamiento de la partida, ya que no debemos olvidar que existe una dispersión de resultados, propia de toda determinación experimental. Por las razones expuestas se comprende la gran necesidad de establecer una ley de variación de la relajación de tensiones a lo largo del tiempo, que permita deducir las pérdidas de tensión a partir de los datos de ensayo de corta duración.

Deducción de una ley para la relajación de tensiones.

Cuando se aplica una tensión σ_i a una muestra de alambre, ésta experimenta un alargamiento ε_T (\overline{ac} en la fig. 1). El alargamiento total se compone de un alargamiento elástico \overline{ab} y de un alargamiento plástico \overline{bc} . Si el alambre queda sometido a la tensión σ_i y hacemos que su longitud permanezca constante, fijando su extremo a un marco rígido, el alambre experimenta una reducción de la tensión inicial, es decir, se produce espontáneamente una relajación de la tensión aplicada. Supongamos que después de un cierto tiempo t , contado a partir de la aplicación de la tensión σ_i , acoplamos un exten-

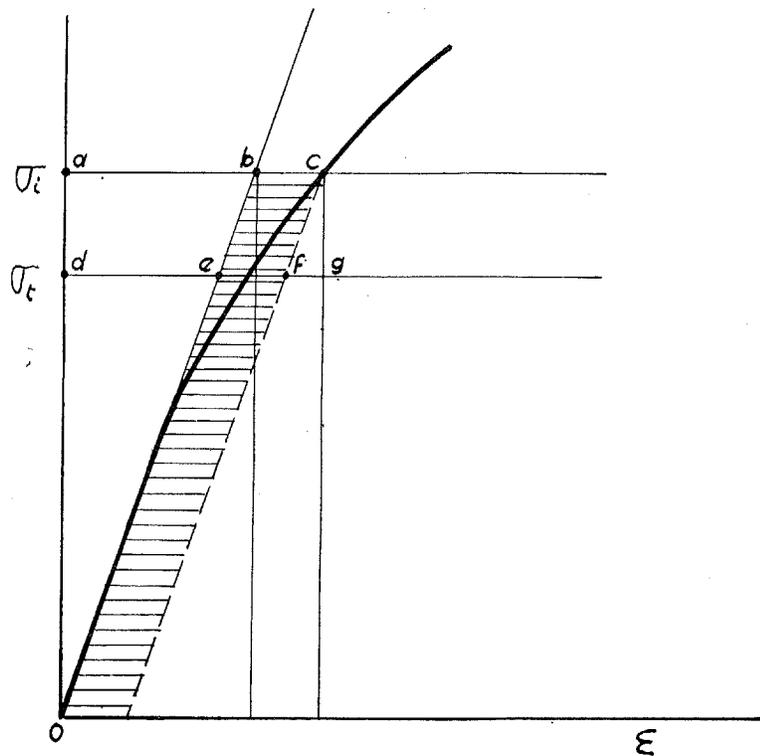


Fig. 1.— Diagrama tensión-deformación para un alambre estirado en frío.

sómetro al alambre y a continuación lo descargamos. El alambre experimentará una contracción elástica \overline{de} , inferior al alargamiento elástico \overline{ab} que introdujimos al comienzo del ensayo. La pérdida de tensión durante el tiempo t , es decir, la relajación será:

$$\sigma_i - \sigma_t = E(\overline{ab} - \overline{de}) \quad (1)$$

Puesto que la longitud total de la muestra se ha mantenido constante, la deformación plástica habrá aumentado a lo largo del tiempo t en una cantidad \overline{fg} :

$$\overline{fg} = \overline{ab} - \overline{de} \quad (2)$$

La relajación de tensiones se traduce, pues, en una conversión gradual de alargamientos elásticos en plásticos.

En la estructura cristalina del acero, y a escala atómica, existen imperfecciones o dislocaciones bloqueadas por átomos de carbono y nitrógeno, límites de grano, partículas precipitadas u otras dislocaciones. Las dislocaciones vibran con una frecuencia que es función de la temperatura del metal. La amplitud de vibración se rige por leyes estadísticas y puede alcanzar un valor suficiente como para salvar los obstáculos que retienen a la dislocación. La ampliación de una tensión tractora reduce el valor crítico de la amplitud de vibración necesaria para salvar los obstáculos.

Cuando aplicamos la tensión inicial σ_i algunas dislocaciones se ponen espontáneamente en movimiento, ya que la resultante de la tensión σ_i en la dirección del movimiento puede llegar a ser superior a la tensión interna representada por los obstáculos. El desplazamiento de estas dislocaciones constituye una deformación plástica instantánea \overline{bc} , que se produce sin ninguna contribución de la energía de activación térmica, es

decir, sin la contribución de la vibración de las dislocaciones. Sin activación térmica la tensión inicial y la deformación plástica iniciales permanecerían constante, pero al cabo de un cierto tiempo algunas dislocaciones alcanzan una amplitud de vibración suficiente como para ponerse en movimiento. En la zona afectada por el movimiento de la dislocación, la tensión aplicada se relaja reduciéndose a un valor σ inferior a σ_i . El desplazamiento de cada dislocación contribuye, pues, a aumentar la deformación plástica y a disminuir en la misma cantidad la deformación elástica.

La energía térmica necesaria para activar el movimiento de una dislocación viene dada por:

$$U = v (\sigma_i - \sigma) \quad (3)$$

siendo:

- v el volumen afectado por el movimiento;
- σ_i la tensión inicial aplicada;
- σ la tensión remanente en el volumen v después del desplazamiento de la dislocación.

La probabilidad de que una dislocación alcance la amplitud de vibración necesaria para liberarse de sus obstáculos viene dada por:

$$p = f \cdot e^{-\frac{U}{kT}} \quad (4)$$

siendo k la constante de Boltzmann, T la temperatura absoluta y f un factor de frecuencia que depende de la temperatura y del número de dislocaciones que en cada momento pueden desplazarse. Las dislocaciones bloqueadas por obstáculos que requieren una pequeña energía de activación para ser salvados se agotan rápidamente al principio, mientras que las que requieren mayores energías de activaciones se van desplazando en tiempos crecientes. Se puede suponer que la ley de variación del número de dislocaciones disponibles sigue una ley hiperbólica

$$N = \frac{Z}{t^{1/n}} \quad (5)$$

Evidentemente la ecuación (5) no es válida para $t = 0$.

La velocidad de relajación es proporcional a la frecuencia con que las dislocaciones son térmicamente activadas, y, por lo tanto, podemos establecer:

$$\frac{d(\sigma_i - \sigma)}{dt} = F \cdot e^{-\frac{v(\sigma_i - \sigma)}{kT}} \quad (6)$$

integrando la ecuación anterior se obtiene:

$$\sigma_i - \sigma = \frac{kT}{v} \ln \left(1 + \frac{BkT}{v} t^{\frac{n-1}{n}} \right) \quad (7)$$

y para una temperatura constante:

$$\sigma_i - \sigma = a \ln \left(1 + \beta t^{\frac{n-1}{n}} \right) \quad (8)$$

Esta relación es general y puede emplearse para calcular las pérdidas de tensión, una vez calculados los parámetros α y β a partir de ensayos de relajación de corta duración.

El mejor ajuste a las curvas de relajación lo hemos obtenido con $n = 2$. Se tiene entonces:

$$\sigma_i - \sigma = \alpha \ln \left(1 + \beta \cdot t^{\frac{1}{2}} \right) \quad (9)$$

La relajación de tensión a longitud constante sigue una ley similar a la fluencia logarítmica. En un ensayo de relajación el alargamiento permanece constante y viene definido por:

$$\epsilon_T = \text{constante} = \epsilon_e + \epsilon_p = \frac{\sigma}{E} + \epsilon_p \quad (10)$$

A medida que se relaja la tensión soportada por la muestra, también disminuye el alargamiento elástico. La relajación viene dada por:

$$\frac{d\sigma}{dt} = -E \cdot \frac{d\epsilon_p}{dt} \quad (11)$$

La ecuación (11) nos indica que ϵ_p aumenta a medida que σ disminuye, tal como hemos deducido al principio de este trabajo. La relajación es, pues, un fenómeno de fluencia bajo cargas decrecientes.

DIAGRAMA CALCULADO TENSION - RELAJACION ($\alpha = 0,85$ $\beta = 1$)

RESISTENCIA DEL ALAMBRE > 160 Kg./mm²
 LIMITE ELASTICO (0,2 %) > 145 Kg./mm²
 RELAJACION A 100 HORAS BAJO TENSION INICIAL DE 112 Kg./mm² < 5%

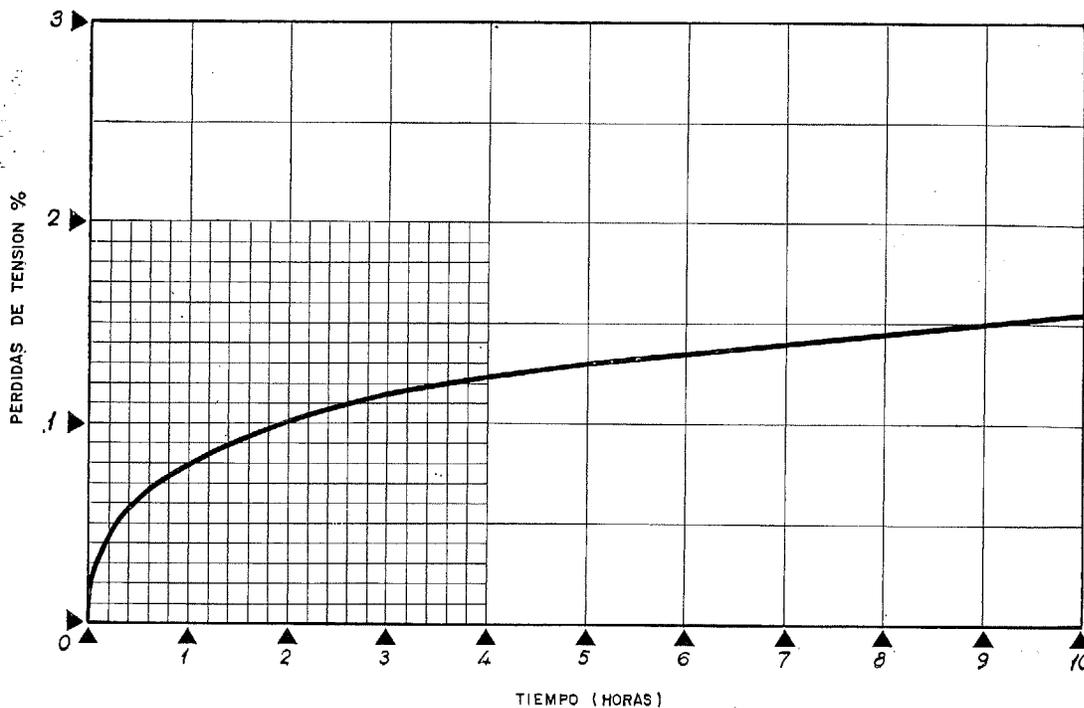


Fig. 2.

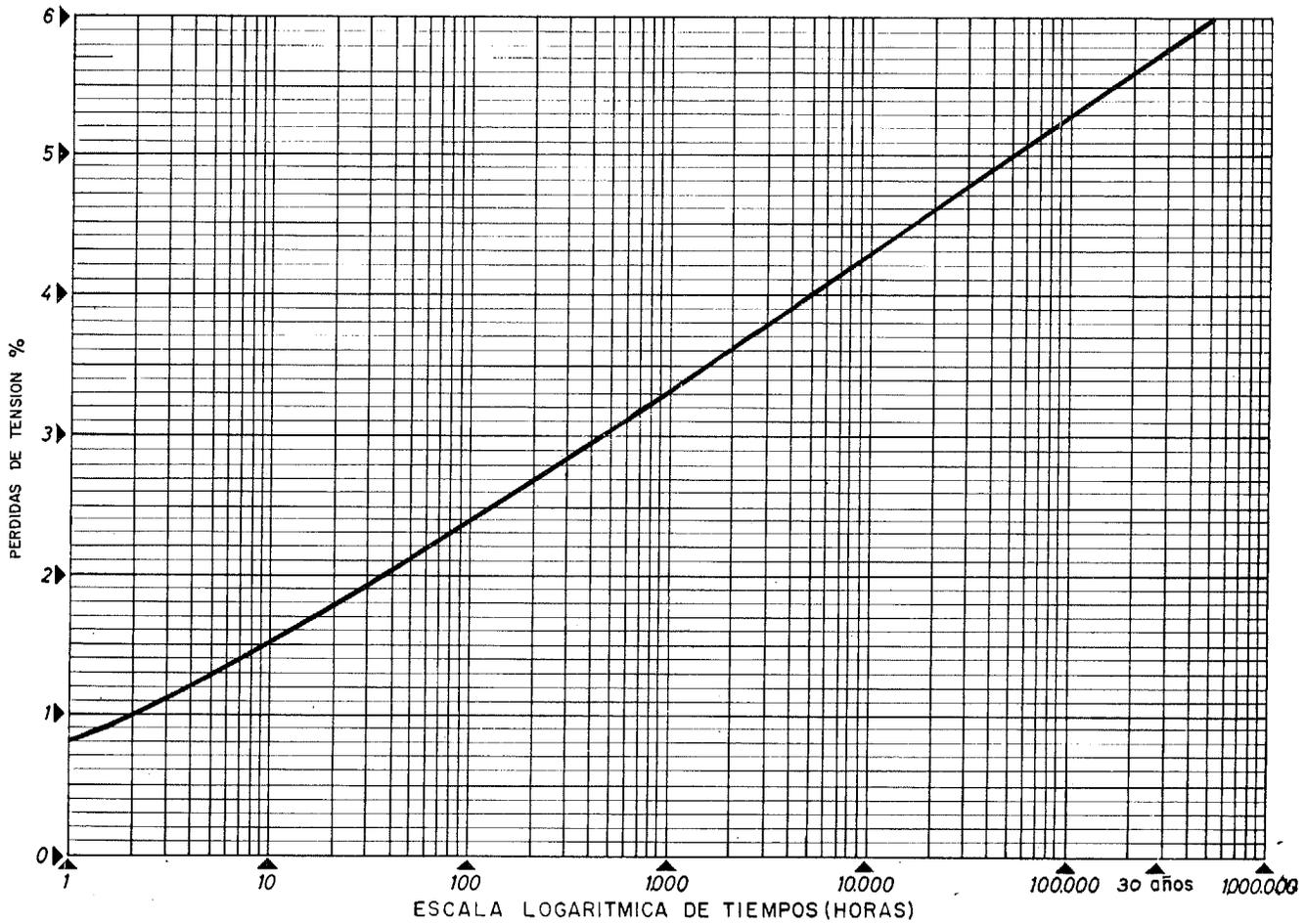


Fig. 3.

Aplicación práctica de la ley de relajación.

Los parámetros α y β pueden calcularse de forma muy sencilla. Sean t_1 y t_2 dos tiempos (en horas) para los cuales la pérdida de tensión se duplica. Se puede demostrar que β viene dado por:

$$\beta = \frac{\sqrt{t_2} - 2\sqrt{t_1}}{t_1} \quad (12)$$

Conocido el valor de β se puede calcular α .

En las figuras 2 y 3 se han representado las pérdidas de carga, tomando para los parámetros los valores $\alpha = 0,85$, $\beta = 1$. Estos valores se han calculado a base de ensayos de corta duración de un alambre de 160-180 kg/mm² de resistencia y 150 kg/mm² de límite elástico convencional. En diagrama semilogarítmico la curva es al principio parabólica y al cabo de algunos cientos de horas se hace logarítmica, es decir, sigue una línea recta cuando la unidad es despreciable frente a $\beta \sqrt{t}$.

El parámetro β depende de la tensión inicial, temperatura y tratamiento térmico del

alambre. Para alambres de muy buena calidad, envejecidos y moderadamente cargados $\beta \approx 1$, mientras que para alambres no envejecidos y cargados con tensiones próximas a la carga de rotura, β alcanza valores de 20 e incluso superiores.

El parámetro α da la pendiente del tramo recto de las curvas de relajación, es decir, cuando $\beta \sqrt{t} \ll 1$. Es interesante observar que:

$$\alpha = \frac{k_T}{\nu} \quad (13)$$

El parámetro α , y, por lo tanto, la pendiente del tramo recto, dependen de la temperatura y del volumen de activación. Puesto que ν depende de la composición química del acero, estructura micrográfica y tamaño de grano, no puede variarse por medio de un tratamiento eliminador de tensiones dado al alambre, y por consiguiente *la pendiente del tramo recto de las curvas de relajación en escala semilogarítmica depende fuertemente de la temperatura y es insensible a los tratamientos de envejecimiento*. De aquí se deduce que se puede conocer la pendiente del tramo recto de una calidad dada de alambre por medio de ensayos de corta duración del alambre sin envejecer. Otra conclusión es que los futuros avances en la fabricación de estos alambres se conseguirán, probablemente, a base de controlar la microestructura, para obtener granos de tamaño muy fino, y de precipitar partículas duras en la masa del acero por medio de tratamientos térmicos posteriores a la trefilación. Finalmente, se puede concluir también que no deben usarse ensayos de corta duración a temperaturas superiores a la ambiente para deducir las pérdidas a largo plazo.

RESUMEN

La duración de los ensayos de relajación es muy breve en comparación con la vida de las estructuras pretensadas. Por lo tanto, se hace necesario la adopción de métodos de extrapolación.

La relajación de tensiones es un proceso de fluencias bajo cargas decrecientes, y la ley de pérdida de tensión a lo largo del tiempo es válida también para la fluencia. La ley deducida se ajusta muy bien a los datos experimentales.

La pendiente de la curva de relajación en diagrama semilogarítmico no depende del tratamiento de envejecimiento dado al alambre, y sí depende de la temperatura a la que se realiza el ensayo.

notas de la F.I.P.

n. 11, marzo 1968

INFLUENCIA DEL ESPESOR DE RECUBRIMIENTO EN LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LAS VIGAS DE HORMIGÓN PRETENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS

Por Armand H. Gustafarro.

Mr. Gustafarro, Director de la Fire Research Section de la Portland Cement Association, en Skokie (Estados Unidos), ha redactado las siguientes notas, que tratan de la importancia del "recubrimiento medio" en relación con la resistencia al fuego de las vigas de hormigón pretensado, simplemente apoyadas. Mr. Gustafarro disertó sobre este tema en la Reunión de la "Comisión de la F.I.P. sobre Resistencia al Fuego", celebrada en Wexham Springs, en diciembre de 1967.

Explicó que, recientemente, había realizado unos ensayos que demostraron que el "recubrimiento medio" era un factor mucho más significativo que el "recubrimiento mínimo", al menos para vigas cuya anchura coincidiera con la propuesta en la clasificación incluida en las Normas de la F.I.P. sobre resistencia al fuego de los edificios con estructura de hormigón pretensado. Estas normas serán editadas por la F.I.P. en 1969.

Los primeros ensayos realizados sobre vigas de hormigón pretensado, simplemente apoyadas, demostraron que su resistencia al fuego depende, principalmente, del espesor del hormigón situado entre la armadura y la superficie expuesta al fuego. Debido a las dificultades que presentan los ensayos de resistencia al fuego de las probetas de grandes dimensiones, éstos se habían efectuado, normalmente, sobre probetas relativamente pequeñas. Por esta razón, cada probeta sólo llevaba un pequeño número de alambres y, en la mayoría de los casos, el espesor del recubrimiento de hormigón era el mismo para todas las armaduras de una misma probeta.

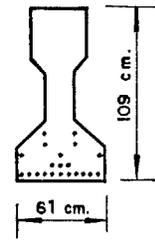
Los ensayos llevados a cabo con grandes vigas de hormigón pretensado indican que el recubrimiento mínimo, por sí mismo, no es un factor adecuado para predecir el tiempo que una pieza puede resistir la acción del fuego, especialmente cuando se utilizan armaduras constituidas por un número elevado de alambres. En estos casos, el "recubrimiento medio" constituye un dato mucho más representativo. El "recubrimiento medio" se define como el valor medio de los espesores de recubrimiento de los distintos alambres.

La figura 1 muestra la sección transversal de dos grandes vigas de perfil en I que fueron sometidas a ensayos de resistencia al fuego, simplemente apoyadas sobre rodillos, con una luz de 12 metros. El espesor mínimo del recubrimiento era sólo de 4,5 cm, pero el "recubrimiento medio" era de 7,5 cm. El árido era una grava caliza. Los períodos que

resistieron la acción del fuego fueron tres horas veintidós minutos y cuatro horas treinta y un minutos para valores de la relación M_0/M_u de 0,47 y 0,40, respectivamente.

La figura 2 representa la sección transversal y la distribución de armaduras en una viga de 12 m de luz simplemente apoyada, con la cual se realizó un ensayo de resistencia al fuego. Se construyó con hormigón normal, de árido calizo y el recubrimiento mínimo

RECUBRIMIENTO MEDIO

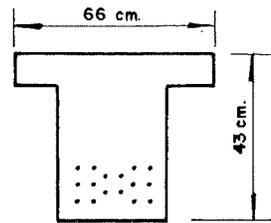


VIGAS A y B

21 Cables de 11 mm. de ϕ
 Recubrimiento mínimo = 4,5 cm.
 Recubrimiento medio = 7,5 cm.
 Periodo de resistencia al fuego :
 $A = 3 \text{ h. } 21 \text{ min. } \left(\frac{M_0}{M_u} = 0,47 \right)$
 $B = 4 \text{ h. } 31 \text{ min. } \left(\frac{M_0}{M_u} = 0,40 \right)$

Figura 1.

RECUBRIMIENTO MEDIO



HORMIGON NORMAL

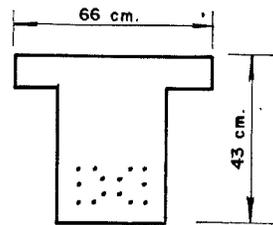
16 Cables de 12,7 mm. de ϕ
 Recubrimiento mínimo = 6,4 cm.
 Recubrimiento medio = 8,9 cm.
 $\frac{M_0}{M_u} = 0,51$
 Periodo de resistencia al fuego :
 3 h 57 min.

Figura 2.

era de 6,4 cm, en tanto que el "recubrimiento medio" era de 8,9 cm. Sometida a un momento de valor igual al 0,51 del momento de rotura, resistió la acción del fuego durante tres horas cincuenta y siete minutos.

La figura 3 representa una viga de igual sección que la anterior, pero con una distribución diferente de armaduras. Esta viga se construyó con hormigón ligero. El espesor mínimo del recubrimiento era de 6,4 cm y el "recubrimiento medio" de 8,5 cm. Sometida

RECUBRIMIENTO MEDIO



HORMIGON LIGERO

14 Cables de 11,7 mm. ϕ
 Recubrimiento mínimo = 6,4 cm.
 Recubrimiento medio = 8,5 cm.
 $\frac{M_0}{M_u} = 0,52$
 Periodo de resistencia al fuego :
 5 h 09 min.

Figura 3.

a un momento de valor igual al 0,52 del momento de rotura, resistió la acción del fuego durante cinco horas y nueve minutos.

Con el fin de realizar un estudio analítico de los resultados obtenidos en estos cuatro ensayos, se han comparado los valores en ellos registrados para los períodos de resistencia al fuego, con los obtenidos en el ensayo de placas de hormigón pretensado, simplemente apoyadas. La figura 4 permite deducir, para un espesor de recubrimiento y una intensidad de carga determinados, el período de resistencia al fuego de las placas pretensadas, de hormigón normal (áridos calizos) y ligero, simplemente apoyadas.

En la figura 5 se comparan los períodos de resistencia al fuego calculados, para las vigas, en función del recubrimiento mínimo, con los reales. En todos los casos, los valores

reales exceden de los teóricos en un 25 a 70 por 100. El error medio es del 50 por 100 aproximadamente. La relación entre los períodos de resistencia al fuego calculados en función del "recubrimiento medio" y los reales es mucho más satisfactoria, como se deduce de la figura 6. El error máximo es del 14 por 100 y el error medio es sólo del 5 por 100,

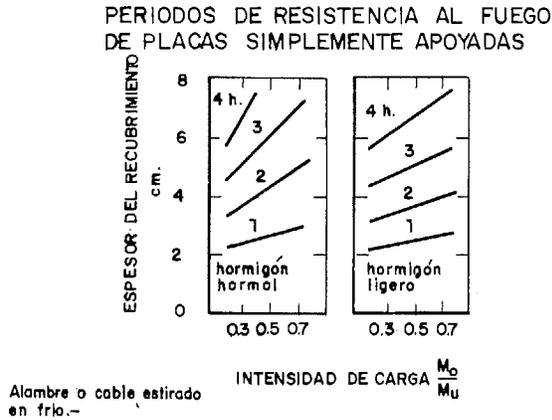


Figura 4.

COMPARACION ENTRE LOS VALORES REALES DE LA RESISTENCIA AL FUEGO Y LOS CALCULADOS EN FUNCION DEL RECUBRIMIENTO MINIMO

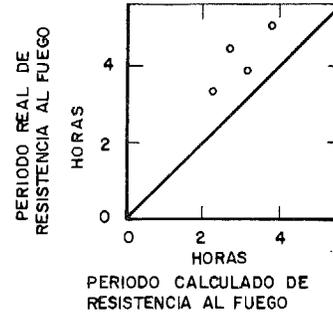


Figura 5.

aproximadamente. Este pequeño exceso puede ser debido al hecho de que los elementos ensayados son vigas y no placas. Así pues, parece que el concepto de recubrimiento medio es más apropiado para calcular los períodos de resistencia al fuego de las vigas de hormigón pretensado, simplemente apoyadas.

En la propuesta de Normas de la F.I.P. sobre resistencia al fuego de los elementos de hormigón pretensado, se utiliza el concepto de recubrimiento medio. Este criterio parece razonable al menos cuando se trata de vigas cuyas secciones transversales son de

RECUBRIMIENTO MEDIO

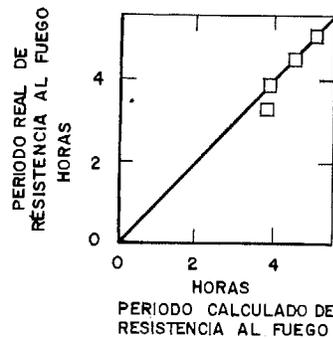


Figura 6.

anchura análoga a la prescrita en las citadas Normas de la F.I.P. El concepto de recubrimiento medio puede no ser válido para vigas delgadas; pero esto carece, relativamente, de importancia, ya que, en tal caso, los recubrimientos medio y mínimo son prácticamente iguales.

V CONGRESO DE LA F.I.P., PARIS 1966.

Traducción al portugués de los informes de las Comisiones y Comités.

El Grupo Portugués del Hormigón Pretensado, ha preparado la traducción al portugués de los Informes de las Comisiones y Comités, presentados al V Congreso de la F.I.P. celebrado, en París, en junio de 1966. Esta traducción se irá publicando en sucesivos números del Boletín que dicho Grupo edita. En el primero de éstos, que aparecerá en breve, se incluirá el informe del Comité Mixto FIP-CEB encargado de redactar las "Recomendaciones Prácticas para el Cálculo y Construcción de Estructuras de Hormigón Pretensado".

El Grupo Portugués enviará a la Secretaría General de la F.I.P. copias de estos Boletines, para su distribución entre las diversas Asociaciones Nacionales, dentro del programa de Intercambio de Publicaciones, establecido. Aparte de esto, los interesados podrán solicitar copias de los mismos dirigiéndose a:

Senhor J. A. Teixeira Trigo
Grupo Portugués de Pré-esforçado
Laboratorio Nacional de Engenharia Civil
Av. do Brasil
LISBON 5, Portugal

Estas copias les serán enviadas con carácter gratuito.

X SESION DE ESTUDIOS SOBRE EL PRETENSADO

París 13 al 15 de marzo de 1968.

Organizada por la Association Scientifique de la Précontrainte, se ha celebrado la "X Sesión de Estudios sobre el Pretensado".

Los dos principales temas estudiados fueron: "Estructuras parcialmente pretensadas" y "Protección de los aceros para pretensado". En este último, se trató de: morteros de inyección, películas protectoras y galvanización.

Después de cada sesión se celebraron coloquios, y una de las mañanas se dedicó a comunicaciones libres.

Se efectuaron visitas a una factoría de prefabricación, a una obra en construcción y a la central de energía nuclear de Bugey.

Cualquier información relativa a estas reuniones deberá solicitarse de:

Monsieur Cassé
Secretary of ASP
9, rue la Pérouse
PARIS 16^e, France

UNA NUEVA PELICULA

Introducción a la Técnica del Hormigón

La Cement and Concrete Association, de Gran Bretaña, ha filmado una nueva película, de gran interés para los estudiantes de arquitectura e ingeniería, así como para las personas encargadas de la programación y supervisión de la fabricación del hormigón. Después de estudiar los materiales constituyentes del hormigón, la película muestra la influencia que la variación de las dosificaciones ejerce sobre la consistencia y resistencia de las mezclas. Al final, se demuestra la interdependencia de los diversos factores que es preciso tener en cuenta cuando se estudia la dosificación de una mezcla de hormigón.

La película es en color, de 16 mm con banda óptica de sonido y dura treinta y un minutos. Se pueden obtener copias de la misma solicitándolas a:

The Films Officer
Cement and Concrete Association
52 Grosvenor Gardens
LONDON SW 1.

AUSTRIAN BETONTAG 1968

La Osterreichischer Betonverein organizó sus "Jornadas del Hormigón", durante los días 7 al 10 de mayo de 1968, en Pörschach am Wörthersee. En ellas intervino, entre otros destacados oradores, M. Yves Guyon, Presidente Honorario de la F.I.P. El programa completo e información suplementaria sobre dichas Jornadas, puede obtenerse dirigiéndose a:

Geschäftsstelle des Osterreichischer Betonvereines
Strohgasse 21 A
1030 Wien, 3

última publicación

del i.e.t.c.c.

K. Stiglat y H. Wippel

Drs. Ingenieros

Traducción de **Juan Batanero**

Dr. Ingeniero de Caminos

con la colaboración de

Francisco Morán

Ingeniero de Caminos

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

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

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

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

notas de la F.I.P.

n. 12, abril 1968

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

Reunión celebrada en Milán los días 21, 22 y 23 de febrero de 1968.

La Comisión de la F.I.P. sobre "Durabilidad de las Estructuras de Hormigón Pretensado" celebró, con pleno éxito, una reunión en Milán, los días 21-23 de febrero último.

Se encontraban presentes, además de nueve miembros de la Comisión, el Profesor Francó Levi, Presidente de la F.I.P.; Mr. Y. Guyon, Presidente Honorario, y el Dr. G. F. Janssonius, Vicepresidente General.

El profesor Levi aprovechó la oportunidad para hacer resaltar el enorme trabajo que pesaba sobre esta Comisión y sugirió que parte de sus funciones fuesen trasladadas a otras Comisiones de la F.I.P. u otras Organizaciones tales como la RILEM. También expresó su deseo de que un Subcomité especial de la Comisión se encargase de realizar una encuesta para determinar la relación entre el número de fallos ocurridos en las estructuras pretensadas, y el número total de estructuras de este tipo construidas.

A este respecto, debe hacerse constar que se ha recibido información de un cierto número de países, pero que es preciso reunir muchos más datos, para lo cual se redactará un cuestionario que será enviado a todos los Grupos Miembros de la F.I.P., a fin de que éstos lo devuelvan debidamente cumplimentado. Se espera poder demostrar que el porcentaje de estructuras pretensadas que presentan algún fallo es muy reducido. La Secretaría Técnica de la F.I.P. agradecerá cuantos datos le sean proporcionados sobre este tema.

En la reunión fueron discutidas y, finalmente, aprobadas, cuatro propuestas de conclusiones técnicas sobre diferentes aspectos de la durabilidad de las estructuras pretensadas. Estas propuestas serán sometidas al Comité Ejecutivo de la F.I.P. para su estudio.

En el curso de estas reuniones, el Profesor R. Szilard, de la Universidad de Hawai, pronunció una conferencia de gran interés sobre el tema "Eficacia del recubrimiento de hormigón en la protección contra la corrosión de las armaduras de pretensado". Asistieron a ella los miembros de la Comisión y de la Sociedad de Ingenieros Civiles de Milán.

El 23 de febrero, los asistentes a la reunión visitaron dos factorías dedicadas a la prefabricación de elementos pretensados — particularmente para pasos elevados sobre carreteras— y varios puentes, de gran interés técnico, construidos en las carreteras entre Milán

y Génova. Este día, los miembros de la Comisión recorrieron 450 Km e inspeccionaron numerosos puentes, bajo una densa lluvia (¡Con ello quedó demostrado que esta Comisión tiene bien ganado su título de “Durabilidad”!).

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE “ACEROS PARA PRETENSADO”

Klosters, Suiza, 26 y 27 de febrero de 1968.

La primitiva Comisión Mixta FIB-CEB sobre “Aceros para Pretensado”, ha pasado ahora a ser una Comisión F.I.P. Su primera reunión, como tal, la celebró en Klosters (Suiza) los días 26 y 27 de febrero de 1968.

Por ausencia de su Presidente, el Profesor Mirko Ros, que se encontraba entonces hospitalizado en Zurich, presidió las sesiones el Sr. Birkenmaier. Asistieron, en total, 18 personas, incluidos los observadores, que cambiaron impresiones sobre las especificaciones técnicas para la “Recepción de los aceros para pretensado”. La discusión se centró en el informe remitido por los señores Rehm y Ros. Las modificaciones propuestas al texto de dicho informe se detallarán en el Acta de la reunión y la versión revisada de las citadas Especificaciones será distribuida a su debido tiempo.

La segunda sesión estuvo dedicada al comentario de los progresos conseguidos en la preparación del Simposio sobre “Aceros para pretensado”, que se celebrará en Madrid los días 6 y 7 de junio. Se dio cuenta de que como muchos de los Informes Nacionales habían llegado tarde, había sido preciso retrasar también la redacción de los correspondientes Informes Generales. Sin embargo, se está intentando poder distribuir copias de los Informes Nacionales, entre todos los participantes, antes del 15 de abril de 1968

REUNION DE LA V COMISION MIXTA FIP-CEB, “PERDIDAS DE PRETENSADO”

26 de febrero de 1968 en Klosters, Suiza.

Coincidiendo con las reuniones de la Comisión de la F.I.P. sobre “Aceros para Pretensado”, la Comisión Mixta FIP-CEB sobre “Pérdidas de Pretensado” celebró, también, una reunión en Klosters, el lunes 26 de febrero, bajo la presidencia del Dr. G. F. Jansso-nius.

Asistieron a la reunión, además de los componentes de la Comisión, varios miembros de las otras Comisiones reunidas al mismo tiempo en Klosters. Se consiguieron grandes progresos en la preparación de la propuesta final de las prescripciones que, sobre pérdidas de pretensado, deberán ser incluidas en las “Recomendaciones Prácticas FIP-CEB”. Se dedicó especial atención al tema del rozamiento en los anclajes y se propuso un Comentario sobre el mismo.

Posteriormente, se continuó la discusión sobre las pérdidas debidas a la relajación y se estudió un informe presentado por Holanda en el que se incluyen una serie de datos tabulados. Muchos de los Ingenieros presentes, especialmente M. Dumas, de Francia, y

el Dr. Scherpbier, de Holanda, hicieron resaltar la relación que existe entre la relajación, por una parte, y la fluencia y retracción del hormigón, por otra. Con respecto a este tema se hizo una detallada exposición de los ensayos llevados a cabo por el Profesor Baus, en la Universidad de Lieja (Bélgica). Todos estos ensayos demostraron que había una gran diferencia entre las pérdidas por relajación a longitud constante y las que se producen teniendo en cuenta la fluencia y la retracción.

M. Saillard (Francia, CEB), informó que, en la actualidad, el CEB está revisando los apartados de las "Recomendaciones Prácticas" que tratan de la fluencia y la retracción del hormigón.

La próxima reunión tendrá lugar en Amsterdam, el viernes 17 de mayo de 1968.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE "ACEROS PARA PRETENSADO", GRUPO DE TRABAJO SOBRE "ANCLAJES"

Reunión celebrada en Klosters, Suiza, el 27 de febrero de 1968.

El Grupo de Trabajo sobre "Anclajes", creado dentro de la Comisión de la F.I.P. sobre "Aceros para Pretensado", celebró su segunda reunión en Klosters, el martes 27 de febrero de 1968. Ocupó la Presidencia M. Birkenmaier, de Suiza.

M. Birkenmaier abrió la discusión presentando un informe por él redactado sobre la importancia de los anclajes en las estructuras pretensadas. Uno de los principales objetivos de este informe era establecer unas definiciones, de general aceptación, para cada uno de los distintos elementos que constituyen el anclaje.

En la segunda parte de la reunión se discutieron los informes presentados por los señores Rehm y Xercavins, comparando las Normas y Reglamentos sobre anclajes, vigentes en los distintos países. La Secretaría Técnica presentó un informe, resumiendo las contestaciones recibidas de las diferentes naciones a la consulta, cursada en noviembre de 1967, solicitando información sobre las Normas Nacionales referentes a anclajes. M. Xercavins afirmó que las distintas Reglamentaciones Nacionales presentan diferencias considerables, tanto en su extensión como en sus detalles. Casi ninguna especifica cómo se deben realizar los ensayos. Añadió que, en su opinión, todas las Normas deberían regular dos puntos fundamentales: la deformación admisible en las armaduras y el anclaje y la eficacia de éste. Lo ideal sería que todas las Normas Nacionales se redactasen siguiendo los mismos criterios, para que pudieran ser utilizadas en otros países.

Se hizo notar que existen diferencias en los resultados obtenidos en los ensayos de anclajes, según la longitud del alambre utilizado y que los resultados más representativos correspondían a los ensayos realizados empleando alambres de longitud comprendida entre los 5 y 10 metros.

M. Brenneisen expuso su opinión de que en los resultados de los ensayos influyen diversos factores, tales como la longitud, la torsión y el tipo de sujeción de los cables. Se acordó que, antes de la próxima reunión, los miembros de la Comisión estudiarán las condiciones en las cuales deben realizarse los ensayos.

EL VIADUCTO DE POLCEVERA EN ITALIA

Antes de su confluencia con la autopista Génova-Valle del Po, el tramo final, próximo a Génova, de la autopista Génova-Savona, cruza el Valle de Polcevera y termina en el punto de enlace de las dos autopistas.

El cruce del Valle de Polcevera y la conexión con la otra carretera exigió la construcción de una obra fuera de serie, interesante desde el punto de vista técnico, ya que está situada en una zona densamente poblada y con numerosos edificios industriales. Los proyectistas y constructores tropezaron, por ello, con muchas dificultades para la realización de esta obra que, además, tenía que salvar el río Polcevera y varias vías férreas importantes.

Los tramos principales son de gran luz y la estructura ha resultado muy económica, lo cual demuestra, una vez más, la eficacia de las modernas técnicas del hormigón armado y pretensado.

El viaducto, sin contar los ramales de desviación y acceso, tiene 1.100 m de longitud, 18 m de anchura y 45 de altura sobre el nivel medio de la red de carreteras urbanas. Se compone de:

- 1 tramo de 43 m,
- 1 tramo de 75,31 m,
- 5 tramos de 73,20 m,
- 1 tramo de 142,65 m,
- 1 tramo de 207,88 m,
- 1 tramo de 202,50 m y
- 1 tramo de 65,10 m.

Los apoyos de los voladizos están constituidos por las cabezas extremas de dos cables de pretensado que pasan sobre las pilas. Estas pilas, de cuatro patas, alcanzan una altura de 42,25 m sobre la calzada.

Cada una de las pilas principales se apoya sobre la cabeza de otra pila de hormigón armado que, a su vez, descansa sobre pilotes huecos de gran diámetro, de 40 m de longitud. Sobre la citada cabeza de la pila se apoyan dos estructuras independientes, simétricamente colocadas respecto al eje. Cada una de estas estructuras está constituida por:

- un caballete en forma de V, de hormigón armado, compuesto por cuatro elementos arriostrados a media altura y en la parte superior por vigas transversales, perpendiculares al eje del viaducto;
- un sistema de soportes en forma de pirámides truncadas, con vigas de enlace y una viga transversal superior.

El tablero está constituido por una viga celular continua, con una losa de extradós y seis tabiques verticales, que tienen un espesor medio de 22 cm.

Los extremos de cada voladizo están formados por resistentes vigas transversales, a las cuales se anclan los tirantes. Estos pasan por la parte superior de la pila y están constituidos por cables de acero de alta resistencia recubiertos con una capa de hormigón.

Entre los extremos de cada par de voladizos va colocado un tramo, de 36 m de longitud, simplemente apoyado sobre rótulas.

La segunda parte del viaducto (la formada por tramos más cortos) se compone de una serie de pilas especiales, en forma de V, cada una de ellas constituida por cuatro soportes dobles, de anchura decreciente, enlazados a media altura y en la parte superior por vigas transversales. La cimentación de estas pilas se apoya sobre pilotes de gran diámetro.

La parte superior de las pilas, en forma de V, soportan una viga, de 20 m de longitud, que vuela 7,50 m por cada lado.

Sobre estos voladizos se apoyan vigas prefabricadas cuyas dimensiones son iguales a las de las vigas que cierran los tramos principales.

Toda la estructura es de hormigón armado o pretensado; en particular, se ha adoptado el pretensado para las vigas de la parte del tablero que atraviesa la parte superior de cada caballete de apoyo, así como para los cables que sujetan los extremos de los voladizos y para las vigas que completan los tramos en las otras pilas.

Para la fabricación de las vigas de los tramos compensados se ha seguido un procedimiento que, si no totalmente original, tiene al menos un considerable interés. A cada lado de la pila se hormigonaba, simultáneamente, una dovela de 5,50 m de longitud, sujetándose, provisionalmente, los extremos de los voladizos mediante tirantes metálicos, anclados a las dovelas, que se tesaban por ambos extremos. Los tirantes se mantenían elevados sobre el nivel del tablero, por medio de elementos verticales de hormigón armado, de 2,10 m de altura, colocados en los extremos de las dovelas previamente fabricadas. En total se construyeron nueve dovelas a cada lado de la pila.

Durante la construcción de los voladizos se iban comprobando y ajustando constantemente las flechas, modificando adecuadamente la tensión de los tirantes.

El proyecto fue realizado por el Prof. Ing. Riccardo Morandi, en colaboración con el Dr. Ing. Claudio Cherubini, y el puente lo construyó la "Società Italiana Condotte d'Aqua", de Roma, bajo la supervisión del Servicio Especial de la Compañía Autónoma de Carreteras Estatales.

últimas publicaciones del i.e.t.c.c.

Richard J. Neutra

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

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

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

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

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

edificios de viviendas prefabricadas con elementos de grandes dimensiones

Bohdan Lewicki

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

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

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

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

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

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

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

notas de la F.I.P.

n. 13, mayo-junio 1968

SHRI K. F. ANTIA

Con profundo pesar anunciamos el fallecimiento de Mr. Shri K. F. Antia, Presidente del Instituto de Ingenieros de la India y miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P. Cuando Mr. Shri Antia se dirigía a Londres y Madrid para participar en las reuniones de la F.I.P. que se iban a celebrar en dichas capitales, el avión se estrelló, inmediatamente después de despegar de Bombay, el 28 de mayo de 1968.

Los miembros del Consejo Administrativo de la F.I.P., en la reunión celebrada el día 5 de junio, en Madrid, rindieron homenaje a la obra desarrollada por Shri Antia en el campo del hormigón pretensado, tanto en la F.I.P. como en otros organismos internacionales.

DIPLOMADO ING. MIRKO ROS

El Dipl. Ing. Mirko Ros, de Zurich, representante del grupo suizo de la F.I.P. y miembro del Consejo Administrativo, se encuentra gravemente enfermo en un hospital de Zurich y, por esta lamentable causa, no pudo participar en el simposio sobre "Aceros para pretensado" que había sido programado por iniciativa suya y bajo su dirección. En su ausencia, su colega Mr. Birkenmaier asumió toda la responsabilidad de la dirección de dicho simposio, celebrado en Madrid durante los días 6 y 7 de junio de 1968, y aceptó actuar como Presidente de la Comisión de la F.I.P. sobre "Aceros para pretensado" hasta noviembre de 1968, fecha en la cual se decidirá quién ha de sucederle.

DR. ING. HANS MINETTI

El Presidente y los miembros del Consejo Administrativo de la F.I.P. han felicitado cordialmente al Dr. Ing. Hans Minetti, de Wiesbaden, con motivo de su setenta cumpleaños, que se celebrará el 19 de julio de 1968. El Dr. Minetti pertenece al Comité Ejecutivo de la F.I.P. desde 1958.

MR. A. J. HARRIS

El 8 de junio de 1968, fecha en que se conmemora el cumpleaños de la Reina Isabel de Inglaterra, Mr. A. J. Harris, de la firma de Ingenieros Consultores Harris y Sutherland,

127 Victoria Street, London SW1, recibió el nombramiento de Comendador de la Orden del Imperio Británico. Mr. Harris es uno de los Vicepresidentes de la F.I.P. y miembro del Comité Ejecutivo.

ASOCIACION BELGA PARA EL ESTUDIO, ENSAYO Y EMPLEO DE LOS MATERIALES

El Vicepresidente General de la F.I.P, Dr. G. F. Janssonius, Mr. L'Hermite (París), el Profesor Amstutz (Zurich) y Mr. Hudson (Londres) han sido nombrados miembros honorarios de la "Asociación Belga para el estudio, ensayo y empleo de los materiales" (ABEM), en la reunión celebrada en Bruselas, el día 2 de mayo de 1968.

COMITE EUROPEO DEL HORMIGON

A continuación incluimos la lista de los miembros que integran el nuevo Consejo Administrativo del Comité Europeo del Hormigón, elegido en la reunión celebrada, en Lausana, el pasado mes de abril.

Presidente: Profesor H. Rüschi.
Vicepresidentes: Dr. Esquillan,
 Profesor Wästlund,
 Dr. Saillard (Vicepresidente Delgado).
Miembros: Profesor A. L. L. Baker,
 Profesor Gvozdev,
 Profesor Moenaert.

El Presidente de la F.I.P., Profesor Ing. F. Levi, ha sido nombrado Presidente honoris causa del C.E.B.

En el transcurso de las reuniones celebradas en Lausana, se sometieron a discusión importantes temas relativos a: aceros para armaduras, flexión, coeficientes de seguridad y pandeo. Se recibieron también interesantes comunicaciones sobre fisuración (incluida la fisuración del hormigón pretensado), hormigones aireados, losas y esfuerzo cortante. En un futuro próximo se celebrarán nuevas discusiones sobre "esfuerzo cortante".

REUNION DEL CONSEJO ADMINISTRATIVO DE LA F.I.P.

Celebrada el día 5 de junio de 1968, en Madrid (España).

El Consejo Administrativo de la F.I.P., reunido en Madrid el día 5 de junio, aprobó la admisión de un nuevo Grupo Miembro de la F.I.P., el del Líbano, y confirmó el nombramiento de Mr. Bonomme para sustituir a M. Dumas como miembro del Consejo Ad-

ministrativo, en representación de Francia. Mr. Bonomme será designado también miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P.

El Consejo Administrativo discutió algunos detalles relacionados con el próximo VI Congreso de la F.I.P., que se celebrará en Praga en 1970, y con el VII Congreso que tendrá lugar, en Nueva York, en 1974. Se adoptaron también diversos acuerdos con respecto a las normas que habrán de regular la concesión de las "Medallas de la F.I.P." y el nombramiento de miembros honorarios. La F.I.P. otorgará dos tipos de medalla: una "Medalla Freyssinet", reservada para las figuras más destacadas en la técnica del pretensado, y una "Medalla F.I.P." a la que podrán aspirar todos aquellos que hayan contribuido al desarrollo del hormigón pretensado con investigaciones, documentación, conferencias u otras actividades. Los nombres de los galardonados con estas medallas se darán a conocer el día 1 de enero de cada año, y el Presidente de la F.I.P. efectuará la imposición de las mismas en el primer Congreso que se celebre después, o en la primera ocasión propicia.

Los aspirantes serán propuestos por los miembros del Consejo Administrativo de la F.I.P. antes del 30 de junio del año anterior a aquél en el que haya de concederse la medalla. La F.I.P. tiene previsto, también, nombrar miembros honorarios a aquellas personalidades que hayan prestado una prolongada, fructífera y activa colaboración al desarrollo de las tareas encomendadas a la Federación.

El Comité Ejecutivo celebrará su próxima reunión, en Copenhague, el 13 de diciembre de 1968 y el Consejo Administrativo en Dresden, del 26 al 30 de mayo de 1969. Aprovechando esta ocasión, sus miembros se trasladarán un día a Praga con el fin de ultimar diversos detalles relativos a la organización del VI Congreso.

SIMPOSIO DE LA F.I.P. SOBRE "ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGON PRETENSADO"

3 y 4 de junio de 1968.

SIMPOSIO DE LA F.I.P. SOBRE "ACEROS PARA PRETENSADO"

6 y 7 de junio de 1968.

Celebrados ambos en el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid.

Los dos Simposios organizados por la F.I.P., en Madrid, durante la semana del 2 al 7 de junio de 1968, han constituido un rotundo éxito. Se celebraron en la sede del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, edificio admirablemente acondicionado para este tipo de reuniones. Como el número de participantes en cada Simposio tuvo que restringirse obligatoriamente a 200 y como los temas de cada Simposio eran de carácter muy especializado, después de la presentación de cada Informe General se entablaron animadas y provechosas discusiones que, a menudo, se prolongaron, en pequeños grupos, durante las comidas que se hacían en el propio Instituto. Desgraciadamente, las dos figuras que planearon y organizaron los Simposios, no pudieron participar en ellos. El Diplo-

mado Ing. M. R. Ros, de Zurich, se encontraba seriamente enfermo y el Profesor R. V. Mihajlov, de Moscú, no pudo trasladarse a Madrid debido a la interrupción de las comunicaciones en Francia, originada por las huelgas de mayo y junio.

La situación política en Francia impidió también la asistencia de la delegación rusa y de varios de los delegados franceses. A pesar de todo ello, los Simposios resultaron extraordinariamente interesantes e instructivos. La F.I.P., animada por este éxito, está decidida a continuar organizando reuniones análogas, en el futuro.

Queremos expresar nuestro sincero agradecimiento a la Asociación Española del Hormigón Pretensado, Grupo español miembro de la F.I.P., por la excelente organización de estos actos; a los que planearon estos Simposios (Dr. Ing. M. R. Ros y Profesor K. V. Mihajlov); a los Ponentes Generales y Presidentes de las Sesiones y, de un modo especial, a aquellos que, en el último momento, aceptaron ser designados para actuar en sustitución de sus colegas ausentes.

Las Memorias de los Simposios se editarán en dos volúmenes, en los cuales se incluirán los textos, revisados, de los diversos Informes Generales y los resúmenes de las correspondientes discusiones. Algunos informes nacionales de especial interés serán publicados por la F.I.P., independientemente, como "Informes Especiales de la F.I.P.". En las Memorias de los Simposios y al final de cada Informe General, se incluirá una relación de todos estos Informes Especiales.

Sobre el precio y forma de adquirir las citadas Memorias se informará en uno de los próximos números de las "Notas de la F.I.P."

VI CONGRESO DE LA F.I.P., PRAGA, 6 a 13 DE JUNIO DE 1970

Ha sido necesario cambiar la fecha del VI Congreso, quedando establecida, definitivamente, la de los días 6 al 13 de junio de 1970. Como en anteriores Congresos de la F.I.P., algunos especialistas pronunciarán conferencias sobre determinados temas específicos. El gran éxito obtenido por este tipo de conferencias en el V Congreso, ha animado a los organizadores del VI Congreso, a aumentar su número hasta ocho. Para ellas han sido propuestos los siguientes temas:

Investigación.

Comportamiento del hormigón pretensado sometido a altas temperaturas.

Comportamiento del hormigón pretensado sometido a bajas temperaturas.

Elementos sometidos a compresión triaxil.

El esfuerzo cortante y la torsión en el hormigón pretensado.

Cálculo y últimos avances.

El hormigón pretensado y las estructuras metálicas.

Estructuras, de hormigón pretensado, flotantes y sumergidas.

Aplicación de los materiales sintéticos al hormigón pretensado.

El empleo del hormigón pretensado en cimentaciones.

Las Comisiones de la F.I.P. y el Comité Mixto FIP-CEB encargado de redactar las "Recomendaciones para el Cálculo y Construcción de Estructuras de Hormigón Pretensado" presentarán informes sobre los trabajos realizados, y los Grupos Miembros de la F.I.P. informarán también sobre las estructuras de hormigón pretensado, más importantes, últimamente construidas en sus respectivos países, clasificadas en los tres grupos siguientes:

1. Puentes.
2. Edificios.
3. Otros tipos de estructura.

Como novedad, dentro del programa de este VI Congreso, se han reservado dos Sesiones para que aquellos delegados que lo deseen puedan presentar comunicaciones técnicas individuales. Después de la lectura de cada una de estas comunicaciones, que deberán estar redactadas en uno cualquiera de los cuatro idiomas oficiales del Congreso (alemán, francés, inglés o ruso), habrá una breve discusión. Se nombrará, además, un ponente general para cada uno de los cuatro idiomas, y estos ponentes, en una de las últimas Sesiones del Congreso, resumirán, ante el pleno de los participantes reunidos en el Main Congress Hall, aquellas comunicaciones que sean consideradas de mayor interés.

En la convocatoria preliminar de este VI Congreso, que se espera poder distribuir en septiembre de 1968, se darán nuevos detalles sobre el programa previsto para el mismo.

TORRE DE HORMIGON PRETENSADO

Esta torre ha sido construida como soporte de una enorme pantalla giratoria de radar, para la firma Cossor Electronics Limited, de Harlow (Inglaterra). Está calculada para resistir velocidades de viento de hasta 160 km/h, una fuerza horizontal de 5 toneladas aplicada a 24 m sobre el nivel del suelo y un momento de torsión. Teniendo en cuenta el uso a que se destina, los límites impuestos a las flechas admisibles han sido muy severos.

La torre presenta la forma de un tubo inclinado, de hormigón pretensado, que se apoya en dos muros-aletas cuya anchura va disminuyendo, de abajo arriba, hasta anularse en la parte superior del fuste. La totalidad de la estructura está constituida por elementos prefabricados de hormigón y se construyó, durante el invierno, con ayuda de una grúa móvil, en sólo cinco días. Equilibrando cuidadosamente las excentricidades de carga en cada nivel, ha sido posible aprovechar, en la torre, la casi totalidad de la capacidad resistente del hormigón, consiguiendo que las zonas sometidas a tracción sean mínimas.

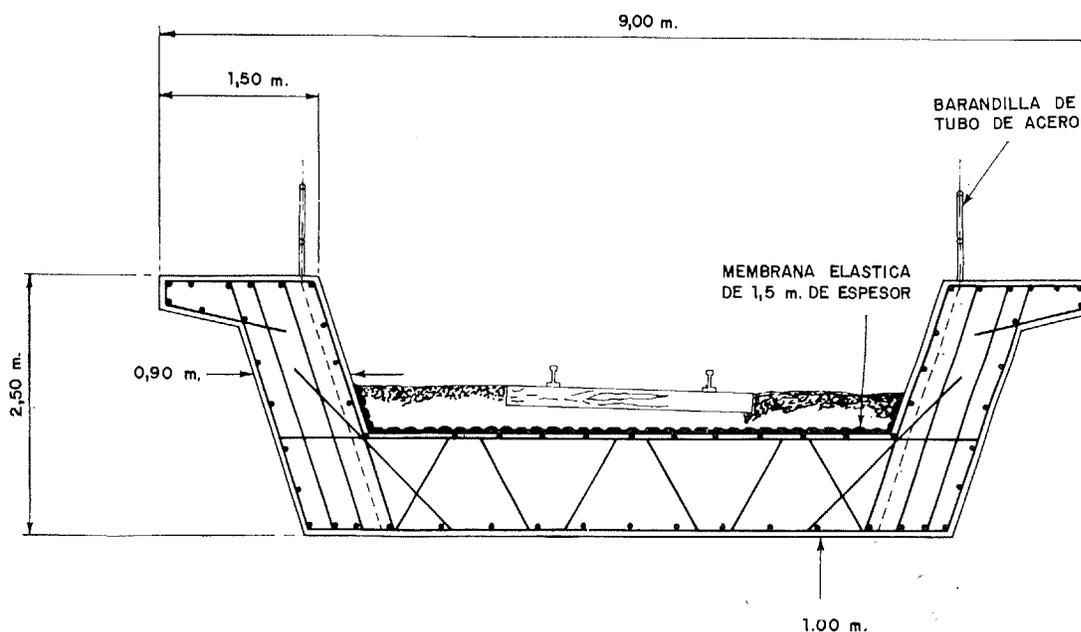
El fuste tubular de la torre proporciona la necesaria resistencia a torsión y protege, además, una escalera de acceso a la sala donde va instalada la maquinaria y demás servicios de radar. Esta torre ha sido bastante criticada desde el punto de vista estético, pero, indudablemente, como aplicación estructural del hormigón pretensado, presenta un excepcional interés.

Expresamos nuestro agradecimiento al Ministerio de Tecnología, a la firma Cossor Electronics Limited y a la revista *Engineering* por su autorización para reproducir el presente informe.

PUENTE CURVO CONTINUO, DE HORMIGÓN PRETENSADO, EN CALIFORNIA

La "California Division of Highways" ha proyectado un puente curvo, de varios tramos continuos, en hormigón pretensado, para ferrocarril, cuya construcción dará comienzo próximamente.

El puente, de cinco tramos, tiene una longitud total de 122 m, con radio de 129 m y da paso al ferrocarril sobre una autopista de 8 vías de circulación. Las autoridades ferroviarias han expresado frecuentemente su temor por los fenómenos de fatiga que se pueden presentar en los elementos de hormigón armado, trabajando a flexión, en los puentes de tramos continuos; pero como, en este caso, el esfuerzo de pretensado se calculó para que la variación de las tensiones en el hormigón, bajo la acción de las sobrecargas, no exceda de un 5%, se consideró que este tipo de estructura podía ofrecer ventajas muy apreciables.



La superestructura del puente tiene la forma de una viga acanalada; la losa inferior tiene 1 m de espesor y las paredes laterales 0,9 m. Esta estructura posee un elevado momento de inercia y una excelente resistencia a torsión. La anchura total de la viga es de 9 m.

El esfuerzo total de pretensado es de 6.150 toneladas y las armaduras corren de extremo a extremo del puente en curva, sin ningún punto intermedio de anclaje. Se producen así, como es lógico, grandes pérdidas por rozamiento, pero se estima que, a pesar de

ello, este método resulta más económico. En efecto, se ha calculado que el costo de esta solución, con este procedimiento de pretensado, es igual a los 2/3 del de una solución metálica, a base de vigas de alma llena, de análogas características resistentes. El tramo mayor tiene 32 m de longitud y la flecha calculada para este tramo, bajo la acción de la sobrecarga, es de 9 mm. Las armaduras de pretensado van introducidas en conductos rígidos, de 70 a 95 mm de diámetro interior; después del tesado y anclaje de las armaduras, los conductos se rellenaron con inyección de mortero.

Actualmente, las autoridades ferroviarias están programando la construcción de una serie de puentes similares, con tramos de luces superiores a los 40 m. Es interesante hacer notar que la utilización del pretensado en este tipo de puentes proporciona diversas ventajas. Por un lado, permite conseguir una adecuada solución estructural, y por otro, una considerable economía.

Agradecemos a la revista *Engineering News Record* su autorización para publicar este resumen, tomado del artículo incluido en su número del 11 de abril de 1968.

CALENDARIO DE FUTURAS REUNIONES INTERNACIONALES DE INTERES PARA EL PRETENSADO

1968

- Septiembre:
- Comisión W 4 del CIB: "Climatología".
Copenhague (Dinamarca).
 - Comisión W 14 del CIB: "Incendios".
Londres (Inglaterra).
- 4 y 5 de septiembre:
- Reunión de trabajo del Cembureau sobre:
"Ensayos de cementos y hormigones".
Dublín (Irlanda).
- Del 6 al 11 de septiembre:
- Comisión S 1 del CIB: "IBCC".
Rotterdam (Holanda).
- 7 de septiembre:
- Simposio de la AIPC: "Acabado de paneles
de hormigón ligero".
Nueva York (Estados Unidos).
- Del 8 al 14 de septiembre:
- VIII Congreso de la AIPC.
Nueva York (Estados Unidos).
- Del 9 al 12 de septiembre:
- Reunión del Grupo de Trabajo: "Ensayos no
destructivos del hormigón".
Varna (Bulgaria).
- Del 9 al 13 de septiembre:
- Seminario Internacional sobre: "Control auto-
mático de las industrias de cales, cementos
y similares (IBRA)".
Bruselas (Bélgica).

- Del 17 al 21 de septiembre: XXII Reunión del Comité Permanente de la RILEM.
Dresden (Alemania Oriental).
- Del 18 al 20 de septiembre: Reunión técnico-científica sobre cementos (Verein Deutscher Zementwerke eV).
Munich (Alemania Occidental).
- Del 23 al 27 de septiembre: Simposio de la RILEM sobre: "El empleo de productos bituminosos como materiales de construcción en ingeniería".
Dresden (Alemania Oriental).
- Finales de septiembre: Comisión de la F.I.P. sobre: "Resistencia al fuego del hormigón pretensado".
No se ha fijado todavía el lugar de celebración.
- Del 4 al 11 de octubre: Comisión W 40 del CIB: "Transmisión del calor y la humedad".
Ottawa (Canadá).
- Del 6 al 10 de octubre: Asamblea del PCI.
Seattle, Washington (Estados Unidos).
- Del 7 al 12 de octubre: V Simposio Internacional sobre: "La química del cemento".
Tokio (Japón).
- Del 7 al 16 de octubre: IV Congreso del CIB.
Ottawa (Canadá).
- Del 14 al 16 de octubre: VI Asamblea General del CIB.
Washington (Estados Unidos).
- Del 19 al 27 de octubre: IV Congreso Internacional de la Edificación.
Essen (Alemania Occidental).
- Del 24 al 26 de octubre: Comisión de la F.I.P. sobre: "Durabilidad de las estructuras de hormigón pretensado".
Lieja (Bélgica).
- Del 3 al 8 de noviembre: Asamblea General del ACI.
Memphis, Tennessee (Estados Unidos).
- 7 y 8 de noviembre: Comisión de la F.I.P. sobre: "Aceros para pretensado", y Grupo de Trabajo sobre: "Anclajes".
Wiesbaden (Alemania Occidental).

1968	Comisión W 11 del CIB: "Penetración de la lluvia". Holzkirchen (Alemania Occidental) (provisional).
1968	Comisión W 24 del CIB: "IMG".
1969	
Del 1 al 7 de marzo:	LXV Asamblea del ACI. Chicago (Estados Unidos).
Del 25 al 28 de marzo:	II Simposio Internacional sobre: "Materiales para la construcción, tratados en autoclave". Hannover (Alemania Occidental).
Del 31 de marzo al 4 de abril:	II Simposio Internacional del ACI sobre: "Cálculo de puentes de hormigón". Chicago (Estados Unidos).
Primavera:	Comisión W 29 del CIB: "Acabado de superficies de hormigón". Dresden (Alemania Occidental).
Primavera:	Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre: "Aceros para pretensado", y del Grupo de Trabajo sobre: "Anclajes". No se ha fijado todavía el lugar de celebración.
Del 12 al 14 de mayo:	Simposio del CEB sobre: "Placas y estructuras planas". Praga (Checoslovaquia).
Del 17 al 23 de mayo:	Congreso del BIBM. Amsterdam (Holanda).
Del 26 al 30 de mayo:	Reunión del Consejo Administrativo de la F.I.P.. Dresden (Alemania Oriental).
Septiembre:	Simposio de la AIPC sobre: "Seguridad de las estructuras". Londres (Inglaterra).
Del 2 al 5 de septiembre:	Simposio de la RILEM sobre: "Determinación de la durabilidad del hormigón sometido a la acción de heladas, sulfatos o ácidos". Praga (Checoslovaquia).

- Del 9 al 12 de septiembre: Simposio de la RILEM sobre: "Metodología y técnicas para el ensayo de estructuras a escala natural y sobre modelo, bajo la acción de cargas estáticas y dinámicas".
Bucarest (Rumania).
- Del 14 al 19 de septiembre: XXIII Reunión del Comité Permanente de la RILEM.
Bucarest (Rumania) .
- Otoño: Simposio del Cembureau sobre: "Avances en el cálculo y construcción de carreteras y pistas de hormigón".
(Francia).
- 1970**
- Del 6 al 13 de junio: VI Congreso Internacional de la F.I.P.
Praga (Checoslovaquia).
- Del 4 al 8 de octubre: Asamblea del PCI.
Minneapolis, Minnesota (Estados Unidos).
- 1971**
- Del 19 al 23 de septiembre: Asamblea del PCI.
Los Angeles, California (Estados Unidos)
- 1972**
- Del 1 al 5 de octubre: Asamblea del PCI.
Atlanta, Georgia (Estados Unidos).
- 1973**
- Del 23 al 27 de septiembre: Asamblea del PCI.
Chicago, Illinois (Estados Unidos).
- 1974**
- Del 26 de mayo al 1 de junio: VII Congreso Internacional de la F.I.P.
Nueva York (Estados Unidos).

nota de la asociación española del hormigón pretensado

intercambio de publicaciones

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

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

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

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

Revista *Prestressed Concrete*, vol. 10, núm. 1, enero 1968.

1. "El desarrollo, en el futuro, de los edificios en hormigón pretensado", por S. BAN (en japonés).

Sinopsis: La aplicación del hormigón pretensado en la construcción de edificios no se ha desarrollado, todavía, tan ampliamente como los especialistas esperaban. En el presente artículo se enumeran las principales razones que se han opuesto a este desarrollo, y que son: la aplicación de las normas antiguas sobre edificación, en las cuales no se trata del hormigón pretensado; los temores de un defectuoso comportamiento del hormigón pretensado bajo la acción del fuego, y la falta de experiencia sobre la resistencia sísmica de las estructuras de este tipo. El desarrollo futuro del hormigón pretensado en la construcción de edificios depende, fundamentalmente, de la actividad de los ingenieros y de las mejoras técnicas que tiendan a reducir el costo de las estructuras de este tipo.

2. "Informe sobre el puente de Nozumi", por M. GOGAMI y K. FUJITA (en japonés).

Sinopsis: Este puente ha sido construido para sustituir al actualmente existente, que resulta insuficiente, y enlazará la carretera entre Mase y Teradomani, en el estuario del río Shinano. En el artículo se presenta un informe sobre el cálculo y ejecución de dicho puente.

3. "Diversos ensayos realizados en relación con el puente de Minato Ohashi", por S. MATSUOKA y otros (en japonés).

Sinopsis: Este puente ha sido construido por el sistema de voladizos sucesivos. La estructura, asimétrica, está constituida por una viga cajón continua, en hormigón pretensado. Consta de tres tramos con un esviaje de 52°.

Con el fin de resolver, de un modo razonable, los diversos problemas técnicos planteados

por la construcción y el cálculo de esta estructura, se realizaron diversos ensayos sobre modelo, que se describen en el presente artículo.

4. "Proyecto y construcción del puente de Mimitsu Ohashi", por M. TOSHIDA y K. SATO (en japonés).

Sinopsis: Este puente, construido en el estuario del río Mimi, en la ciudad de Hyuga, constituye un enlace provisional con la carretera nacional N 10.

El artículo describe su proyecto y ejecución. El sistema de pretensado utilizado ha sido el Dywidag.

5. "Proyecto y construcción de una pasarela en Korakuen", por T. NOMURA y otros (en japonés).

Sinopsis: Esta pasarela, construida sobre una carretera de gran tráfico, sirve para dar paso al numeroso público que acude a una serie de edificios (auditorio, universidad, estadio, parque de atracciones, etc.) existentes en sus proximidades.

En el presente artículo se describe el cálculo y la ejecución de esta pasarela, construida por el sistema de voladizos sucesivos, utilizando bloques prefabricados.

6. "Proyecto y construcción de una sala de reuniones en Yokohama", por Y. NAGATA y otros (en japonés).

Sinopsis: El edificio está destinado a fines muy variados, tales como: sala de reuniones, gimnasio, teatro, bolera, etc.

En su construcción se ha utilizado el hormigón pretensado para la ejecución de los cuerpos en voladizo que son los destinados a gimnasio y teatro. En el presente artículo se describe su proyecto y ejecución.

7. "Informe del Comité de Investigación sobre estructuras de hormigón pretensado construidas a base de elementos prefabricados", por G. TANAKA, Presidente del Comité (en japonés).

Sinopsis: Durante los últimos años se ha venido estudiando un método para la construcción de las juntas entre elementos prefabricados de hormigón, utilizando resinas epoxi. Este método se ha utilizado ya, experimentalmente, en la construcción de un viaducto en Tokio, con resultados plenamente satisfactorios. No obstante, existen todavía algunos problemas, no bien conocidos, que aconsejaron la realización de determinados ensayos.

En este informe se describen dichos ensayos, realizados por el Subcomité designado, a tal efecto, por la Asociación Japonesa del Hormigón Pretensado.

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

Revista *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol 12, núm. 6, diciembre 1967.

8. "Construcción de un edificio, en hormigón pretensado, para la central nuclear de Gentilly", por B. LAFORTE y A. ZIEGLER.

Sinopsis: Con destino a la central nuclear actualmente en construcción en la provincia de Quebec, se está levantando un edificio, en hormigón pretensado, utilizando la técnica de los encofrados deslizantes.

Los autores describen los criterios que han servido de base para la realización del proyecto de esta estructura y los principales problemas que su construcción ha planteado.

9. "Pretensado en etapas sucesivas. Estimación de pérdidas y cálculo de alargamientos", por J. F. TOPPLER y B. K. CHAUDHURI.

Sinopsis: La estimación de las pérdidas de pretensado debido a la deformación elástica, la retracción y la fluencia del hormigón y la relajación de los aceros, teniendo en cuenta el efecto del pretensado en etapas sucesivas, constituye un problema de gran interés. En el presente artículo se trata de dicho problema y se propone un procedimiento para calcular los correspondientes alargamientos de los cables, mediante tablas sistematizadas.

10. "Límites técnicos para el empleo de pilotes de hormigón pretensado", por SHU-TIEN LI.
Sinopsis: El autor define y estudia los problemas que limitan el empleo de los pilotes de hormigón pretensado en los distintos países.
11. "Abacos para el cálculo directo de elementos de hormigón pretensado", por F. J. JACQUES.
Sinopsis: Se describe un método práctico para el cálculo de elementos normalizados de hormigón pretensado, que permite el dimensionamiento exacto, inmediato y completo, por procedimientos gráficos, de las piezas de un solo tramo, uniformemente cargadas. Los gráficos destacan visualmente la correlación entre los distintos parámetros que influyen en el cálculo de este tipo de piezas (esfuerzo de pretensado, contraflechas, tensión en el borde superior, tensión en el borde inferior, flechas para los distintos estados de carga y resistencia a rotura).

Revista *PCI tems*, vol. 13, núm. 11, noviembre 1967.
12. "La estética en el hormigón pretensado", anónimo.

Revista *PCI tems*, vol. 13, núm. 12, diciembre 1967.
13. "Estructuras religiosas", anónimo.

Revista *PCI tems*, vol. 14, núm. 1, enero 1968.
14. "Edificios industriales, en hormigón pretensado", anónimo.

Revista *PCI tems*, vol 14, núm. 2, febrero 1968.
15. "Escuelas", anónimo.

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

- Revista Suplemento a los *Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, núm. 241, enero 1968.
16. "La utilización del pretensado en la construcción de edificios". Sesión celebrada en mayo de 1967, tema I.

Sinopsis: Se describen varios edificios en cuya construcción se ha utilizado el hormigón pretensado.
Entre ellos destaca una cubierta para piscina en Deauville, con una superficie de 4.000 m². La estructura consiste en una serie de arcos, de 46 m de luz y 6 m de flecha que, en sección transversal, están constituidos por una lámina en V, de sección variable. Se estudian asimismo otras estructuras construidas a base de láminas de cerámica pretensada y se incluyen algunos datos obtenidos de los estudios realizados sobre dichas estructuras.
 17. "Cálculo a fisuración de placas y forjados pretensados". Sesión celebrada en mayo de 1967, tema II.

Sinopsis: Se incluyen los diversos artículos presentados, sobre este tema, en la citada Sesión. Entre ellos destacan los siguientes:
Tableros de puentes-losa, en esviaje, pretensados, apoyados en dos bordes.
Cálculo de elementos de hormigón, parcialmente pretensados, según las Normas suizas de 1966.
Investigaciones sobre el cálculo de placas pretensadas.
 18. "El empleo del calor en la construcción de elementos de hormigón pretensado. Influencias sobre las características del hormigón". Sesión celebrada en mayo de 1967, tema III.

Sinopsis: Entre los trabajos presentados a esta Sesión destacan, por su interés, los siguientes:
El empleo del calentamiento eléctrico, para el endurecimiento del hormigón pretensado, en el paso elevado de la Joliette.
Influencia de la naturaleza del cemento en las características del hormigón curado en estufa.

19. "Comunicaciones libres". Sesión celebrada en mayo de 1967, tema IV.

Sinopsis: Entre las comunicaciones presentadas en esta Sesión destacan las siguientes:
Sobre la hipótesis de la igualdad de deformaciones por fluencia, en compresión y en tracción y sobre el principio de superposición de la fluencia y de la retracción.
Estudio estadístico de los hormigones utilizados en las obras pretensadas y determinación experimental de las pérdidas de tensión que sufren las armaduras de pretensado, a causa de los fenómenos diferidos y de la parte de dichas pérdidas ocasionadas por la relajación pura de los aceros.

Publicaciones enviadas por la "Asociación Rusa del Hormigón Pretensado", Rusia.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 11, noviembre 1967.

20. "Desarrollo de los elementos de hormigón, prefabricados, en Rusia", por K. V. MIKHAILOV y V. G. MIKHAILOV (en ruso).
21. "La industria de elementos prefabricados de hormigón, en Rusia", por D. P. BASILOV y D. I. PORTUGALOV (en ruso).
22. "Realizaciones y problemas de la teoría del hormigón armado", por A. A. GVOZDIEV (en ruso).

Revista *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 12, diciembre 1967.

23. "Nueva etapa en la construcción de edificios a base de paneles de grandes dimensiones", por G. KOZNETSOV (en ruso).
24. "El hormigón prefabricado en la construcción de puentes, carreteras y estructuras ferroviarias", por V. GOLCHOUKI y N. KOLOKALOV (en ruso).
25. "El tesado de las armaduras mediante calentamiento eléctrico", por F. GORODNITZKI y otros (en ruso).
26. "Perfeccionamientos en la colocación y tesado de las armaduras en las bancadas de prefabricación", por N. NOSSNKO y G. PROSKOURINE (en ruso).
27. "El comportamiento de las viguetas pretensadas bajo carga mantenida", por A. SEMIONOV y A. PARINOV (en ruso).

Revista *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 1, enero 1968.

28. "Las estructuras de hormigón pretensado, con armaduras tesadas simultáneamente", por V. S. ROKATCH y otros (en ruso).
29. "Cerchas y vigas pretensadas, armadas con cables tipo K-3 \times 7", por A. A. OATOUL y otros (en ruso).
30. "Métodos para conseguir contraflechas iguales en elementos de hormigón pretensado", por G. S. MITNIK (en ruso).
31. "Cálculo de los parámetros y de los equipos necesarios para el curado del hormigón por calentamiento eléctrico", por R. A. LOUKITCHEV (en ruso).
32. "Estructuras de hormigón pretensado construidas por el sistema "Wilstrés", en Bélgica", por V. A. TARCHICHE (en ruso).

Revista *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 2, febrero 1968.

33. "Cubierta de doble curvatura, construida con paneles de grandes dimensiones", por G. G. VINOGRADOV y otros (en ruso).

34. "El cálculo de cubiertas laminares, cilíndricas, colgantes", por I. G. LYUDKOUSKY y A. D. FYODOROV (en ruso).
35. "Características de las deformaciones térmicas y por retracción, del hormigón, a temperaturas inferiores a 0°", por V. M. MOSKVIN y otros (en ruso).
36. "Resistencia de las piezas de hormigón sometidas a cargas vibratorias", por V. I. SHCHERBINA (en ruso).

Publicaciones enviadas por el "New Zealand Prestressed Concrete Institute", Nueva Zelanda.

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 12, núm. 1, enero 1968.

37. "La estética del hormigón pretensado", por F. M. WARREN.
- Sinopsis: El autor describe una serie de edificios construidos en hormigón pretensado, la mayor parte de ellos a base de elementos prefabricados y trata de poner en evidencia las posibilidades estéticas que este tipo de estructuras ofrece.
38. "Estructuras de hormigón pretensado construidas en el Noroeste de los Estados Unidos", por A. R. ANDERSON.
- Sinopsis: La primera obra de hormigón pretensado construida en la zona noroeste de los Estados Unidos data de 1951. En esta época, la técnica del pretensado había alcanzado ya un gran desarrollo en Europa, siendo numerosas las obras construidas, especialmente con armaduras postesas. Por el contrario, en los Estados Unidos, la mayor parte de las estructuras de hormigón pretensado se construyen a base de elementos prefabricados, con armaduras pretesas. En este artículo, el autor describe alguna de las obras de este tipo, más importantes, realizadas últimamente.

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 12, núm. 2, febrero 1968.

39. "El paso elevado de Maidenhead", anónimo.
- Sinopsis: Se describe esta obra, recientemente terminada, que consta de 9 tramos de 15 metros de luz y otros dos de 21 m. El tablero está constituido por vigas de sección en T, prefabricadas y postensadas.
40. "Puente sobre el Valle de La Rocca", anónimo.
- Sinopsis: Se describe este puente que consta de un solo tramo de 55 m de luz. La anchura del tablero es de 7,4 m y va pretensado, longitudinalmente. El pretensado se realizó utilizando el sistema BBRV.

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

Revista *Cement*, núm. 11, noviembre 1967.

41. "Algunas ideas sobre la construcción de estructuras a base de elementos prefabricados de hormigón", por P. WARMENHOVEN (en holandés).
- Sinopsis: Informe del Coloquio de la AIPC celebrado en Londres del 22 al 24 de mayo de 1967. En él se estudiaron los cuatro temas siguientes: 1. Filosofía del proyecto de las estructuras a base de elementos prefabricados de hormigón; 2. Resistencia y estabilidad; 3. Uniones, y 4. Tipificación y tolerancias.

42. "Viaje a Suiza organizado por la "Stuvo", anónimo (en holandés).

Sinopsis: Se hace un informe sobre el viaje a Suiza organizado por la "Stuvo", durante el cual se visitaron: el Laboratorio del EMPA, en Dubendorf; la Presa de Santa María, una industria dedicada a la fabricación de cables de pretensado y de elementos de hormigón pretensado, y varios puentes.

Revista *Cement*, núm. 12 a, diciembre 1967.

43. "Normas sobre elementos prefabricados de hormigón (R. P. B. 1967)" (en holandés).

Revista *Cement*, núm. 12, diciembre 1967.

44. "La construcción de puentes de hormigón en los próximos veinticinco años", por D. VANDEPITTE (en holandés).

Sinopsis: La construcción de puentes en los próximos veinticinco años, no presentará, probablemente, grandes cambios en las características de éstos ni en sus dimensiones. Sin embargo, las posibilidades técnicas aumentarán sensiblemente con el empleo de los hormigones ligeros, de nuevos tipos de armaduras, y de la aplicación de la técnica del pretensado parcial. También es posible que se generalice el sistema de construcción por voladizos sucesivos y que aumente el número de puentes curvos y en esviaje, imprescindibles en los nuevos planes de construcción de autopistas, actualmente en marcha.

45. "Estructuras record en hormigón", anónimo (en holandés).

Sinopsis: Se describe una serie de estructuras, notables por sus características, que dan una idea del desarrollo alcanzado por la técnica del hormigón.

Revista *Cement*, núm. 1, enero 1968.

46. "El método Hageman para el cálculo de muros longitudinales, con huecos", por W. R. DE SITTER (en holandés).

Sinopsis: Se describe un método para el cálculo de muros, elásticamente empotrados en sentido longitudinal y provistos de huecos.

47. "Nuevos avances en la construcción de pasos por debajo de una vía férrea, sin interrumpir el tráfico", por J. W. KRUTHOF y R. A. OVERDIEP (en holandés).

Sinopsis: Se describe un nuevo método para la construcción de pasos por debajo de una vía férrea, sin interrumpir el tráfico. La estructura se construye fuera del lugar de su ubicación y se coloca después en su sitio. Este método ha sido utilizado por primera vez en 1961 y, desde entonces, puede considerarse de utilización normal en situaciones análogas.

Revista *Cement*, núm. 2, febrero 1968.

48. "Diagramas momento-curvatura del hormigón", por D. DICKE (en holandés).

Sinopsis: Los diagramas momento-curvatura en fase elástica no ofrecen dificultad, ya que entonces, tanto el módulo de elasticidad como el momento de inercia, permanecen constantes y la curvatura depende únicamente del momento actuante en la sección considerada. Sin embargo, si, como es normal, para los cálculos de acuerdo con la teoría plástica se parte del diagrama tensión-deformación, tanto E como I no son ya constantes. El presente artículo propone un método de cálculo que permite obtener, con facilidad, los diagramas momento-curvatura necesarios para el cálculo según el método de rotura.

49. "Nuevo edificio para la fábrica de cervezas Amstel, en Amsterdam", por J. J. F. NICOLAI (en holandés).

Sinopsis: Se describe este nuevo edificio, que consta de dos plantas. Para conseguir los grandes espacios libres necesarios, se utilizaron vigas pretensadas de 29,5 m de luz, colocadas a una distancia entre ejes de 9 m. Para evitar el empleo de viguetas en los forjados, se ha dado a las vigas principales una sección trapezoidal, que ha permitido reducir la longitud de los forjados a 4,50 m. Para el pretensado de dichas vigas se ha utilizado el sistema Freysinnet.

Publicaciones enviadas por el "Grupo Argentino del Pretensado", Argentina.

Revista *Cemento Portland*, núm. 63, diciembre 1967.

50. "Construcción de dos hangares en la fábrica de cemento portland de Loma Negra, S. A., en Olavarría", anónimo.

Sinopsis: Después de un breve comentario sobre las ventajas que ofrece la técnica de la prefabricación en la construcción de estructuras de hormigón, se describen los dos hangares construidos en la fábrica de cemento portland de Loma Negra, S. A., indicándose sus principales características y los más importantes detalles constructivos.

Publicaciones enviadas por el "South African Prestressed Concrete Development Group", de Africa del Sur.

Revista *Prestress*, vol. 17, diciembre 1967.

51. "El empleo de las resinas epoxi en la construcción de puentes de hormigón pretensado", por J. J. Bouvy.

Sinopsis: Se describe la construcción de puentes de hormigón pretensado utilizando la moderna técnica de los voladizos sucesivos, a base de dovelas prefabricadas, y la utilización de resinas epoxi para la construcción de las juntas entre dovelas. Se comentan diversas obras construidas por este método.

Publicaciones enviadas por el "Grupo alemán del pretensado", Alemania.

Revista *Dywidag-Berichte*, núm. 5, noviembre 1967.

52. "El puente de Dyckerhoff, en Wiesbaden-Schierstein", anónimo.

Sinopsis: Descripción de la obra, con indicación de sus principales características, y comentario sobre el proceso de ejecución utilizado.

53. "La autopista Este-Oeste de Johannesburgo (Sudáfrica)", anónimo.

Sinopsis: En el artículo se describen las principales obras de fábrica construidas, en hormigón pretensado, para esta autopista, indicándose las principales características técnicas de las distintas estructuras y los problemas que se plantearon durante su proyecto y construcción.

54. "Ampliación del edificio de la firma Martin Brinkmann, en Bremen", anónimo.

Sinopsis: Se describen las obras realizadas, en las cuales se utilizaron grandes vigas de hormigón pretensado, de 19,60 m de luz, construidas por el sistema Dywidag.

Separata de la revista *Der Bauingenieur*, núm. 42, 1967.

55. "Concurso de proyectos para la construcción de un puente sobre el Gran Belt", por W. KLINGENBERG.

Sinopsis: Se describen los diversos proyectos presentados a este concurso, detallándose las características fundamentales de cada uno de ellos. En la mayor parte de las soluciones propuestas se utiliza la técnica del hormigón pretensado.

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

Revista *News release*, diciembre 1967.

56. "Pasarela, en hormigón ligero pretensado, construida en Alemania", anónimo.

Sinopsis: Se hace una breve descripción del puente Dyckerhoff, que probablemente será la primera estructura construida en el mundo, en hormigón ligero pretensado, por voladizos sucesivos. La pasarela tiene una longitud total de 153 m, con un tramo central, en arco, de 93 m de luz.

Revista *Concrete*, vol. 1, núm. 11, noviembre 1967.

57. "Relación momento torsor-giro en vigas de sección rectangular", por V. RAMAKRISHNAN y B. V. RANGAN.

Sinopsis: Se estudia la relación entre el par de torsión y el giro en vigas de hormigón armado de sección rectangular, con y sin armadura transversal, y se propone una ecuación sencilla para el cálculo de dicha relación. Los resultados teóricos obtenidos utilizando esta ecuación se comparan con los registrados en los ensayos realizados sobre seis vigas.

Revista *Concrete*, vol. 1, núm. 12, diciembre 1967.

58. "Estructuras de puentes de hormigón pretensado", Simposio de la Concrete Society.

Sinopsis: Organizado por la Concrete Society, se celebró en Westminster un simposio sobre el cálculo de estructuras para puentes de hormigón pretensado.

Se comentan las principales comunicaciones presentadas a dicho simposio, entre las que destacan las siguientes: "Normas de cálculo", por A. D. HOLLAND, y "El cálculo de puentes construidos a base de dovelas prefabricadas", por D. J. LEE.

59. "Vigas mixtas de hormigón y acero, con conectores flexibles: Informe sobre las investigaciones realizadas", por C. DAVIES.

Sinopsis: Se hace una reseña de las investigaciones realizadas entre los años 1940 y 1966, con el fin de estudiar el comportamiento de las vigas mixtas de hormigón y acero con conectores flexibles. El estudio se ocupa, especialmente, de las vigas utilizadas en edificios.

60. "El cálculo de las cabezas de anclaje de cables postesos", por B. RHODES y F. H. TURNER.

Sinopsis: Se hace una detallada descripción del método, propuesto por Zielinski y Rowe, para el cálculo de las cabezas de anclaje en las vigas de hormigón con armaduras postesas. El empleo de este método se facilita mediante una serie de diagramas y tablas preparados por los autores. Se incluye un ejemplo de aplicación práctica.

Revista *Concrete*, vol. 2, núm. 1, enero 1968.

61. "Edificios", anónimo.

Sinopsis: Se describen varios edificios últimamente construidos en Inglaterra utilizando la técnica del pretensado y se estudian sus principales características.

62. "Puentes y carreteras", anónimo.

Sinopsis: Se describen las principales características de diversos puentes y pasarelas últimamente construidos en hormigón pretensado, en Inglaterra.

63. "Depósitos y presas", anónimo.

Sinopsis: Descripción de varios depósitos y presas construidos últimamente en Inglaterra y estudio de sus principales características.

Revista *Magazine of Concrete Research*, vol. 19, núm. 61, diciembre 1967.

64. "Aplicación de la teoría de las líneas de rotura al cálculo de placas de hormigón armado con pequeñas deformaciones", por C. T. MORLEY.

Sinopsis: La aplicación de la teoría de las líneas de rotura al cálculo de las placas de hormigón armado poco deformables, permite determinar la relación entre la capacidad de carga de la placa y la flecha. En el presente artículo se hace aplicación de este método a varios ejemplos, con placas de distinta forma y con distintas condiciones de borde.

65. "La relación tensión-deformación, bajo flexión, de las zonas de hormigón rodeadas por cercos rectangulares", por M. T. M. SOLIMAN y C. W. YU.

Sinopsis: Para determinar la capacidad de deformación plástica de las secciones críticas de las piezas de hormigón, armadas longitudinal y transversalmente, es necesario conocer primero la relación entre tensiones y deformaciones en las zonas de hormigón, sometidas a flexión, rodeadas por cercos. Para estudiar esta relación se ensayaron 16 probetas en una máquina especial, bajo cargas de intensidad variable. Como resultado de estos ensayos se obtuvo una expresión, relativamente sencilla, que permite calcular dicha relación en función de: la separación entre cercos, la relación entre la zona rodeada por el cerco y la sección total de hormigón en compresión, el diámetro de los cercos y la forma de la sección transversal de la pieza.

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

Boletín núm. 33 de la A.B.E.M.

66. "Los grandes viaductos de la autopista "Rey Balduino". Ensayo de una viga de hormigón pretensado", por Y. LEROY.

Sinopsis: Se describen los ensayos realizados sobre una viga de hormigón pretensado de las utilizadas en la construcción de diversos viaductos de la autopista "Rey Balduino". El objeto de estos ensayos era determinar el comportamiento de las piezas bajo carga y los coeficientes de seguridad que debían adoptarse para los cálculos a fisuración y a rotura.

Boletín núm. 35 de la A.B.E.M.

67. "Comportamiento de las armaduras de pretensado", por R. DE STRYCKER y B. DE HALLEUX.

Sinopsis: En este artículo se resumen los resultados de los estudios y ensayos efectuados durante los últimos años en la Universidad de Lovaina, con el fin de conocer el comportamiento de las armaduras de pretensado y la influencia que sobre el mismo ejercen la tensión, la temperatura y la corrosión.

Boletín núm. 36 de la A.B.E.M.

68. "Construcción de una carretera experimental, de hormigón pretensado, sin juntas", por G. HUYGHE.

Sinopsis: La Sociedad Anónima Cimenteries CBR ha construido en Lier una carretera experimental en hormigón pretensado, sin juntas y con estribos fijos, con una longitud total de 440 m y una anchura de 6 m. El objeto de esta investigación era demostrar la posibilidad de evitar los inconvenientes con que se había tropezado en la construcción de tramos experimentales del mismo tipo construidos anteriormente.

En el artículo se describe el cálculo y la construcción de este nuevo tramo y los resultados experimentales obtenidos durante los treinta primeros meses de su utilización.

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

hormigón pretensado proyecto y construcción

Fritz Leonhardt

Dr. Ingeniero

El libro del profesor Leonhardt, sobre hormigón pretensado, puede considerarse ya como un tratado clásico de esta técnica.

En esta obra se presentan con detalle los materiales acero y hormigón, sobre todo en lo que se refiere a las propiedades más importantes a efectos de su utilización en hormigón pretensado.

Las cuestiones prácticas y de aplicación directa han sido abordadas con mayor detalle que los problemas teóricos, los cuales se exponen con la mayor sencillez posible, haciéndolos accesibles también al ingeniero medio, ya que el libro está destinado a la utilización práctica.

No se han expuesto las posibilidades de realizar el pretensado basándose en los sistemas actualmente en uso, sino que se han intentado describir las soluciones fundamentales y aclararlas presentando dichos sistemas.

Se ha estudiado con detalle el problema de la introducción de las fuerzas de pretensado. La disposición constructiva de la estructura pretensada se ha antepuesto, intencionadamente, al cálculo estático.

En principio no se efectúa descripción de aplicaciones prácticas, haciéndose una excepción con los depósitos, tubos, firmes y traviesas pretensadas.

En la página IX de este libro figuran 10 recomendaciones básicas para el ingeniero que se ocupe en esta disciplina, con las particularidades más importantes que deberá tener en cuenta el ingeniero especialista en hormigón armado, independientemente de las recomendaciones aplicadas hasta el momento.

Un volumen encuadernado en tela, brillantemente presentado, de 10 × 26,5 cm, compuesto de 762 páginas, numerosas figuras, abundantes tablas, ábacos y una extraordinaria bibliografía.

Precios: España, 1.500 ptas.; extranjero, \$ 30.

aptitud de los suelos de la provincia de Madrid, para la ejecución de suelo-cemento

Juan José Sanz Llano

Ing. de Minas

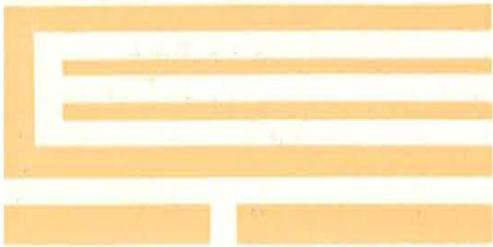
En la primera parte del trabajo se efectúa un ligero estudio de los caracteres geológicos de la provincia de Madrid. Se detallan las formaciones de rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas, al mismo tiempo que se van encajando dichas rocas en los distintos períodos y pisos geológicos.

A continuación, se hacen unas consideraciones acerca de la estabilización de suelos y la aplicación de los datos obtenidos en la realización de un mapa de los mismos, exponiendo las dificultades y ventajas que, para un estudio de la ejecución de suelo-cemento, puedan tener los resultados derivados de los ensayos de aptitud. Se enumeran posteriormente todos los ensayos realizados con el suelo, tanto de campo como de laboratorio, estableciendo una breve discusión sobre algunos de ellos. Entre los ensayos realizados con el suelo-cemento se presta particular atención a los de dosificación y compresión simple.

Figuran, por último, unos cuadros con los resultados obtenidos, en los que se hace resaltar la aptitud de los suelos para la ejecución de suelo-cemento. Finalmente se presentan dos mapas de la provincia de Madrid, en que se marcan, por zonas, los distintos porcentajes de cemento necesarios para conseguir una buena estabilización.

Esta monografía especial consta de 53 páginas, con resúmenes en español, francés, inglés y alemán.

Precios: España, 190 ptas.; extranjero, \$ 3.80.



**instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento**