

hormigón y acero n. 88-89. - número extraordinario - simposios técnicos internacionales de la F.I.P. - madrid, junio 1968. I. - Elementos prefabricados II. - Aceros

instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento

4806

hormigón y acero 88

noticias de hormigón pretensado 89

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

extraordinario - simposios técnicos internacionales de la F.I.P. - madrid, junio 1968

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

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

n. 88-89

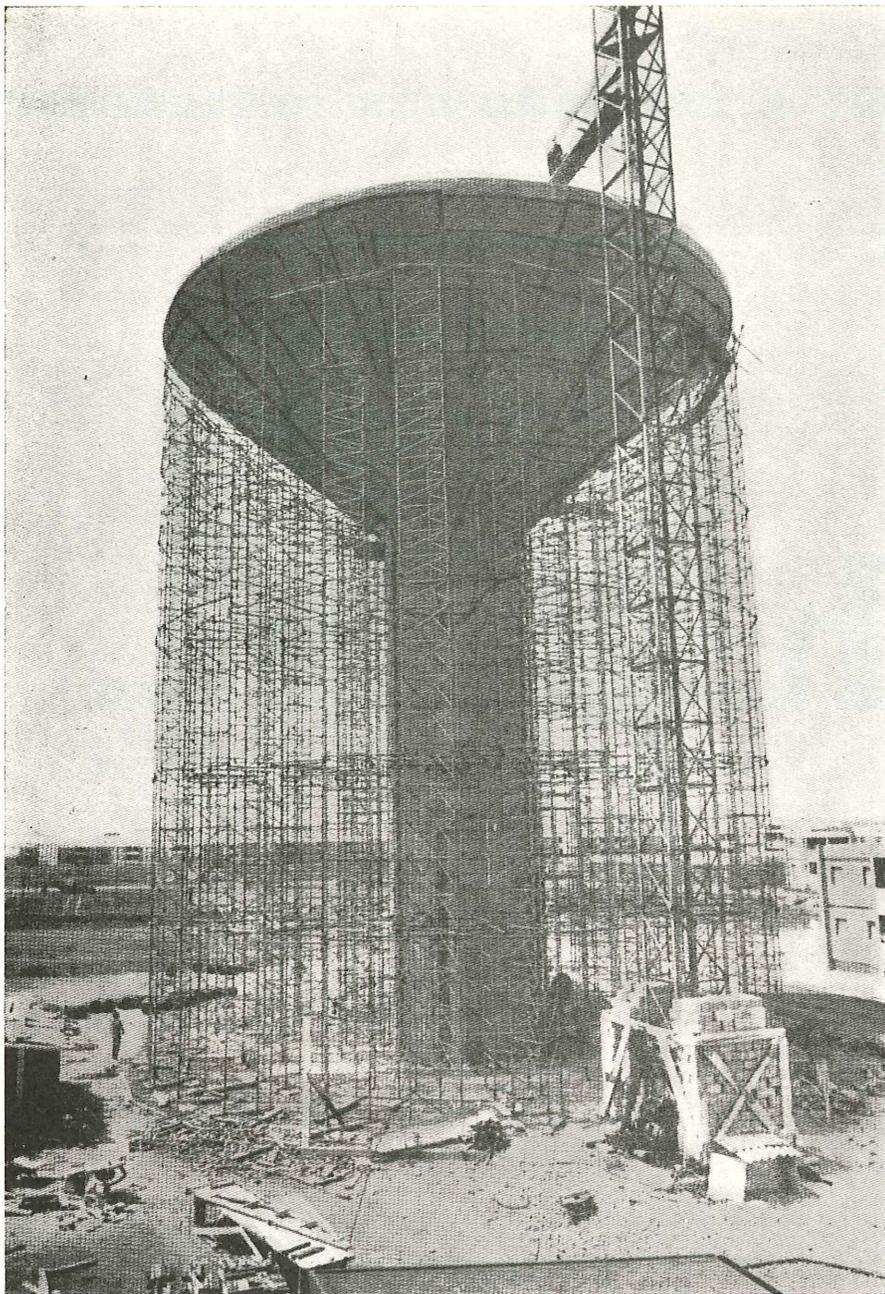
3.er y 4.º trimestre 1968

i.e.t.c.c.

instituto eduardo torroja

de la construcción y del cemento

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



*postesado
sistema*

Barredo

Depósito elevado en el Prat de Llobregat
Proyectista: D. Florencio del Pozo
Contratista: Cubiertas y Tejados, S. A.

Postesado: **BARREDO**

**Gatos automáticos - Bombas automáticas
unidades de tensión normalizadas hasta 250 t
(otras potencias según demanda)**

**CIMBRAS sencillas para LANZAMIENTOS DE VIGAS
con gran celeridad de lanzamiento y poca mano de obra**

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

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. 88-89

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

Páginas

Simposios Técnicos Internacionales de la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.) celebrados, en Madrid, durante los días 3 al 7 de junio de 1968.

Nota Informativa 9
Alocución pronunciada en la Sesión Inaugural de los Simposios 23
J. Nadal.

Simposio sobre: «Elementos prefabricados de hormigón pretensado» días 3 y 4 de junio.

Symposium on «Mass-produced prestressed precast elements»
Symposium sur «Préfabrication d'éléments en béton précontraint».

837-4-21 Informe general sobre: «Pilotes» 27
General Report on «Piles».
Rapport Général sur «Pieux».
Ben G. Gerwick, Jr.

837-4-22 Informe general sobre: «Tuberías» 63
General Report on «Pipes».
Rapport Général sur «Tuyaux».
F. L. Williamson.

837-4-23 Informe general sobre: «Postes» 79
General Report on «Poles».
Rapport Général sur «Poteaux de lignes électriques».
S. Dmitriev.

837-4-24 Informe general sobre: «Traviesas para vías férreas» 105
General Report on «Prestressed concrete railway sleepers».
Rapport Général sur «Traverses de chemin de fer».
J. W. A. Ager.

Simposio sobre: «Aceros para pretensado» días 6 y 7 de junio.

Symposium on «Steel for prestressing».
Symposium sur «Aciers de précontrainte».

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.

628-0-17	Informe general sobre los Temas 1 y 2: «Recientes mejoras introducidas en las características de los aceros para pretensado» y «Últimos perfeccionamientos en la fabricación de los aceros para pretensado».	115
	General Report on the Themes 1 and 2: «Recent improvements in the manufacture and properties of prestressing steels».	
	Rapport Général sur les Thèmes 1 et 2: «Améliorations récentes dans la fabrication et propriétés de l'acier pour la précontrainte».	
	E. H. W. Jäniche.	
628-0-18	Informe general sobre los Temas 3 y 9: «Pérdidas por relajación de los aceros de alta resistencia» y «Ensayos en obra, a largo plazo, sobre relajación»	122
	General Report on the Themes 3 and 9: «Stress relaxation of high-tensile steel and long term field experience on relaxation».	
	Rapport Général sur les Thèmes 3 et 9: «Pertes de tension par relaxation dans l'acier de précontrainte et résultats pratiques à long terme».	
	K. V. Mikhailov.	
628-0-19	Informe general sobre el Tema 4: «Corrosión de los aceros para pretensado»	135
	General Report on the Theme 4: «Corrosion of prestressing steel».	
	Rapport Général sur le Thème 4: «Corrosion des aciers de précontrainte».	
	G. Rehm.	
628-0-20	Informe general sobre el Tema 8: «Rozamiento y adherencia».	157
	General Report on the Theme 8: «Friction and bond».	
	Rapport Général sur le Thème 8: «Frottement et adhérence».	
	G. Rehm.	
628-0-21	Informe general sobre el Tema 5: «Influencia de las temperaturas extremas en las características de los aceros para pretensado»	166
	General Report on the Theme 5: «Influence of extreme temperatures on the properties of prestressing steel».	
	Rapport Général sur le Thème 5: «Influence des températures extrêmes sur les propriétés de l'acier pour la précontrainte».	
	I. Behar.	
628-0-22	Informe general sobre el Tema 7: «Resistencia a la fatiga de los aceros para pretensado»	183
	General Report on the Theme 7: «The fatigue strength of prestressing steel».	
	Rapport Général sur le Thème 7: «Résistance á la fatigue des armatures de précontrainte».	
	R. Baus y A. Brenneisen.	
628-0-23	Informe general sobre el tema 10: «Estudios estadísticos y de probabilidad».	211
	General Report on the Theme 10: «Statistics and probabilities».	
	Rapport Général sur le Thème 10: «Statistiques et probabilités».	
	A. Brenneisen y R. Baus.	
628-0-24	Informe general sobre el tema 11: «Accidentes y Roturas».	236
	General Report on the Theme 11: «Failures».	
	Rapport Général sur le Thème 11: «Défaillances».	
	P. Xercavins.	
	«Notas de la F.I.P.», correspondientes a los meses de julio, agosto y septiembre de 1968.	243
	Nota de la A.E.H.P.—Intercambio de publicaciones.	260

**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).
 TEPESA. — 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 (Bolivia).

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. Tobío
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.

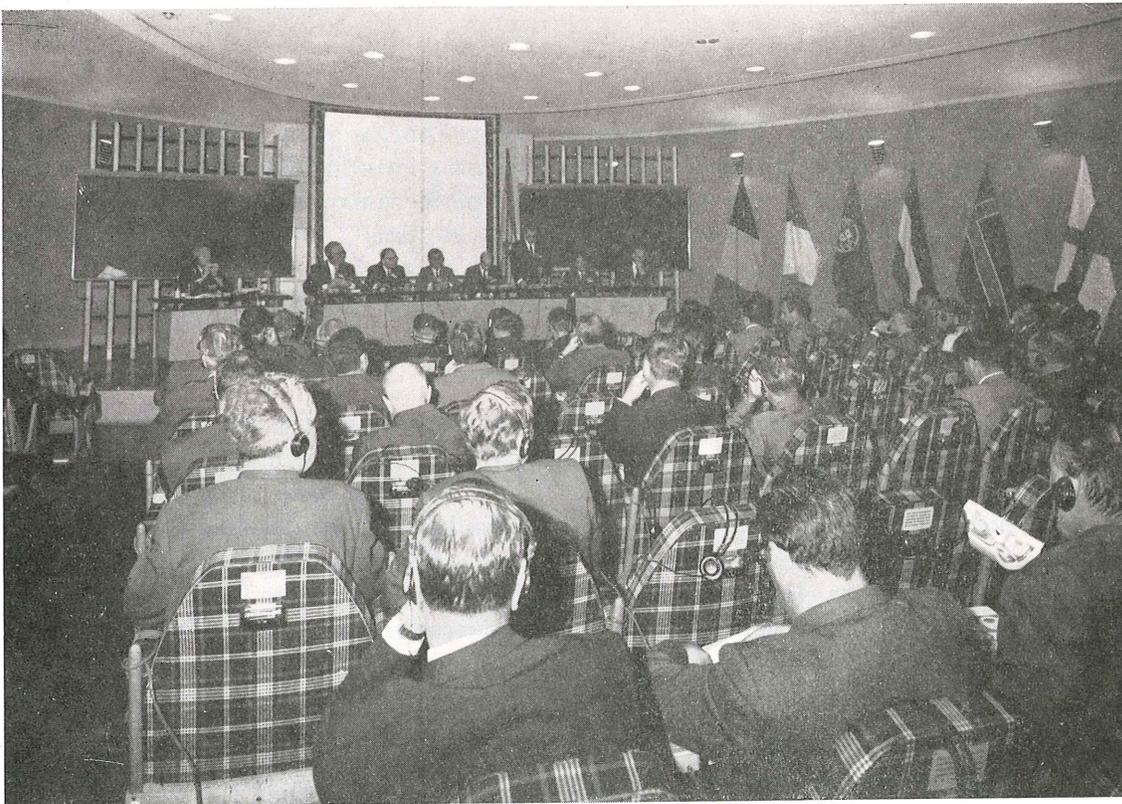
Precios: España, 875 pesetas; extranjero, \$ 17,50.

simposios técnicos internacionales de la federación internacional del prefensado (F.I.P.) celebrados, en madrid, durante los días 3 al 7 de junio de 1968

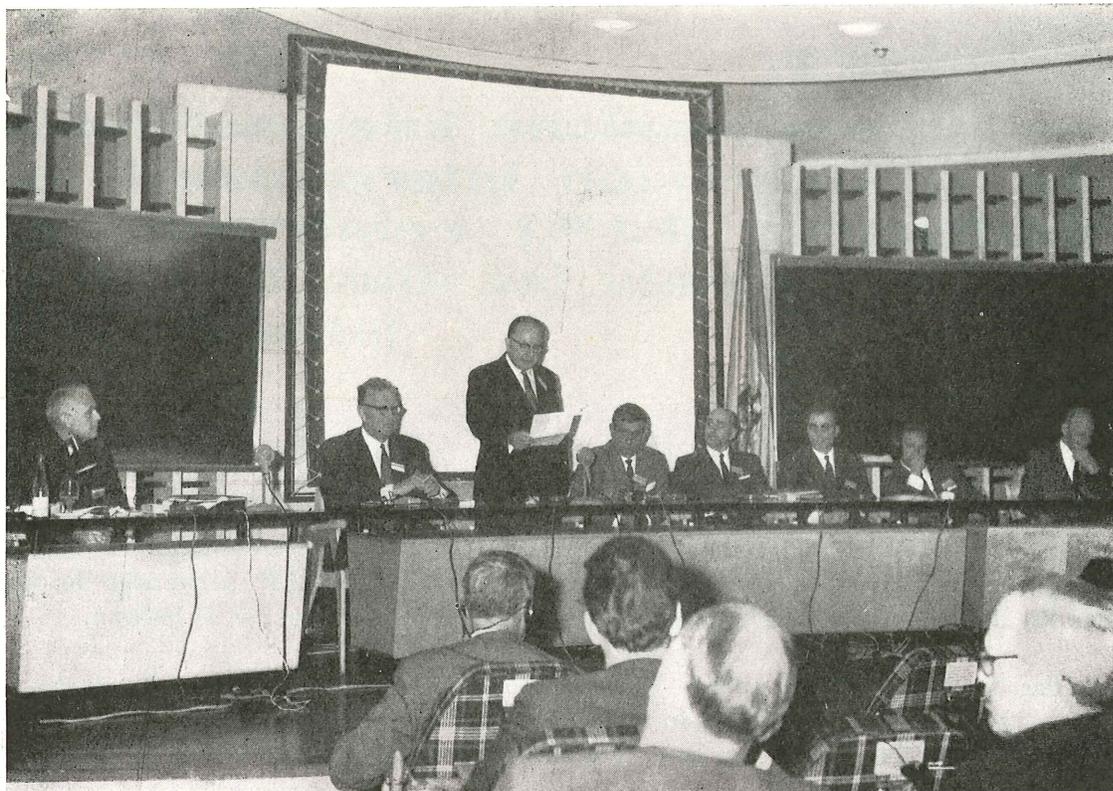
NOTA INFORMATIVA

Como ya se ha comentado en anteriores números de nuestra Revista, la Asociación Española del Hormigón Pretensado (A.E.H.P.), adscrita al Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, aceptando la invitación de la F.I.P., se encargó de organizar los dos Simposios Técnicos Internacionales que a continuación se indican:

Días 3 y 4 de junio de 1968. — Simposio sobre “Elementos prefabricados de hormigón pretensado”, dedicado al estudio de los 4 temas siguientes: “Pilotes”, “Tuberías”, “Postes” y “Traviesas para vías férreas”.



Una vista de la sala de actos durante la sesión inaugural.



La mesa de la presidencia durante la sesión inaugural.

Días 6 y 7 de junio de 1968. — Simposio sobre “Aceros para pretensado”, dividido en los 10 temas siguientes: “Recientes mejoras introducidas en las características de los aceros para pretensado”, “Ultimos perfeccionamientos en su fabricación”, “Corrosión”, “Rozamiento y Adherencia”, “Roturas”, “Pérdidas por relajación”, “Ensayos a largo plazo realizados en obra”, “Influencia de las temperaturas extremas en las características de los aceros para pretensado”, “Resistencia a la fatiga” y “Estudios estadísticos y de probabilidad”.

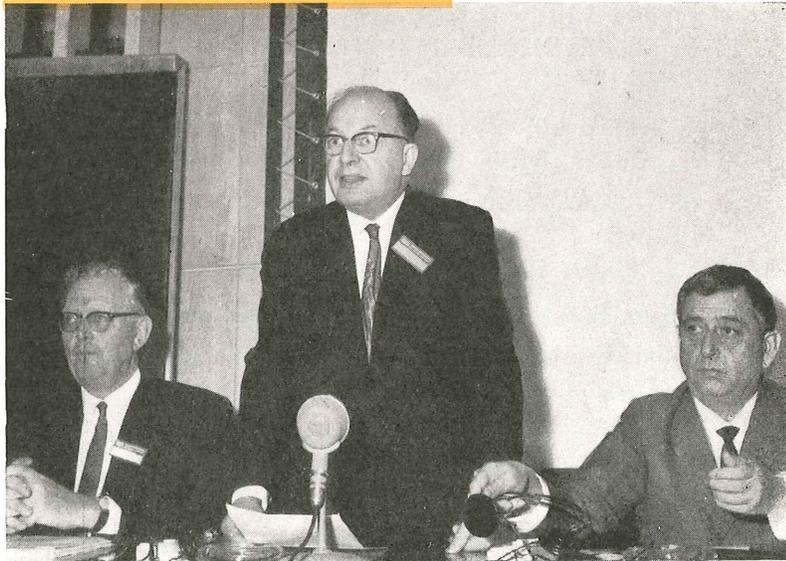
Desde el primer momento, la Asociación tuvo conciencia de la importancia del compromiso contraído al encargarse de organizar unas reuniones internacionales de esta categoría. Era la primera vez que en España se iban a celebrar unos Simposios en los que los especialistas más destacados de la técnica mundial, dentro del campo del pretensado, iban a estudiar y discutir en común los últimos avances, las últimas novedades relacionadas con los dos temas elegidos para las Reuniones: “Elementos prefabricados de hormigón pretensado” y “Aceros para pretensado”, considerados como de la máxima actualidad y de indiscutible interés general.

Los Simposios tenían que ser un éxito. Su organización debía ser perfecta, sin el menor fallo. No era posible defraudar a los que en nosotros habían depositado su confianza al encomendarnos tan importante misión, ni a los que, procedentes de los distintos países del mundo, se habían decidido a trasladarse a España, muchos de ellos por primera vez, para participar en estas Sesiones de Estudio.

Para conseguirlo, la Asociación Española del Hormigón pretensado, respaldada como siempre por el Instituto Eduardo Torroja, puso a contribución todos sus medios disponibles, sin regatear esfuerzo alguno. Al final, su empeño tuvo el resultado apetecido, y ahora, clausuradas ya estas jornadas, puede sentirse satisfecha por la labor realizada y los resultados conseguidos.



El profesor J. A. Torroja, vicepresidente de la A. E. H. P., en un momento de su alocución durante la sesión inaugural.



El profesor F. Levi, presidente de la F. I. P., pronunciando su discurso durante la sesión inaugural.

Se ha estimado que un acontecimiento de esta naturaleza debía quedar adecuadamente reflejado en nuestra Revista. Por ello, se ha decidido publicar este número extraordinario, que viene a sustituir a los correspondientes a los dos últimos trimestres del año 1968 (números 88 y 89), para incluir en él una amplia reseña de todos los datos relacionados con la programación y el desarrollo de los Simposios y el texto completo, traducido, de los doce Informes Generales presentados por los Ponentes de las distintas sesiones de trabajo. Confiamos en que de esta forma habremos prestado un importante servicio a

nuestros lectores, dándoles a conocer una información muy completa, de primera mano, sobre la situación actual en el mundo de la técnica del pretensado en relación con los temas de los Simposios.

Resulta obligado iniciar esta reseña con la relación, por orden alfabético, de todas aquellas personalidades que nos honraron aceptando la invitación que les fue cursada para formar parte del Comité de Honor de los Simposios. Fueron:

Presidente:

J. M. Aguirre, Presidente del Consejo Técnico Administrativo del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Miembros:

M. Alvarez Garcillán, Director General de Industrias Químicas y para la Construcción.

J. Aparicio Bernal, Director General de Radiodifusión y Televisión.

P. de Areitio, Director General de Carreteras.

C. Arias Navarro, Alcalde de Madrid.

G. Echegaray, Director Adjunto del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

A. Fernández Avila, Presidente de ENSIDESA.

R. Fernández Huidobro, Decano Presidente del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

M. A. García-Lomas, Director General de Arquitectura.

A. García Rodríguez, Director General de Promoción de Turismo.

A. de Gortázar, Presidente del Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España.

A. Les, Director General de la RENFE.

R. López Bosch, Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos.

J. Nadal, Presidente de la Asociación Española del Hormigón Pretensado.

J. M. Sistiaga, Director del CENIM.

J. A. Suances, Presidente de la Junta de Gobierno del Patronato de Investigación Científica y Técnica Juan de la Cierva.

A todos ellos nuestro agradecimiento y, muy especialmente, a los que de una forma u otra han contribuido con su ayuda moral o material al éxito de estas Reuniones.

Como Directores de los Simposios, encargados de su programación técnica, distribución de temas, elección de Ponentes, etc., fueron designados:

K V. Mikhailov, de Rusia, para el Simposio de elementos prefabricados, y M. R. Ros, de Suiza, para el de aceros.

Lamentablemente, y por circunstancias imprevistas y totalmente diferentes (el primero, a causa de la situación política en Francia durante los primeros días de junio, que

le impidió pasar por nuestra Embajada en París, donde tenía situado su visado de entrada en España; y el segundo, con motivo de una penosa enfermedad, a consecuencia de la cual falleció unos días más tarde), ninguno de los dos Directores citados pudo asistir a los Simposios y comprobar personalmente hasta qué punto sus esfuerzos y desvelos habían fructificado en unos resultados dignos del mayor elogio, por su importancia y trascendencia, no sólo para el mejor conocimiento del tema concreto, cuyo estudio se les había encomendado, sino para el avance y desarrollo de la técnica del pretensado en general.



El director adjunto del Instituto Eduardo Torroja, señor Echegaray, en un momento de su intervención para dar la bienvenida a los participantes en el simposio de "Aceros para pretensado".

Por otra parte, en la F.I.P. se constituyó una Secretaría, integrada por los señores Gooding, Crozier y Lewis y la señorita Sherwood, en la cual se centralizó todo lo relativo a inscripciones y edición y distribución de la documentación técnica correspondiente.

Finalmente, el Comité español organizador estaba formado por:

Presidentes: J. Nadal y G. Echegaray.

Vicepresidente: J. A. Torroja.

Secretario General: R. Piñeiro.

El número total de participantes en los Simposios fue de cerca de 300. De éstos, algunos sólo asistieron al primero, y otros, sólo al segundo; pero la mayoría tomaron parte en los dos. Así, en el primer Simposio participaron 185 delegados, y en el segundo, 243. Estuvieron representados 30 países distintos de las cinco partes del mundo, incluidos varios de la Europa Oriental, a pesar de que, como consecuencia de la situación po-

lítica de Francia, a la que ya antes se ha hecho referencia, varios de los inscritos, entre ellos 12 científicos rusos que tenían situado su visado de entrada en España en nuestra Embajada de París, no pudieron a última hora asistir a los Simposios. Por la misma causa, de los 15 participantes franceses inicialmente inscritos, sólo pudieron venir cuatro. La representación más numerosa, después de la española con 92 participantes, fue la inglesa con 38.

Todas las Sesiones se celebraron en la Sala de Conferencias del Instituto Eduardo Torroja.



Vista de la mesa presidencial durante la sesión de clausura de los simposios. El señor Janssonius durante su intervención.

La Sesión inaugural tuvo lugar el lunes 3 de junio, a las 9,30 de la mañana, bajo la Presidencia de las siguientes personalidades:

- J. Nadal, Presidente de la A.E.H.P. y Director del I.E.T.
- F. Levi, Presidente de la F.I.P.
- G. Echegaray, Director Adjunto del I.E.T.
- G. F. Janssonius, Vicepresidente General de la F.I.P.
- J. A. Torroja, Vicepresidente de la A.E.H.P.
- P. Gooding, Secretario General y Tesorero de la F.I.P.
- M. Fisac, Vocal de la Comisión Permanente de la A.E.H.P.

Durante la misma, dirigieron unas palabras de saludo y bienvenida a los participantes los Sres. Torroja, Levi y Nadal. Al final de esta "Nota informativa", se incluye el texto de la alocución pronunciada por el Sr. Nadal.

El día 6 de junio, al iniciarse el Simposio sobre "Aceros para pretensado", hubo un pequeño acto de recepción para los que no habían asistido al Simposio anterior. En dicho acto, los nuevos participantes fueron saludados por los Sres. Echegaray y Janssonius.

La Sesión de Clausura, celebrada el viernes 7 de junio a las 6 de la tarde, estuvo presidida por:

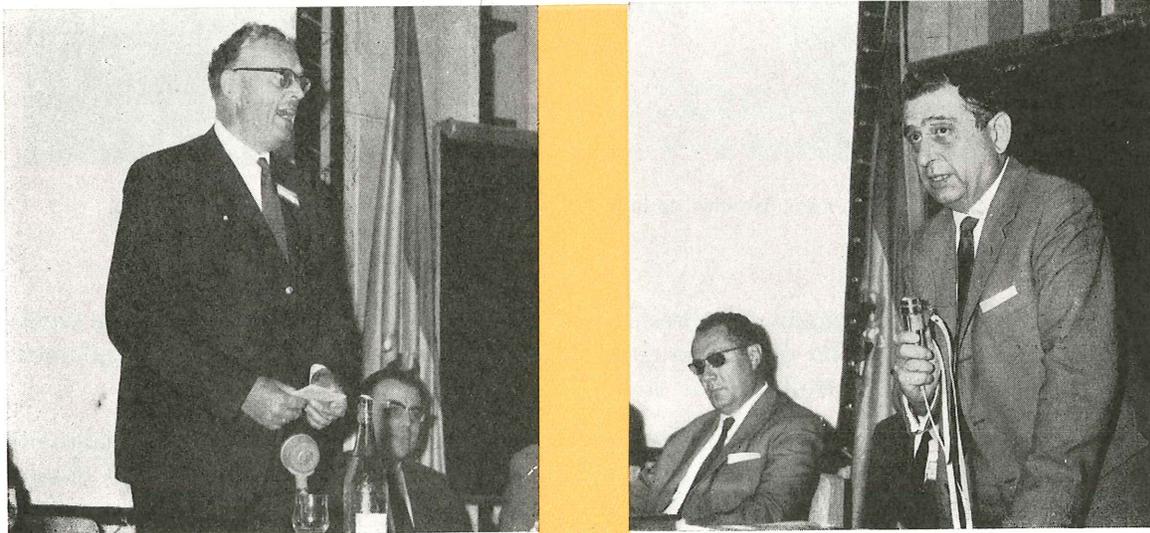
- P. de Areitio, Director General de Carreteras del M.O.P.
- G. F. Janssonius, Vicepresidente General de la F.I.P.
- J. Nadal, Presidente de la A.E.H.P. y Director del I.E.T.
- G. Echegaray, Director Adjunto del I.E.T.
- J. M. Sistiaga, Director del C.E.N.I.M.
- R. Fernández Huidobro, Decano Presidente del Colegio de Arquitectos de Madrid.
- S. Inomata, Vicepresidente del Comité Ejecutivo de la F.I.P., en representación del Grupo Nacional Japonés.
- J. A. Torroja, Vicepresidente de la A.E.H.P.
- M. Fisac, Vocal de la Comisión Permanente de la A.E.H.P.
- M. Birkenmaier, Delegado del Grupo Nacional Suizo.

El Presidente de la F.I.P., Sr. Levi, a causa de obligaciones ineludibles que exigían su urgente presencia en Italia, no pudo asistir a esta Sesión de Clausura. No obstante, durante la última Sesión celebrada la mañana del mismo día 7, tomó la palabra para justificar su marcha anticipada. Durante su intervención expresó su gran satisfacción por el éxito logrado con estos Simposios y agradeció a la Asociación Española la valiosa colaboración prestada.

En la Sesión de Clausura, presidida por el Excmo. Sr. Areitio, intervinieron los señores Torroja, en representación de la A.E.H.P.; Janssonius, en representación de la F.I.P., y

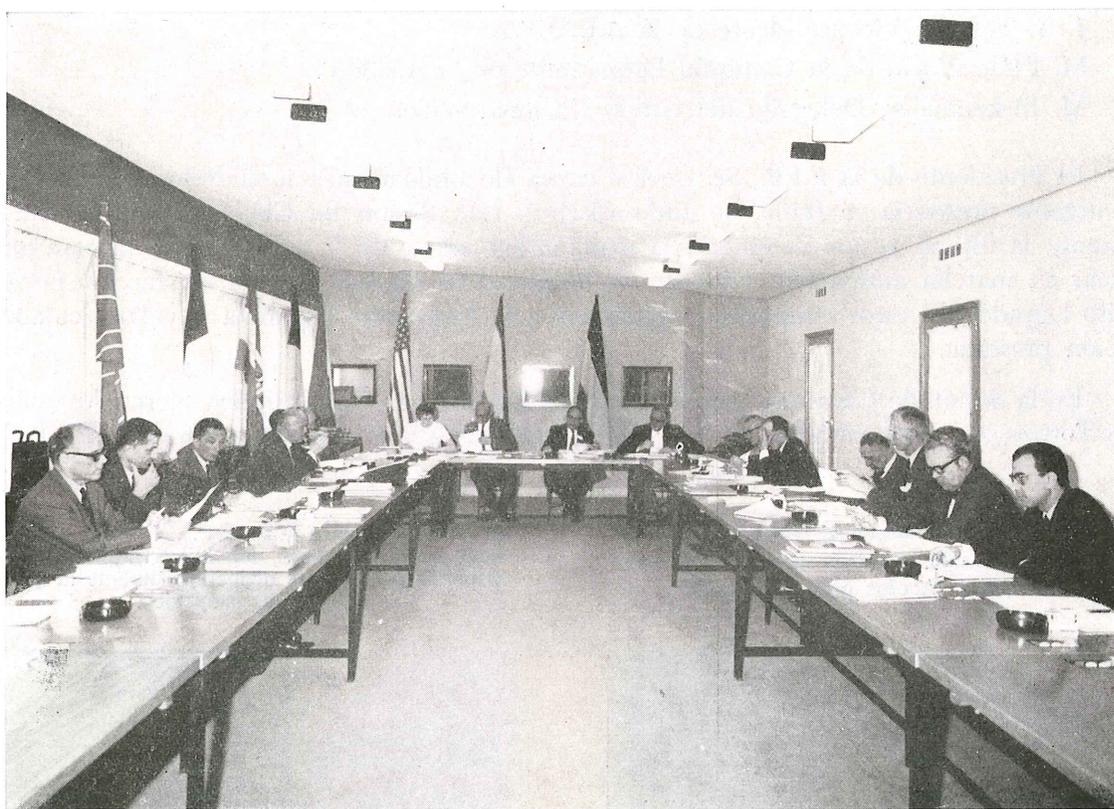
El profesor G. F. Janssonius, vicepresidente de la F. I. P., durante la sesión inaugural del simposio sobre "Aceros para pretensado".

El presidente de la A. E. H. P. y director del Instituto Eduardo Torroja, don Jaime Nadal, pronuncia unas palabras de despedida durante la clausura de los simposios.



por último, Nadal, en su calidad de Presidente de la A.E.H.P. y Director del Instituto Eduardo Torroja, para expresar su reconocimiento a cuantos, de un modo u otro, habían contribuido a la consecución de los objetivos señalados, con unos resultados que superaban muy ampliamente las previsiones más optimistas. Al final del acto, el citado excelentísimo Sr. Areitio declaró clausurados los Simposios.

El horario normal de las sesiones de trabajo era de 9 a 12,30 y de 15 a 18, con almuerzo servido en el comedor del propio Instituto. Estas Sesiones (once en total), distribuidas a lo largo de los días 3, 4, 6 y 7 de junio, se desarrollaron en forma análoga. Había un Presidente y un Ponente General en cada Sesión. Abierta ésta, el Ponente leía su informe, en el que se resumían las diferentes comunicaciones previamente presentadas en relación con el tema en estudio. A continuación, los autores de las comunicaciones que lo deseaban intervenían para ampliar algunos detalles, aclarar conceptos o completar datos. Después, se abría una discusión libre en la que, sucesivamente, intervenían todos los ora-



Reunión del Consejo Administrativo de la F. I. P. celebrada, en Costillares, el día 5 de junio.

dores que lo habían solicitado a la Presidencia, por escrito, y finalmente, el Ponente General hacía un resumen de las diversas intervenciones, destacando las conclusiones fundamentales deducidas del desarrollo de la Sesión.

El interés de los temas tratados dió lugar a discusiones muy animadas, especialmente en la primera Sesión del Simposio de Aceros, en la cual intervinieron, además del Ponente General, 20 delegados de distintos países, como más adelante se indica.

Se realizaron, además, tres visitas técnicas a las siguientes fábricas de elementos de hormigón pretensado, situadas en las proximidades de Madrid:

- a) Fábrica de placas para forjados "Spiroll".
- b) Fábrica de la Compañía Auxiliar de la Edificación.
- c) Fábrica de la firma "Tubos Fábrega".

Y como acto final de los Simposios, la noche del viernes día 7, todos los delegados fueron obsequiados por la Dirección del Instituto Eduardo Torroja, con una copa de vino español servida en los jardines de D. Cecilio Rodríguez, del Parque del Retiro, amablemente cedidos a tal efecto por el Excmo. Ayuntamiento de Madrid.

Con independencia de estos Simposios, el miércoles 5 de junio, se reunieron también en el Instituto Eduardo Torroja, el Consejo Administrativo y la Comisión de Prefabricación de la Federación Internacional del Pretensado.

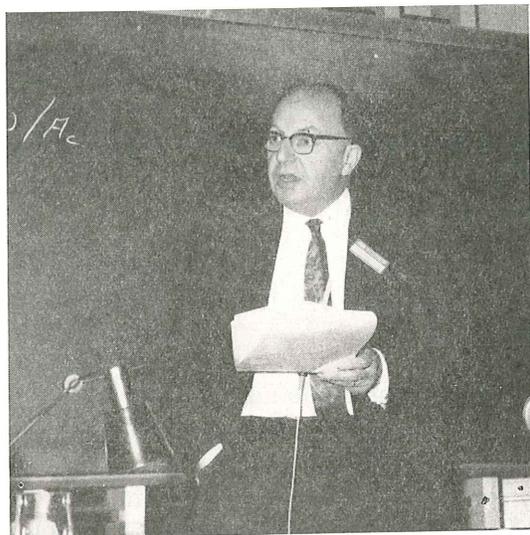
A pesar de las dificultades que presenta la organización de unas reuniones de esta categoría, todos los actos se desarrollaron de acuerdo con el programa previsto y sin el menor fallo. Como ejemplo de los problemas solucionados debe citarse, por su importancia, que fue necesario montar un equipo radiofónico de traducción simultánea, para cinco idiomas: alemán, español, francés, inglés y ruso, que eran los cinco idiomas oficiales de los Simposios. El equipo funcionó perfectamente en todo momento y los participantes alabaron la calidad de las traducciones realizadas. Ello contribuyó en gran medida al éxito de las reuniones, pues permitió a los delegados seguir con detalle el desarrollo de las discusiones y sacar de ellas el mayor provecho.

Durante las sesiones, en el hall principal del Instituto Eduardo Torroja, funcionaba una mesa de información encargada de atender las diferentes consultas de los participantes y ayudarles a resolver los problemas de cualquier índole con que tropezasen.

En definitiva, puede afirmarse que estos Simposios han constituido un rotundo éxito, tanto desde el punto de vista técnico como del humano y social. Así lo han reconocido unánimemente todos los participantes y los Directivos de la Federación Internacional del Pretensado. Así, el Presidente y Vicepresidente de la F.I.P., en las palabras pronunciadas en las Sesiones de Clausura de los Simposios, han podido afirmar que estas reuniones, por la perfecta organización de todos los servicios, la calidad y cantidad de los trabajos presentados y discutidos (el número total de comunicaciones excedió de 100), y la importancia de las conclusiones obtenidas, permanecerán por mucho tiempo en el recuerdo de todos los participantes, como una de las más fructíferas celebradas por la Federación.

Hay que tener en cuenta que este tipo de Simposios era la primera vez que los organizaba la F.I.P. Hasta ahora, aparte de las reuniones de las diferentes Comisiones, las únicas que con carácter internacional se han celebrado han sido los grandes Congresos, convocados cada cuatro años. En éstos, el gran número de participantes (al último, celebrado en París en junio de 1966, asistieron cerca de 2.000 delegados) impide estudiar y discutir los temas con el necesario detalle, por lo que no pueden tener otro carácter que el puramente informativo de la situación, en ese momento, de la técnica del pretensado en los diferentes países. Por ello, el Comité Ejecutivo de la F.I.P. consideró necesario organizar este tipo de Simposios Técnicos, de participación restringida, con el carácter de verdaderas Sesiones de estudio. El éxito alcanzado en estos primeros Simposios viene a demostrar el gran acierto del acuerdo adoptado por la F.I.P.

Para terminar, a continuación se incluye el programa detallado de las reuniones, con indicación de los Presidentes y Ponentes Generales de las once Sesiones de trabajo celebradas y la relación de los que participaron en los debates entablados en cada una de las Sesiones, por orden de intervención:



El profesor Franco Levi, presidente de la F. I. P., durante su intervención en el debate de una de las Sesiones de los Simposios.

Simposio sobre “Elementos prefabricados de hormigón pretensado”.

Lunes 3 de junio. Mañana. Tema: “Pilotes”.

Presidente: G. F. Janssonius (Holanda).

Ponente General: B. C. Gerwick (Estados Unidos).

Intervinieron en el debate:

Brondum-Nielsen (Dinamarca).

New (Inglaterra).

Brown (Australia).

Shu T'ien Li (Estados Unidos).

Derrington (Inglaterra).

Gjerde (Noruega).

Harris (Inglaterra).

Levi (Italia).

Bernander (Suecia).

Ebisch (Alemania Oriental).

Moss-Morris (Africa del Sur).

Brondum-Nielsen (Dinamarca).

Gerwick (Estados Unidos).

Tarde. Tema: “Tuberías”.

Presidente: U. Messina (Italia).

Ponente General: F. L. Williamson (Inglaterra).

Intervinieron en el debate:

Hajek (Checoslovaquia).
Messina (Italia).
Gerwick (Estados Unidos).
Messina (Italia).
Carril (España).
Levi (Italia).
Gerwick (Estados Unidos).
Bald (Estados Unidos).
Crozier (Inglaterra).
Williamson (Inglaterra).

Martes 4 de junio. Mañana. Tema: "Postes".

Presidente: J. A. Derrington (Inglaterra).
Ponente General: D. H. New (Inglaterra).

Intervinieron en el debate:

Kavyrchine (Francia).
Zielinski (India).
Fernández Ordóñez (España).
Rickenstorf (Alemania Oriental).
Fernández Ordóñez (España).

Tarde. Tema: "Traviesas".

Presidente: J. Klimes (Checoslovaquia).
Ponente General: J. W. A. Ager (Inglaterra).

Intervinieron en el debate:

Wutzler (Alemania Occidental).
Vondrasek (Checoslovaquia).
Burr-Bennett (Estados Unidos).
Holmberg (Suecia).
Ebisch (Alemania Oriental).
Rhodes (Inglaterra).
Akester (Africa del Sur).
Bernander (Suecia).
Ager (Inglaterra).

Simposio sobre "Aceros para pretensado".

Jueves 6 de junio. Mañana. Temas: "Recientes mejoras introducidas en las características de los aceros para pretensado" y "Ultimos perfeccionamientos en su fabricación".

Presidente: F. Arredondo (España).
Ponente General: E. Stolte (Alemania Occidental).

Intervinieron en el debate:

Dove (Canadá).
Cahill (Inglaterra).
Estellés (España).
Levi (Italia).
Inomata (Japón).
Dumas (Francia).
Bruggeling (Holanda).
Rehm (Alemania Occidental).
Kavyrchine (Francia).
Levi (Italia).
Dumas (Francia).
Muhe (Alemania Occidental).
Cahill (Inglaterra).
Moss-Morris (Africa del Sur).
Bernander (Suecia).
Baus (Bélgica).
Danciger (Estados Unidos).
Dawson (Inglaterra).
Krchov (Checoslovaquia).
Stolte (Alemania Occidental).

Tarde. Temas: "Corrosión" y "Rozamiento y Adherencia".

Presidente: A. S. G. Bruggeling (Holanda).
Ponente General: G. Rehm (Alemania Occidental).

Intervinieron en el debate:

Stolte (Alemania Occidental).
Dumas (Francia).
Schütze (Alemania Occidental).
Böckenhoff (Alemania Occidental).
Smolczyk (Alemania Occidental).
Rehm (Alemania Occidental).
Moss-Morris (Africa del Sur).
Levi (Italia).
Gill (Inglaterra).
Bernander (Suecia).
Rehm (Alemania Occidental).

Tema: "Accidentes y roturas".

Presidente: A. S. G. Bruggeling (Holanda).
Ponente General: M. Birkenmaier (Suiza).

Intervinieron en el debate:

Rehm (Alemania Occidental).
Mühe (Alemania Occidental).

Dupay (Francia).
Levi (Italia).
O'Connor (Inglaterra).
Birkenmaier (Suiza).

Viernes 7 de junio. Mañana. Temas: "Pérdidas por relajación" y "Ensayos en obra, a largo plazo, sobre relajación".

Presidente: J. Batanero (España).
Ponente General: A. S. G. Bruggeling (Holanda).

Intervinieron en el debate:

De Halleux (Bélgica).
Ortiz Martínez (España).
Bo Gian Maru (Italia).
Handcock (Inglaterra).
Dumas (Francia).
Krchov (Checoslovaquia).
Elkington (Inglaterra).
Orbegozo (España).
Estellés (España).
Tanaka (Japón).
Levi (Italia).
Cahill (Inglaterra).
Bruggeling (Holanda).

Tema: "Influencia de las temperaturas extremas en las características de los aceros para pretensado".

Presidente: M. Fisac (España).

Ponente General: por ausencia del designado, I. Behar, de Francia, en el último momento, no fue posible encontrar sustituto, y en esta Sesión no hubo Ponente General.

Intervinieron en el debate:

Derrington (Inglaterra).
Tanaka (Japón).
Dumas (Francia).
Burr-Bennett (Estados Unidos).
De Halleux (Bélgica).

Dumas (Francia).
Böckenhoff (Alemania Occidental).
Levi (Italia).
Dumas (Francia).
Cahill (Inglaterra).

Tarde. Tema: "Resistencia a la fatiga".

Presidente: J. Ferry-Borges (Portugal).
Ponente General: R. L. J. Baus (Bélgica).

Intervinieron en el debate:

Tanaka (Japón).
Herbschleb (Holanda).
Wascheidt (Alemania Occidental).
Topaloff (Alemania Occidental).
Kubik (Austria).
Baus (Bélgica).

Tema: "Estudios estadísticos y de probabilidad".

Presidente: J. Ferry-Borges (Portugal).
Ponente General: A. J. P. Brenneisen (Bélgica).

Intervinieron en el debate:

Kavyrchine (Francia).
Rehm (Alemania Occidental).
Dumas (Francia).
Stolte (Alemania Occidental).
Brenneisen (Bélgica).

R. P.

NOTA: Debido a la falta de comunicaciones, el tema 6, "Comportamiento de los aceros de pretensado bajo las cargas de impacto", del grupo 5 y el tema 12, "Varios", del grupo 8, fueron suprimidos del programa del Simposio sobre "Aceros para pretensado".

Alocución pronunciada por el Sr. Nadal, en su calidad de Presidente de la Asociación Española del Hormigón Pretensado y Director del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, en la Sesión Inaugural de los Simposios Técnicos Internacionales de la F.I.P., sobre «Elementos Prefabricados de Hormigón Pretensado» y «Aceros para Pretensado» celebrados, en Madrid, en junio de 1968.

Señor Presidente, señoras y señores:

Cumplo el grato encargo de daros la bienvenida a Costillares: A los miembros del Consejo, a todos los miembros de la Federación, también a aquellos que han acudido a sumarse a nuestras tareas y, en fin, a cuantos hoy, abandonando sus quehaceres cotidianos, nos honran con su presencia.

El obligado protocolo, que impone ciertas reglas, no por más livianas menos rígidas, no puede ni debe impedir que manifieste mi satisfacción personal al ver reunidos aquí, en este aula de Costillares, a tantos y tan queridos amigos.

Cuando al correr de los años los hechos se suceden y acumulan, con sus alegrías y amargas, ese poso agrídulce que sazona nuestras crecientes responsabilidades; veros juntos a todos, con los que tantas tareas hemos compartido; sentirse rodeado de amigos que vienen de los cuatro puntos cardinales, compensa, sin duda alguna, de todas las fatigas y anima a continuar en esa trayectoria de pioneros en la técnica, en cuya órbita nos movemos, por el impulso de los que nos precedieron y el que proporciona el eterno deseo de hacer progresar las técnicas a las que consagramos nuestros mejores afanes.

Echo de menos a varios amigos cuya asistencia estaba anunciada, algunos de países lejanos, que, por eso mismo, vemos con menos frecuencia de lo que sería nuestro deseo. Ello se debe a dificultades de traslado, consecuencia de situaciones ingratas que todos deploramos y deseamos se allanen cuanto antes. Pese a no tenerlos con nosotros, ahora y desde aquí, les dedico un recuerdo, con la esperanza de que no faltarán ocasiones en que podamos reunirnos también con ellos aquí en Costillares.

Las tareas que hoy dan comienzo, con las dos vertientes de nuestro trabajo que hemos de desarrollar en Madrid, tienen lugar en un momento muy singular de la técnica española del pretensado, consecuencia de las circunstancias por las que atraviesa nuestro Desarrollo Económico.

Para los que hace algún tiempo que no nos visitais quiero decir, a modo de introducción, que la construcción en España está, desde hace unos cinco años, en pleno período de transformación como tal industria.

La mayor afluencia de acero en el mercado nacional, consecuente a la expansión de nuestra industria siderúrgica, ha establecido una dura competencia para las estructuras de hormigón armado y pretensado que, en el plano de la edificación de viviendas y edificios industriales, discurre con cierta dureza, obligando a recurrir a técnicas más depuradas y a sistemas de mayor contenido industrial. A pesar del esfuerzo que el sector hormigón realiza, los últimos años registran un avance de la estructura metálica, lo cual conviene no perder de vista, tanto más cuanto que este incremento se basa más en la velocidad de erección de la estructura que en el precio de la obra, aspecto al que parece que debe res-



Don Jaime Nadal, presidente de la A. E. H. P. y director del Instituto Eduardo Torroja, en un momento de su discurso durante la sesión inaugural de los simposios.

ponder el hormigón con una industrialización más avanzada y con soluciones donde el pretensado tiene amplias posibilidades de acción.

La mecanización, que en las obras españolas alcanza ya niveles internacionales, es el segundo de los factores que está incidiendo en nuestros rendimientos y en la selección de nuestras técnicas, sin que este factor pueda decirse que haya contribuido demasiado al desequilibrio acero-hormigón.

Los planes de Obras Públicas, y concretamente los planes de Carreteras y Autopistas, son por el contrario un factor muy positivo en el actual desarrollo del hormigón pretensado en España. El pretensado en este campo goza de especial favor, por lo que a la hora actual se proyecta y emplea esta técnica con muchísima mayor extensión que ninguna otra — me refiero, naturalmente, a los puentes — y esperamos que muy pronto, si de nuevo aceptais Madrid como lugar de alguna de nuestras próximas reuniones, podamos mostrar realizaciones realmente importantes. Hoy ya las tenemos, pero el volumen de lo que está en marcha es, a la hora actual, muy superior a lo que ya ha entrado en servicio.

En las obras hidráulicas, de las que como sabéis estoy ocupándome ahora con especial dedicación, no ha entrado el hormigón pretensado con la fuerza que lo ha hecho en la obra vial. He aquí, pues, un campo que espera los progresos de nuestra técnica.

Y ya que os he hecho una breve, brevísima, referencia del presente español en lo que al pretensado se refiere, considero que sería obligado apuntar algo relativo al mañana; pero ya sabéis todos que profetizar es muy difícil, sobre todo, como dice el humorista escandinavo, cuando se profetiza sobre el futuro. Por eso desisto de mi deseo y dejo el futuro en vuestras manos, porque el futuro del pretensado, como casi todo, descansa hoy en la investigación y en la ciencia. Vosotros sois y representais esa investigación en el mundo. Por eso, señores, sólo me resta desearos acierto y suerte en vuestras deliberaciones y en vuestro trabajo.

Costillares está a vuestra disposición una vez más. Amigos: Bienvenidos a Costillares.

SIMPOSIO TECNICO INTERNACIONAL SOBRE:

**«ELEMENTOS PREFABRICADOS
DE HORMIGON PRETENSADO»**

Madrid, días 3 y 4 de junio de 1968.

ACEROS EMESA

especiales para
armaduras de
hormigón

Pretesado
y
Postesado



Embarques de expediciones de nuestros aceros con destino a la exportación.



ELABORADOS METALICOS, S. A. "EMESA" LA CORUÑA

informe general sobre pilotes de hormigón pretensado

BEN C. GERWICK, JR.

Los pilotes de hormigón pretensado se utilizan mucho en todo el mundo, en estructuras marítimas y cimentaciones. Sus principales ventajas son una elevada resistencia bajo carga axil y a flexión, así como una gran durabilidad y economía.

Los pilotes fueron una de las primeras aplicaciones del pretensado, e inicialmente una de las más sencillas. Sin embargo, con el tiempo, al ir aumentando la experiencia, las aplicaciones de los pilotes de hormigón pretensado, han ido aumentando también y complicándose, y actualmente se fabrican pilotes que deben resistir tensiones combinadas y que actúan, a menudo, como elementos principales de las estructuras.

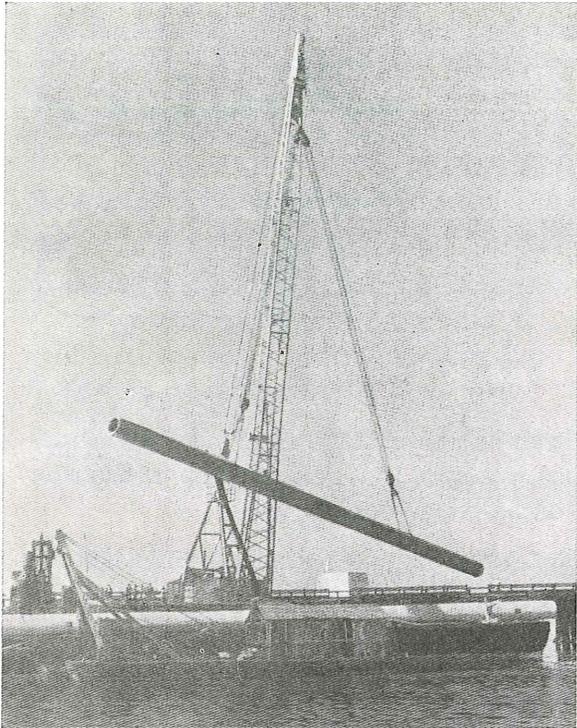
El consumo mundial de pilotes de hormigón pretensado por año es extraordinariamente alto: unos 57.000.000 de metros. Por lo tanto, resulta del mayor interés estudiar detalladamente todos los aspectos de su fabricación, colocación, economía y tecnología.

El desarrollo de los pilotes en hormigón pretensado ha coincidido con el mejor conocimiento de la mecánica del suelo, y hoy día se exige a los pilotes que resistan durante su colocación fuertes sollicitaciones dinámicas para satisfacer así las prescripciones impuestas por la citada técnica de la mecánica del suelo. El gran número de pilotes de hormigón pretensado que se colocan cada año constituye, realmente, un verdadero trabajo experimental del que es posible deducir resultados estadísticamente válidos, a pesar del elevado número de variables que se manejan.

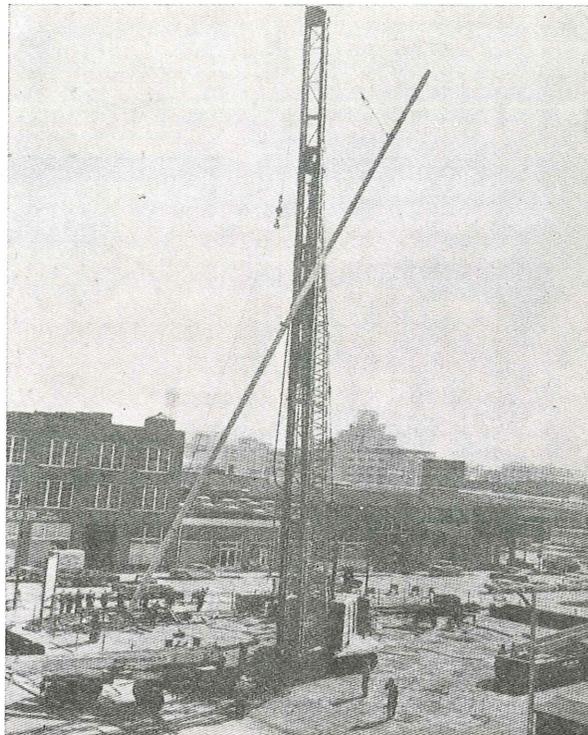
El campo de utilización de los pilotes de hormigón pretensado se ha ampliado en los últimos años. Ello se debe, en parte, a la comprobada economía de su fabricación en serie y, en parte, a sus características técnicas y buen comportamiento en la práctica.

Por todo ello, se estima interesante estudiar con detalle todo lo relativo a la técnica de los pilotes de hormigón pretensado, analizando los siguientes aspectos:

- I. Utilización.
- II. Cálculo.
- III. Fabricación.
- IV. Colocación.
- V. Economía.
- VI. Tablestacas.
- VII. Pilotes amortiguadores.
- VIII. Empalmes.
- IX. Problemas y roturas.
- X. Durabilidad.
- XI. Investigación y desarrollo.



Transporte mediante grúa, hasta su lugar de ubicación, de un pilote cilíndrico hueco de hormigón pretensado.



Pilote pretensado de gran longitud, de una sola pieza, utilizado para la cimentación de un edificio en una ciudad americana.

Como contribución a este tema, se han recibido informes nacionales procedentes de los siguientes países:

Alemania Oriental (DDR).

Australia (Grupo para el Desarrollo del Hormigón Pretensado).

Estados Unidos (Instituto del Hormigón Pretensado).

Japón (Asociación de Ingenieros del Hormigón Pretensado).

Rusia (Instituto de Investigación del Hormigón y Hormigón Armado, Gosstroy).

Además, algunos eminentes ingenieros y especialistas en esta técnica de los pilotes de hormigón pretensado, de distintas nacionalidades, han colaborado aportando valiosos datos y detalles sobre determinados aspectos relacionados con el tema.

I. UTILIZACION.

Los pilotes de hormigón pretensado se utilizan profusamente en más de veintiún países, entre los que se encuentran naciones de todos los niveles económicos y de todas las latitudes.

Solamente en Japón existen 45 factorías que fabrican anualmente 1.000.000 de toneladas de pilotes para cimentación; mientras que en Estados Unidos la producción (de más de 2.000.000 de metros anuales) se reparte entre estructuras marítimas y cimentaciones. Los pilotes de hormigón pretensado soportan la mayoría de los puentes y embarcaderos de Australia, Nueva Zelanda, Perú, Ecuador, Venezuela, Kuwait, Noruega, Italia, Singapur, Malasia, Suecia, Rusia, Canadá, Inglaterra y Estados Unidos, por citar

solamente unos cuantos países para dar una idea de lo extendido que está su empleo en distintos climas y en naciones de muy distinta categoría económica.

Se fabrican pilotes cilíndricos de hormigón pretensado de hasta más de cuatro metros de diámetro, como los empleados en el puente de Oosterschelde, en Holanda, y de longitud superior a setenta metros, como los utilizados en los muelles de la costa del golfo de Maracaibo, en Venezuela.

En Honolulu y Nueva Orleans se han utilizado, para la cimentación de edificios de gran altura, pilotes de hormigón pretensado, fabricados por trozos, que se empalmaban durante la hincada hasta alcanzar longitudes superiores a los sesenta metros. Empalmados a secciones inferiores de acero e hincados como si se tratase de pilotes compuestos, se utilizan para soportar grandes puentes, en California y en Nueva Gales del Sur (Australia). Su utilización como elementos estructurales (por ejemplo, en pilas de puentes o incluso como soportes de la segunda planta de la estructura de un aparcamiento) está cada día más extendida.

Queda, pues, prácticamente comprobado que los pilotes cilíndricos de hormigón pretensado pueden utilizarse como soportes estructurales y como fuste de las pilas de puentes. En estos casos se colocan en pozos excavados previamente y se cimentan por hincada o sobre zapatas de hormigón.

Asimismo, y cada vez con mayor frecuencia, estos pilotes se utilizan para resistir esfuerzos de tracción, de flexión y cargas dinámicas. Se emplean también como pilotes amortiguadores para resistir los impactos producidos por los barcos, en estructuras de muelles y puertos como los de Kuwait, Singapur y California, y como elementos protectores y amortiguadores en los grandes estribos y pilas de puentes.

Las tablestacas pretensadas se utilizan, frecuentemente, como muros de contención en muelles y malecones.

El informe nacional japonés enumera las siguientes ventajas de los pilotes pretensados:

1. Ausencia de fisuración durante su transporte e hincada.
2. Economía para determinadas cargas y momentos.
3. Alta calidad constante; posibilidad de utilizar hormigones de alta resistencia.
4. Facilidad para poder realizar rápidamente los empalmes.

El informe de Estados Unidos añade, además, las siguientes:

5. Gran capacidad de carga.
6. Durabilidad.
7. Facilidad de manejo, transporte y levantamiento.
8. Facilidad para la hincada, incluso en material duro.
9. Posibilidad para actuar como soportes de gran resistencia, con capacidad para absorber sollicitaciones de flexión simple o compuesta.
10. Capacidad para soportar esfuerzos de tracción.
11. Economía.

En algunos lugares de los Estados Unidos existe la tendencia a fabricar e hincar pilotes pretensados para cimentación de gran longitud en una sola pieza, sin empalmes, incluso para edificios en ciudades de gran densidad de población. Así, por ejemplo, se han utilizado pilotes monolíticos de cuarenta metros de longitud en algunos grandes edificios de San Francisco y Boston. En cambio, en otras regiones de este país (Nueva Orleans y

Honolulu) y sobre todo en Japón, Escandinavia, etc., lo más corriente es fabricar los pilotes por trozos de dimensiones normalizadas, que se empalman durante la hinca.

En caso necesario los pilotes de hormigón pretensado pueden hincarse directamente en la superficie del terreno existente, lo cual supone una gran economía respecto al proceso normal de hinca, excavación y hormigonado, ya que no es necesario realizar ninguna excavación previa, siempre peligrosa.

Este tipo de pilotes, por su gran capacidad resistente, resulta particularmente idóneo para cimentaciones profundas con grandes cargas, en suelos poco resistentes. Se pueden hincar satisfactoriamente en terrenos de acarreo, echadizos o a través de estratos duros, como el coral, y pueden penetrar en rocas blandas o parcialmente descompuestas.

II. CALCULO.

El cálculo de los pilotes de hormigón pretensado se debe realizar teniendo en cuenta las diversas etapas o fases siguientes: (1) manejo, (2) transporte, (3) levantamiento, (4) hinca, (5) solicitaciones permanentes (axiles y de flexión) y (6) solicitaciones provisionales de flexión. En cada una de ellas es necesario tener en cuenta cuáles son las tensiones admisibles que deben adoptarse y, en ciertos casos, también las flechas admisibles.

Por regla general, los pilotes pretensados se calculan para las condiciones normales y definitivas de servicio y se comprueba su resistencia bajo las solicitaciones provisionales de flexión que pueden originar, por ejemplo, los sismos o el viento.

Para que su comportamiento durante la colocación sea totalmente satisfactorio, es imprescindible un valor mínimo del esfuerzo de pretensado y de la cuantía de armadura. Estos valores mínimos deben fijarse teniendo en cuenta las condiciones previstas de manejo, transporte, levantamiento e hinca y modificarse en caso necesario.

El cálculo de su resistencia frente a las cargas axiles y solicitaciones de flexión puede llevarse a cabo de la forma siguiente:

1. Pilote corto bajo carga axil.

a) Cálculo de la carga de rotura:

$$N = \frac{N_u}{S} = \frac{(K f'_c - 0,66 f_e) A_c}{S},$$

siendo:

N = valor admisible de la carga de cálculo.

N_u = carga de rotura.

S = coeficiente de seguridad que, normalmente, se toma igual a 3; 3,5 ó 4.

K = coeficiente de uniformidad del hormigón que, según algunos autores, adopta el valor 0,85, para pilotes fabricados verticalmente, y superior a 1, para pilotes fabricados horizontalmente.

f_e = valor efectivo del esfuerzo de pretensado, descontadas las pérdidas.

A_c = área de la sección transversal de hormigón.

f'_c = resistencia de hormigón, en compresión, a los 28 días (probetas cilíndricas de 15 × 30 cm.)

Por otra parte, para hallar la resistencia a rotura de los pilotes pretensados mediante barras, los japoneses aplican la siguiente fórmula:

$$N_u = \frac{(f_c - f_e)(1 + n A_s)}{A_c},$$

en donde:

n = relación entre módulos secantes, y que vale 6,5 aproximadamente, en las condiciones de rotura.

b) Carga de cálculo, basada en las tensiones admisibles en el pilote:

$$N = 0,225 f'_c A'_c,$$

con la condición de que el pretensado efectivo no exceda del valor $0,225 f'_c$, a no ser que se haga la reducción correspondiente en la carga admisible.

La norma noruega resulta menos exigente y admite una carga de 150 t, sobre un pilote de sección transversal cuadrada de 30 cm de lado.

2. Pilote largo, bajo carga axil.

a) Cálculo de la carga de rotura.

Para el cálculo de los pilotes de gran longitud, en los que existe el peligro de pandeo, puede aplicarse la fórmula de Euler. La longitud efectiva L se determinará de la forma siguiente:

Para soportes articulados en sus extremas se tomará L igual a la longitud total del pilote.

Para pilotes rígidamente empotrados en un extremo y articulados en el otro, se tomará $L = 0,7$ de la distancia entre la articulación y la sección de empotramiento.

Para pilotes rígidamente empotrados en ambos extremos se tomará $L = 0,5$ de su longitud total.

b) Carga de cálculo.

Por lo general, para la carga de pandeo se estima suficiente adoptar un coeficiente de seguridad igual a 2. Las cargas de cálculo se determinarán en función de las correspondientes a los pilotes cortos con relación $L/r = 60$.

Para valores comprendidos entre $L/r = 60$ y $L/r = 120$, se adoptará una función lineal.

Para valores de L/r superiores a 120, el pilote se calculará considerando su estabilidad elástica y teniendo en cuenta el efecto de la fluencia y la flecha.

3. Cálculo de la capacidad del pilote para resistir momentos.

a) En rotura.

El momento de rotura de los pilotes de hormigón pretensado viene dado aproximadamente por las siguientes fórmulas (para los casos normales de carga y materiales).

En los casos de pilotes macizos de sección cuadrada:

$$M_u = 0,37 d A_s^{\text{tr}} f'_s .$$

En los casos de pilotes macizos de sección circular u octogonal:

$$M_u = 0,32 d A_s f'_s .$$

En el caso de pilotes huecos de sección cuadrada:

$$M_u = 0,38 d A_s f'_s .$$

En el caso de pilotes huecos de sección circular u octogonal:

$$M_u = 0,32 d A_s f'_s .$$

En dichas expresiones:

A_s = área de la sección total de las armaduras de pretensado;

f'_s = resistencia a rotura de dichas armaduras;

d = diámetro o lado del pilote;

M_u = momento máximo de rotura.

El coeficiente de seguridad que debe adoptarse es 2 para las sobrecargas normales y 1,5 para las sísmicas o de viento.

b) Teoría elástica.

Se determina la tracción admisible, f_t , en el hormigón. La tensión de rotura en tracción vale, aproximadamente, $7,5 \sqrt{f'_c}$. Como valor de la tracción admisible puede tomarse 0, la mitad de la tensión de rotura ($4 \sqrt{f'_c}$), o bien $6 \sqrt{f'_c}$. Depende de la frecuencia de la carga, de las condiciones ambientales, de los riesgos de corrosión, etc.

El momento admisible viene dado por la expresión:

$$M = (f_e + f_t) Z,$$

en donde:

M = momento admisible, y

Z = módulo resistente de la sección de pilote.

4. Cálculo a flexión compuesta.

La existencia de una carga normal a la sección del pilote aumenta generalmente la capacidad de éste para absorber momentos en fase elástica, ya que su acción se suma a las tensiones de compresión disponibles (pretensado, más tensión producida por la carga normal), para contrarrestar la tensión en las fibras en tracción.

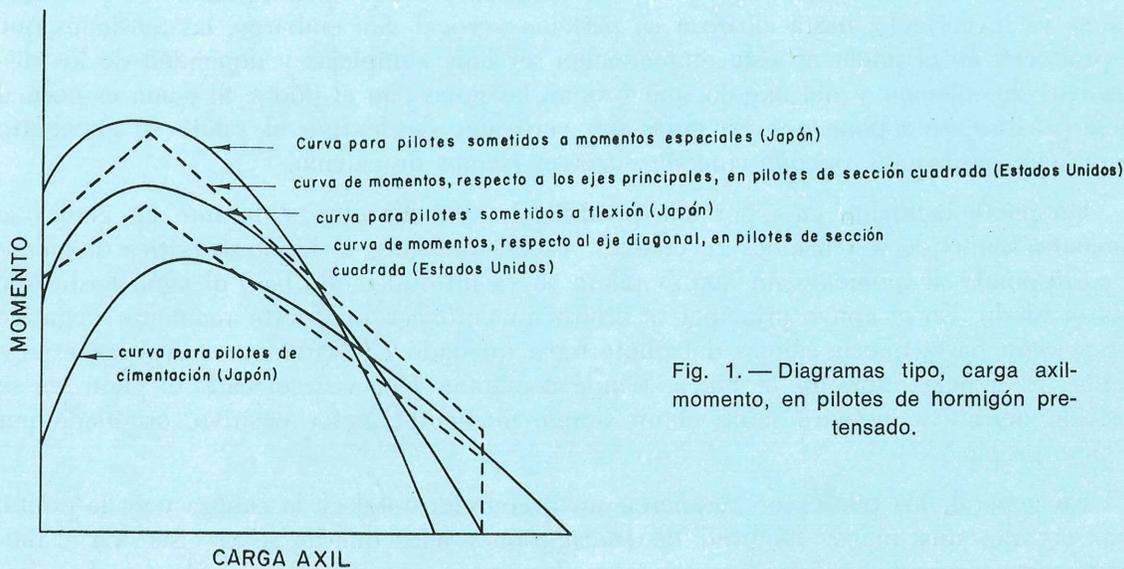
En cambio, la capacidad resistente del pilote frente al momento de rotura, disminuye en caso de que actúe una carga axil.

En la figura 1 se representan los diagramas tipo carga-momento, correspondiente a distintas clases de pilotes. De forma aproximada, se puede considerar que en un pilote

corriente de cimentación sometido a una carga axil de valor igual al 60 por 100 de la admisible, su momento de rotura viene expresado por:

$$M_u = 0,29 d A_s f'_s, \text{ en el caso de pilotes macizos de sección cuadrada, y}$$

$$M_u = 0,25 d A_s f'_s, \text{ si se trata de pilotes macizos de sección circular. En el caso de pilotes huecos, los brazos del par interno resistente valen } 0,30 d \text{ y } 0,26 d, \text{ respectivamente.}$$



En la cabeza del pilote, donde la acción combinada del momento y la carga axil puede ser crítica, deberá tenerse en cuenta la influencia favorable de la longitud de transmisión (es decir, que el valor del esfuerzo efectivo de pretensado sobre el hormigón varía desde 0 hasta su valor total, sobre dicha longitud de transmisión).

Entre las cargas capaces de originar momentos flectores permanentes, pueden citarse las siguientes:

- a) Peso propio en los pilotes inclinados.
- b) Carga lateral del terreno.
- c) Excentricidad de la carga axil.
- d) Actuación del pilote como elemento de una estructura rígida (en este caso el pilote deberá soportar los momentos flectores que le transmita la estructura).

Los momentos flectores provisionales o temporales pueden estar originados por:

- a) Oleaje y corrientes marítimas.
- b) Hielo.
- c) Cargas laterales producidas por las embarcaciones.
- d) Acción del viento sobre la estructura.
- e) Acciones sísmicas.

Para muchas de estas cargas temporales las tensiones admisibles pueden aumentarse en 1/3.

Para el cálculo de las tensiones originadas durante el manejo de los pilotes de hormigón pretensado, a partir del momento de su fabricación se tomará como valor de f'_c ,

la resistencia máxima en compresión del hormigón en probeta cilíndrica de 15×30 cm, a la edad correspondiente.

Como coeficiente de impacto, durante el manejo y transporte, se tomará el valor 0, 50 % ó 100 %, según la técnica empleada. El valor más corriente es el 50 por 100. En Rusia se aplica el coeficiente 1,5 para calcular la resistencia a rotura durante el manejo y 1,25 para el cálculo de la resistencia a fisuración durante dicha etapa.

Durante el levantamiento del pilote, las tensiones disminuyen rápidamente a medida que se va levantando, hasta alcanzar su posición vertical. Sin embargo, las tensiones que se producen en el pilote en esta etapa suelen ser muy complejas y dependen de los dispositivos de sujeción y del ángulo que forman las guías con el pilote. Si como es normal en la práctica, se supone que las guías son verticales desde que el pilote se encuentra en posición horizontal, pueden cometerse graves errores de cálculo.

Un pilote inclinado pasa por una complicada serie de etapas durante las cuales se encuentra sometido a tensiones reversibles. Frecuentemente, la hipótesis crítica de cálculo corresponde al momento en que el pilote se va introduciendo bajo el agua hasta que toca el fondo. En el apoyo principal se producirá entonces un fuerte momento negativo que actuará hasta que la cabeza del pilote haya quedado enrasada a su nivel correspondiente. El azuche, durante la hincá, tiende a rebotar. Una vez colocado el pilote en su posición definitiva, actuará sobre él un simple momento flector positivo, originado por su peso propio.

En general, los pilotes no requieren un pretensado total en la cabeza y en la punta. Esto permite una mayor longitud de transmisión y hace que no se precisen, en el momento del destesado, resistencias tan elevadas como, por ejemplo, en el caso de vigas cortas.

En el cálculo de pilotes pretensados sometidos a esfuerzos axiales de tracción, puede adoptarse, como tracción de cálculo admisible, el valor:

$$N_t = f_e A_c .$$

Esto proporciona suficiente coeficiente de seguridad a fisuración, ya que el valor real de la carga de fisuración es:

$$N'_t = (f_e + 7,5 \sqrt{f'_e}) A_c .$$

La resistencia a rotura por tracción se calculará mediante la expresión:

$$N_{tu} = f'_s A_s .$$

Las cabezas de los pilotes utilizados para la cimentación de chimenea, tuberías verticales, etc., pueden encontrarse sometidas a la acción combinada de una tracción axial y un momento, como consecuencia de acciones sísmicas y de viento.

En estos casos la mejor solución suele ser disponer una armadura auxiliar de acero dulce ordinario en la cabeza del pilote, capaz de absorber dichos esfuerzos.

El informe nacional japonés cita tres clases de pilotes normalizados clasificados de acuerdo con el valor de su tensión efectiva de pretensado:

- A. Pilotes para cimentación, en los cuales $f_e = 40$ kg./cm²
- B. Pilotes capaces de absorber momentos, con $f_e = 80$ kg/cm²
- C. Pilotes que resisten momentos especiales, en los cuales $f_e = 100$ kg /cm² .

En Estados Unidos, los pilotes para cimentación, generalmente de más de 12 m de longitud, tienen una tensión efectiva de pretensado (f_e) de 50 a 60 kg/cm². Si en el cálculo se prevé la existencia de momentos flectores, el valor de f_e se eleva a 85 kg/cm². Para pilotes amortiguadores sometidos a flexión simple, se emplean valores de f_e superiores a 100 kg/cm². Estos pilotes capaces de resistir momentos, presentan problemas análogos a los de las estructuras y cimentaciones normales.

Anteriormente se hizo referencia en este informe a valores empíricos mínimos para el pretensado longitudinal y el zuncho en espiral. Dichos valores tienen un enorme interés, a pesar de su carácter empírico, ya que la regularidad de su satisfactorio comportamiento, estadísticamente comprobado, indica que son adecuados para cumplir su función fundamental.

El valor empírico mínimo de la tensión longitudinal efectiva de pretensado, adoptado en numerosos países, varía siempre entre 45 y 65 kg/cm². Cuando se han utilizado valores inferiores se ha tropezado con grandes dificultades para evitar la aparición de fisuras horizontales durante la hinca. A este respecto el ponente desea exponer las siguientes consideraciones: El valor de la tensión de rotura en tracción bajo carga dinámica, es algo inferior a $7,5 \sqrt{f'_c}$ correspondiente a carga estática, pudiendo tomarse igual a $6 \sqrt{f'_c}$. En un pilote pretensado normal, este valor representa unos 34 kg/cm². La tensión longitudinal efectiva de pretensado oscila, generalmente, alrededor de los 50 kilogramos/cm². Se dispone por consiguiente, de una tensión total de 84 kg/cm² para resistir la tracción originada por la acción dinámica del oleaje y evitar la aparición de fisuras horizontales. Por otra parte, durante la hinca se han medido frecuentemente tensiones de tracción de este orden de magnitud.

La cuantía de armadura necesaria para conseguir una tensión de pretensado de 50 kg/cm² es del orden del 0,5 por 100, la cual, al alcanzar el límite elástico, puede producir una tensión de 70 kg/cm² sin llegar a la deformación plástica. Debe también tenerse en cuenta que la existencia de fisuras probablemente hace disminuir la tensión de tracción originada por el oleaje a un valor algo inferior a éste y a ello se deberá el que, normalmente, no se produzca una rotura progresiva.

Si se utiliza una cuantía de armaduras inferior a la indicada, el acero, al producirse la fisuración entrará en régimen plástico, el hormigón se destruirá por fatiga en compresión y rápidamente se producirá la rotura frágil de la armadura.

Por esta razón se recomienda una cuantía mínima de acero, del 0,5 por 100 (para acero de pretensado con un límite elástico de 15.000 kg/cm²). Los resultados de numerosos estudios realizados sobre pilotes de hormigón con armadura ordinaria (acero dulce) de sólo 2.500 kg/cm² de límite elástico hacen aconsejable el empleo de una cuantía de acero del 3 por 100. Así pues, $\frac{0,5\%}{3\%} = \frac{1}{6}$ resulta inversamente proporcional a la relación entre los correspondientes límites elásticos, $\frac{15.000 \text{ Kg/cm}^2}{2.500 \text{ Kg/cm}^2} = \frac{6}{1}$, lo que viene a corroborar lo acertado de la cuantía mínima recomendada para los pilotes de hormigón pretensado.

Constituyen una excepción los pilotes cortos (de menos de 12 m de longitud) y los colocados por otro procedimiento distinto ala hinca. En algunas naciones el valor empírico mínimo adoptado para el pretensado longitudinal de pilotes cortos es de 30 kg/cm², lo que representa una cuantía de acero de un 3 por 100 aproximadamente.

No existe una teoría generalmente admitida para calcular el zuncho helicoidal de los pilotes. Normalmente, sin embargo, se viene utilizando armaduras helicoidales muy inferiores a las que se colocan como zunchos en los soportes análogos, en estructuras normales. Es muy corriente emplear cuantías del orden del 0,6 a 0,2 por 100; y muchos miles de pilotes, con estas bajas cuantías, han sido utilizados con resultados plenamente satisfactorios.

En Rusia, para pilotes de hasta 9 m de longitud, sólo se dispone armadura transversal en los extremos del pilote (cabeza y punta). Sin embargo, su comportamiento a temperaturas inferiores a cero grados aún no ha sido suficientemente estudiado, ya que su utilización se ha limitado a construcciones residenciales en las cuales permanecen completamente enterrados en el terreno.

Por otra parte, con inquietante frecuencia se ha comprobado la aparición de fisuras longitudinales en los pilotes huecos y cilíndricos. Por ello, el British Prestressed Concrete Development Group recomienda el empleo de una mayor cuantía de armadura helicoidal en los pilotes huecos que en los macizos. La opinión personal del Ponente es que resulta aconsejable una cuantía de armadura transversal del orden del 0,3 al 0,4 por 100 en el caso de pilotes cilíndricos.

En los extremos del pilote, durante la hincada, el peligro de que se produzca un efecto explosivo es mucho mayor, ya que el pretensado da lugar a la aparición de esfuerzos transversales de tracción, cuya acción se suma a los esfuerzos radiales originados por los golpes del martinete.

En la mayoría de los pilotes normalmente utilizados, el cálculo exige, en una longitud de 12 cm contada a partir de la cabeza, una cuantía o relación sección de acero/sección de hormigón, del 0,5 por 100. El British Prestressed Concrete Development Group recomienda un 0,6 por 100 de cuantía volumétrica, en el extremo superior del pilote, en una longitud igual al triple de su menor dimensión transversal. En Rusia, se incrementa la sección de acero colocando cinco capas de malla metálica en la cabeza del pilote, distanciadas entre sí 5 cm.

La cuantía A_s/A_c , de armadura transversal, necesaria en las vigas pretensadas para resistir las tensiones de tracción originadas por el pretensado en la zona correspondiente a la longitud de transmisión es generalmente igual a 0,4 por 100. En el extremo superior de los pilotes, durante la hincada, se producen frecuentemente tensiones axiales de compresión del orden de 150 a 200 kg/cm².

Admitiendo el valor normal del coeficiente de Poisson, las tensiones transversales de tracción correspondientes alcanzarán un valor comprendido entre 30 y 42 kg./cm², o sea, aproximadamente el mismo de la resistencia a tracción del hormigón. Esto obligaría a disponer una cuantía de armadura transversal de 0,8 a 1 por 100 en los 25 cm superiores del pilote, capaz de proporcionar la necesaria resistencia contra el resquebrajamiento. Con ello la sección quedaría equilibrada, alcanzándose simultáneamente el límite elástico del acero y la tensión inicial de fisuración. Se ha comprobado, empíricamente, que para evitar el resquebrajamiento o astillado de la cabeza del pilote debe disponerse una armadura transversal de cuantía igual al 1 por 100, aproximadamente, en los 30 cm superiores extremos de los pilotes cilíndricos. Esta armadura se dispone, a veces, en forma de banda que rodea la parte superior del pilote. Dicha banda, en algunas ocasiones ha llegado a romperse durante la hincada en roca dura, lo cual indica que realmente existen tensiones transversales capaces de producir un efecto explosivo. El Ponente estima aconse-

jable el uso de cercos de acero dulce, colocados lo más cerca posible de la superficie exterior de la pared del pilote. El recubrimiento que normalmente se exige para asegurar la durabilidad carece, en general, de importancia en este caso.

El achaflanado de los bordes redondeados y de las esquinas de la parte superior de la cabeza del pilote, reduce la tendencia al descantillado y resquebrajamiento.

A continuación se incluyen algunas recomendaciones generales sobre el proyecto de los pilotes:

1. Los taladros para la colocación de pasadores u otros dispositivos que faciliten el manejo del pilote, resultan perjudiciales debido a la concentración de tensiones que en ellos se produce. Esto ha provocado roturas durante la hincada en Nueva Zelanda y otros lugares.
2. Para el encepado de los pilotes puede adoptarse cualquiera de las siguientes disposiciones:
 - a) Colocación de pasadores de acero dulce salientes en orificios practicados en la cabeza del pilote. Estos orificios se pueden ya disponer al fabricar el pilote o hacerse después de la hincada.
 - b) Pueden prolongarse los cables de pretensado para introducirlos en el encepado del pilote. Los ensayos demuestran que una longitud de anclaje de 20 cm es suficiente para alcanzar la resistencia a rotura de un cable de 7 alambres. De acuerdo con el cálculo, en el caso de cables se utilizan normalmente longitudes de anclaje de 45 a 72 cm. En los casos en que el encepado pueda girar, como sucede, por ejemplo, en la cimentación de vías férreas, habrá que tener en cuenta el alargamiento elástico de los alambres. En los pilotes que trabajan a tracción, la longitud de anclaje varía de 72 a 100 cm generalmente.
 - c) La cabeza del pilote se puede prolongar para que penetre de 45 a 72 cm en el interior del encepado. En estos casos se picará y limpiará la superficie de la cabeza del pilote antes de hormigonar el cepo.
 - d) En los pilotes huecos deberá disponerse una armadura metálica en forma de jaula que se hormigonará dentro de un taco para introducirla en la cabeza del pilote. Para asegurar la adherencia, la superficie interna de la cabeza del pilote se limpiará y dejará rugosa empleando, por ejemplo, un chorro de arena; después se aplicará un compuesto adhesivo a base de epoxi. Para hormigonar el taco se utilizará un hormigón de baja retracción. Se han empleado también tacos prefabricados, en cuyo interior va alojada la armadura, rellenándose a continuación con lechada de cemento el espacio comprendido entre el pilote hueco cilíndrico y el taco prefabricado.
 - e) Igualmente, en estos pilotes huecos se pueden utilizar perfiles metálicos embebidos en el taco de hormigón, en lugar de las jaulas de armadura antes indicadas.
 - f) Se ha propuesto frecuentemente como solución, aunque apenas ha sido utilizado debido a que exige un cierto trabajo en obra, el realizar la unión de la cabeza del pilote con el cepo mediante un postensado. No obstante, continúa estimándose que constituye una solución técnicamente muy atractiva. Puede realizarse

se prolongando la propia armadura de pretensado del pilote o disponiendo barras independientes de pretensado hormigonadas o embebidas en la cabeza del pilote.

3. La distribución de las armaduras de pretensado en el caso de pilotes huecos, ha sido estudiada con detenimiento, especialmente en el Japón. Los técnicos japoneses han comprobado que el momento flector de rotura apenas varía siempre que el número de cables colocados alrededor de la periferia del pilote cilíndrico sea de cuatro o más. Recientemente se han fabricado en Rusia pilotes cortos de cimentación (de hasta 9 m de longitud), en los cuales la armadura de tracción está agrupada en el centro de la sección transversal.
4. Los azuches no son necesarios en la mayoría de los casos; las puntas pueden ser cuadradas o romas. La punta cuadrada resulta adecuada para el hincado en arena, terrenos de acarreo y arcilla; para el hincado en graveras, terrenos pétreos, etc., es más recomendable la punta roma. En las puntas del pilote se disponen, en muchos casos, armaduras adicionales en espiral. Esto es particularmente importante cuando los pilotes se hincan en roca, ya que entonces las tensiones de compresión en la punta del pilote, alcanzan valores muy altos, teóricamente superiores al doble de las que se producen en la cabeza, si no existen capas de terreno blando por encima de la roca. En caso contrario, dichas tensiones de compresión son iguales a las que actúan en la cabeza. Los azuches tienen la ventaja de que facilitan la penetración del pilote cuando hay que hincarlos en madera, en terrenos coralíferos o en rocas. Pueden terminar en punta o ser romos. El mejor modo de fijar los azuches metálicos es embeberlos dentro del hormigón, en una longitud de 1,25 m a 1,6 m, y rodearlos con un grueso zuncho en espiral. Deberán adoptarse las precauciones necesarias para garantizar la perfecta consolidación del hormigón alrededor del azuche y evitar la inclusión de aire. En Noruega, para asentar los pilotes sobre estratos inclinados de roca dura, se utiliza un dispositivo denominado "Oslo Point", que consiste en un tubo metálico que atraviesa el pilote de lado a lado, una vez hincado, y se cementa después en la roca. En Singapur los pilotes pretensados que trabajan a tracción se anclan en roca haciendo pasar a través del núcleo hueco del pilote un cable que se ancla en un hueco, practicado en la roca y relleno después con inyección de cemento. Finalmente, tesando este cable, se asegura la fijación del pilote.
5. Debe llamarse la atención sobre la necesidad de disponer en los pilotes huecos cilíndricos, ventanas o respiraderos adecuados para protegerlos contra el aumento de carga hidrostática que se produce en su interior cuando se hincan en un material blando.
6. Deben disponerse los recubrimientos adecuados para garantizar la durabilidad del pilote y evitar la corrosión del zuncho helicoidal y de los cables longitudinales. En Europa suele utilizarse un espesor de recubrimiento que varía entre 2,5 cm para terrenos corrientes o agua dulce y 4 cm para aguas saladas. En Estados Unidos se adoptan 4 cm en agua dulce y de 6 a 7,5 cm en agua salada.
7. En varios países se emplean pilotes de sección cuadrada, con armadura transversal en espiral, de trazado circular o cuadrangular. En otros países prefieren los pilotes octogonales o redondos con zunchado circular. El estudio de los miles de pilotes construidos con ambos tipos de sección y trazado de armadura transversal, no justifica, en modo alguno, la afirmación hecha por algunos técnicos de que

las esquinas de los pilotes cuadrados con zuncho circular son las que están más expuestas a la fisuración y a la rotura.

8. Los hormigones de áridos ligeros se emplean con éxito en la fabricación de pilotes pretensados para cimentaciones, tablestacas y pilotes amortiguadores. Ofrecen varias ventajas; por ejemplo: menor peso unitario en el aire (para el manejo, transporte y levantamiento), menor masa (para la hinca) y una gran reducción del peso muerto neto, cuando se sumergen en agua o en suelos anegados. La experiencia indica que poseen una mayor flexibilidad y una ligeramente mayor tendencia al resquebrajamiento de la cabeza del pilote. Este último defecto se elimina aumentando la armadura de zuncho en espiral de la cabeza y, a veces, colocando varias capas de parrillas de armadura o mallas metálicas.
9. En los pilotes huecos con la cabeza y/o la punta macizas, el paso de una sección transversal a otra, se hará gradualmente; por ejemplo, a través de una semiesfera. En esta zona de transición puede resultar necesario disponer una armadura adicional de acero dulce, longitudinal y transversalmente, esta última de trazado circular (ver tabla I).

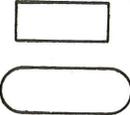
III. FABRICACION.

La fabricación de pilotes de hormigón pretensado se realiza por distintos métodos.

1. Con armaduras pretesas en grandes bancadas, en las cuales se obtienen pilotes enteros (de una sola pieza) de más de 65 m de longitud y también por secciones que posteriormente se empalman para formar el pilote; pueden tener diámetros superiores a 130 cm y ser macizos o huecos; admiten todas las formas y tipos de secciones transversales. Se pueden fabricar en:
 - a) Moldes fijos.
 - b) Moldes deslizantes o por procedimientos de extrusión.
2. Por trozos, que después se unen y postensan.
Las juntas pueden realizarse en seco, hormigonándolas o con resina epoxi. Los distintos trozos o secciones del pilote se pueden fabricar en:
 - a) Moldes rotatorios.
 - b) Moldes fijos verticales.
3. Por centrifugación, en trozos de 12 m de longitud, que posteriormente se empalman por soldadura. Las armaduras pueden ser:
 - a) Pretesas, ancladas en los moldes o el núcleo interno de hormigón del pilote.
 - b) Postesas.

Los materiales para la fabricación de los pilotes pretensados se seleccionan cuidadosamente, igual que se hace cuando se trata de cualquier otro elemento de hormigón pretensado; pero se les exige, además, unas características especiales de durabilidad y que sean capaces de proporcionar al acero una protección eficaz contra la corrosión en condiciones ambientales adversas, tales como el agua de mar o suelos alcalinos. Debido a esto se precisa, en general, un hormigón con un contenido en cemento mayor que el exigido sólo por condiciones de resistencia.

TABLA I. — Formas más usuales de la sección transversal de los pilotes de hormigón pretensado.

FORMA	VENTAJAS	INCONVENIENTES
	Es la forma que proporciona la mayor relación entre el perímetro de la superficie lateral de rozamiento y el área de la sección transversal. Bajo coste de fabricación.	Baja resistencia a flexión.
	Proporciona una buena relación entre el perímetro de la superficie lateral de rozamiento y el área de la sección transversal. Bajo coste de fabricación. Buena resistencia a flexión con respecto a los ejes principales de la sección.	
	Su resistencia a flexión es, aproximadamente, la misma con relación a cualquier eje. Su forma facilita la penetración durante la hinca. Buena estabilidad del pilote cuando trabaja como soporte (relación l/r).	Son difíciles de evitar los defectos superficiales al moldear las caras inclinadas de la cabeza.
	Igual resistencia a flexión respecto a cualquier eje. La ausencia de aristas o picos favorece la apariencia y durabilidad del pilote. Las cargas originadas por el oleaje y las corrientes marítimas son mínimas. Buena estabilidad del pilote cuando trabaja como soporte (relación l/r).	Su coste de fabricación es, generalmente, más elevado. Son difíciles de evitar los defectos superficiales al moldear las caras superiores.
	Es aconsejable cuando se requiere una resistencia a flexión mayor, con respecto a uno de los ejes, especialmente si se desea conseguir una superficie mínima frente al oleaje y las corrientes marítimas laterales.	Resulta difícil mantener su orientación durante la hinca.
	Elevada resistencia a flexión respecto a ambos ejes, en relación con el área de su sección transversal.	Elevado coste de fabricación. Dificultad de orientación.
	Elevada resistencia a flexión respecto al eje x-x, en relación con el área de su sección transversal.	Elevado coste de fabricación. Dificultad de orientación.

OBSERVACIONES. — La mayor parte de estos tipos de sección pueden utilizarse también en el caso de pilotes huecos. A lo largo de un mismo pilote pueden utilizarse, según convenga, secciones transversales de tipo distinto. Así, por ejemplo, pueden aumentarse las secciones en la punta para facilitar el apoyo, o en la parte alta del pilote para resistir mejor los momentos; puede también adoptarse una sección circular en el extremo superior del pilote, para evitar las aristas, etc. Estos cambios de sección pueden conseguirse o bien ya durante la fabricación del pilote, o bien mediante empalmes de pilotes de secciones de formas distintas efectuados en cualquier momento; durante la hinca o antes o después de ella.

Si los pilotes van a estar expuestos al agua de mar, los áridos deben ser resistentes al ataque de los sulfatos y no experimentar reacción alguna con las sales marítimas. Es necesario reducir considerablemente la cantidad de álcalis contenida en el cemento. Cuando vayan a estar sometidos a la acción del hielo-deshielo (sea o no en agua de mar), se debe incorporar algún producto aireante.

Método I. — Fabricación en grandes bancadas con armaduras pretesas.

Este procedimiento se utiliza mucho para la prefabricación en serie de pilotes de todos los tamaños, longitudes y tipos de sección. La fabricación en serie más económica se consigue utilizando moldes fijos múltiples para pilotes de sección cuadrada.

Se suele dar una ligera inclinación a las paredes laterales del molde para que los pilotes puedan extraerse directamente de éste con mayor facilidad.

Un proceso típico de fabricación con arreglo a este método, consiste en:

- a) Preparar los rollos de alambre cortados a la longitud requerida, en los extremos de la bancada.
- b) Extender los alambres en el fondo de la bancada, desenrollándolos de sus correspondientes carretes.
- c) Retirar los carretes para distribuir adecuadamente los alambres y enderezarlos.
- d) Colocar los separadores que cierran los extremos de cada pieza, tesar los alambres y anclarlos en los estribos extremos de las bancadas.
- e) Verter y vibrar el hormigón.
- f) Cubrir las piezas y mantenerlas húmedas durante tres o cuatro horas; ir elevando después la temperatura a razón de 0,5° C por minuto, hasta llegar a los 65° C y mantenerla así durante diez horas.
- g) Soltar la armadura de sus anclajes extremos, para transmitir el esfuerzo de pretensado al hormigón.
- h) Rebajar la temperatura hasta que la diferencia con la temperatura ambiente sea de 0,5 a 1° C.
- i) Retirar las piezas de los moldes y trasladarlas a su lugar de almacenamiento.
- j) Curarlas al agua (discrecional).

Este curado al agua suplementario debe aplicarse a los pilotes que vayan a quedar expuestos al aire o en atmósfera seca durante su vida de servicio y a los pilotes cilíndricos huecos de paredes delgadas.

Cuando el pilote sale del molde está todavía caliente y humedecido por el vapor, y esta humedad se evapora rápidamente. Por ello es durante estas dos o tres primeras horas cuando el curado suplementario al agua es más necesario.

Algunas factorías utilizan unos compuestos especiales que se extienden sobre las piezas formando una especie de membrana o película superficial que mantiene su humedad.

La etapa *h)* antes mencionada adquiere especial importancia cuando se trata de pilotes grandes y macizos. Si se exponen al frío de la atmósfera ambiente cuando el núcleo

interior está todavía caliente, las tensiones térmicas pueden provocar fisuras o agrietamientos. A las deformaciones térmicas se suman, además, las producidas por retracción.

Durante el curado al vapor, las piezas se mantendrán protegidas con cubiertas lo suficientemente estancas para evitar que penetren los vientos fríos, etc., y para asegurar una temperatura relativamente uniforme en el interior. Si, debido al viento, por ejemplo, se establece una sensible diferencia en la temperatura de curado en las distintas secciones de la pieza, variará el módulo de elasticidad y la deformación plástica del hormigón de unas secciones a otras y, al destesar, se producirá en el pilote un sensible alabeo o una marcada curvatura en planta.

En la fabricación de pilotes de secciones circulares y octogonales se utilizarán moldes con los laterales articulados, o desmontable la parte superior. La retirada de esta tapa superior deberá hacerse poco tiempo después del hormigonado (es decir, antes del curado al vapor) para permitir dar un acabado perfecto de la cara superior del pilote. Cuando los laterales del molde se mantienen colocados durante el curado, aparecen inevitablemente pequeños defectos en las superficies superiores de las piezas producidos por la acción del agua y el aire. Estos defectos se pueden reducir (aunque no se consiga evitarlos totalmente) mediante vibración y adoptando una dosificación adecuada. El problema se agudiza cuando se utilizan mezclas secas, con una baja relación agua/cemento. Estos defectos superficiales consisten, generalmente, en numerosas "ampollas" o burbujas de 5 mm de profundidad y 1 cm de diámetro. Otras veces tienen consecuencias más serias y se forman coqueas que pueden tener 3 ó 4 mm de diámetro y 1 ó 2 cm de profundidad. En este último caso, si el pilote va a colocarse en zonas expuestas a las mareas o a la acción del hielo-deshielo, es indispensable rellenar dichas coqueas para impedir el ataque a las armaduras. Como, según parece, no existe ninguna técnica que permita evitar totalmente la aparición de estos defectos superficiales cuando se utilizan moldes con laterales fijos, se estima que la mejor solución consiste en emplear moldes con la parte superior desmontable.

Tanto en los moldes para el pretensado en grandes bancadas, como en los separadores extremos, se deben evitar las obstrucciones y las juntas defectuosas con rebabas interiores, pues existe el peligro de que, cuando estando aún fresco el hormigón, se dilata el molde durante el curado al vapor, se produzcan fisuras transversales de tracción que pueden agravarse más tarde durante la hinca.

También pueden utilizarse para la fabricación de estos pilotes de sección octogonal o circular, máquinas con moldes deslizantes. Estas máquinas llevan un molde de una determinada longitud, colocado bajo una tolva y provisto de vibradores. El molde desliza a lo largo de unas vías a una velocidad de 1 a 3 m por minuto. La longitud de estas vías de deslizamiento suele ser de unos 7 m. Debe mantenerse un cuidadoso control de la consistencia del hormigón, de la vibración y de la velocidad de avance para evitar irregularidades y defectos en la superficie del pilote. A veces, la tolva está provista de un alimentador de tornillo. En algunas instalaciones, una segunda tolva más pequeña sigue a la primera y va recubriendo con mortero la superficie de la pieza. En general, estos moldes deslizantes proporcionan piezas con superficies defectuosas y producen microfisuras de tracción. Por ello, normalmente se exige que, si se usan moldes deslizantes, deben proyectarse y manejarse de forma que no aparezcan fisuras visibles ni tensiones residuales de tracción.

Para la fabricación de pilotes cilíndricos huecos en grandes líneas de pretensado, se utilizan noyos o mandriles fijos, desmontables por procedimientos mecánicos o hidráulicos, para moldear su superficie interior.

Si el núcleo hueco interior es pequeño (hasta unos 30 cm de diámetro) pueden utilizarse como noyos tubos de cartón o tubos neumáticos de goma hinchables. Estos últimos deben ir bien reforzados para que mantengan su forma circular y posean la necesaria rigidez longitudinal para no deformarse entre puntos de apoyos.

Una innovación introducida por Inglaterra consiste en formar estos noyos mediante alambres provisionales tesos, alrededor de los cuales se enrollan bandas de papel fuerte o una malla de alambre muy tupida. Finalizado el curado, se destesan los alambres provisionales y el noyo queda en condiciones de ser reutilizado.

Todos estos mandriles o noyos deben sujetarse convenientemente para evitar que cojan flecha y, especialmente, impedir su "flotación" mientras se vibra el hormigón. Los dispositivos de sujeción deben colocarse a intervalos lo suficientemente próximos para que mantengan el trazado del noyo dentro de la tolerancia prescrita (normalmente, 1 cm). El empleo de alambres tesos para sujetar el noyo no da normalmente resultados satisfactorios porque como el noyo flota durante el vertido del hormigón, los alambres se desplazan también de un modo análogo.

También se utilizan mandriles o noyos deslizantes para formar núcleos huecos de diámetro superior a 110 cm. Estos noyos se guían y sujetan desde el exterior mediante vigas, rodillos o cables tesos situados encima del molde. Estos dispositivos se proyectarán de forma que al deslizar el noyo no arrastren a la armadura helicoidal del pilote. Por su parte inferior el noyo debe apoyarse sobre el propio hormigón fresco de la pared del pilote. Estos noyos o mandriles deslizantes suelen ir acoplados con distintos tipos de vibradores. A veces se colocan también en el noyo dispositivos calefactores para acelerar el fraguado y endurecimiento del hormigón fresco.

Las superficies interiores de las paredes de los pilotes huecos fabricados por medio de noyos deslizantes, deben mantenerse húmedas, especialmente, mientras no se inicia el curado normal al vapor. Para ello se hace pasar por el interior hueco del pilote aire húmedo caliente y vapor a baja presión.

Existen máquinas de extrusión con las cuales se moldean simultáneamente las superficies exterior e interior de los pilotes huecos. Con algunas de estas máquinas se pueden ir dejando embebidos automáticamente en el hormigón cercos en forma de U, que sustituyen a la armadura helicoidal del pilote.

En Malasia y las islas Fidji se han fabricado pilotes cilíndricos de gran diámetro, utilizando anillos prefabricados como espaciadores y soportes de los moldes. Estos anillos se colocan a intervalos de 3 m y las armaduras de pretensado pasan, a través de ellos, por orificios previamente dispuestos. A continuación, se colocan los moldes y se vierte el hormigón. Es importante conseguir una perfecta adherencia entre el hormigón vertido *in situ* y los anillos prefabricados, para asegurar la total resistencia a tracción del hormigón durante la hinca.

Método II. — Fabricación por trozos.

Este procedimiento consiste en fabricar los pilotes divididos en trozos cortos que, una vez unidos, se pretensan. Se utiliza, especialmente, en la fabricación de pilotes cilíndricos huecos.

En la mayoría de los casos, estos trozos se fabrican por centrifugación. Los moldes interiores se sujetan firmemente para evitar que se desplacen hacia fuera. Se adoptan precauciones especiales para conseguir un acabado perfecto de los extremos, sin coqueas, irregularidades, burbujas de agua, etc. Los distintos trozos, una vez curados, se colocan alineados en una bancada. Las juntas se rellenan con una capa de resina epoxi; se insertan los cables en los conductos dispuestos a tal efecto, en el hormigón; se tesan y, por último, se inyecta una lechada de cemento en los conductos de los cables. Una vez endurecida la inyección, se sueltan los anclajes de las armaduras.

Otras veces, los distintos trozos de los pilotes se hormigonan en moldes verticales. Este fue el procedimiento empleado en la fabricación de los espectaculares pilotes de 4 metros de diámetro, utilizados en el puente de Oosterschelde. Después de unidos los distintos trozos y hormigonadas las juntas, se pretensaba el pilote entero mediante las adecuadas armaduras postesas.

Método III. — Fabricación por trozos y centrifugación.

En Japón existen numerosas factorías modernas mecanizadas, en donde se fabrican pilotes por trozos, por un tercer procedimiento: el de centrifugación.

Para el pretensado utilizan barras, alambres o cables. En algunas fábricas, las armaduras se tesan contra el molde, vertiéndose el hormigón mientras aquél gira lentamente. A continuación se va aumentando la velocidad de giro para compactar bien el hormigón, hasta que el molde alcanza finalmente una velocidad periférica de 350 m por minuto. El proceso completo dura sólo ocho minutos.

En algunas fábricas se procede a un curado al vapor, a 65° C, durante un período de doce a veinticuatro horas, seguido de un curado al agua durante tres días.

Las armaduras, mientras gira el molde, tienen tendencia a desplazarse hacia el exterior, dejando un pequeño hueco en el interior. Es posible evitar este inconveniente dosificando bien la mezcla, tesando los cables antes del hormigonado y controlando la velocidad de giro en las distintas etapas.

IV. COLOCACION.

Los pilotes pretensados se pueden colocar por diversos procedimientos, aislados o combinados, entre los cuales pueden citarse los siguientes: hinca, inyectado, barrenado y por gravedad.

La vibración, que ha sido muy utilizada últimamente con los pilotes metálicos, según los informes reunidos por el Ponente, se ha aplicado, sólo con carácter experimental, a los pilotes pretensados de cimentación. En Europa oriental se ha aplicado también a las tablestacas construidas con pilotes pretensados. Se sabe asimismo que en Rusia se han colocado numerosos pilotes prefabricados de hormigón armado por el procedimiento de vibración; y no existe razón alguna para creer que este método no ha de dar resultados plenamente satisfactorios e incluso mejores en el caso de pilotes pretensados. La ausencia de fisuras de retracción en los pilotes pretensados, reducirá al mínimo los peligros de la vibración.

En la mayoría de los casos, estos trozos se fabrican por centrifugación. Los moldes interiores se sujetan firmemente para evitar que se desplacen hacia fuera. Se adoptan precauciones especiales para conseguir un acabado perfecto de los extremos, sin coqueras, irregularidades, burbujas de agua, etc. Los distintos trozos, una vez curados, se colocan alineados en una bancada. Las juntas se rellenan con una capa de resina epoxi; se insertan los cables en los conductos dispuestos a tal efecto, en el hormigón; se tesan y, por último, se inyecta una lechada de cemento en los conductos de los cables. Una vez endurecida la inyección, se sueltan los anclajes de las armaduras.

Otras veces, los distintos trozos de los pilotes se hormigonan en moldes verticales. Este fue el procedimiento empleado en la fabricación de los espectaculares pilotes de 4 metros de diámetro, utilizados en el puente de Oosterschelde. Después de unidos los distintos trozos y hormigonadas las juntas, se pretendía el pilote entero mediante las adecuadas armaduras postesas.

Método III. — Fabricación por trozos y centrifugación.

En Japón existen numerosas factorías modernas mecanizadas, en donde se fabrican pilotes por trozos, por un tercer procedimiento: el de centrifugación.

Para el pretensado utilizan barras, alambres o cables. En algunas fábricas, las armaduras se tesan contra el molde, vertiéndose el hormigón mientras aquél gira lentamente. A continuación se va aumentando la velocidad de giro para compactar bien el hormigón, hasta que el molde alcanza finalmente una velocidad periférica de 350 m por minuto. El proceso completo dura sólo ocho minutos.

En algunas fábricas se procede a un curado al vapor, a 65° C, durante un período de doce a veinticuatro horas, seguido de un curado al agua durante tres días.

Las armaduras, mientras gira el molde, tienen tendencia a desplazarse hacia el exterior, dejando un pequeño hueco en el interior. Es posible evitar este inconveniente dosificando bien la mezcla, tesando los cables antes del hormigonado y controlando la velocidad de giro en las distintas etapas.

IV. COLOCACION.

Los pilotes pretensados se pueden colocar por diversos procedimientos, aislados o combinados, entre los cuales pueden citarse los siguientes: hinca, inyectado, barrenado y por gravedad.

La vibración, que ha sido muy utilizada últimamente con los pilotes metálicos, según los informes reunidos por el Ponente, se ha aplicado, sólo con carácter experimental, a los pilotes pretensados de cimentación. En Europa oriental se ha aplicado también a las tablestacas construidas con pilotes pretensados. Se sabe asimismo que en Rusia se han colocado numerosos pilotes prefabricados de hormigón armado por el procedimiento de vibración; y no existe razón alguna para creer que este método no ha de dar resultados plenamente satisfactorios e incluso mejores en el caso de pilotes pretensados. La ausencia de fisuras de retracción en los pilotes pretensados, reducirá al mínimo los peligros de la vibración.

La mayoría de pilotes pretensados se colocan por el procedimiento de hinca, sólo o combinado con el de inyección. Los cientos de miles de pilotes pretensados, colocados con éxito por este procedimiento en terrenos de las más variadas características, atestiguan su eficacia. Existen algunas normas generales para garantizar el éxito en el empleo de este método. Estas normas son prácticamente iguales en los distintos países en que se encuentran vigentes (Japón, Inglaterra, Australia, Estados Unidos):

1. El pilote y el martinete estarán bien alineados.
2. La cabeza del pilote debe ser perfectamente plana y perpendicular al eje longitudinal del mismo. Las armaduras de pretensado se cortarán de forma que queden enrasadas sin sobresalir de dicha cabeza. Se comprobará que el casquete de hinca del pilote queda bien ajustado.
3. El martinete no debe alcanzar una excesiva velocidad, especialmente si se trata de suelos blandos.
4. Se pueden reducir las tensiones internas y lograr una mayor penetración del pilote, protegiendo la cabeza del mismo con un dado de madera blanda, de 15 a 35 cm de espesor. Este dado deberá renovarse para cada pilote. En Japón se sustituye por un bloque de cartón ondulado. También se utilizan otros materiales, como son la goma (incluso placas de caucho crudo), el fieltro, fibras de asbesto, cuerda de cáñamo arrollada y madera laminada.
5. Proteger los anillos de empalme de los pilotes recubriéndolos con bandas tubulares.
6. Evitar una excesiva coacción del pilote, tanto frente a la torsión como a la flexión. La posición y orientación del pilote, una vez bien hincado en el terreno, es difícil de corregir cogiéndolo por, o cerca de la cabeza, sin que se produzcan graves daños.
7. Para cortar el pilote deberá amordazarse primero con una banda metálica o de madera y cortarlo después con puntero y martillo o por medio de una perforadora neumática. Si se hace primero un corte perimetral con una sierra de hormigón o una perforadora de rotación, se facilitará la obtención de una superficie lisa y no descantillada.
8. Cuando antes de la hinca se hace un barrenado o inyección de chorro de agua, hay que asegurarse de que la punta del pilote queda bien asentada, antes de aplicar la energía total de hinca.

El mayor rendimiento en la hinca se obtiene empleando un martinete pesado, una velocidad de impacto moderada y protegiendo la cabeza del pilote con un taco de material blando.

Para evitar la oscilación, la vibración y el pandeo, durante la hinca de pilotes largos y esbeltos, deberán emplearse guías o apoyos adecuados. Cuando se trata de pilotes inclinados dichos apoyos se colocarán para sujetar los trozos en voladizo tanto por encima del nivel del terreno como por debajo de él (cuando la hinca se hace bajo el agua).

Los puntos para la elevación de los pilotes y las maniobras de levantamiento deben estar exactamente definidos y ser escrupulosamente cumplidas. Si se trata de pilotes largos con múltiples puntos de sujeción (de 2 a 6), debe tenerse en cuenta que el ángulo que

forman las eslingas con el pilote afecta a la tensión en aquéllas, con lo cual los puntos reales de apoyo pueden ser distintos de los usados para el manejo en fábrica y durante el transporte.

En los pilotes utilizados para la cimentación de estructuras marítimas, algunas veces las cabezas de los pilotes sobresalen por encima del nivel del agua y se empujan para alinearlas correctamente. Si el extremo en voladizo es largo, fácilmente se produce una sobretensión en el pilote. Por ello, las normas deberán limitar la magnitud del esfuerzo de empuje para garantizar que el valor de esa sobretensión no sea excesivo. Una limitación corriente es que si la profundidad del agua es de 10 m, el esfuerzo de empuje no será superior a 200 kg, para lo cual se dispondrá un cabrestante o cable de acero, cuya capacidad de carga sea superior al citado valor.

Los pilotes hincados en ríos o puertos requieren, durante algún tiempo, una sujeción lateral contra la marea, el embate de las olas, etc., y cuando se trata de pilotes inclinados, contra la flexión originada por el peso propio.

Los martinets mecánicos son muy utilizados en la colocación de pilotes pretensados. A causa del poco peso de estos martinets y su gran velocidad de impacto, deberán adoptarse precauciones especiales para que el amortiguador utilizado sobre la cabeza del pilote sea el adecuado.

La inyección de chorro de agua a presión se utiliza a menudo para facilitar la hinca. Se puede realizar previamente para preparar la penetración, rompiendo las capas duras o también puede efectuarse durante la hinca. En este último caso, es arriesgado realizar la inyección cerca o bajo la punta del pilote, ya que puede producirse un lavado capaz de formar una cavidad por debajo del extremo del pilote, quedando éste libre en lugar de bien asentado en el terreno, y dando lugar a que se produzcan grandes tensiones de tracción y fisuras en el pilote.

Para ayudar a la penetración a través de capas superiores duras y densas, se puede practicar una perforación previa en seco, con agua o con pasta de bentonita. Este método se utiliza cada vez con más frecuencia debido a los crecientes espesores de penetración exigidos para eliminar los asientos en la cimentación.

Cuando se intenta correr o desclavar un pilote de hormigón pretensado ya hincado, lo más probable es que se originen fisuras de tracción. En el caso de que alguna de estas operaciones sea inevitable debe realizarse previamente una fuerte inyección de chorro de agua a presión y procurarse que la fuerza aplicada actúe en dirección axial.

A veces es necesario, en instalaciones marítimas, reparar los pilotes pretensados. Para ello se han utilizado con éxito los siguientes procedimientos:

1. Recubrimiento bajo el agua con cemento (no debe contener CaCl_2).
2. Recubrimiento bajo el agua con resina epoxi.
3. Colocación de una funda metálica o de hormigón, unida al pilote con lechada de cemento.

Estas reparaciones deben ir precedidas de una limpieza total de la superficie del pilote sobre la que vaya a aplicarse el recubrimiento, y una vez efectuado éste, se protegerá la zona tratada hasta que adquiera la necesaria resistencia mecánica y frente a la acción del agua.

En el puente de Oosterschelde, en Holanda, los pilotes de 4 m de diámetro se colocaron por gravedad previo un dragado interno. Para la colocación de estos pilotes se utilizó una cabria flotante, proyectada especialmente, de tal forma que parte de su peso podía cargar sobre el pilote. Una vez alcanzada la profundidad deseada, se construía bajo el agua un gran dado de hormigón, sobre el que se apoyaba el pilote.

En el puente de San Diego-Colorado (California) los pilotes se colocaron en tres etapas, a través de una densa capa de arcilla y estratos de arena, hasta alcanzar la zona de resistencia adecuada.

En la primera etapa se inyectaba previamente un fuerte chorro de agua, hincándose así el pilote hasta un punto situado 2 m por encima de la cota definitiva prevista. En la segunda, se avanzó 1 m más mediante inyecciones laterales solamente, muy por encima de la punta del pilote y utilizando un martinete para la hinca. En la última fase se empleó sólo el martinete, con el que se daba un número de golpes determinado, para asegurar la consolidación de la arena alrededor del pilote.

La teoría de las "ondas de tensión" explica muchos de los fenómenos observados en relación con la hinca de pilotes pretensados.

El impacto producido en un pilote pretensado por cada golpe del martinete dura de 4×10^{-3} a 8×10^{-2} segundos. La onda de compresión se transmite a la velocidad del sonido en el hormigón. Esta velocidad para el hormigón pretensado normal es de cerca de 4.000 m/seg. La longitud de onda depende de la duración del impacto y oscila entre 16 y 50 m. La máxima tensión de compresión en la cabeza del pilote varía, generalmente, entre 70 y 240 kg/cm², pero puede alcanzar los 300 kg/cm².

Cuando esta onda de compresión llega a la punta del pilote, si esta punta está asentada sobre un material duro, la onda reflejada es también de compresión; pero si el material en que se apoya es blando, la onda es de tracción.

Por consiguiente, si el pilote se hinca en terreno rocoso, bajo el agua, el valor de la tensión en su extremo inferior puede llegar a ser el doble de la que actúa sobre la cabeza. Inversamente, si la hinca se realiza en un material muy blando, se refleja una tensión de tracción cuyo valor alcanza hasta el 50 por 100 del de la tensión de compresión que actúa sobre la cabeza del pilote. Las tensiones reales de tracción registradas mediante elongómetros llegan a los 100 kg/cm².

En la práctica, la hinca en terreno blando y el consiguiente efecto de las ondas de tensión reflejadas, han creado serios problemas en numerosas ocasiones. De repente, y casi misteriosamente, aparecen fisuras horizontales, separadas entre sí 0,5 m, en 1/3 de la longitud total de pilote, contada a partir de la cabeza. Como consecuencia, el hormigón se pulveriza y desprende, la superficie del pilote se resquebraja y la anchura de las fisuras aumenta. La repetición de los golpes de hinca produce fatiga en el hormigón adyacente a las fisuras, con una sensible elevación de temperatura y, en ocasiones, llega a ocasionar la rotura frágil de las armaduras.

Las fisuras comienzan a formarse en los puntos de discontinuidad, tales como los orificios dispuestos para colocar los ganchos de elevación, las señales o marcas dejadas por los moldes o las coqueras. Todo ello induce a confusión cuando se procede al reconocimiento de un pilote dañado.

En el cálculo de las tensiones originadas durante la hinca intervienen unas veintiuna variables. Entre ellas se encuentran: el peso del pilote, su longitud y módulo de elasti-

cidad, sus características de amortiguamiento, el peso de martinete, velocidad de impacto, la rigidez del dado de protección de la cabeza del pilote durante la hinca y la resistencia del terreno.

En opinión del Ponente, la teoría de las "ondas de tensión" es en principio válida, pero con ciertas limitaciones:

1. Sobreestima el valor de las tensiones de tracción al no tener en cuenta el efecto del rozamiento lateral y la disipación de energía que se produce a través del terreno circundante.
2. Frecuentemente predice tensiones máximas de tracción sobre la totalidad del tercio central del pilote y, en cambio, las fisuras casi siempre aparecen en las proximidades del punto situado al tercio del extremo superior.

Esta teoría destaca la importancia del dado amortiguador que se coloca sobre el pilote durante la hinca, capaz de reducir las tensiones máximas en un 50 por 100. Ello explica que, para una misma energía, un martinete pesado golpeando lentamente produce tensiones mucho menores que un martinete ligero trabajando a gran velocidad.

La amplitud de la onda de tensión puede reducirse disminuyendo la velocidad de impacto (acortando el recorrido o caída del martinete) e incrementando el espesor del dado amortiguador de la cabeza del pilote. Este hecho resulta particularmente importante cuando la hinca se hace en terreno blando y, más aún, cuando el pilote atraviesa un estrato duro de material de acarreo o arena, ya que entonces sus superficies laterales se mantienen sujetas por rozamiento mientras la punta del pilote queda libre.

El hormigón ligero tiene un menor módulo de elasticidad. Esta característica reduce la velocidad de la onda de tensión a unos 300 m/seg., y las tensiones máximas de compresión y tracción en un 18 y un 22 por 100, respectivamente. Se produce, en apariencia, un mayor amortiguamiento interno en el hormigón ligero, compensado, en parte, por su menor resistencia a tracción.

Teóricamente, en la punta de un pilote hincado en roca a través del agua, se refleja una elevada tensión de compresión, que se desplaza hasta la cabeza, y si, en ese momento, el martinete no actúa sobre dicha cabeza, la onda vuelve a reflejarse en ella como onda de tracción. Pero realmente, en la práctica es muy difícil que se presenten conjuntamente todas estas condiciones, a causa del amortiguamiento, rozamiento superficial, etc.

V. ECONOMIA.

La verdadera economía de los pilotes de hormigón pretensado debe determinarse valorando su aptitud para cumplir la función estructural que se les asigna con la seguridad adecuada, durante un largo período de tiempo y con un costo mínimo. Así el comportamiento estructural del pilote, su facilidad de transporte, manejo, hinca y empalme, su durabilidad, etc., adquieren tanta importancia como los costos de fabricación.

Ha quedado demostrado que los pilotes pretensados constituyen la solución más económica en un gran número de casos; por ejemplo: siempre que sus propiedades estructurales características puedan ser bien utilizadas, se precise emplear un gran número de pilotes o cuando la durabilidad sea un factor decisivo.

Estructuras marítimas.

Las condiciones exigidas a los pilotes para este tipo de estructuras son las siguientes: una vida de servicio de veinticinco a cincuenta años, buena resistencia del pilote trabajando como soporte, capacidad para soportar cargas elevadas, resistencia a flexión, aptitud para el manejo e hincas en grandes longitudes, y bajo costo inicial. Los pilotes pretensados cumplen todos estos requisitos, en general, mejor que cualquier otro tipo de pilote, razón por la cual han sido ampliamente utilizados en las estructuras marítimas.

Cimentaciones.

Para su aplicación en cimentaciones se requiere que los pilotes satisfagan las siguientes condiciones: bajo costo inicial, buena resistencia trabajando como soporte corto de una estructura, facilidad de manejo y para hincarlo hasta la profundidad deseada. Al realizar un análisis comparativo entre los distintos tipos de pilotes utilizables para cimentación, deben estudiarse: la capacidad estructural del pilote, la aptitud del terreno para que en él se hinquen pilotes del tamaño y longitud requeridos para cada tipo, los gastos de suministro, transporte e hincas, y el tamaño, espesor y coste de las zapatas necesarias bajo el pilote. Se debe valorar, asimismo, el tiempo invertido en la construcción.

De todos estos estudios se deduce que los pilotes pretensados son la solución idónea en la mayoría de los casos y, frecuentemente, también la más económica.

Los pilotes pretensados deben, desde luego, compararse directamente con los otros tipos de pilotes de hormigón. Comparándolos con los pilotes prefabricados de hormigón armado ordinario, las principales ventajas se encuentran en su resistencia como soportes, durabilidad y costo del acero. Los pilotes pretensados necesitan, aproximadamente, sólo $1/6$ del peso del acero necesario para los pilotes armados. Pero como el coste unitario del acero de pretensado ya colocado es unas dos veces mayor, su costo real neto resulta $1/6 \times 2 = 1/3$ del correspondiente a los pilotes de hormigón armado.

Otra ventaja económica importante que presentan los pilotes pretensados para cimentación (en comparación con los metálicos o de madera) es que para muchos tipos de terreno proporcionan la resistencia de apoyo necesaria para una penetración sensiblemente menor.

Con frecuencia esta ventaja procede tanto de su mayor coeficiente de rozamiento superficial como de su mayor capacidad de carga en punta.

En el Japón se aplica una fórmula para valorar los pilotes pretensados normalizados, la cual es función del diámetro, longitud, número de empalmes, costo de los empalmes y costo de las soldaduras.

Los gastos de fabricación y de mano de obra necesaria varían sensiblemente según el procedimiento y el volumen diario de producción. Cuando esto se mantiene a un nivel elevado, puede programarse la fabricación de forma que se asegure la total y continua utilización de la mano de obra disponible. En los informes presentados por algunos países se incluyen datos sobre la mano de obra y equipos necesarios, pero no se estima prudente establecer, a partir de ellos, ninguna conclusión definitiva, ya que no todos los factores que intervienen en el proceso son conocidos. Sin embargo, de la información disponible parece deducirse que la fabricación en grandes bancadas y utilizando moldes fijos múltiples, es la que exige una menor cantidad de horas-hombre.

VI. TABLESTACAS PRETENSADAS.

Las tablestacas de hormigón pretensado ofrecen las ventajas de su gran durabilidad y excelente aspecto. Sin embargo, no siempre resultan más económicas en costo inicial cuando se comparan directamente con las metálicas, debido a que las tablestacas, normalmente, deben resistir momentos flectores, tanto positivos como negativos. Para cumplir este requisito deberá adoptarse un valor adecuado para el esfuerzo de pretensado y añadir la necesaria armadura suplementaria de acero dulce ordinario en las secciones sometidas a fuertes momentos, especialmente si éstos son negativos. La tensión admisible en

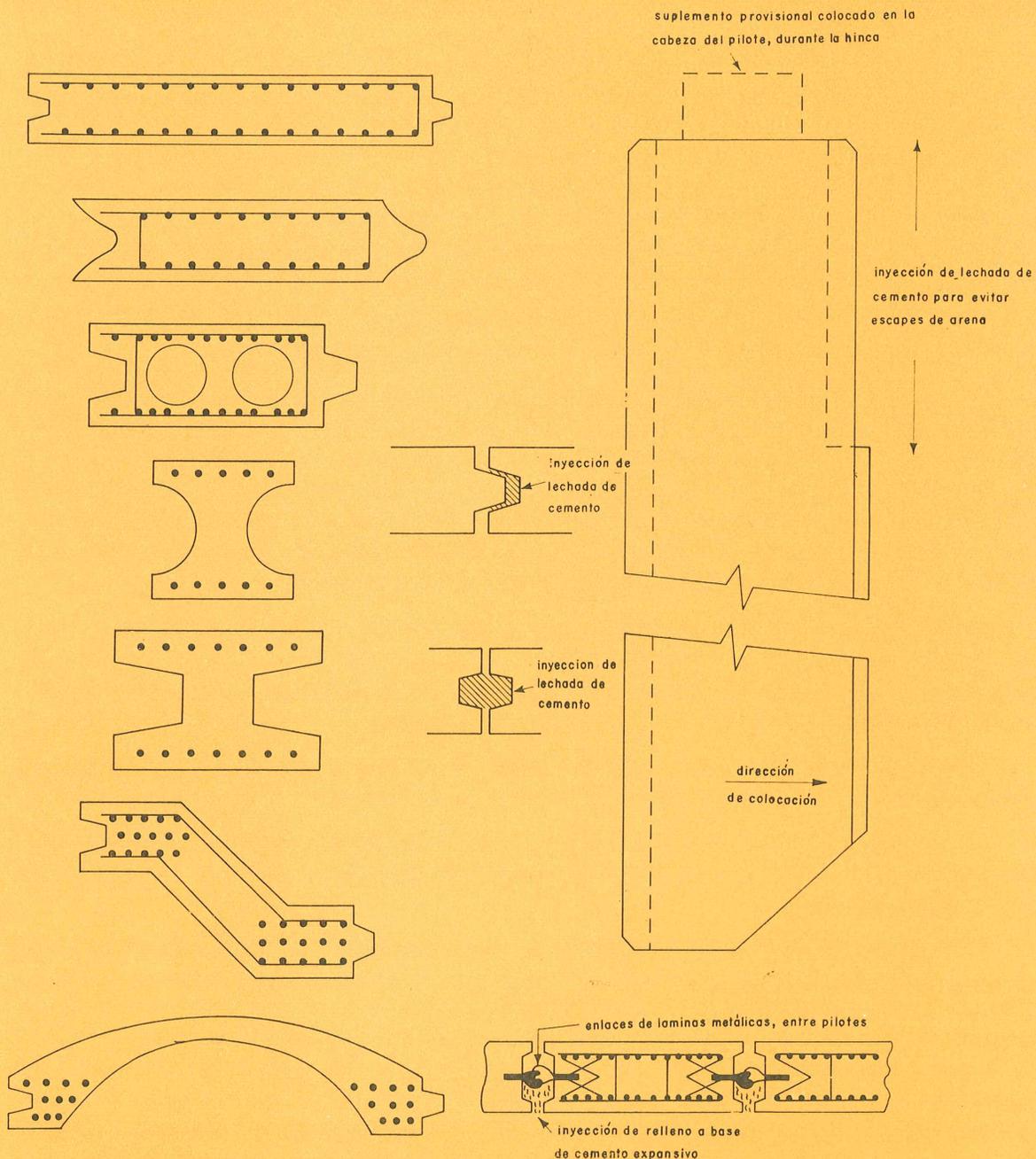


Fig. 2.— Detalles y secciones transversales típicas de las tablestacas de hormigón pretensado.

las tablestacas depende de su vida de servicio prevista (durabilidad), del tipo y duración de las cargas, etc. Por regla general, se adoptan valores comprendidos entre 0 y la mitad de la tensión de rotura.

En la figura 2 se indican las secciones típicas más utilizadas.

Durante la hinca han surgido a veces dificultades originadas por la rotura de las alas que forman la ranura lateral en la que desliza y encaja la lengüeta de la pieza adyacente. Para evitarlas puede ser necesario prolongar las barras de acero dulce ordinario de la armadura suplementaria, de forma que queden también armadas dichas alas.

Las piezas que forman las tablestacas pretensadas pueden hincarse por medio de chorros de agua a presión o con martinete; frecuentemente se utilizan ambos procedimientos combinados. En Alemania Oriental se usan martinetes vibratorios. Debe emplearse un casquete especial de hinca que permita que cada pieza penetre hasta el mismo nivel que la contigua. En algunos países, durante la fabricación, se hormigona sobre la propia cabeza del pilote, un suplemento de menor sección que actúa como taco amortiguador bajo la acción del martinete. Terminada la hinca, se pueden eliminar estos suplementos y alojar las armaduras de pretensado salientes dentro de una viga de encepado, o utilizar los espacios entre estos suplementos para apoyar, en su caso, los tirantes o riostras.

Durante la hinca, de acuerdo con el criterio general, debe utilizarse como guía el extremo macho (lengüeta), para evitar el acodamiento que podría producirse si actuase de guía el extremo hembra (ranura). Cuando la junta está formada por dos ranuras (y no ranura y lengüeta), generalmente se emplea un tubo metálico de enlace que se hinca junto con el pilote y después se recupera.

Para la cimentación de algunos edificios se construye primero un muro perimetral con tablestacas de pilotes de hormigón pretensado, que sirve como muro de contención durante la excavación y se incorpora, finalmente, a la estructura como muro del edificio.

Es necesario rellenar las juntas con lechada de cemento, para hacerlas estancas y evitar fugas de arena. Si dichas juntas son accesibles, se rellenan a mano utilizando, generalmente, cemento expansivo. Si el relleno hay que realizarlo dentro del agua, se introduce hasta el fondo de la junta una manguera o tubo de lona o polietileno, a través del cual se va inyectando la lechada de cemento de relleno de la junta a medida que se retira el tubo.

En un estudio reciente se han deducido los siguientes costos relativos por unidad de área y para un momento resistente igual a la unidad:

Tablestacas metálicas de acero de 2500 kg/cm ² de límite elástico, sin pintar	92
Tablestacas metálicas de acero de 3500 kg/cm ² de límite elástico, sin pintar	90
Tablestacas pretensadas, con hormigón $f'_c = 350$ kg/cm ² de resistencia (en probeta cilíndrica).	100
Tablestacas metálicas (pintadas para protegerlas contra la corrosión)	105

VII. PILOTES AMORTIGUADORES DE HORMIGÓN PRETENSADO.

Los pilotes pretensados resultan muy adecuados para ser utilizados como pilotes amortiguadores para la protección de paramentos de muelles, como norayes, duques de alba y, en general, siempre que se trate de pilotes que deban resistir fundamentalmente es-

fuerzas laterales. Son duraderos y económicos. Deben proyectarse de forma que resulten muy flexibles y sean así capaces de absorber una gran cantidad de energía. Para ello se elegirá una sección que posea un momento de inercia pequeño en relación con su resistencia; se construirán con hormigones de bajo módulo de elasticidad como, por ejemplo, los hormigones de áridos ligeros, y se adoptará un valor edecuado para el esfuerzo de pretensado.

Los pilotes amortiguadores se utilizan mucho en muelles y embarcaderos, para que los barcos puedan anclar sin peligro para ellos ni para el sistema amortiguador de la estructura marítima. Se han empleado pilotes amortiguadores pretensados en muelles de Kuwait, Singapur y Los Angeles, y en una instalación experimental en San Francisco.

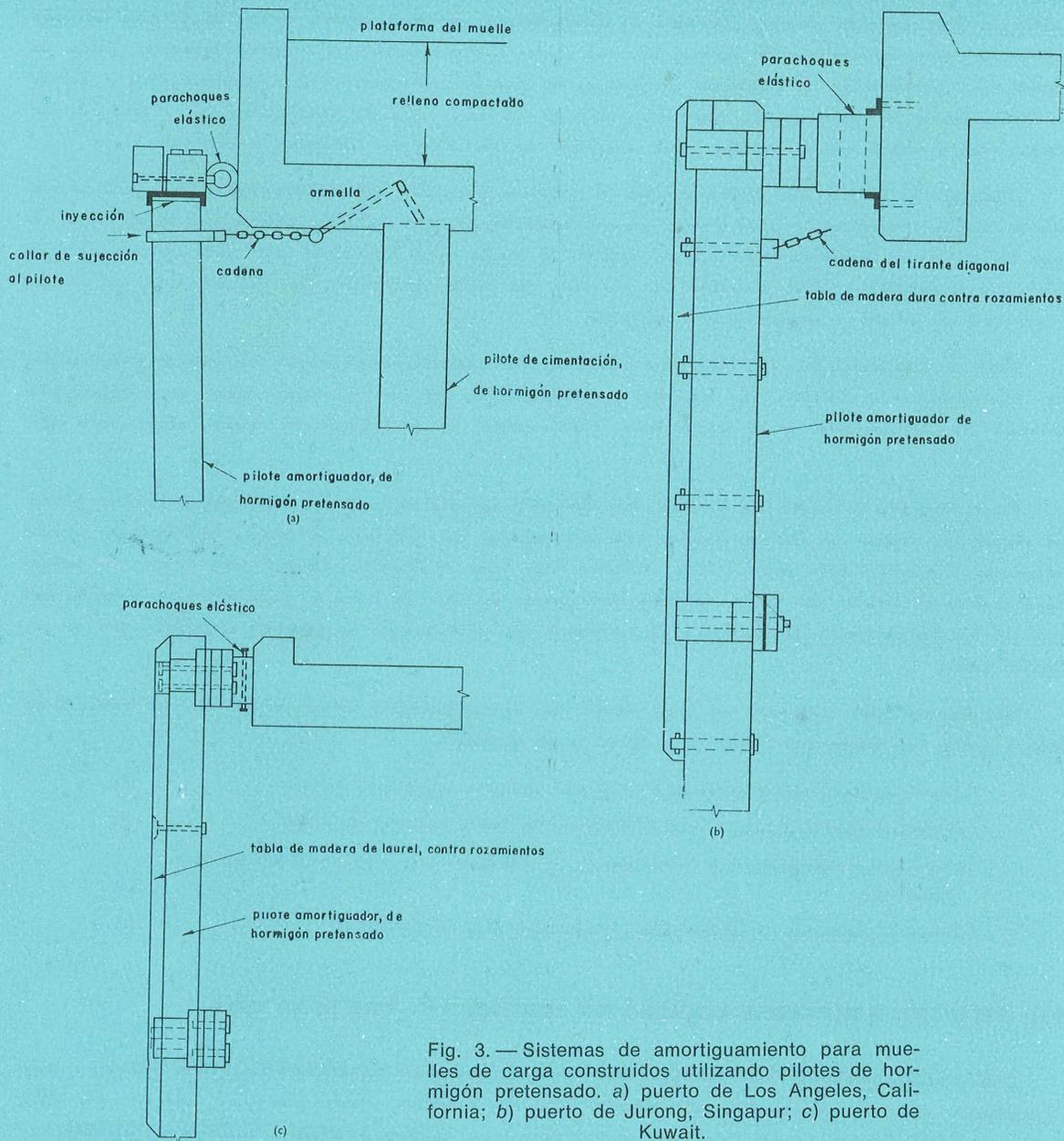


Fig. 3.— Sistemas de amortiguamiento para muelles de carga construidos utilizando pilotes de hormigón pretensado. a) puerto de Los Angeles, California; b) puerto de Jurong, Singapur; c) puerto de Kuwait.

Los pilotes construidos con hormigón de áridos ligeros resultan idóneos para su utilización como amortiguadores, norayes, duques de alba, etc., porque admiten una gran flecha y absorben gran cantidad de energía.

El mayor inconveniente de estos pilotes lo constituye su pequeña reserva de resistencia hasta rotura, cuando se sobrepasan con exceso las cargas adoptadas en el cálculo. Bajo un efecto de impacto excesivo, estos pilotes tienden a partirse. Por eso es conveniente proporcionarles una mayor reserva de resistencia hasta rotura, añadiéndoles unos cables adicionales, no tesos.

Los pilotes amortiguadores pretensados se calculan, normalmente, para una tensión máxima que no exceda de la mitad de su tensión de rotura. Deben evitarse especialmente las fisuras que reducen su durabilidad; por otra parte, no conviene hacerlos demasiado rígidos. Su capacidad de absorción de energía debe tenerse muy presente en el cálculo. Dado que estos pilotes pueden ser económicamente reemplazados, cuando se estime con-

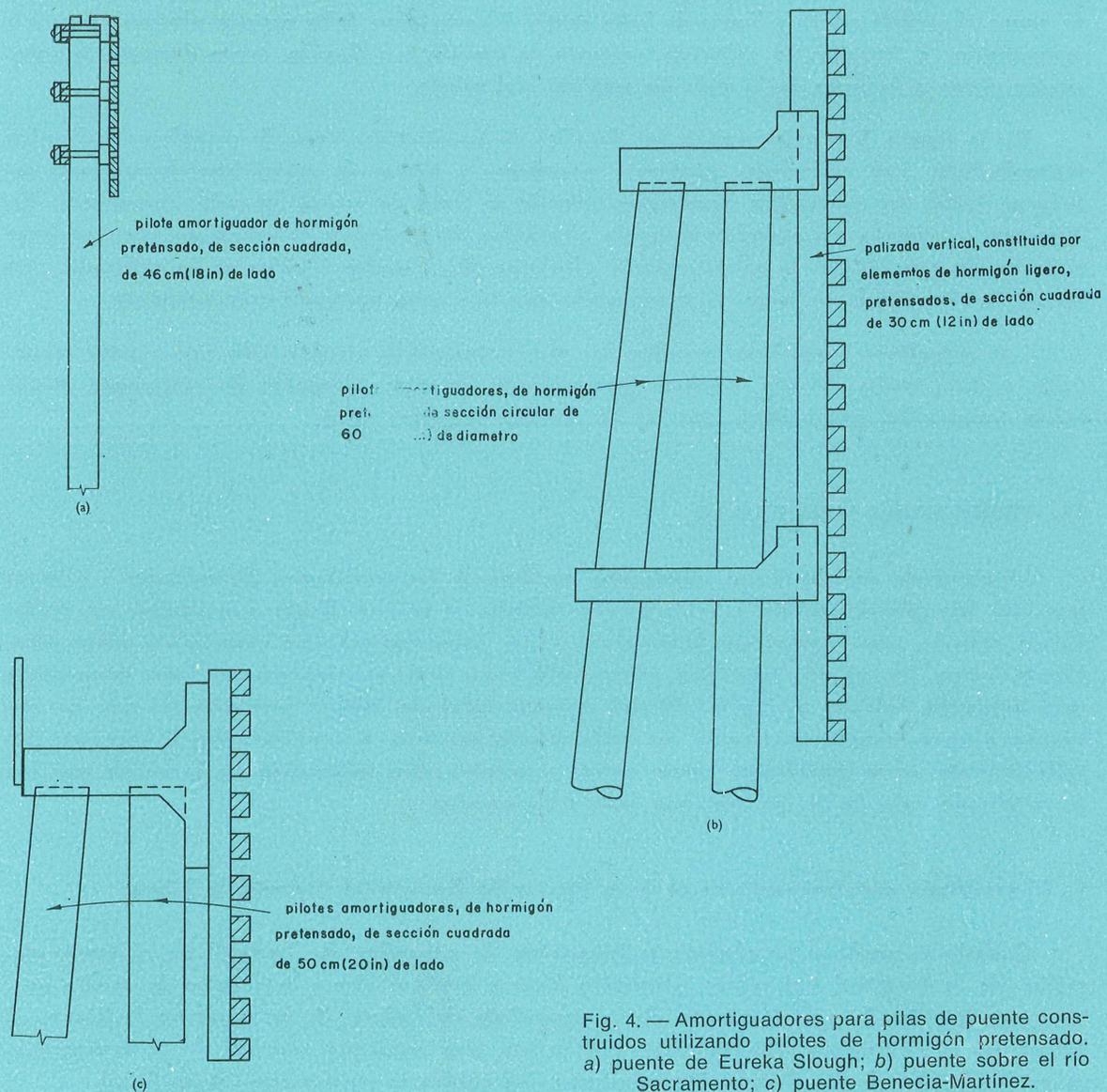


Fig. 4. — Amortiguadores para pilas de puente construidos utilizando pilotes de hormigón pretensado. a) puente de Eureka Slough; b) puente sobre el río Sacramento; c) puente Benecia-Martínez.

veniente, a lo largo de la vida de servicio de la propia estructura, no requieren un coeficiente de seguridad tan elevado como los pilotes de cimentación.

Se utilizan también para proteger los estribos y pilas de puentes. En estos casos su misión consiste en proteger dichos elementos y evitar daños a los barcos. Sus gastos de reparación carecen ahora de importancia y, por el contrario, adquieren primordial interés su resistencia a rotura y durabilidad. Pilotes amortiguadores de hormigón pretensado se han utilizado para proteger las pilas de todos los grandes puentes últimamente construidos en California.

VIII. EMPALMES.

La mayoría de los últimos avances logrados en el campo de los pilotes de hormigón pretensado se refieren a las técnicas de empalme. El empalme ideal sería aquel que se pudiese realizar sin interrumpir prácticamente la hinca, resultase tan resistente y duradero como el propio pilote y fuese de bajo costo. El empalme debe resistir adecuadamente a compresión, a tracción, a esfuerzo cortante, a torsión y a flexión, tanto durante la colocación como a lo largo de la vida de servicio del pilote.

En la figura 5 se representan los detalles de los diversos tipos de empalmes utilizados normalmente. Los empalmes mediante pasadores y juntas de epoxi han demostrado satisfacer todos los requisitos necesarios cuando se trata de resistir grandes momentos. En Noruega se enrolla un alambre delgado alrededor de los tubos de empalme para acelerar el fraguado por medio de calentamiento eléctrico. En Estados Unidos se ha utilizado, con la misma finalidad, el calor proporcionado por el vapor, aplicado exteriormente.

Los empalmes mecánicos resultan los más económicos cuando sólo van a estar sometidos a compresión directa. Existen gran número de tipos distintos de empalmes mecánicos, todos ellos patentados, que no es posible describir aquí.

IX. PROBLEMAS Y ROTURAS.

Únicamente mediante un cuidadoso análisis de los problemas, dificultades y roturas que han ido presentándose a lo largo del tiempo, es posible llegar a conseguir un método de cálculo, una técnica de fabricación y un procedimiento de colocación adecuados. Desde luego, los pilotes que han presentado estos defectos representan una proporción muy pequeña, inferior al 1 por 100 del número total de pilotes pretensados que se encuentran actualmente prestando un satisfactorio servicio. A continuación se exponen detalladamente estos problemas como casos concretos, con indicación de la causa que los ha originado y la forma en que han sido solucionados.

1. El problema más frecuente es el de la fisuración horizontal durante la hinca.

Cuando se produce, se observa la formación de ampollas de "polvo" en el tercio superior de la longitud del pilote, aparecen fisuras horizontales a intervalos de medio metro y un acentuado agrietamiento de la superficie del pilote. Si se continúa la hinca, el hormigón se desintegra, rompiéndose por fatiga, con aumento sensible de la temperatura en los bordes de las fisuras. En ocasiones, los cables se parten con rotura frágil.

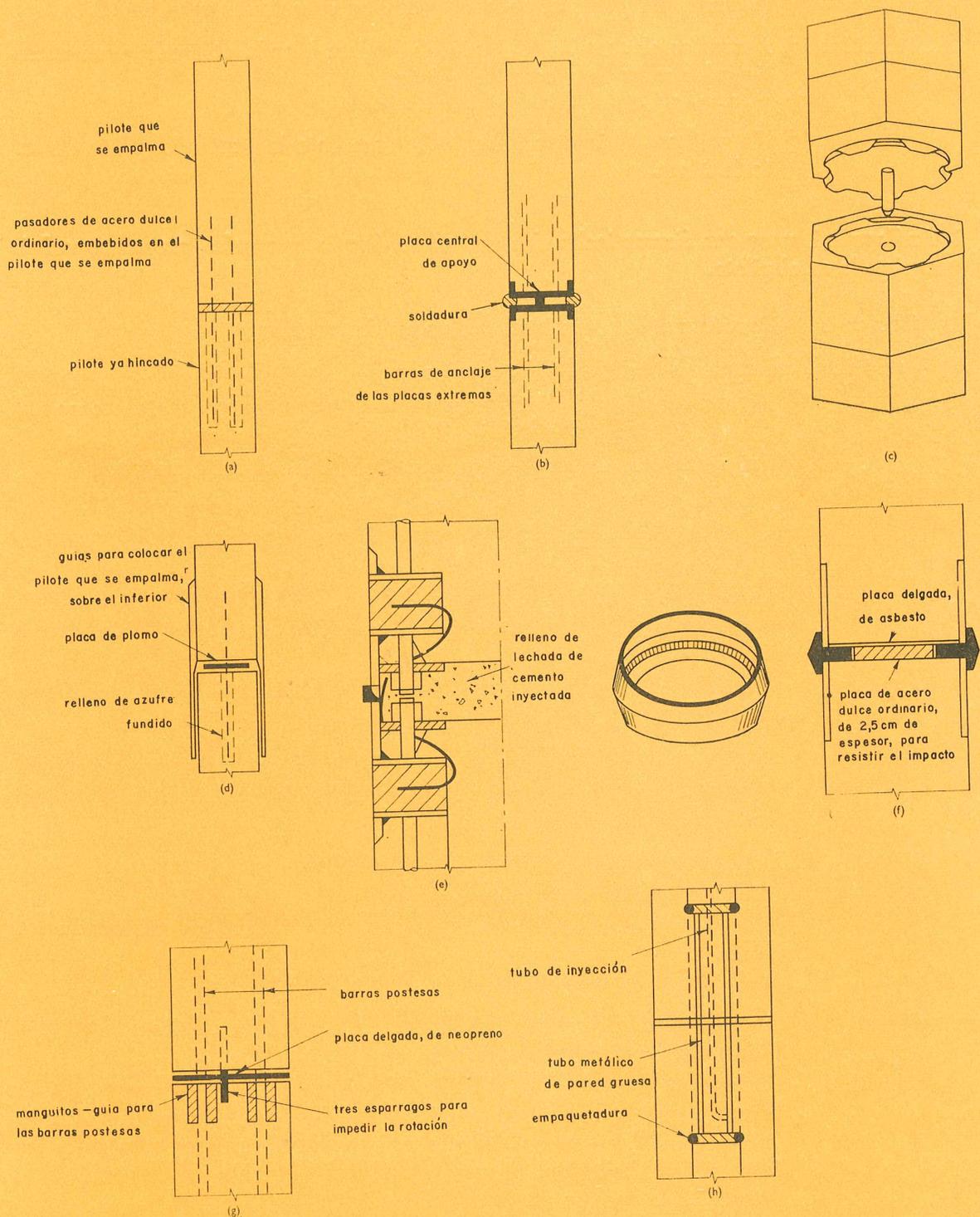


Fig. 5.—Detalles de diversos tipos de empalmes de pilotes de hormigón pretensado. a) empalme mediante pasador y junta epoxi (Estados Unidos, Noruega); b) empalme por soldadura; c) empalme por soldadura (patente japonesa); f) empalme tipo "Brunsplice" (patente norteamericana); g) empalme mediante postensado (Gran Bretaña); h) empalme mediante tubo de acero en pilotes huecos (Noruega).

Causa: Tensiones reflejadas de tracción provocadas por la falta de sujeción de la punta del pilote al no estar ésta bien empotrada en el terreno.

Solución: (a) Aumentar el espesor del dado de madera blanda utilizado como amortiguador sobre la cabeza del pilote.

(b) Reducir la altura de caída del martinete.

(c) No perforar ni inyectar chorro de agua bajo la punta del pilote durante la hinca.

2. Análogo a 1, pero con fisuras inclinadas un cierto ángulo y mucho mayor superficie agrietada en el pilote.

Causa: Torsión unida a tensiones reflejadas de tracción.

Solución: Las mismas (a), (b) y (c) de 1, más:

(d) Asegurarse de que el casquete de hinca de la cabeza del pilote no impide el giro del mismo.

(e) Evitar que las guías y eslingas coarten el movimiento del pilote.

3. Pilotes cilíndricos o huecos: Hendiduras verticales durante su colocación.

Causa: (a) Ascenso en el interior del pilote del nivel del lodo blando y del agua por encima del nivel exterior, lo que origina una presión hidrostática interna.

Solución: Practicar unas aberturas adecuadas o ventanas en la pared del pilote.

Causa: (b) Efecto de golpe de ariete durante la hinca.

Solución: No hincar la cabeza del pilote por debajo del nivel del agua o utilizar un casquete especial de hinca con grandes aberturas (superiores al 60 por 100 del área de la sección hueca).

Causa: (c) Fisuras de retracción durante la fabricación.

Solución: Realizar un adecuado curado al agua.

Modificar la dosificación de la mezcla para reducir al mínimo la retracción.

Incrementar la sección de la armadura helicoidal.

Causa: (d) Agrietamiento del pilote al rellenarlo de hormigón, debido a la presión hidrostática del hormigón fresco.

Solución: Reducir la velocidad de vertido del hormigón de relleno para asegurarse de que se logrará su fraguado inicial sin sobrepasar la resistencia a tracción del hormigón del pilote ni las deformaciones admisibles en la armadura helicoidal (la que primero se alcance).

Aumentar la sección de la armadura helicoidal.

Causa: (e) Hendiduras verticales en la parte superior durante la hinca, producidas por los esfuerzos que tienden a hacer explotar el pilote.

Solución: Aumentar la armadura helicoidal en la cabeza del pilote.

Aumentar el dado amortiguador que se coloca sobre la misma durante la hinca.

Causa: (f) Hendiduras verticales en o encima de la punta del pilote, originadas al quedar ésta en hueco por acuñaamiento del terreno encima de una cavidad.

Solución: Perforar o inyectar previamente chorro de agua para destruir el tapón que acuña el terreno.

Inyectar un chorro de agua o perforar por el interior del pilote durante la hinca, para destruir el tapón que acuña el terreno.

Aumentar la armadura helicoidal.

Utilizar un azuche macizo.

Causa: (g) La inyección de un chorro de agua a presión por el interior del pilote produce una presión hidrostática interna.

Solución: Practicar aberturas o ventanas adecuadas en las paredes del pilote.

4. Pilotes cilíndricos. Fisuración vertical posterior a la colocación.

Causa: (a) Congelación del agua o lodo en el interior del pilote.

Solución: Disponer aberturas en las paredes del pilote, que permitan la circulación del agua.

Colocar trozos de madera o "styrofoam" en el interior del pilote.

Rellenar el pilote con un producto anticongelante.

Causa: (b) Repentina crecida del río que al descender seguidamente da lugar a que el nivel de agua en el interior del pilote sea más alto que en el exterior, combinado con una retracción, por secado, de la superficie exterior y una temperatura exterior más fría.

Solución: Disponer las adecuadas aberturas en el pilote que eviten la diferencia de presión hidrostática, o rellenar el núcleo del pilote con hormigón. Aumentar la armadura helicoidal.

Causa: (c) Pilotes fisurados por los maderos, escombros, etc., arrastrados por el río.

Solución: Rellenar el interior del pilote con hormigón o arena.

5. Pilotes pretensados, verticales e inclinados utilizados para la cimentación de muelles, rotos por los bloques de hielo durante el deshielo primaveral.

Causa: Los bloques de hielo se deslizan hacia abajo por los pilotes inclinados, se acuñan contra los pilotes verticales contiguos y ocasionan la rotura de ambos.

Solución: En estos casos deberá proyectarse la distribución de pilotes, de forma que los bloques de hielo no puedan acuñarse entre ellos.

6. Excesivo agrietamiento de la cabeza del pilote durante la hinca.

Causa: El impacto del martinete sobre el hormigón sin zunchar.

Solución: (a) Biselar la cabeza del pilote.

(b) Aumentar el dado amortiguador que se coloca sobre la cabeza del pilote durante la hinca.

(c) Aumentar la armadura helicoidal que zuncha la cabeza del pilote.

7. Descantillado de las aristas de los pilotes pretensados, durante su vida de servicio, por debajo del nivel del agua.

Causa: Aridos reactivos.

Solución: (a) Si todavía se está a tiempo, recubrir toda la superficie del pilote con un preparado de epoxi aplicado bajo el agua.

(b) Enfundar el pilote.

8. Pilotes macizos. Fisuras capilares verticales, a lo largo del eje central de las caras.

Causa: Diferente retracción de la superficie y el núcleo del pilote, junto con una distinta velocidad de enfriamiento, especialmente en tiempo frío, seco y ventoso.

Solución: (a) Conseguir un período de enfriamiento gradual durante la última fase del curado al vapor.

(b) Proceder inmediatamente a un curado al agua, una vez terminado el curado al vapor.

9. Fisuras capilares horizontales en la superficie superior en los puntos dispuestos para colgar el pilote durante el levantamiento.

Causa: Las tensiones originadas por el momento negativo sobrepasan la suma de la resistencia del hormigón más la tensión producida por el esfuerzo de pretensado.

Solución: (a) Disponer una armadura adicional de acero dulce ordinario en los puntos dispuestos para colgar el pilote durante el levantamiento.

(b) Aumentar el número de estos puntos.

X. DURABILIDAD.

En general, la decisión de emplear pilotes de hormigón pretensado se adopta teniendo en cuenta sus excepcionales características de durabilidad. Es importante, por lo tanto, asegurar esta característica protegiendo adecuadamente los pilotes cuando vayan a utilizarse en condiciones ambientales adversas.

El recubrimiento de hormigón proporciona una primera protección de las armaduras longitudinales de pretensado y de la armadura helicoidal contra los ataques del agua salada y de los cloruros y sulfatos. Este recubrimiento de hormigón debe, por tanto, ser impermeable y sin poros; de no ser así se formarían sedimentos salinos que darían lugar a la corrosión electrolítica de las armaduras. También es preciso que el contenido en cemento sea el adecuado para asegurar una alcalinidad suficiente en la superficie del acero.

En el informe ruso se indica que la porosidad se reduce mediante el pretensado, ya que mantiene una permanente tensión de compresión en el hormigón.

Los principales factores que influyen en la durabilidad son, por lo tanto:

- a) Espesor del recubrimiento.
- b) No porosidad del hormigón.
- c) Contenido de cemento.
- d) Aridos inertes no reactivos.
- e) Mantenimiento de una elevada tensión de compresión (pretensado).

El peligro más serio para los pilotes de hormigón está representado por la acción del hielo y deshielo unida a la del agua salada. En Noruega, antes, para estos casos se utilizaban pilotes de hormigón recubiertos de un forro de 4 ó 5 cm de espesor, de madera con tratamiento especial. Ahora se utilizan pilotes de hormigón pretensado, sin protección alguna, con un 8 a 10 por 100 de aire ocluido y cuidando especialmente que la capa de hormigón de recubrimiento resulte perfectamente impermeable. Los ensayos de hielo-deshielo en agua salada realizados por el U.S. Corps of Engineers, en Maine, indican que los pilotes pretensados de hormigón con aire ocluido son más duraderos que los fabricados con cualquier otro tipo de hormigón. Rusia tiene normalizados tres tipos de hormigón resistente a la helada. La elección entre uno y otro depende de las condiciones a que vayan a estar expuestos durante su vida de servicio.

Existe la creencia general de que todas las fisuras, incluso las capilares que vuelven a cerrarse bajo la acción del pretensado, facilitan la corrosión. Las investigaciones realizadas por el Dr. Abeles han demostrado que las fisuras muy pequeñas no perjudican necesariamente la durabilidad del pilote.

La experiencia personal del Ponente confirma que las fisuras capilares son mucho menos peligrosas que la permeabilidad del recubrimiento de hormigón. Bajo la acción de un pretensado continuo y en presencia de agua, las fisuras capilares se cierran espontáneamente por el fenómeno denominado restablecimiento autógeno (*).

XI. INVESTIGACION Y DESARROLLO.

Se estima que de la investigación y el desarrollo de los temas que a continuación se enumeran, se obtendrían frutos muy provechosos para el futuro de los pilotes de hormigón pretensado:

1. Cuantía de armadura helicoidal necesaria en los pilotes, tanto en la cabeza como en la punta y en toda su longitud, en relación: con la resistencia a tracción del hormigón, con las tensiones longitudinales de hincada, con la capacidad de carga del pilote y con las tensiones combinadas que aparecen en la cabeza del mismo.
2. Ampliar los estudios sobre la teoría de las "ondas de tensión" basándose en las deformaciones reales medidas con elongómetros y en función de las características del terreno.
3. Investigación sobre la durabilidad a largo plazo. Siempre que los pilotes que hayan estado sometidos a ambientes adversos (como el agua de mar) se retiren, por ejemplo para reparar los daños ocasionados por los barcos, debe efectuarse una detallada investigación para determinar la concentración de cloruros, si ha comenzado o no la corrosión electrolítica, etc.

(*) Se designa con este nombre el hecho de que las fisuras capilares, al humedecerlas, se cierran por sí solas al fraguar los granos de cemento que aún no lo habían hecho.

4. Comportamiento a rotura de los pilotes pretensados, bajo cargas combinadas; por ejemplo, bajo cargas sísmicas.
5. Comportamiento de los pilotes pretensados ya fisurados durante la hinca; cuantía de armadura necesaria; absorción de energía; amortiguamiento; comportamiento a fatiga del acero y del hormigón; coordinación con la investigación sobre el comportamiento del hormigón pretensado frente a los sismos.
6. Estudio de la influencia de una hinca prolongada en las propiedades de los pilotes pretensados. Se admite que, en un pilote hincado, sin fisuras, sus propiedades permanecen invariables incluso, quizá, hasta después de mil ciclos de compresión y tracción. Debe investigarse si la fatiga da lugar a una reducción de la resistencia a compresión o a tracción, o varía el módulo de elasticidad del hormigón o, por el contrario, se produce un "endurecimiento por trabajo", como parece deducirse de algunas observaciones realizadas en obra, que indican un posible aumento de la resistencia del hormigón en la cabeza del pilote.
7. Estudio de la aplicación de los hormigones de muy alta resistencia a la fabricación de pilotes para cimentación; limitación en caso necesario de sus cargas unitarias; comportamiento a largo plazo bajo las cargas mantenidas independientes de las de pretensado; aspecto económico.
8. Perfeccionamientos en los pilotes amortiguadores; empleo de hormigón ligero, bandas de goma, revestimientos con productos epoxi para resistir la abrasión; armaduras adicionales para mejorar su comportamiento a rotura.
9. Estudio de nuevos tipos de empalmes. Desarrollo de un empalme totalmente pretensado, económico y de ejecución rápida.
10. Estudio de la posibilidad de realizar inyecciones de mortero a través del pilote, para aumentar el rozamiento superficial; sacar provecho de las investigaciones y progresos alcanzados por la mecánica del suelo; aplicación a los pilotes en tracción.

REFERENCIAS

(Se han agrupado de acuerdo con el tema fundamental en ellas tratado, siguiendo un orden análogo al establecido para la redacción del presente informe.)

GENERAL:

- LIN, T. Y., and TALBOT, W. J., Jr.: "Pretensioned Concrete Piles. Present Knowledge Summarized". *Civil Engineering*, New York, N.Y. Mayo 1961.
- GIFFORD, F. W., and WILLIAMS, N. S.: "Draft Notes for Guidance on Pretensioned Prestressed Piles". *Symposium on Piles and Foundations*. Reinforced Concrete Association and Prestressed Concrete Development Group. Londres, 27 de abril de 1964. También, discusiones de: Harris, J. D.; New, D. H., and Boonstra, G. C.
- WELLER, N. H.: "Prestressed Concrete Piles". *Proceedings, Symposium on Prestressed Concrete*. University of Sydney, New South Wales. Agosto 1961.
- GERWICK; BEN, C., Inc.: "Precast Prestressed Concrete Piles (Design Procedures, Properties of Typical Sections, Typical Details, General Notes, Specifications)". San Francisco, 1964.
- LI, SHU T'IEN: "Second Progress Report, Prestressed Concrete Piling Technology Research Project". South Dakota School of Mines and Technology. Rapid City. Dakota del Sur, junio 1967.

ESTRUCTURAS MARITIMAS:

- GERWICK; BEN, C., Jr.: "Prestressed Concrete in Marine Structures". *Civil Engineering*, p. 46. Nueva York, noviembre 1959.
- GERWICK, BEN C., Jr., and TALBOT, W. J., Jr.: "Prestressed Concrete Piling and Marine Structures". *Proceedings, World Conference on Prestressed Concrete*. San Francisco, julio 1957.
- LI, SHU T'IE: "Installation Practice for Prestressed Concrete Piling in Dock and Harbour Work". *Dock and Harbour Authority*. Londres, agosto 1967.
- FORNEROD, M.: "Prestressed Concrete Cylinder Piles". *Proceedings, World Conference on Prestressed Concrete*. San Francisco, 1957.
- ROBERTSON, W. T.: "Prestressed Concrete Cylinder Piles". *Symposium on Concrete Construction in Aqueous Environment*. American Concrete Institute Publication SP 8. Detroit, 1964.
- HOVING, H. T.; KRIJN, A. C.; VAN LOENEN, J. H.: "Brug over de Oosterschelde". *Cement*, nos. 11 and 12.. Amsterdam, noviembre-diciembre, 1964.
- GERWICK, BEN C., Jr.: "Experience in the Use of Prestressed Concrete in Wharf and Harbour Construction". *Proceedings, 4th. International Harbour Conference*. Antwerp, 1964.
- LAUNAY, P.: "Harbour Works in Indonesia". *Travaux*, p. 1.054. París, julio-agosto 1966.

UTILIZACION:

- "Prestressed Concrete Piles". *P.C.I. tems*, Prestressed Concrete Institute. Chicago, marzo 1961.
- GERWICK, BEN C., Jr.: "High-Capacity Prestressed Concrete Piles for Deep Foundations". *Journal of the Prestressed Concrete Institute*. Chicago, diciembre 1964.
- ALTMANN, W.: "Spannbeton-Spundbohlen in der UdSSR-und in der DDR". *Bauplanung-Bautechnik*. Dresden, octubre 1965.

FABRICACION Y ENSAYOS:

- HEWITT, F. M.: "Extruded Prestressed Concrete Piles". Spiroll Corporation, Ltd. Winnepeg, Canadá, agosto 1967.
- Tokyu Concrete Industries Co. Ltd.: "Prestressed Concrete Piling Brochure". Tokyo, 1967.
- Tokyu Concrete Industries Co. Ltd. Reports of Tests. Tokyo.
- "Crushing Test on Post-tensioned Centrifugal Prestressed Concrete Piles", 1963.
- "Durability Test (Under Driving) on Post-Tensioned Prestressed Concrete Piles", 1963.
- "Anchor Length on Pretensioned Prestressed Concrete Pile Under Driving", sin fecha.
- "Concrete Temperature Adjacent to Welded Splices", 1965.
- "Repeated Bending Tests on Prestressed Concrete Moment Piles", 1966.
- "Bending Tests on Welded Splices", 1966.
- "Rupture in Bending Test on Prestressed Concrete Piles", 1966.
- "Position of Neutral Axis and Stressed State of Prestressed Concrete Pile Subject to Axial Force and Bending Moment within Elastic Range", por Hiroomi Makita. Sin fecha.
- "Calculation Method for Ultimate Load on Centrifugally Cast Prestressed Concrete Pile", sin fecha.
- "Bending Resistances of Prestressed Concrete Piles on Various Axes Relative to Tendon Pattern", por M. Yoshinari, 1967.
- "Welding Standards for Cylindrical Pipe Splice", sin fecha.
- "Production Methods and Quality Control", julio 1967.

NORMAS:

- Joint Committee, American Association of State Highway Officials and Prestressed Concrete Institute: "Standards for Prestressed Concrete Piles". Prestressed Concrete Institute. Chicago. Square Cross-section. Octogonal Cross-section. Cylinder Piles.
- American Railway Engineering Association: "21-inch Prestressed Concrete Piles". *Manual of Recommended Practice*, Chapter 8, Part 9. Chicago 1960.

ENSAYOS:

- ABELES, P. W., and TURNER, F. H.: "Prestressed Concrete Designer's Handbook", pp. 221-224. Concrete Publication Ltd. Londres, 1962.
- PRESTON, H. K.: "Practical Prestressed Concrete", pp. 215-232. Mc Graw-Hill. Nueva York.
- LEONHARDT, F.: "Prestressed Concrete Design and Construction", Second Edition, pp. 575-577. Wilhelm Ernst and Sohn. Berlín, 1964.
- LIN, T. Y.: "Design of Prestressed Concrete Structures", Second Edition, pp. 431-444. Wiley, 1963.

TENSIONES DURANTE LA HINCA Y PROBLEMAS DE COLOCACION

- SMITH, E. A. L.: "Tension in Concrete Piles During Driving". *Journal of the Prestressed Concrete Institute*. Chicago, marzo 1960.
- SMITH, E. A. L.: "Piledriving Analysis by the Wave Equation". *Proceedings, American Society of Civil Engineers*. Agosto 1960.
- ZOLLMAN, C. C.: "Investigation of Failure of Three Prestressed Concrete Piles". *Journal of the American Concrete Institute*, p. 107. Detroit, julio 1961.
- GERWICK, BEN C., JR.: "Torsion in Concrete Piles During Driving". *Journal of the Prestressed Concrete Institute*. Chicago, junio 1959.
- GARDNER, S. V., and NEW, D. H.: "Some Experiences with Prestressed Concrete Piles". *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, vol. 18. Londres, enero 1961. También discusión: *Proceedings*, vol. 21, abril 1962.
- GLANVILLE, W. H.; GRIMES, C., and DAVIES, W. W.: "The Behavior of Reinforced Concrete Piles under Driving". *Proceedings, Institution of Civil Engineers*. Londres, diciembre 1935.
- HIRSCH, T. J.; SAMSON, C. H., and LOWERY, L. L., Jr.: "Driving Stresses in Prestressed Concrete Piles". "Computer Study of Dynamic Behavior of Piling". "Fundamental Design and Driving Consideration for Concrete Piles". Texas A. & M. University. College Station, Texas, 1963-1965.
- STROBEL, G. C., and GEALD, J.: "Theoretical and Practical Discussion of Design, Testing, and Use of Pretensioned Prestressed Concrete Piling". *Journal of the Prestressed Concrete Institute*. Chicago, junio 1962. También discusión por Lee, D. H.: *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, octubre 1962.
- PCI Committee on Prestressed Concrete Piling for Buildings: "Recommended Practices for Driving Prestressed Concrete Piles". *Journal of the Prestressed Concrete Institute*. Agosto 1966.
- BROWN, T. E.: "Handling and Driving Prestressed Concrete Piles". *Symposium on Concrete Construction in Aqueous Environment*. American Concrete Institute Publication SP8. Detroit, 1964.
- BLAKE, J. B.: "Recommended Practice for the Driving of Prestressed Concrete Piles". Cement and Concrete Association of Australia. Sydney, abril 1963.
- PCA Structural Bureau: "Driving Problems with Prestressed Concrete Piles". Portland Cement Association. Chicago, octubre 1962.

EMPALMES:

- STORMBULL, A. S.: "Piling Brochure". Oslo, noviembre 1967.
- JOHNSON, L. C.: "Cylindrical Concrete Piles used in Fraser River Bridge at McBride". Report of Bridge Engineer's Office, Department of Highways. Victoria, British Columbia, Canadá, 1967.

DURABILIDAD:

- GVOZDEV, A. A.: "Research on Prestressed Concrete in U.S.S.R. and Neighboring European Countries". *Proceedings of the Fifth Congress, Federation Internationale de la Précontrainte*. Londres, 1967.
- ABELES, P. W., and FILIPEK, S. J.: "Corrosion of Steel in Finely Cracked Reinforced and Prestressed Concrete". *Journal of the Prestressed Concrete Institute*. Chicago, abril 1965.

REFERENCIAS INDICADAS:

- F.I.P. Commission on Prestressed Lightweight Concrete Report". *Proceedings of the Fifth Congress, Federation Internationale de la Précontrainte*, pp. 135-139. Londres, 1967.
- ZIA, P., and MEREDITH, F. L.: "Ultimate Load Capacity of Prestressed Concrete Columns". *Journal of the American Concrete Institute*. Detroit, julio 1966.

informe general sobre tuberías de hormigón pretensado

F. L. WILLIAMSON

RESUMEN.

En este informe se resumen y comentan las comunicaciones presentadas por:

Alemania Occidental, Australia, Checoslovaquia, Estados Unidos, Gran Bretaña, India, República Democrática Alemana, Rusia y Suiza.

En ellas se alude a distintos tipos de tuberías de hormigón pretensado y sus procedimientos de fabricación. Se informa, además, sobre el cálculo de tuberías, particularmente, bajo la acción combinada de cargas hidrostáticas y externas. Se describen los ensayos y pruebas de recepción a que deben someterse y se hacen algunos comentarios sobre la protección catódica y los recubrimientos apropiados para el caso de suelos agresivos.

INFORME GENERAL.

Se han recibido nueve comunicaciones sobre tuberías de hormigón pretensado, tanto de sección circular como de sección no circular. Las primeras son las más usadas en América del Norte, especialmente en Estados Unidos.

Existen dos tipos fundamentales de tuberías de sección circular. El primero fue introducido en los Estados Unidos en 1942 y se denomina "Tubería cilíndrica de hormigón pretensado con camisa exterior de chapa" (fig. 1). Se compone de un tubo primario de

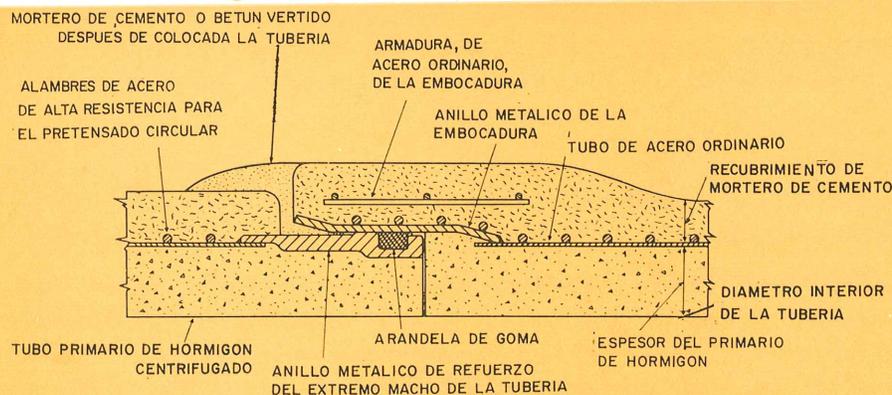


Fig. 1. — Sección-tipo de una tubería cilíndrica, de homigón pretensado, con camisa exterior de chapa.

hormigón, recubierto de una camisa de chapa en cuyos extremos se sueldan unos aros metálicos que forman las juntas. Sobre la camisa de chapa se enrolla, en forma de hélice, un alambre de acero de alta resistencia que introduce el pretensado. Finalmente, la tubería se protege con una densa capa de mortero de cemento.

La American Waterworks Association publicó, en 1949, una Norma para este tipo de tuberías, cuyos diámetros pueden variar desde 400 hasta 1.200 mm. En el año 1950 se puso a punto un segundo tipo de tubería, denominado "Tubería cilíndrica de hormigón pretensado con camisa metálica intermedia" (fig. 2), en el cual la camisa de chapa (que como en el tipo anterior va provista de aros metálicos soldados a sus extremos, para for-

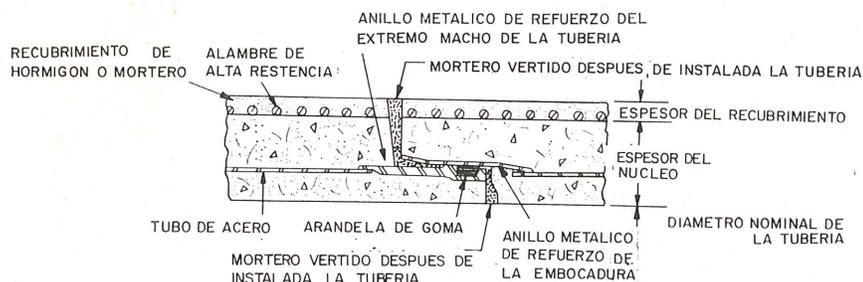


Fig. 2. — Sección-tipo de una tubería cilíndrica, de hormigón pretensado, con camisa metálica intermedia.

mar las juntas), queda embebida en el hormigón de la pared de la tubería de modo que la hélice de alambre de pretensado está en contacto con el hormigón y no con la camisa de chapa.

Esta armadura helicoidal se recubre posteriormente con una capa protectora de mortero u hormigón.

En 1955 se revisó la Norma antes citada para incluir este segundo tipo de tuberías, cuyos diámetros pueden oscilar entre los 600 y los 2.400 mm. Se prescribe que para diámetros superiores a los indicados será preciso un acuerdo previo entre el comprador y el fabricante, sobre dimensiones y otros detalles de la tubería. En la actualidad, en Estados Unidos están a punto de empezarse a utilizarse tuberías cilíndricas con camisa metálica intermedia, de hasta 3,8 m de diámetro, si bien las de 5,1 m de diámetro son las que normalmente se fabrican e instalan. Generalmente, la longitud de estas tuberías varía entre 4,9 y 6,1 m., aunque se han fabricado también de hasta 7,3 m. El tipo de junta utilizado es el denominado "Lock Joint", de caucho y acero, que es el común en Estados Unidos para toda clase de tuberías cilíndricas de hormigón, tanto armadas como pretensadas.

En Gran Bretaña, en los casos de grandes presiones, y particularmente para grandes diámetros, se emplean, como una variante de la tubería cilíndrica con camisa metálica intermedia, tuberías con doble camisa de chapa y doble armadura helicoidal.

Los procesos de fabricación son esencialmente los mismos en ambos tipos de tuberías. Las camisas de chapa se fabrican con juntas longitudinales o helicoidales. El hormigonado de las tuberías cilíndricas con camisa de chapa exterior, suele hacerse por centrifugación y el de las tuberías cilíndricas con camisa de chapa intermedia, con moldes, vibrando después. El pretensado y el recubrimiento pueden llevarse a cabo con la tubería en posición horizontal o vertical. En general, si el recubrimiento es de hormigón se mol-

dea con la tubería en posición vertical y si es de mortero, éste es impulsado a gran velocidad contra la pared de la tubería, mientras ésta va girando sobre su eje.

En los Estados Unidos existe una marcada preferencia por las tuberías cilíndricas pretensadas sobre las no cilíndricas, particularmente en las redes de distribución, debido, al menos en parte, al reducido número de dispositivos especiales necesarios, a la mayor facilidad de empalme y a la posibilidad de obtener juntas estancas. Además, se reparan más fácilmente una vez puestas en servicio, cuando resultan dañadas por obstrucciones subterráneas o debido a negligencia del contratista.

La mayoría de los racores para las ramificaciones se construyen en la propia tubería de hormigón pretensado. Para racores de diámetro aproximado al de la tubería, se utilizan piezas especiales con camisas de chapa de acero en forma de T, en cruz o en Y, recubiertas de mortero. En los codos y reductores se utilizan también tubos con camisa de chapa protegida con mortero.

Existe una gran variedad de juntas estancas, rígidas o flexibles, para tuberías cilíndricas, algunas de las cuales exigen aumentar en los extremos el diámetro de la tubería. A este tipo de tuberías se pueden empalmar fácilmente, a presión, los ramales de derivación.

En algunos casos se han llegado a empalmar ramales de derivación de 900 mm de diámetro, con tuberías de 1.200 mm.

El rendimiento de las tuberías cilíndricas de hormigón pretensado, en Estados Unidos, es muy superior al de cualquier otro de los materiales empleados en las redes de conducción y distribución de aguas.

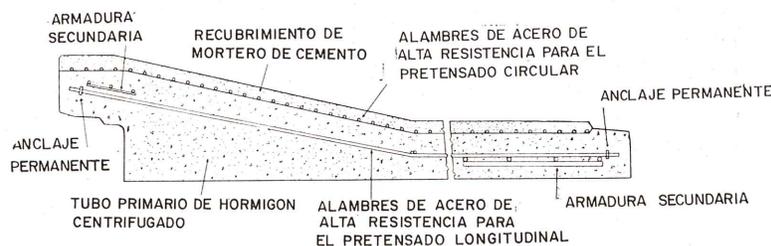


Fig. 3. — Sección-tipo de una tubería compuesta, de sección no circular.

En los pocos casos en que han surgido problemas, éstos han sido originados por defectos de fabricación. Al principio, estos problemas eran debidos, especialmente, a la utilización, entonces muy frecuente, de alambres con tratamiento térmico, templados al aceite. Todavía durante el período de 1947-1950, se produjeron algunos fracasos por dicha causa. Desde entonces, sólo se permite utilizar alambres estirados en frío, no templados, y ya no se ha vuelto a presentar ningún problema. En los Estados Unidos existen en servicio actualmente varios miles de kilómetros de tuberías de este tipo.

Existen dos tipos principales de tuberías de sección no circular, la mayoría de las cuales se empalman utilizando arandelas de goma para conseguir la perfecta estanquidad de las juntas.

Uno de estos tipos, que se fabrica en varias fases, consiste, en líneas generales (figura 3), en un núcleo primario de hormigón, sobre el cual, después de pretensarlo lon-

gitudinalmente con alambre de alta resistencia, se enrolla, a una tensión dada, una armadura helicoidal constituida también por alambre de acero de alta resistencia.

A continuación se aplica un recubrimiento de mortero de hormigón para proteger la armadura helicoidal.

La fabricación del primario de hormigón se hace por centrifugación, utilizando mezclas húmedas o secas, con moldes que giran sobre rodillos, o moldes giratorios suspendidos.

En algunos casos, para grandes diámetros se utiliza la vibración. La adopción de uno u otro de estos procesos depende, fundamentalmente, de las prescripciones que con arreglo a las normas deban satisfacerse. El pretensado se realiza con la tubería en posición horizontal o vertical y el recubrimiento puede hacerse con hormigón moldeado verticalmente; con mortero de cemento proyectado a gran velocidad, sobre el primario de hormigón, a medida que éste va girando; o bien vertiendo una capa de hormigón que se vibra por fajas.

Este tipo de tubería se fabrica con diámetros de hasta 3.048 mm y teóricamente no parece que exista razón alguna, aparte de la limitación de las instalaciones, que impida que dicho diámetro sea superado. Las longitudes oscilan entre 5 y 7 metros.

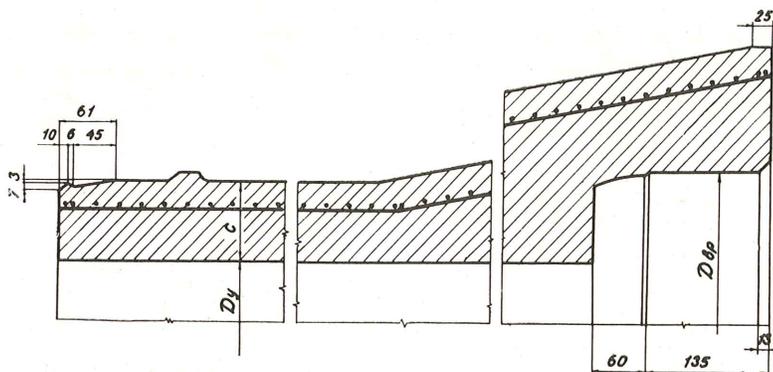


Fig. 4. — Sección-tipo de una tubería, de hormigón pretensado, fabricada por vibro-compresión.

El otro tipo se fabrica en una sola fase (fig. 4). Previamente se prepara una jaula helicoidal de armadura que se tesa longitudinalmente y se somete al proceso denominado "vibro-hidro compresión". Este proceso consiste en colocar el hormigón por vibración, sometiéndolo después a presión hidráulica, antes de su endurecimiento, con lo que se dilatan las armaduras, pretensando así la tubería.

Otro método consiste en el auto-pretensado de la tubería utilizando cementos expansivos. La expansión del hormigón, durante el endurecimiento, tesa la armadura, consiguiéndose así el pretensado de la tubería.

Los accesorios de las tuberías de sección no circular, se construyen, generalmente, utilizando tubos de chapa de acero forrados y recubiertos de hormigón o, en algunos casos, de resinas epoxi.

Aunque en estas tuberías el empalme bajo presión presenta mayores dificultades que en las de sección circular, su realización, sin embargo, puede llevarse a cabo con éxito.

Seguidamente, se comparan los distintos métodos empleados en la fabricación de tuberías de sección circular y no circular y se comentan las diferentes etapas de la producción.

FABRICACION DEL TUBO PRIMARIO.

El hormigón destinado a la fabricación de tuberías de sección no circular, exige mayores cuidados que el utilizado en la construcción de tuberías de sección circular, especialmente en lo que se refiere a la impermeabilidad. No debe pensarse, sin embargo, que para estas últimas no es también necesario emplear hormigones de alta calidad. Hay que tener en cuenta que, en ambos casos, es preciso conseguir una adecuada resistencia para poder soportar los esfuerzos de pretensado y lograr la durabilidad deseada.

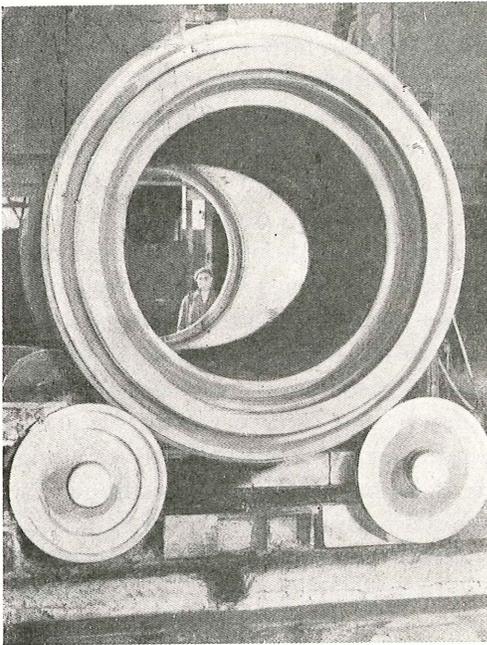
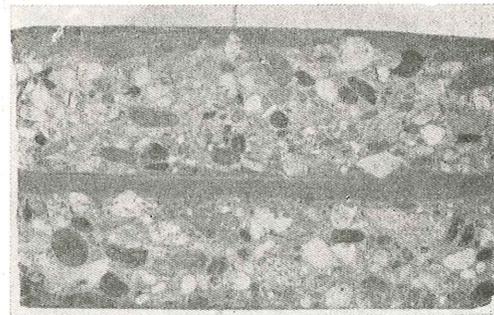


Fig. 5. — Hormigonado, por centrifugación, de una tubería de hormigón pretensado.

Fig. 6. — Sección típica de la pared de una tubería de hormigón, centrifugada, en la que se distinguen perfectamente las dos capas del hormigonado.



En la fabricación de tuberías cilíndricas con camisa de chapa, en las cuales ésta actúa como una membrana de impermeabilización dentro de la pared de la tubería, se utilizan hormigones con elevada relación agua/cemento, colocados por los métodos ordinarios de centrifugación (fig. 5).

Este procedimiento, sin embargo, puede no dar resultados satisfactorios en la fabricación de tuberías de sección no circular, puesto que en ellas, como subraya el informe checoslovaco, existe una tendencia a la formación de fisuras capilares muy pequeñas, por las que escapa el agua durante el centrifugado, lo que origina una ligera porosidad cuando la tubería está sometida a alta presión. Esto ocurre especialmente cuando el molde se llena de una sola vez en todo su espesor, es decir, cuando la pared de la tubería

está compuesta por una sola capa de hormigón. Tal defecto puede evitarse, al menos en parte, si el hormigonado se realiza en dos o más capas (fig. 6), ya que entonces se forma una densa barrera de cemento-arena, que impide el paso del agua en el interior de la pared de la tubería. La primera tongada se centrifuga normalmente, parándose la máquina cuando se termina y desecándose esta primera capa. La capa siguiente se centrifuga de forma análoga. La delgada capa de mortero, de grano muy fino, formada durante el centrifugado de la primera capa, constituye una excelente base para el hormigonado y endurecimiento de la segunda, a pesar de su relativamente alto contenido en cemento.

Los ensayos llevados a cabo con equipos ultrasónicos, y las muestras tomadas de tuberías así fabricadas, indican que esa fina capa impermeable así formada, aumenta notablemente la resistencia al paso del agua.

En el informe ruso se aconseja también utilizar esta técnica, para mejorar la impermeabilidad, cuando la centrifugación se realiza por medio de correas.

Otra solución al problema es la centrifugación con mezclas secas, recurriendo a una enérgica vibración y al empleo de un rodillo de laminación para la distribución y compactación del hormigón.

Los informes de Gran Bretaña, Australia y la India, hacen referencia a la fabricación

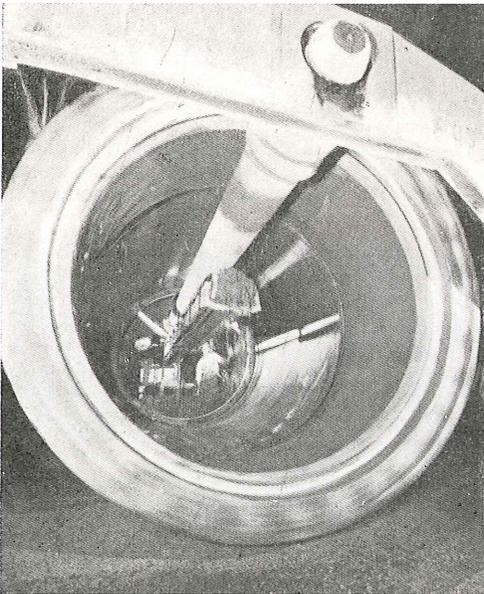


Fig. 7. — Fabricación del primario de hormigón de una tubería por el método denominado "suspensión sobre rodillos".

de tuberías por el método de suspensión sobre rodillos (fig. 7). Este proceso consiste en hormigonar las paredes de la tubería utilizando moldes cilíndricos de acero, con anillos terminales de fundición. El hormigonado de las paredes de la tubería se realiza colocando un molde horizontal sobre el rodillo de suspensión de la máquina. Este rodillo, que se mueve de un extremo a otro del molde, va provisto de un mecanismo que le obliga a girar, el cual, a su vez, hace que gire también el molde. En éste se vierte una mezcla muy seca de hormigón que se distribuye uniformemente, debido a la fuerza centrífuga. La compactación del hormigón se efectúa en la parte superior, donde se comprime y lamina entre el rodillo y el molde. El espesor de la tubería resultante dependerá de las dimensiones de los anillos terminales del molde.

Las tuberías fabricadas verticalmente, en general, se vibran, y en algunos casos se someten al propio tiempo a compresión.

CURADO DEL PRIMARIO O NUCLEO DE LA TUBERÍA.

Normalmente el núcleo de las tuberías se somete a un curado a vapor para acelerar el endurecimiento del hormigón, a fin de que pueda aplicarse el pretensado lo más pronto posible. En climas cálidos el curado al vapor se sustituye frecuentemente por el curado al agua.

PRETENSADO CIRCULAR.

El pretensado se lleva a cabo, por regla general, mediante sistemas de carga, mecánicos o eléctricos, provistos de dinamómetros registradores que controlan rigurosamente la tensión del alambre, a medida que éste se enrolla sobre el núcleo de hormigón, con un paso de hélice uniforme.

La mayoría de estos sistemas evitan la deformación excesiva del alambre, ya que ello originaría un desprendimiento de calor durante el proceso de tesado. Sin embargo, existe un método en el cual se controla la tensión mediante un dispositivo graduable, que comunica una determinada tensión al alambre haciendo que se caliente durante el proceso de tesado. Al enfriarse, aumenta la tensión del alambre y es preciso tener esto en cuenta cuando se establece la carga que debe aplicarse durante el tesado. El informe de Checoslovaquia estudia con detalle los efectos de este tesado termo-mecánico.

El informe de Estados Unidos hace especial referencia al pretensado mediante un alambre que se estira haciéndolo pasar a través de una boquilla de un diámetro reducido y sostiene que este sistema no es aconsejable, debido al desfavorable efecto que origina sobre el alambre y a la dificultad de controlar eficazmente la tensión introducida.

RECUBRIMIENTO.

La protección del alambre del pretensado circular se realiza ya, casi siempre, por medio de una capa de mortero de cemento u hormigón. El mortero de cemento, por regla general, se prepara previamente y se proyecta a gran velocidad contra la tubería, a medida que ésta gira (fig. 8). Esta gran velocidad se consigue haciendo pasar el mortero de cemento a través de cepillos giratorios muy rápidos u otro dispositivo parecido. En Estados Unidos y en Gran Bretaña, inmediatamente antes de la aplicación de la capa de mortero, se esparce sobre los alambres una inyección de lechada de cemento para aumen-

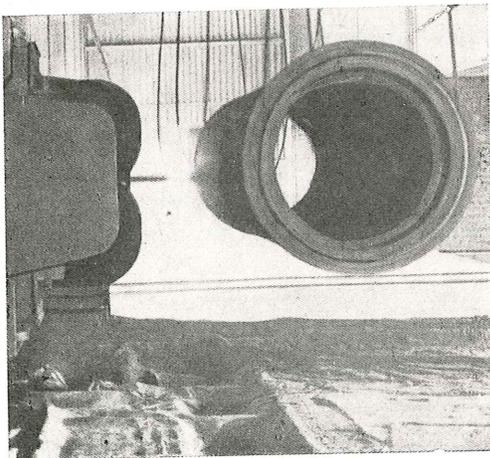


Fig. 8. — Aplicación del recubrimiento de mortero de cemento.

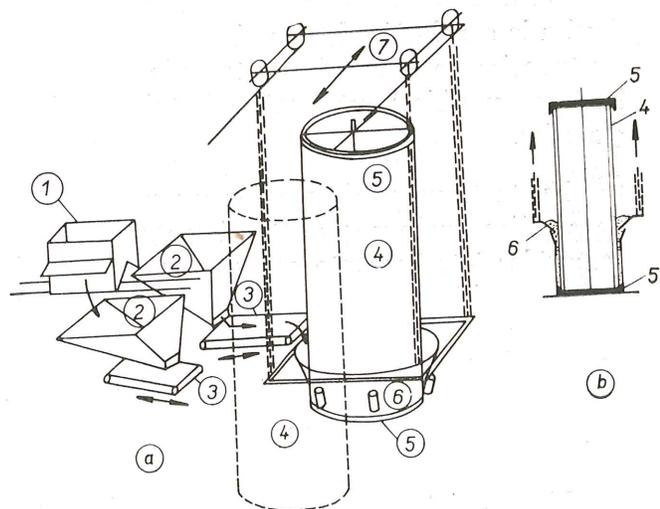


Fig. 9. — Esquema de la aplicación de la capa de recubrimiento. 1, carretilla para el transporte del hormigón fresco; 2, tolvas; 3, cinta transportadora; 4, tubería con la armadura helicoidal ya dispuesta para su recubrimiento; 5, tapas extremas provisionales; 6, dispositivo móvil, sujeto por poleas, para el vertido del hormigón.

tar la alcalinidad. De esta forma, se aumenta la seguridad contra la corrosión, ya que crea un ambiente altamente alcalino alrededor de los alambres. El hormigón se vierte mediante una banda vibrante, bajo la cual gira la tubería, o bien se coloca un molde alrededor de la tubería, en el que se vierte el hormigón y se vibra.

En Checoslovaquia, este recubrimiento se aplica en posición vertical, por medio de un dispositivo especial de vibración (fig. 9). Este tiene la forma de una tolva o embudo circular vibrante, que rodea la parte externa del primario de la tubería, y se rellena de hormigón. Al empezar, la tolva se sitúa en la parte inferior de la tubería y durante el hormigonado va girando y ascendiendo al mismo tiempo, lentamente, hasta terminar el recubrimiento. De este modo, se asegura una distribución uniforme de la mezcla de hormigón alrededor de la tubería. Se señala que, con este método, las tuberías pueden recubrirse a razón de 9 mm por segundo.

En una fábrica rusa, el recubrimiento se aplica estando la tubería sometida a presión interna, presión que se mantiene hasta que el recubrimiento ha endurecido. Inicialmente se creía que este procedimiento mejoraba el comportamiento de la tubería, pero posteriores investigaciones indican que las ventajas que con él se obtienen desaparecen casi por completo a causa de la deformación lenta y la retracción. Por consiguiente, la complicación que este método supone, resulta poco útil.

Este tema se estudia minuciosamente en la comunicación presentada por Alemania Occidental.

En el informe de Suiza se trata, exclusivamente, del desarrollo de un recubrimiento a base de mortero epoxi, para tuberías de hormigón pretensado.

Se han realizado trabajos experimentales, a escala natural, en la fábrica de tuberías pretensadas de la "Teheran Regional Water Board", en Teherán (Irán), a fin de conseguir un recubrimiento con una mayor resistencia a la fisuración y, al mismo tiempo, asegurar una protección efectiva de la armadura de pretensado circular.

En estos trabajos se utilizaron máquinas especialmente equipadas a tal objeto, y se llegó a la conclusión de que el empleo de un recubrimiento a base de mortero epoxi, en las tuberías de hormigón pretensado, elimina el peligro de fisuración de la capa exterior, haciendo posible la utilización de tuberías de hormigón pretensado para presiones muy elevadas.

En tanto no se desarrollen y perfeccionen otros tipos de tuberías para el transporte de petróleo crudo y gas natural se pueden utilizar las tuberías de hormigón pretensado, protegidas interiormente con una camisa de chapa de acero de espesor adecuado, con anillos metálicos extremos de gran espesor y recubiertos por el exterior con una capa de mortero epoxi.

LA VIBRO-HIDRO COMPRESION.

Hace treinta años Freyssinet utilizó, por primera vez, este método en Francia; pero resultaba entonces tan complicado y costoso, que fue abandonado. Posteriormente, la construcción de moldes se ha simplificado y en la actualidad es posible fabricar económicamente, por este procedimiento, tuberías de hormigón pretensado de sección no circular.

El profesor Mikhailov, en el Instituto de Investigación de Tnisgei (Thilisi), en Rusia, empezó, casi simultáneamente con Freyssinet, a estudiar este método de fabricación, pero sus trabajos se limitaron a desarrollar los proyectos de la maquinaria necesaria.

Con la vibro-compresión, la mezcla de hormigón se somete a vibraciones y compresiones simultáneas o sucesivas.

Cuando las tuberías de presión se fabrican con armaduras helicoidales pretensadas, el proceso de vibro-hidro compresión del hormigón se realiza en dos etapas sucesivas. En la primera, el hormigón se compacta por vibración. En la segunda, que comienza diez o quince minutos después, se efectúa una nueva compactación del hormigón mediante compresión. Es en esta etapa cuando se realiza el pretensado de la armadura helicoidal. La compresión se introduce mediante una presión hidráulica aplicada, mediante una camisa de goma, a la superficie interior de la tubería.

La fabricación de tuberías por este procedimiento, ofrece las siguientes ventajas:

1. Obtención de tuberías con paredes cuyo recubrimiento está parcialmente pretensado por la armadura helicoidal; lo cual permite tomar, para el cálculo, el espesor total de dicha pared.
2. Aumento de la resistencia del hormigón, debido a su endurecimiento bajo presión.
3. Posibilidad de obtener tuberías de distintos diámetros, en una misma bancada de fabricación, sin necesidad de reajustar las instalaciones.
4. Posibilidad de conseguir la fabricación y el tesado de la tubería en un solo ciclo de producción.

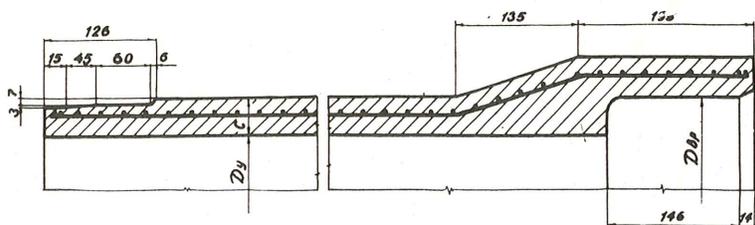


Fig. 10. — Sección-tipo de una tubería autopretensada.

Sin embargo, este método también presenta algunos inconvenientes:

1. Imposibilidad de controlar directamente el valor de la tensión introducida en la armadura helicoidal y, por tanto, del esfuerzo real de pretensado.
2. Presencia de tensiones desconocidas en la pared de la tubería, a causa de la diferencia de tensión entre la capa de hormigón situada debajo de la armadura y la que se encuentra sobre ella.
3. La cantidad de utillaje necesario.
4. El bajo grado de mecanización que puede lograrse en la colocación de la armadura y la dificultad para cambiar el paso de hélice de las armaduras helicoidales, a lo largo del fuste de la tubería y en las piezas extremas de empalme.

En Rusia se fabrica, por centrifugación, otro tipo de tubería de sección no circular, denominada tubería auto-pretensada (fig. 10). En su fabricación se utilizan cementos

expansivos, que crean un pretensado, en tres direcciones, de la pared de la tubería. El hormigón preparado con este tipo de cemento se dilata considerablemente durante el fraguado y la armadura en él embebida se tesa, pretensando el hormigón. Como el pretensado actúa en tres direcciones, además de originarse una tensión circular, se crea también una tensión longitudinal y, de este modo, la tubería entera se fabrica en una sola operación.

Las tuberías fabricadas con estos cementos son muy adecuadas para la conducción a presión de agua, gas o petróleo, ofreciendo este nuevo procedimiento las ventajas siguientes:

1. Simplificación del proceso de fabricación, ya que no es necesario el pretensado inicial de la jaula de la armadura, ni circular ni longitudinalmente.
2. Una más eficaz utilización de los aceros de resistencia media a tracción, cuyo empleo en el hormigón pretensado ordinario no es del todo satisfactorio, debido a las pérdidas de tensión originadas por la deformación lenta y la retracción del hormigón.
3. La posibilidad de introducir tensiones en el acero, de forma muy sencilla.

Uno de los tipos de cemento expansivo más utilizado se obtiene mezclando, por procedimientos mecánicos, cemento Portland (60-75 por 100), cemento aluminoso (15-20 por 100) y yeso (10-12 por 100). Sus principales características físicas y mecánicas son las siguientes:

- Resistencia a rotura, a los veintiocho días, en probeta cúbica, con una dosificación 1 : 1, de 600-800 kg/cm².
- Expansión libre lineal, en probeta prismática, de 3-5 por 100 o más.
- En secciones armadas con una cuantía del 1 por 100, se han medido tensiones de pretensado cuyo valor oscilaba entre 30-45 kg/cm².
- El fraguado de la pasta de cemento se realiza en un tiempo que oscila entre dos y tres minutos.

Este tiempo de fraguado resultaba excesivamente reducido e insuficiente para poder colocar el hormigón, por lo que se han ideado procedimientos para aumentarlo a treinta o cuarenta y cinco minutos.

Es necesario calentar las piezas fabricadas con estos cementos y, al mismo tiempo, mantener un ambiente húmedo. Esto se consigue introduciéndolas en agua caliente o vapor. Se confía, sin embargo, en llegar a conseguir un cemento expansivo que no necesite este tratamiento.

Se han realizado ensayos de laboratorio con el fin de comprobar la posibilidad de utilizar estos materiales con los métodos de vibro-compresión y gunitado.

CALCULO DE TUBERIAS.

El cálculo básico de las tuberías de hormigón pretensado está perfectamente establecido. Sin embargo, últimamente se ha venido prestando una gran atención a los estados de carga que resultan de la combinación de la presión interna y de la carga externa.

En Estados Unidos la Norma C.301 de la American Waterworks Association, exige que las tuberías de sección circular se calculen teniendo en cuenta este estado de carga, y en los apéndices de dicha Norma se indican dos de los procedimientos que para ello pueden utilizarse. Uno de estos métodos de cálculo se basa, casi por completo, en datos empíricos, en tanto que en el otro se combinan datos empíricos y principios teóricos.

El primer método requiere conocer la carga, repartida según tres generatrices, que es capaz de iniciar la fisuración del primario de la tubería, en función de su diámetro, del espesor de la pared y de la compresión a que se encuentra sometido. Realizando un suficiente número de ensayos sobre tuberías de distintos diámetros, sometidas a diferentes compresiones, se pueden dibujar unos gráficos con los que se pueden determinar los valores intermedios. Los coeficientes de deformación lenta se establecen mediante periódicos ensayos hidrostáticos de tuberías, provistas de elongómetros. Las pérdidas de compresión en el primario, en función del tiempo, se determinan midiendo las deformaciones en diferentes puntos. Por tanto, para cada caso determinado se puede valorar la compresión resultante en el primario y la presión capaz de anular dicha compresión. Estos valores se usan para determinar las abscisas y las ordenadas de los puntos extremos de la denominada "curva de proyecto", que tiene por ecuación:

$$W = \frac{W_0}{\sqrt[3]{P_0}} \left[\sqrt[3]{P_0 - p} \right]$$

en la cual P_0 es la presión interna necesaria para anular la compresión en el hormigón del primario, sin contar la influencia de la carga externa; W_0 es el 0,9 de la carga, repartida según tres generatrices, bajo la cual se inicia la fisuración en el núcleo, sin presión interna; p es la presión máxima de cálculo compatible con W y que no debe exceder de $0,8 P_0$ para las tuberías de sección circular con camisa de acero (fig. 11, a), y W es la máxima carga, repartida según tres generatrices, equivalente a la carga de tierra, compatible con la presión p de cálculo.

Las cargas de tierra se valoran de acuerdo con el método desarrollado por Marston y sus colegas en el Iowa State College. El paso de las cargas producidas por las zanjas o terraplenes a cargas de ensayo repartidas según tres generatrices, se efectúa por medio de los factores de conversión establecidos en los trabajos experimentales del citado Iowa State College.

En el segundo método la "curva de proyecto" viene definida por la ecuación:

$$P = \left[f_{c r} + 7,5 \sqrt{f'_c} - \frac{M}{S} \pm \frac{F}{A_t} \right] \frac{A_t}{12 R_y}$$

donde p es la presión máxima de cálculo, compatible con la carga externa del terreno, W , y que no debe exceder de $0,8 P_0$ para tuberías de sección circular con camisa de acero (figura 12, a); $f_{c r}$ es la resultante de los esfuerzos de compresión introducidos; $7,5 \sqrt{f'_c}$ es la tensión de tracción admisible, siendo f'_c la resistencia a compresión del hormigón a los veintiocho días; M representa el momento total, en la sección de la tubería, debido al peso de la misma, al del agua, y a la carga externa; F es el empuje total en la sección de la tubería, debido a su peso propio, al del agua y a la carga externa; S es el módulo resistente de la sección de cálculo de la tubería, que resulta tomando el espesor total de la pared en la clave y en la sección inferior, y solamente el espesor del primario en las secciones laterales; A_t representa el área de la sección transversal, transformada, de la

sección de cálculo, determinada según se acaba de indicar; y R_y es el radio externo de la camisa de chapa de acero.

Los coeficientes para calcular el momento y el empuje, han sido deducidos a partir de teorías de general aceptación (fig. 12).

Las tuberías deben calcularse de modo que las tensiones resultantes de la combinación de la presión interna de cálculo y las cargas del terreno, caigan en o bajo la "curva de proyecto". Las tensiones producidas por la combinación de la presión interna de cálculo, el golpe de ariete y la carga del terreno o la presión interna de cálculo, la carga del terreno y la sobrecarga, incluido el efecto de impacto, deben caer en o bajo la "curva de transición".

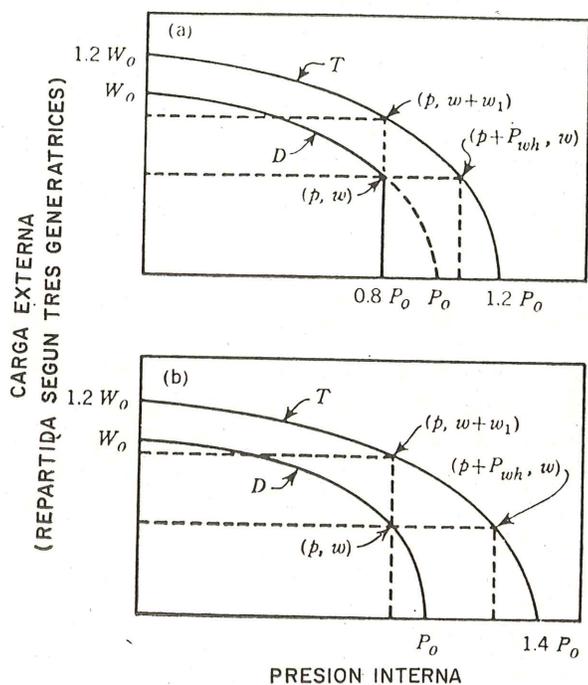


Fig. 11. — Curvas "de proyecto" y de "transición" para tuberías cilíndricas con camisa de chapa, exterior o intermedia, calculadas de acuerdo con el método de la parábola cúbica. El gráfico (a) es aplicable a las tuberías cilíndricas con camisa exterior y el (b) a las tuberías cilíndricas con camisa intermedia. En ambos gráficos T designa la "curva de transición" y D la "curva de proyecto"; w_1 es la carga repartida según tres generatrices, equivalente a la sobrecarga, y P_{wh} es el exceso del valor real del golpe de ariete sobre el que normalmente se maneja o sobre la presión de cálculo.

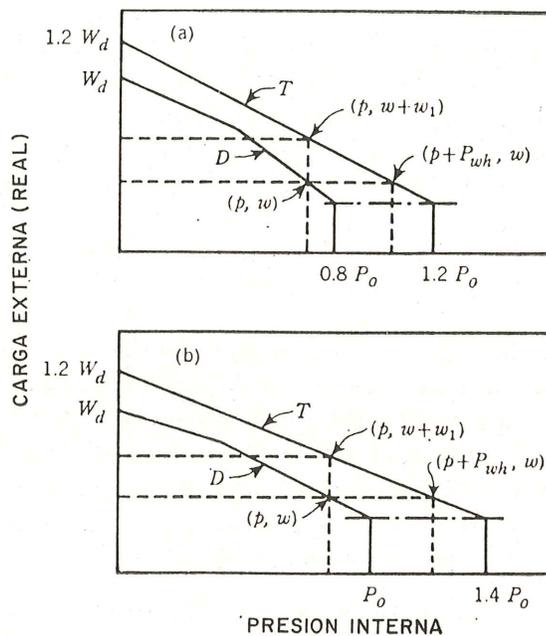


Fig. 12. — Curvas "de proyecto" y "de transición" para tuberías cilíndricas con camisa de chapa, exterior o intermedia, calculadas de acuerdo con el método de análisis de tensiones. El gráfico (a) es aplicable a las tuberías cilíndricas con camisa exterior de chapa y el (b) a las tuberías cilíndricas con camisa intermedia. En ambos gráficos T designa la "curva de transición" y D la "curva de proyecto"; P es la presión interna necesaria para anular la compresión del primario de hormigón sin tener en cuenta el efecto de la carga externa; P_{wh} es el exceso del valor real del golpe de ariete sobre el que normalmente se maneja o sobre la presión de cálculo; W_d es la máxima carga externa real de cálculo para presión interna nula, y w_1 es el valor del exceso de la sobrecarga respecto a la carga permanente exterior.

Los resultados obtenidos mediante la aplicación de cualquiera de los dos métodos de cálculo citados son comparables, siempre que la conversión de la carga del terreno a carga repartida según tres generatrices, en el primer método, sea compatible con las distribuciones de cargas del terreno y relleno, supuestas en el segundo método para el cálculo de las tensiones originadas por flexión y empuje.

En Rusia, el cálculo de las cargas exteriores se realiza teniendo en cuenta todos los factores normales, es decir, los métodos de relleno, tipo de terreno, altura del recubrimiento por encima de la tubería y tipo y valor de las sobrecargas que actúan, sobre la superficie del terreno, por encima de la tubería. Igualmente, se establece una distinción según se trate de tuberías en terraplén o en zanja. La carga combinada resultante de la presión hidrostática y la sobrecarga exterior, se valora teóricamente.

Durante la preparación del proyecto de la nueva norma británica para tuberías de hormigón pretensado, se planteó el problema de determinar qué condiciones de ensayo deberían prescribirse y, como resultado, se efectuaron diversos trabajos experimentales, con el fin de encontrar un método adecuado para el ensayo de tuberías de sección no circular.

Antes de poder llegar a establecer, con las suficientes garantías, un satisfactorio método de ensayo bajo el efecto combinado de presión interna y sobrecarga exterior, fue preciso ensayar muchas secciones de tuberías de hormigón pretensado y analizar los resultados, con el fin de asegurarse de que los métodos de ensayo propuestos y los resultados con ellos obtenidos eran aceptables.

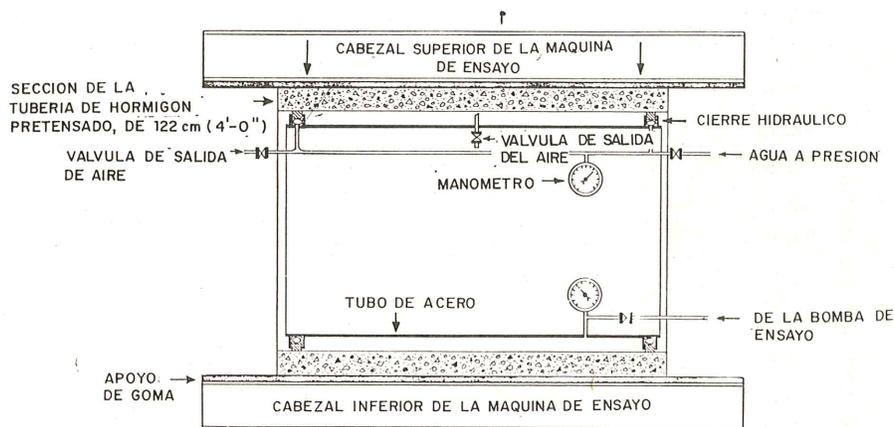


Fig. 13. — Dispositivo para el ensayo de tuberías de hormigón pretensado sometidas a la acción combinada de cargas externas y presión hidráulica.

El ensayo adoptado (fig. 13) consiste en introducir en el interior de la tubería un mandril de acero, convenientemente protegido contra la presión interna, y con un dispositivo proyectado de tal forma que se evite cualquier efecto de rigidización de la tubería que, de otra manera, podría producirse debido a la introducción de este mandril.

El citado mandril está constituido por un cilindro de acero de 1,20 m de longitud. El diámetro exterior del cilindro es algo más pequeño que el diámetro interno de la sección de la tubería pretensada que se desea ensayar. Cada uno de los extremos del cilindro de acero se ajusta a la tubería mediante una ranura anular que contiene un cierre hidráulico constituido por un tubo de sección circular, rodeado por una banda hueca de goma resistente, de sección rectangular. Cuando el cilindro se coloca dentro de la sección de tubería que se desea ensayar, la carga externa se aplica, en primer lugar, en forma normal.

A continuación se inflan las bandas de goma del cierre, inyectando en su interior agua a presión, con lo que al dilatarse, se consigue un sellado totalmente hermético, todo alrededor, entre los extremos del cilindro y la tubería.

Entonces, se introduce el agua a presión en el espacio anular, entre el cilindro de acero y la superficie interior de la tubería, y el aire se ve forzado a salir a través de una válvula de escape. Cuando se ha aplicado la presión requerida, se observa si aparecen fisuras en la tubería pretensada.

Cuando se produce la fisuración, su presencia se manifiesta rápidamente por el agua que se escapa a lo largo de la fisura.

Si se realiza una serie de ensayos bajo cargas y presiones variables, los resultados pueden ser representados gráficamente. En un extremo de la curva se tendrá la presión bajo la cual se fisura la tubería sin carga exterior, y en el otro, el valor de la carga exterior que inicia la fisuración cuando la presión interna es nula. Los puntos intermedios, que representan combinaciones de carga y presión bajo las cuales se fisura el hormigón, aparecen situados en las proximidades de la recta que une los puntos extremos antes ci-

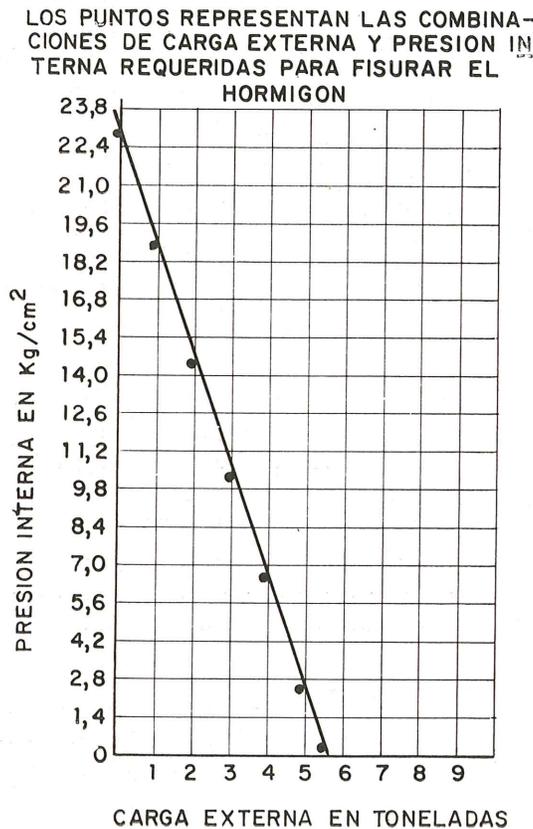


Fig. 14. — Ensayo de una tubería de hormigón pretensado, de 84 cm de diámetro, bajo la acción combinada de carga exterior y presión interna.

tados. En este informe se citan los resultados obtenidos en los ensayos efectuados sobre una serie de secciones, de pequeña longitud, de tuberías de hormigón pretensado de 83 cm de diámetro (fig. 14). Cada punto del gráfico representa el valor medio de varios ensayos.

Además, se han realizado también investigaciones en Gran Bretaña, bajo el patrocinio del Ministerio de Tecnología, para confirmar los valores de los coeficientes de impacto.

Los resultados de este trabajo experimental indican que, en condiciones normales de tráfico de vehículos, en carreteras principales debe adoptarse un coeficiente de im-

pacto igual a 1,3, cualquiera que sea la altura del recubrimiento de la tubería. En el campo, el coeficiente de impacto debe tomarse igual a 2.

En un principio, el valor 2 se aplicaba en ambos casos y, por consiguiente, estos trabajos han permitido obtener una sensible reducción de las cargas adoptadas para el cálculo de ciertas tuberías.

ENSAYOS DE RECEPCION.

El ensayar hidrostáticamente cada tubería en obra, es práctica muy generalizada, si bien la presión de ensayo en relación con la presión de servicio, la longitud de la tubería sometida a ensayo y las normas de impermeabilidad, varían ampliamente.

Del mismo modo, es costumbre general ensayar en la obra las redes de tubería, una vez terminadas, pero también aquí las presiones de ensayo y las tolerancias respecto a estanquidad varían mucho según los países.

El ensayo bajo carga exterior rara vez se realiza en obra, por lo cual sólo se somete a este ensayo un pequeño porcentaje de las tuberías fabricadas.

PROTECCION CATODICA.

Tanto en Estados Unidos como en Gran Bretaña se han realizado investigaciones sobre la necesidad y el efecto de la protección catódica, particularmente en lo que respecta a las tuberías de hormigón pretensado de sección circular. La protección catódica se puede aplicar a este tipo de tuberías de un modo eficaz y económico, aunque casi nunca es necesaria si la tubería está bien fabricada y el espesor del recubrimiento es adecuado.

En el caso de que, debido a la agresividad del terreno, existan dudas sobre la posibilidad de un fuerte ataque al recubrimiento de las tuberías, deberá utilizarse un cemento portland resistente a los sulfatos o, si las condiciones son extremadamente severas, deberán protegerse las tuberías, recubriéndolas con un material adecuado.

En los únicos casos en los que se hace aconsejable recurrir a la protección catódica, es cuando existen interferencias eléctricas ocasionadas por otras tuberías que lleven esta protección, o por líneas ferroviarias electrificadas. En estos casos es necesaria una cierta protección catódica para contrarrestar estas interferencias.

Como resumen, cabe señalar que, hasta la fecha, se llevan colocados en todo el mundo muchos miles de kilómetros de tuberías de hormigón pretensado, que están prestando un servicio inmejorable; y es de esperar que con las nuevas técnicas puestas últimamente a punto, aumenten y mejoren día a día su economía y su calidad.

última publicación del i.e.t.c.c.

PLACAS

K. Stiglat y H. Wippel

Drs. Ingenieros

Traducción de **Juan Batanero**

Dr. Ingeniero de Caminos

con la colaboración de

Francisco Morán

Ingeniero de Caminos

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

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

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

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

informe general sobre postes de hormigón pretensado

S. DMITRIEV

INTRODUCCION

Este informe está basado en las comunicaciones procedentes de Checoslovaquia, Alemania, Noruega, Polonia, Rusia y Suiza. Estas comunicaciones describen el proyecto, fabricación y utilización de postes producidos según diversos métodos y los resultados de las investigaciones llevadas a cabo en algunos de estos países.

Actualmente, los postes de hormigón se utilizan principalmente para líneas de transmisión de energía, líneas superiores de electrificación para ferrocarril y líneas de comunicación y alumbrado, todo ello conjuntamente con los postes de acero y de madera. Las primeras aplicaciones de los postes de hormigón datan de hace cincuenta años y los primeros en desarrollarse fueron los de hormigón armado. El volumen de su producción aumentó gradualmente, a medida que fue avanzando la tecnología del hormigón armado y pretensado.

En el transcurso de los quince o veinte años últimos, los postes de hormigón pretensado se han ido estudiando y perfeccionando, abriéndose así nuevos campos de aplicación. El progreso de la ingeniería civil y, en particular, el crecimiento de la industria del hormigón pretensado, han facilitado y promovido su desarrollo.

Puesto que los postes de hormigón poseen las ventajas inherentes a las construcciones de hormigón pretensado, tales postes resultan, evidentemente, mejores que los de madera y, para ciertas aplicaciones, mejores que los de acero. Si los postes de hormigón pretensado han sido correctamente calculados y fabricados, presentan una mayor resistencia a la corrosión y, por ello, una mayor durabilidad.

Las líneas de transmisión de energía proyectadas con postes de este tipo, resultan económicas y requieren unos gastos de mantenimiento muy reducidos.

Los postes de hormigón pretensado ofrecen también ventajas en relación con los de hormigón armado. Como sucede con otras estructuras, el pretensado hace posible el empleo eficaz de acero y hormigón de alta resistencia, proporcionando un incremento sustancial de la resistencia a fisuración, rigidez, resistencia a cargas dinámicas, etc. Estas propiedades aumentan la eficacia del acero y del hormigón, siendo la causa del desarrollo y amplias aplicaciones de los postes de hormigón pretensado.

CAMPO DE APLICACION

En 1959, se fabricaron en Checoslovaquia 12.730 postes de hormigón armado ordinario y de hormigón pretensado. En 1966 se había alcanzado la cifra de 49.750, y es de esperar que la producción de 1967 no sea inferior a esta última. A finales de 1967 se habrá fabricado un total de 307.000 postes desde que se inició su producción.

En la República Democrática Alemana los postes de hormigón pretensado se utilizan frecuentemente en muchas ramas de la industria.

El porcentaje de postes pretensados en relación con el volumen total de postes fabricados, desglosado por campos de aplicación, es el siguiente:

- Líneas de transmisión de energía, 60 por 100;
- líneas superiores de electrificación de ferrocarriles, 30 por 100;
- redes de alumbrado, 70 por 100;
- otros, 20 por 100.

La producción de postes cónicos huecos por centrifugación se inició en 1967 y actualmente se proyecta fabricar unos 10.000 al año.

En la República Federal Alemana se fabricaron, aproximadamente, 100.000 postes cónicos pretensados, con sección transversal anular, para el tendido de líneas eléctricas construidas en 1952-1953. La fabricación se realizó de acuerdo con el método propuesto por Hise, cuya eficacia quedó plenamente demostrada, por lo que actualmente se sigue utilizando para diversas cargas y condiciones de servicio.

En Noruega no se han fabricado ni utilizado postes de hormigón pretensado para el tendido de líneas de energía, ya que, debido a lo escabroso del terreno, su transporte resulta muy difícil y costoso. Sin embargo, en los últimos años se han fabricado unos 2.500 postes para la electrificación de los ferrocarriles desde Oslo a Bergen, y para trenes de cercanías, en Oslo. Quedó demostrado que los postes de hormigón pretensado resuelven eficazmente los problemas relativos a la electrificación de ferrocarriles en montañas, donde el clima es duro y el verano corto. Datos de la misma procedencia demuestran que el costo de los postes de hormigón pretensado es, normalmente, más bajo que el de los fabricados con acero.

En Polonia se utilizan también diversos tipos de postes de hormigón pretensado para líneas de transmisión y comunicaciones. Los postes se fabrican en tres factorías, cada una de las cuales produce más de 105.000 unidades por año. Estos postes son de sección llena y se ejecutan en trozos.

En Rusia, los postes de hormigón armado (*) se utilizaron inicialmente para líneas de transmisión de energía, en 1933. Durante la Segunda Guerra Mundial se abrieron nuevas perspectivas para la utilización de postes de hormigón pretensado. Se precisaron grandes cantidades de postes para líneas eléctricas, para reemplazar las que habían sido destruidas y para construir algunas nuevas. El desarrollo de la industria de hormigón pretensado hizo posible su fabricación en diversos tipos y tamaños.

(*) En ruso, "hormigón armado" y "hormigón pretensado" comienzan con el mismo término: "armado". Normalmente, el contexto aclara a cuál de ambos se refiere, pero en algunos casos, como en el presente, no resulta fácil la elección. (Nota del traductor ruso-inglés.)

Todos los postes de hormigón armado, para líneas eléctricas, utilizados en Rusia se fabrican con elementos de hormigón realizados con arreglo a tipos y métodos normalizados. La forma estructural de los postes resulta, en gran medida, condicionada por estos métodos tipificados. El campo de aplicación de postes de hormigón pretensado se ha ampliado considerablemente en el transcurso de los veinte últimos años. La electrificación de ferrocarriles ocupa un lugar de gran importancia en Rusia — se electrifican, cada año alrededor de 2.000 km de vía — y esto es posible gracias al empleo de postes de hormigón pretensado para líneas de tracción.

La producción de postes de hormigón para líneas de tracción alcanzó las 106.000 unidades anuales en 1959, incluidos unos 39.000 postes de hormigón pretensado. Desde entonces y con objeto de utilizar menos acero, mejorando al mismo tiempo la calidad de los postes, la producción se ha orientado hacia el hormigón pretensado, hasta el punto de que, en 1964, los postes de este tipo desplazaron completamente a los de hormigón armado. Hoy día, la producción anual de postes para señalización automática, comunicación y líneas de transporte de energía para ferrocarriles, es de unas 100.000 unidades.

En Francia se utilizan habitualmente postes cónicos de hormigón armado pretensado, vibrados y centrifugados, de 9 a 15 m de longitud, para líneas rurales de 30 a 35 kilovatios. Cada año se fabrican cerca de 400.000 unidades de este tipo.

De acuerdo con la información obtenida en 1955, se fabricaron en Africa del Norte docenas de miles de postes de hormigón pretensado.

La información anterior es incompleta y los datos no se pueden extender con carácter general a otros países. Lo que sí puede afirmarse es que este tipo de postes está siendo utilizado cada vez con mayor frecuencia.

MATERIALES PARA POSTES

En la fabricación de postes para líneas eléctricas, de tracción, comunicaciones y sistemas de alumbrado, se utilizan ampliamente diversos materiales, tales como acero, madera, hormigón armado y pretensado y, en algunos casos, aluminio y plástico.

Es habitual, en la mayoría de los países, el empleo del acero para postes que rebasan los 25 m de longitud, porque es difícil producir, transportar y acoplar postes de hormigón de ese tamaño. El coste del aluminio es superior al del acero, y, por tanto, se utiliza principalmente para postes que han de instalarse en lugares expuestos a condiciones climáticas muy severas, porque su ligereza ayuda al transporte y colocación, y también cuando han de estar expuestos a ambientes corrosivos.

La madera se utiliza en postes a los que no se exige una vida larga (postes provisionales), cuando hay abundancia de madera local de bajo costo o cuando no existe posibilidad de emplear otros materiales.

El plástico es de uso muy limitado; prácticamente se emplea sólo para postes ligeros y en ciertas aplicaciones secundarias.

El hormigón armado y, especialmente, el hormigón pretensado se utilizan siempre que se requiere una producción masiva de postes de gran duración.

CALIDAD DEL HORMIGON

En general, los postes de hormigón pretensado se fabrican con hormigón compacto, de resistencia en probeta cúbica de 200 a 600 kg/cm², e incluso de 700 kg/cm². En algunos casos se ha empleado experimentalmente para postes un hormigón ligero con resistencia a compresión de 300 a 400 kg/cm² (tabla 1).

TABLA 1. — *Hormigón (calidad), en kg/cm².*

PAIS	HORMIGON PESADO	HORMIGON LIGERO
Checoslovaquia	B 500	—
República Democrática Alemana	B 450; B 600	B 500 (*); B 600 (*)
República Federal Alemana	B 300; B 450; B 600; B 700	—
Noruega	B 600	—
Polonia	200; 300; 400; 500	—
Rusia	200; 300; 400; 500; 600	300; 400

(*) Calidades propuestas.

Normalmente no se utilizan los hormigones de 700 kg/cm² de resistencia, pero, en algunas ocasiones, se consideran necesarios para aumentar la eficacia de los postes.

RESISTENCIA A COMPRESION

En Checoslovaquia se prescribe que la resistencia del hormigón al cortar los alambres no debe ser menor del 70 por 100 de su resistencia a los veintiocho días, y en Alemania, que no debe ser menor del 80 por 100.

En Rusia, el valor supuesto en el cálculo para la resistencia en probeta cúbica del hormigón depende del tipo y diámetro de las armaduras y del anclaje de éstas, no siendo menor de 0,65 a 0,75 veces la resistencia del hormigón utilizado. La resistencia a compresión del hormigón debe ser alta, si se aumenta el diámetro de la armadura.

PRETENSADO

En la República Democrática Alemana, la República Federal Alemana y otros países, la máxima tensión a compresión admisible puede oscilar entre 0,45 y 0,50 veces la resistencia a compresión del hormigón. En Rusia, el valor es de 0,5 a 0,7.

En cuanto a postes para líneas de transmisión de energía y líneas de tracción, el valor del pretensado tiene mayor importancia cuando se trata de secciones circulares huecas.

En el proyecto de postes, en la República Federal Alemana, se toman medidas especiales a fin de evitar que, bajo la acción de la compresión inicial y de las cargas exteriores, se produzcan en el hormigón tensiones de compresión excesivamente altas. Así, en la zona sometida a máximas compresiones en los postes cónicos, se aplica un revestimiento, en una cierta longitud, a la armadura longitudinal, el cual suprime cualquier adherencia entre hormigón y acero cuando se cortan los alambres; de este modo, el hormigón permanece sin compresión.

Es conveniente que el valor máximo del pretensado inicial introducido sea comprobado directamente al construir los postes.

armaduras

TIPO Y CLASE DE ACERO

Generalmente, las armaduras para postes de hormigón pretensado están constituidas por: alambres corrugados de alta resistencia, estirados en frío o tratados térmicamente, con sección circular u oval; cables de siete alambres lisos, de sección circular; haces de varios alambres iguales; barras corrugadas, fabricadas por laminado en caliente de acero de baja aleación o de acero tratado térmicamente. No suelen utilizarse alambres lisos de alta resistencia. Las propiedades mecánicas, tipos y clases de acero varían según los países, y deberían ser determinados según reglas adecuadas, siguiendo Normas y Especificaciones Técnicas (tablas 2 y 3).

TABLA 2. — *Propiedades mecánicas de los alambres y cables de las armaduras.*

PAIS	Tipo o clase de acero	Resistencia a corto plazo kg/mm. ²	Sección y perfil del alambre
Checoslovaquia	C.140/175	175	Redondo, 3 mm diámetro.
República Democrática Alemana.	C.140/160	160	Sección ovalada con un área de 20 a 40 mm ² , deformada.
República Federal Alemana	C.145/160	160	Igual que en la R.D.A.
Rusia	B _p -II	170-160	Redondo deformado, 4 y 5 mm de diámetro.
	B -II	170-150	Cables de siete alambres, 9, 12 y 15 mm de diámetro.

TABLA 3. — *Propiedades mecánicas de las armaduras de acero, deformadas y estiradas en caliente, utilizadas en Rusia.*

Clase de acero	Diámetro de las barras (mm)	Límite mínimo de fluencia (kg/mm ²)	Mínima resistencia a corto plazo (kg/mm ²)	OBSERVACIONES
A-IV	10-32	60	90	Baja aleación.
A-VI	10-18	100	120	Tratado térmicamente.

En general, las barras son de 12 mm de diámetro.

ARMADURAS

En los postes cilíndricos y cónicos huecos las armaduras de alambres, cables o barras se colocan en toda la longitud del poste. En Checoslovaquia todas las armaduras longitudinales son pretesas. En la República Federal Alemana las armaduras longitudinales no tesas se utilizan solamente en casos excepcionales y, a este fin, se dispone de un acero deformado, tipo C III.

En Rusia, toda armadura longitudinal, formada por alambres de alta resistencia o cables y barras con tratamiento térmico, debe ser proyectada como armadura pretesa. Esto es debido a que, si en el cálculo de la resistencia del poste se supone que una parte de la armadura no está tesa, la resistencia a fisuración del hormigón disminuirá, lo que constituye una gran desventaja.

Conviene aclarar la posibilidad de utilización simultánea de alambres tesos y no tesos en una sección de un poste.

El peligro de fisuración del hormigón será menor si se emplea acero corrugado laminado en caliente, de clase A IV, con diámetro mayor que el de un alambre de alta resistencia y trabajando a tensiones menores.

En estas circunstancias, las prescripciones de resistencia a fisuración (normas rusas) son menos restrictivas y pueden utilizarse armaduras combinadas.

Una parte de las armaduras longitudinales que corren a lo largo del poste pueden estar pretensadas. Las barras no tesas son más cortas y se detienen en la parte superior del poste, de acuerdo con el diagrama de momentos flectores. Esto supone una economía de barras, pero en algunos casos puede dar lugar a una nueva fisuración, debida al fallo de las barras. Es aconsejable comprobar cuidadosamente la posición de las armaduras no tesas a lo largo de los elementos.

ANCLAJE DE ARMADURAS

Las prescripciones de anclaje de armaduras en hormigón varían según los distintos países. En la República Democrática Alemana y en la República Federal Alemana se permite el empleo de alambre corrugado sin anclajes especiales. En Polonia se utiliza hor-

migón de alta calidad y alambres lisos de 2,5 mm de diámetro, sin anclajes. En Noruega y Checoslovaquia existen prescripciones análogas.

En Rusia, con armaduras de alambre corrugado, barras corrugadas o cables, no se requieren anclajes especiales, ni en los extremos del poste ni en las zonas de rotura. Sin embargo, en los puntos de detención de armaduras, la zona de anclaje debe estar provista de armaduras transversales adicionales, en forma de mallas y estribos en postes de sección llena, y en forma de hélices en postes huecos. Nunca se utilizan para postes armaduras de alambres lisos, sin anclaje.

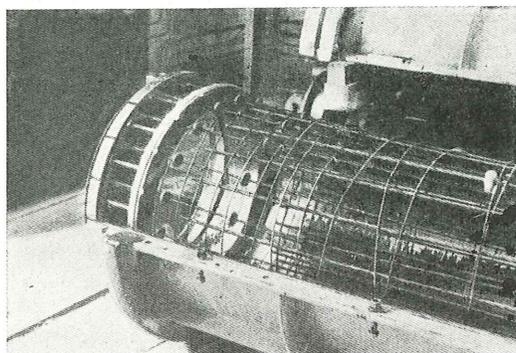


Fig. 1. — Molde completo con armaduras ancladas.

En Suiza, se ha propuesto para postes, el sistema BBRV de pretensado, que utiliza un alambre de alta resistencia de más de 7 mm de diámetro, con cabeza redonda y anclajes adicionales (fig. 1).

En cada caso, el problema de anclaje de armaduras en postes se resuelve de forma que proporcione una construcción eficaz y segura.

proyecto de postes

SECCIONES TRANSVERSALES

La forma de la sección transversal de los postes simples de hormigón pretensado puede ser muy variable (fig. 2):

a) Sección llena: puede ser cuadrada, rectangular, acanalada, de perfil en I o en V, etcétera.

b) Sección hueca: puede ser circular poligonal, cuadrada, rectangular u oval.

c) Estructura tipo Vierendeel (*).

Los postes muy cortos, destinados a soportar cargas muy pequeñas, tienen normalmente sección llena, rectangular o cuadrada, o sección rectangular hueca. Los postes

(*) En ruso esta expresión quiere decir que es de doble cordón, en forma de celosía; pero la frase es bastante vaga y por ello parece más indicado usar "triangulada", que proporciona una descripción más exacta. (Nota del traductor ruso-inglés.)

calculados para cargas pequeñas son de sección circular hueca, sección en I o Vierendeel. Los postes con sección cuadrada hueca, acanalada o con otras secciones, no son muy utilizados. En algunos casos, la sección transversal del poste varía a lo largo de su longitud.

Los perfiles en I y las secciones acanaladas y "Vierendeel" son más eficaces en cuanto al acero que requieren, pero sufren a menudo accidentes en su manipulación, y su fabricación y transporte son más complicados. Presentan una gran superficie lateral, que es poco conveniente en cuanto a corrosión por tener sus paredes doblemente expuestas, y

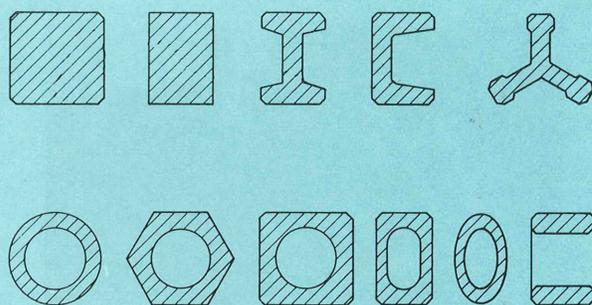


Fig. 2. — Diversas secciones transversales de postes.

precisan de armaduras transversales adicionales. En comparación con los postes en I, acanalados, Vierendeel y de otras secciones, los postes de hormigón pretensado de sección transversal circular hueca y armaduras colocadas simétricamente en su periferia, ofrecen las siguientes ventajas:

- Igual resistencia frente a cargas que actúan en diferentes direcciones, durante los períodos de almacenamiento, transporte, levantamiento y manipulación;
- mayor resistencia a torsión;
- ausencia de esquinas, salientes y bordes vivos, lo cual reduce las posibilidades de rotura en los postes, aumentando su seguridad;
- una superficie relativamente pequeña y totalmente lisa, que dificulta la acción de los agentes atmosféricos, prolongando la vida de los postes;
- fácil y rápida fabricación y colocación de las armaduras transversales (espirales);
- en el almacenamiento, los postes bien curados, con sección transversal simétrica respecto al centro de compresión, no están sometidos a grandes deformaciones de retracción y fluencia.

Por otra parte, las características de los elementos con sección circular hueca son las típicas de las secciones cerradas en cajón de paredes delgadas y, tienden por ello, a la formación de fisuras longitudinales, bajo los efectos combinados de la temperatura, la humedad y las altas tensiones iniciales de pretensado.

En los postes circulares huecos, las armaduras no pueden estar igualmente distribuidas en la sección con respecto al plano de flexión a causa del hueco. Sin embargo, estos postes son preferibles a menudo y se fabrican en grandes series en varios países.

tipos y campo de aplicación de postes

Los postes más utilizados son los destinados a soportar únicamente el peso de los conductores y la fuerza del viento perpendicular a la línea. Los postes que no pertenecen a este tipo, como por ejemplo los postes terminales, tensores y de prolongación, que soportan cargas mayores, son bastante menos usados. Por el contrario, se emplean muchos postes en forma de elementos macizos simples, de hasta 25 m de altura.

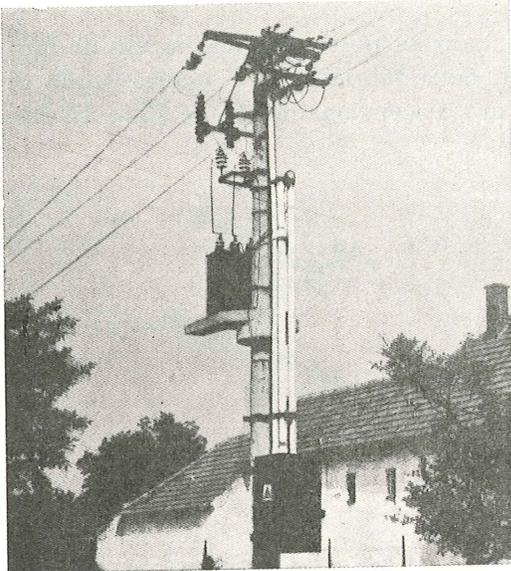


Fig. 3. — Poste simple con transformador incorporado.

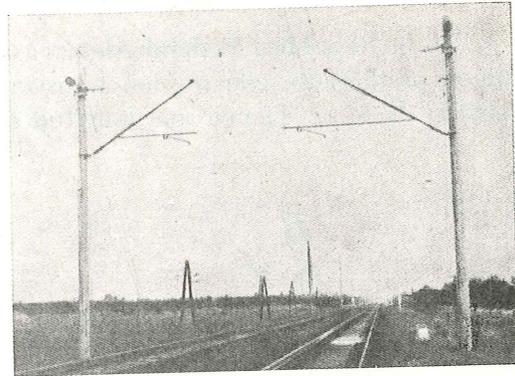


Fig. 4. — Postes para cables superiores del tendido de un ferrocarril eléctrico.

Los postes formados por unidades individuales, conectados por medio de armaduras tesas o por juntas especiales, apenas se emplean. Para líneas de alta tensión, o allí donde actúan cargas mayores, se utilizan postes simples atirantados, pórticos atirantados, pórticos no atirantados y otros tipos de postes.

En Checoslovaquia son muy utilizados los postes de hormigón centrifugado, fabricados en serie, para líneas de transmisión de energía hasta 35 kV y postes pretensados cen-

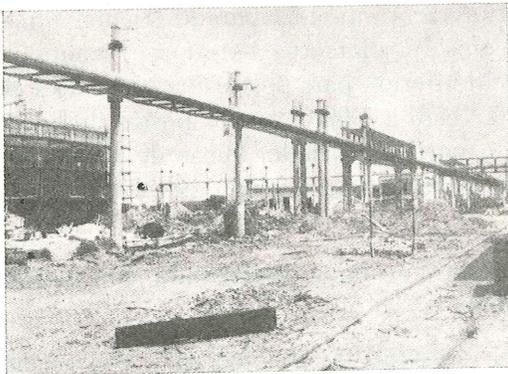


Fig. 5. — Postes para apoyo de un oleoducto.

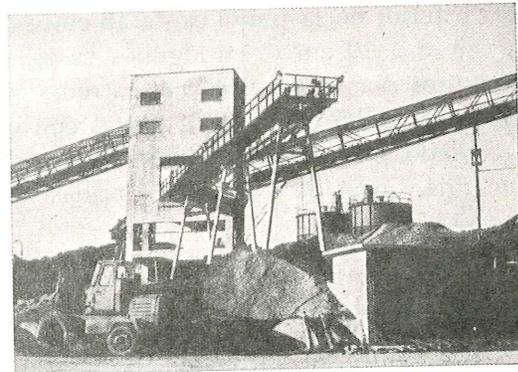


Fig. 6. — Postes utilizados como soportes de cintas transportadoras.

trifugados y vibrados, para líneas de 110 kV. Estos postes cónicos, con pendientes de 1/60 y 1/70, tienen una longitud de 9 a 12 m y se destinan a líneas de transmisión, soportes de líneas de tracción y construcción de subestaciones, castilletes y partes de otras estructuras industriales (figs. 3 a 6).

En la República Democrática Alemana se utilizan varios tipos de postes de hormigón armado, de 5 a 11 m de longitud. Actualmente se fabrican postes troncocónicos de hormigón pretensado centrifugado, con sección circular hueca, para líneas de transmisión de energía y para postes de alumbrado. Está en proyecto la ejecución de postes de 9 a 24,5 m de longitud, con sección superior de 17 a 40 cm de diámetro e inferior de 36,5 a 70 cm y con un espesor de pared de 5 a 9 cm

En la República Federal Alemana se han adoptado los postes simples huecos de hormigón pretensado, con sección transversal circular, cuya fabricación se realiza según el método de Hise. Tienen una longitud de 11 a 16 m y, excepcionalmente, de 23 m. El diá-



Fig. 7. — Un poste de 24 m terminado en una antena metálica de 6 m. La base del poste tiene 75 cm de diámetro.

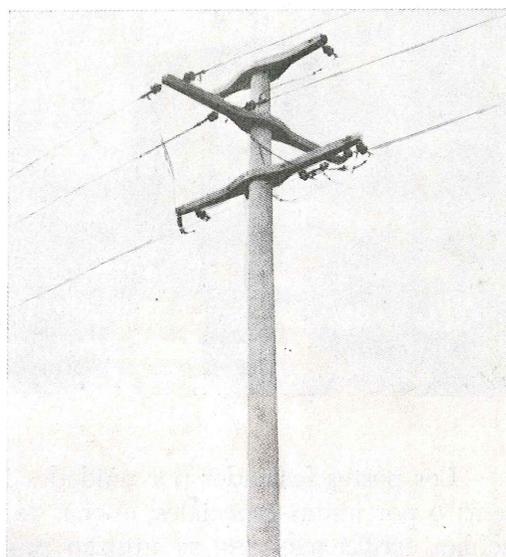


Fig. 8. — Poste tensor, de 15 m de altura, para una línea de voltaje medio, capaz de soportar una carga máxima aproximada de 5.000 kilos.

metro exterior en la punta es de 16 cm y el interior de 4 cm. Las paredes tienen un espesor de 6 a 10 cm y, en algunos casos, de 15 cm. El diámetro exterior aumenta 1,5 centímetros por metro desde el extremo superior al inferior, para postes con carga de 1.400 kilogramos; y 2,5 cm/m para postes con carga de 1.400 a 5.000 kg. Los postes de hormigón vibrado, con sección circular hueca, se utilizan para alumbrado, líneas de transmisión de energía, líneas de tracción, palizadas y antenas para comunicación radiofónica (figuras 7 y 8).

En Noruega se fabrican postes troncocónicos de hormigón pretensado con sección transversal cuadrada, destinados a líneas de tracción.

Otros postes de hormigón pretensado, de una longitud de 6 a 8,5 m y con sección en I, se utilizan para líneas de comunicación de Polonia. Existen postes compuestos de 12 a 14 m de longitud para líneas de 15 a 110 kV; tienen forma Vierendeel en la parte

superior, sección rectangular continua al nivel del terreno y sección acanalada más abajo. Asimismo, pueden utilizarse postes simples y pórticos (fig. 9).

Con carácter experimental están siendo utilizados unos postes simples troncocónicos de 20 m de longitud, para líneas de 110 kV. Tienen sección rectangular hueca; la parte superior es de 26×52 cm y la inferior de 41×82 cm. El hormigón tiene una resistencia cúbica de 500 kg/cm^2 .

A fin de facilitar su transporte, los postes de hormigón pretensado para líneas de transmisión de 110 kV, así como los postes de suspensión y de prolongación, se fabrican en tres secciones. La longitud total de un poste es de 21,80 m. Su sección es hueca y circular en la parte superior, y rectangular por debajo de tierra. Una vez que las armaduras están tesas, se inyectan los conductos. Los postes se colocan con una separación entre ellos de 250 a 280 m, llegándose a cubrir distancias de 200 km. Su comportamiento en servicio es satisfactorio.

En Rusia, los postes simples auto-estables, fabricados en serie, se utilizan frecuentemente para líneas de transmisión de energía desde 0,4 kV hasta 220 kV.

Para conducciones a 35 y 110 kV se emplean postes de doble (fig. 10) o simple circuito; para conducciones a 150 y 220 kV, se emplean únicamente postes de circuito simple.

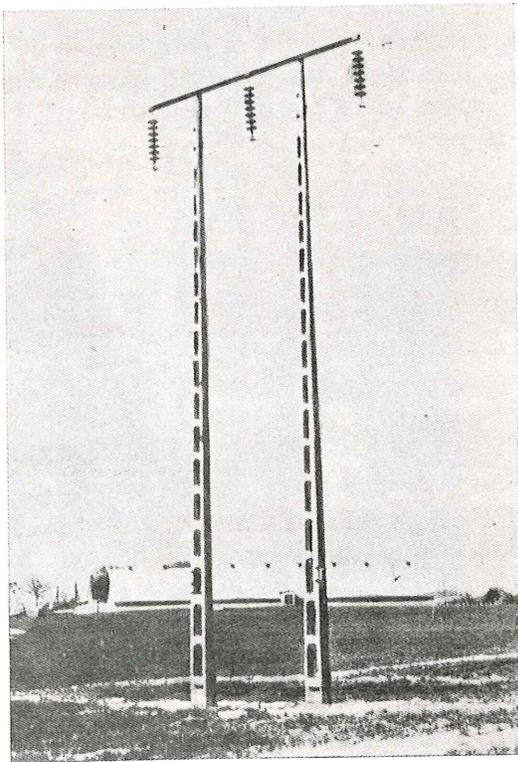


Fig. 9. — Pórtico en π autoestable.

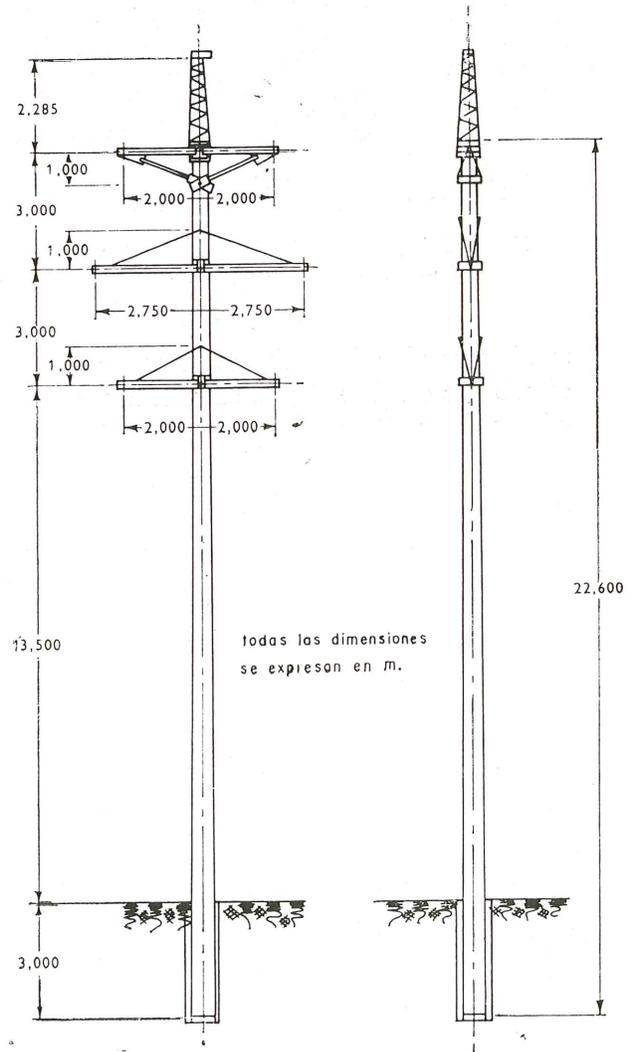


Fig. 10. — Poste simple, autoestable, que puede utilizarse para doble circuito.

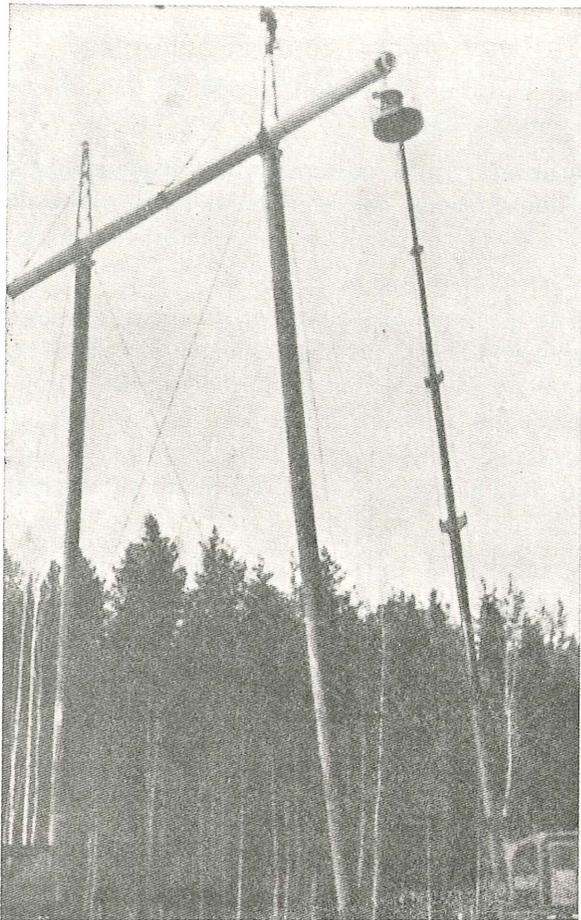


Fig. 11. — Pórtico en π , atirantado, para un solo circuito, durante el montaje.

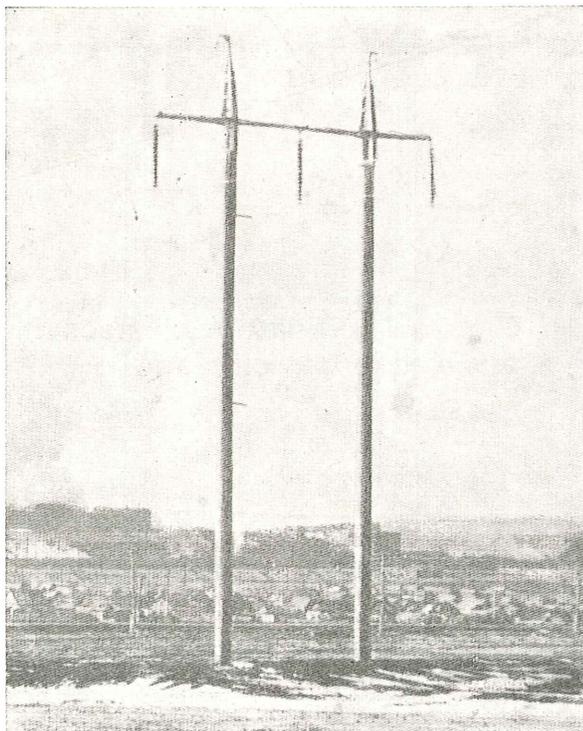


Fig. 12. — Pórtico en π , autoestable, para un solo circuito.

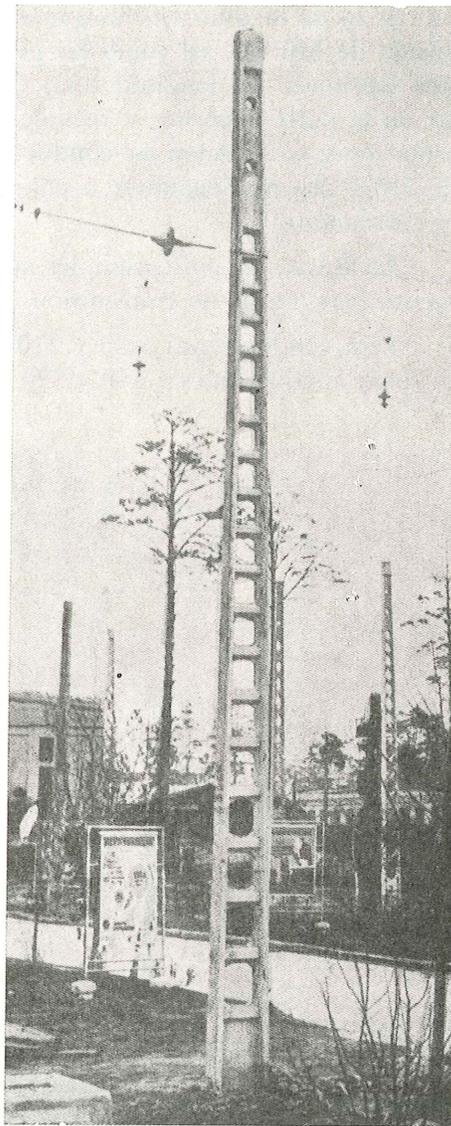


Fig. 13. — Poste tipo escalera utilizado en el tendido de líneas eléctricas para ferrocarril.

Las figuras 11 y 12 ilustran los tipos siguientes de poste de suspensión para líneas de 330 kV: un pórtico atirantado y un pórtico autoestable. Se ha estudiado un tipo de pórtico atirantado para líneas de 500 kV.

Los postes de tensión se han desarrollado para líneas de menos de 110 kV partiendo de postes simples atirantados, capaces de soportar las fuerzas horizontales que se originan cuando falla un conductor. Para líneas de transmisión de 35 kV, todos los tipos de postes están fabricados en forma de elementos cilíndricos y troncocónicos, de hormigón centrifugado, con sección circular hueca. Para líneas que no exceden de 35 kV, estos postes se fabrican como elementos vibrados de hasta 16,4 m de longitud, generalmente con sección rectangular continua y, en algunos casos, con sección en T o sección rectangular hueca.

Los postes troncocónicos huecos pueden tener una longitud de 22,6 m, y su diámetro exterior puede oscilar entre 560 y 334 mm. La longitud de los postes cilíndricos huecos puede llegar a ser de 22,2 m y su diámetro exterior de 560 mm. El espesor de pared depende del tipo de armadura longitudinal y de las necesidades de la estructura. Está en proyecto la fabricación de postes troncocónicos huecos de 26 m de longitud y de 650 a 410 mm de diámetro exterior.

Los postes de suspensión simples, para líneas de 35, 110 y 150 kV, se fabrican a partir de postes de hormigón troncocónicos huecos. Los postes cilíndricos huecos son utilizados como postes simples autoestables, soportando líneas de 220 kV y 330 kV, como los postes atirantados.

Para líneas de transmisión de energía en zonas montañosas se utilizan postes prefabricados, cilíndricos, huecos, en dos secciones. Estas se unen a la manera de un telescopio, o mediante elementos metálicos preparados para su soldadura conjunta.

Otros dos tipos de postes de hormigón pretensado — uno con sección transversal circular y otro con sección en I — se utilizan actualmente para líneas superiores de tracción en ferrocarriles.

La fabricación de postes troncocónicos huecos, con sección circular, se realiza siguiendo un proceso de centrifugado. Estos postes resultan más económicos que los postes de sección en I; su producción, transporte y montaje son sencillos, lo que hace que sean los más apreciados y solicitados, tal y como queda demostrado en los proyectos de electrificación de ferrocarriles.

Los postes troncocónicos de hormigón centrifugado tienen una longitud que oscila entre 11,3 y 13,6 m; el diámetro en la parte superior es de 29 cm y la sección aumenta a razón de 1,5 cm/m. La fabricación en serie de estos postes está calculada para momentos flectores tales como 4, 5, 6 y 8 m.t.

Los postes proyectados para un momento flector de 4, 5 ó 6 m.t. se fabrican con hormigón de 400 kg/cm² de resistencia, en tanto que los postes para un momento flector de 8 m.t. requieren un hormigón de calidad 500. Los postes Vierendeel (fig. 13), con sección en I y estructura de celosía, precisan poca cantidad de acero y hormigón. Aseguran una mejor visibilidad de las señales de ferrocarril y facilitan la inspección. Su fabricación, sin embargo, no ha llegado a perfeccionarse totalmente, y por esta razón no se ha generalizado su empleo.

CRUCETAS

En Checoslovaquia se utilizan crucetas de madera para líneas de baja tensión; pero para postes simples, en la República Federal Alemana, Polonia, Rusia y otros países, se fabrican de hormigón armado (*).

En Rusia, las crucetas para pórticos atirantados son tubulares, de hormigón. Para postes destinados a líneas de 110 kV y superiores se emplea preferentemente el acero. Las crucetas se atornillan a los postes a través de taladros especiales, practicados en el poste con anterioridad, o se fijan por medio de abrazaderas de acero que rodean el poste.

Las crucetas de acero son galvanizadas, con objeto de suprimir las inspecciones y el mantenimiento de pintura.

Los postes se fabrican con o sin taladros para tornillos, según el tipo de anclaje que vaya a adoptarse para las crucetas.

CALCULO

En la República Democrática Alemana, los postes se calculan por el método de la carga de rotura para diecisiete estados diferentes, a fin de obtener un valor del pretendido que sea compatible con la anchura admisible de fisuras, bajo las cargas media y máxima. El cálculo se basa en las Normas TGL 0-4227 y TGL 112-0491.

En la República Federal Alemana, las cargas sobre postes, la forma de combinarlas bajo diversas condiciones y los métodos de cálculo se basan en las distintas Normas vigentes, entre las que se incluyen: DJN 4228-1964, DJN 48353, DJN 1055, VDN 0210/5.62 y DJN 4227.

Conviene realizar la comprobación de tensiones bajo cargas medias y bajo cargas excepcionales. Las normas limitan la anchura media de la fisura a 0,1 mm, debiendo existir un espacio entre ellas de, al menos, 10 cm.

En Rusia, los postes se calculan de acuerdo con las normas y reglas adecuadas, siguiendo el método de los estados límites (SNIP II-B.1-62, SNIP II-u.9-62 y otras). El cálculo de resistencia (primer estado límite), deformación (segundo estado límite), fisuración y anchura de las fisuras (tercer estado límite), se realiza por este método.

La primera condición (de rotura) es importante y debe comprobarse siempre cuidadosamente.

En cuanto al segundo estado límite, las únicas comprobaciones necesarias son las relativas al comportamiento de los postes terminales bajo cargas de emergencia.

El tercer estado límite exige comprobar el comportamiento de cada elemento de hormigón bajo las cargas normales de servicio.

Esta tercera condición no prevé la comprobación de las secciones del poste bajo cargas de emergencia.

Cada poste se calcula para combinaciones de cargas normales (con la línea funcionando y los conductores intactos) y cargas de emergencia (rotura de un conductor).

(*) Ver nota en página 80.

En el cálculo de postes de hormigón pretensado, según las normas de los países anteriormente mencionados, se requiere una cierta resistencia a la fisuración bajo cargas mantenidas. Sin embargo, el valor de las cargas y las exigencias sobre la posibilidad de fisuración difieren según los distintos países. Por añadidura también varían las condiciones de resistencia, rigidez y esfuerzo de pretensado en el acero y el hormigón. Por estas razones es difícil establecer una comparación entre los postes fabricados en diferentes países.

Representaría una gran ayuda el disponer de una normalización de métodos de cálculo para estructuras que cumplan las mismas funciones bajo condiciones sustancialmente idénticas.

FABRICACION

La fabricación de postes de hormigón pretensado depende de las condiciones locales y del equipo disponible. Son posibles los métodos siguientes:

a) Fabricación industrial de postes completos en fábricas especializadas, utilizando un proceso de centrifugación con moldes de acero desmontables (en algunos casos, se pueden utilizar moldes fijos).

b) Fabricación *in situ* cuando los postes están colocados horizontalmente.

c) Fabricación de postes partiendo de elementos individuales prefabricados que se unen por pretensado o mediante juntas hormigonadas *in situ*, o bien que se montan parcialmente en lugares cercanos.

En Checoslovaquia, la República Democrática Alemana, la República Federal Alemana, Rusia, Suiza, Francia y otros países, se utilizan para la fabricación de postes por centrifugación, máquinas especiales con moldes desmontables de acero, formados casi siempre por dos mitades.

La línea de producción suele establecerse de tal modo que el número de trabajadores que realizan las diversas operaciones especiales puede variar según el tipo de armaduras que se emplee, el sistema de pretensado y la velocidad de producción.

La Unión Soviética posee equipos de producción capaces de fabricar postes cilíndricos y troncocónicos de hormigón, utilizando barras longitudinales laminadas en caliente, alambre deformado de alta resistencia y cables de siete alambres.

Con armaduras laminadas en caliente, las barras pueden terminar en unos ganchos especiales de acero dulce, o bien tener soldadas a cada extremo dos barras cortas, por medio de las cuales se fijan las armaduras a las placas de anclaje. Cuando las armaduras son cables de siete alambres, los cables se preparan a su medida con un cortador especial y los extremos se sujetan con mordazas de acero. Los cables medidos se fijan después en las muescas de las placas de anclaje (fig. 14).

Una unidad de devanado es un elemento muy importante de la línea de fabricación cuando se emplea alambre de alta resistencia.

Los anillos de centrado, colocados a distancias determinadas a lo largo del molde, pueden utilizarse para los tres tipos de armaduras tesas (fig. 15). La posición de las armaduras longitudinales dentro de la sección viene fijada por estos anillos durante las operaciones de puesta en carga y devanado helicoidal. Los anillos intercalados en el armazón

están colocados de tal forma que son perpendiculares al eje de las armaduras longitudinales.

En Checoslovaquia se viene empleando una máquina especial semiautomática para fabricar y tesar las armaduras. Los encofrados son de acero.

El sistema suizo de pretensado BBRV se está aplicando también a la fabricación de postes: el alambre en tensión se ancla en sus extremos por medio de cabezas redondas y arandelas de apoyo especiales. Con este sistema y algún equipo auxiliar especial, se fabrican postes centrifugados de hormigón, postes para líneas de transmisión de energía, etc.

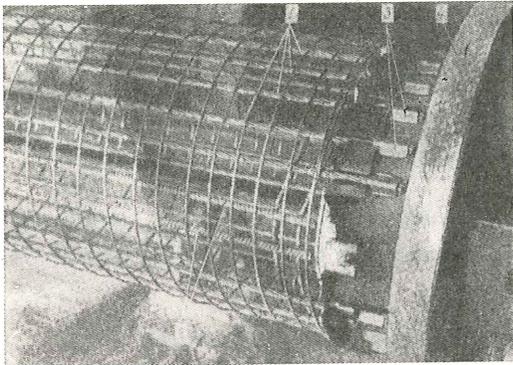


Fig. 14. — Extremos de los cables de pretensado fijados a las placas de anclaje.

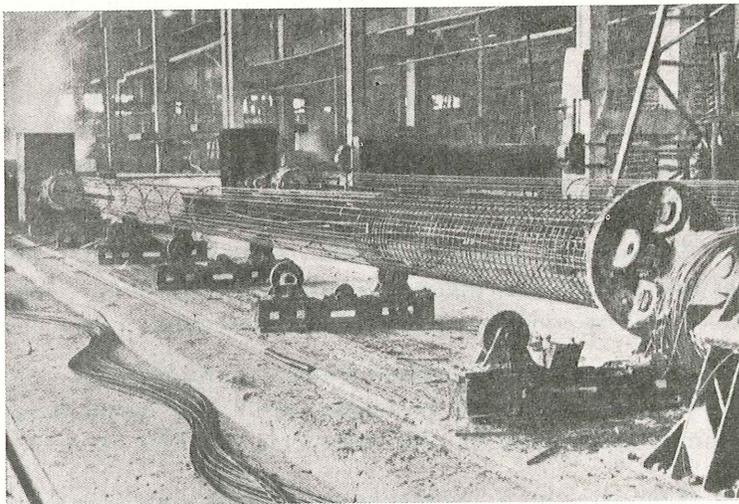


Fig. 15. — Vista de las armaduras longitudinales, helicoidales y estribos. En primer plano pueden verse los cables pretesosos.

Es interesante indicar que el uso de un proceso de centrifugación no sólo aumenta la calidad de la superficie del hormigón, sino que implica, además, la producción de mucho menos ruido. De acuerdo con los datos, el nivel de ruido nunca excede los 85 db., en el lugar en que el operario está trabajando, lo cual supone una gran mejora.

La vibración del hormigón fresco es una técnica muy aplicada en la fabricación de estructuras de hormigón, tanto pretensado como ordinario. Se citan a continuación algunos casos relativos a la aplicación de esta técnica en la fabricación de postes troncocónicos de hormigón pretensado de varias secciones.

En la República Democrática Alemana se emplea un método de vibración, conocido como método Mensel. El método utiliza unos moldes horizontales de acero muy ligeros,

sostenidos por armazones portátiles que han de ser lo suficientemente rígidos como para poder resistir las tensiones de las armaduras. Los encofrados se colocan por medio de gatos hidráulicos.

Se emplea un sistema de producción en serie en el que los moldes y el equipo recorren un circuito cerrado, evitando de esta forma que los trabajadores tengan que desplazarse.

El sistema de producción consiste en una serie de procesos típicos de otros métodos de fabricación, e incluye también algunos procedimientos especiales, como el siguiente: se coloca un núcleo en la cavidad interior del poste, se somete a rotación inmediatamente después de que el hormigón haya empezado a endurecer y se retira cuando el hormigón ha endurecido completamente.

En el método de producción más corriente, el tratamiento térmico incluye: curado a 25° C durante dos horas; calentamiento hasta 73° C durante dos horas; tratamiento de vapor a alta presión, a 73° C, durante cuatro horas; descenso gradual hasta 41° C durante catorce horas, y, por último, enfriamiento hasta 25° C durante dos horas.

En la República Federal Alemana los postes se fabrican en moldes desmontables formados por dos partes, superior e inferior, y por un núcleo que se mantiene en posición fija mediante un espaciador adecuado.

A veces, los encofrados se colocan extremo con extremo en toda la longitud del lecho, haciendo coincidir los extremos anchos y los estrechos con los de su misma clase.

Los alambres toman la posición debida a través de taladros practicados en los extremos del encofrado. La desviación que puede sufrir un alambre es pequeña y carece de importancia. El alambre se tesa por medio de una devanadora en el extremo de la bancada. El hormigón se vierte en una tolva situada encima del molde y se compacta con un vibrador externo de unos 6.000 ciclos/min. En el instante en que los cables quedan libres, la resistencia de un hormigón curado al vapor es de 480 kg/cm², valor que se obtiene generalmente a las cuarenta y ocho horas. Durante el endurecimiento, la resistencia del hormigón se controla por medio de martillos Schmidt.

Se presta una especial atención para impedir la adherencia entre el núcleo y el hormigón. A tal efecto, el núcleo se lubrica o se cubre con una capa de papel.

En Polonia, los postes troncocónicos son moldeados y vibrados sobre una bancada y se extraen de los moldes no desmontables, después de haber quitado sus extremos, empujando con un vástago el poste. En este caso, la fuerza se transmite al extremo superior del poste mediante un sencillo gato hidráulico.

TRANSPORTE

Para transportar por ferrocarril postes de 22,6 m de largo, se utiliza en Rusia un dispositivo con dos plataformas, sobre las cuales se apilan los postes, agrupados en tres filas de postes cilíndricos y cuatro filas de postes cónicos, cada una de las cuales consta de cuatro postes. La fila inferior descansa sobre dos rodillos con entalladuras proporcionadas al tamaño del poste. La longitud de las entalladuras es aproximadamente igual a 1/4 de la circunferencia de la sección del poste, en el punto donde se colocan los rodillos. La distancia entre rodillos se determina de forma que proporcione una distribución idéntica de

momentos flectores sobre los postes. El transporte desde la estación de ferrocarril al lugar de utilización, se realiza por medio de vehículos especialmente equipados.

En Checoslovaquia, los postes se almacenan durante veintiocho días antes de ser suministrados al contratista por carretera o ferrocarril.

COLOCACION

En la Unión Soviética, los postes simples y los pórticos para líneas de transmisión de energía se colocan en excavaciones cilíndricas, de 650-700 m de diámetro, por medio de una grúa especial de 10 toneladas (fig. 16). Una vez colocado el poste en la excavación, el espacio anular entre las paredes de la misma y el poste se rellena con una mezcla de grava-arena, que se compacta energicamente. En suelos blandos, se emplean sistemas especiales de fijación.

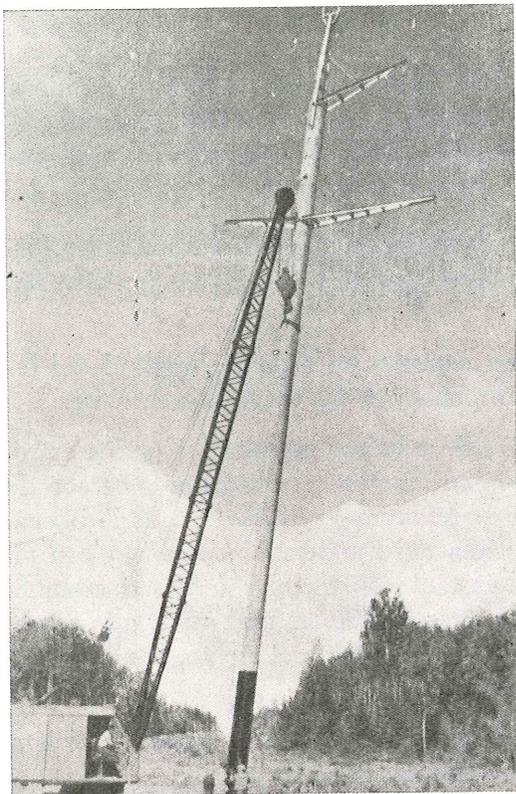


Fig. 16. — Elevación de un poste simple por medio de una grúa.

Los postes para pórticos se instalan, separadamente, con la mitad de la traviesa de cada uno de ellos en voladizo, y se unen después con ayuda de una torre móvil. El montaje de postes sencillos atirantados y de pórticos es similar al de los postes de acero.

En lugares casi inaccesibles, las unidades pueden transportarse y montarse por medio de helicópteros, si es necesario.

Los postes para líneas de tracción se instalan según dos procedimientos: desde la vía de ferrocarril y desde tierra. El proceso está muy mecanizado y se lleva a cabo con técnicas especialmente estudiadas.

COMPORTAMIENTO

Hasta ahora se han realizado pocos ensayos de larga duración sobre el comportamiento de postes de hormigón pretensado, pero existen ya algunos resultados disponibles. De acuerdo con datos obtenidos en la República Federal Alemana, en la mayoría de los postes prefabricados con hormigón de alta calidad se utilizó una capa protectora de hormigón de 1,5 cm para las armaduras helicoidales exteriores. En estos casos, no se detectaron muestras de corrosión en las armaduras.

En Checoslovaquia, los postes no han alcanzado aún los diez años de servicio y se sabe que actualmente están en buenas condiciones. La parte superior de cada poste está protegida contra la humedad y corrosión por medio de hormigón. Debe hacerse notar que, en presencia de hielo, el levantamiento de postes troncocónicos resulta difícil e inseguro.

Existen varios cientos de miles de postes de hormigón armado (*) en la Unión Soviética, que hasta ahora presentan un comportamiento muy satisfactorio en líneas de transmisión de energía y de tracción. El número de fallos debidos a la destrucción de postes de hormigón, en relación al de fallos originados por otras causas, aún bajo condiciones climáticas muy severas, es francamente bajo. El estado de los postes que han estado en servicio durante cinco o diez años es muy aceptable. La resistencia de los postes fabricados en invierno puede no alcanzar un valor tan alto, durante el curado, como el de los fabricados en verano. Sin embargo, los ensayos llevados a cabo han demostrado que la resistencia de los postes no queda reducida sustancialmente. Los postes fabricados en verano son más resistentes y, excepto algunos pocos casos, ofrecen un buen comportamiento. Los resultados de los ensayos indican que los postes de hormigón pretensado son más adecuados para líneas de transmisión de energía.

VENTAJAS

Las ventajas de los postes de hormigón pretensado dependen de las condiciones locales de cada país o región y de otros muchos factores. Se pueden definir bajo distintos aspectos: pequeño costo; reducción de la cantidad de acero necesario por kilómetro para una línea de transmisión de energía; posibilidad de utilización de materiales locales, evitándose así la importación de madera; rápida puesta en servicio de líneas de transmisión de energía, etc.

En Rusia, la cantidad de acero requerida para postes de hormigón pretensado con armaduras de la clase A-IV es, por término medio, inferior a la mitad del que sería necesario para postes de acero. El costo de los postes de hormigón pretensado para líneas de 35-330 kV, en distintas regiones del país, es de un 10 a un 50 por 100 más bajo que el de los postes de acero.

En Checoslovaquia, el costo de los postes de hormigón pretensado es doble del de los de madera. Es de señalar que la economía de los postes de hormigón se aprecia cuando se hace intervenir en la estimación su largo período de servicio.

A partir de datos obtenidos en la República Democrática Alemana, se ha establecido en la tabla 4 una comparación entre el coste de los postes fabricados con hormigón pre-

TABLA 4. — *Comparación del costo de postes para líneas de transmisión de energía.*

	Hormigón pretensado	Hormigón normal	Acero	Madera (conservación)
Fabricación	100	115	85	95
Mantenimiento	—	—	25	70
TOTAL	100	115	110	165

Todos los valores se expresan en porcentaje del coste de los postes de hormigón pretensado.

(*) Ver nota en página 80.

TABLA 5. — *Varietades de postes de hormigón pretensado.*

Resistencia a tracción (kg)	LONGITUD TOTAL (m)													
	5	6	7	9	10	11	12	13	14	16	18	20	23	24
100	L"	L"	L"	L"			L'		L'				L'	
200				E'			E'							
400				E"			E"		E'					
600				E"			E"		E'					
700				EO"			EO"		EO'					
1.000				EO"			EO"		EO'					
1.100				EO"			EO"		EO'					
1.300				EO"			EO"		EO'					
1.400				EO"			EO"		EO'					
1.500				EO"			EO"		EO'					
1.700				EO"			EO"		EO'					
2.000				EO"			EO"		EO'					
2.000				EO"			EO"		EO'					

NOTACION: E = postes para líneas de transmisión de energía. O = postes para líneas de tracción. L = postes para alumbrado. OL = postes combinados para alumbrado y líneas de tracción. EO = postes para líneas de transmisión de energía y tracción. El signo ' indica que se han desarrollado postes de este tipo y su producción está planificada. El signo " indica que se trata de postes ya en producción. Hasta ahora se han venido fabricando solamente postes de 9 a 12 m de longitud capaces de resistir de 200 a 2.000 kg.

tensado, hormigón armado, acero y madera, destinados a líneas de transmisión de energía, con una duración superior a los sesenta años. Si la cantidad de acero necesaria para postes de acero se considera como 100, resulta que los postes de hormigón armado requieren del 60 al 80 por 100, y los de hormigón pretensado, del 20 al 30 por 100.

Según los datos mencionados anteriormente, los postes de hormigón armado resultan más baratos que los de acero, y la cantidad de acero requerida para los postes de hormigón pretensado es tan pequeña como una tercera parte de la utilizada en postes de acero.

INVESTIGACION

Antes de utilizar ningún tipo de poste de hormigón pretensado es indispensable llevar a cabo una minuciosa investigación para determinar sus propiedades, proyecto estructural, campo de aplicación, eficacia, normalización y desarrollo posterior.

En la República Democrática Alemana los datos obtenidos en los ensayos pusieron de manifiesto que podían utilizarse unos 900 tipos distintos de postes (acero, madera y hormigón ordinario) para líneas de transmisión y comunicación. Sin embargo, tal diversidad de tipos no es acorde con las exigencias de una fabricación en serie. De ahí que, en este país, se haya preparado un nuevo proyecto de normalización, que incluye 45 tipos de postes de 24,5 m de longitud, con una carga de unos 2.400 kg (tabla 5). Este proyecto se ha elaborado basándose en los análisis y exigencias de la República Democrática Alemana, incluidas las de 1970.

La nueva normalización está proyectada para una producción en gran escala y prevé una misma conicidad para todos los postes, cuya sección anular se realiza completando los moldes según las diversas longitudes (tabla 6).

TABLA 6. — *Postes centrifugados de hormigón pretensado, para tendido de líneas eléctricas.*

Tipo	L 5,0	L 6,3	L 8,0	L 10,0	L 12,5	L 16,0	L 20,0
Moldes	simples cerrados	ampliables cerrados			ampliables dobles		
Longitud total (metros)	6,3	7,8	9,7	12,0	12,0	18,5	22,5
Diámetro (milímetros) ...	120	140	140	140	200	200	200
Disminución del diámetro (mm/m)	2,1	1,5	1,5	1,5	1,0	1,0	1,0

En la preparación de esta normalización se han llevado a cabo ensayos, con el fin de determinar la sección transversal óptima para conseguir una mayor economía de los postes. Dichos ensayos se han efectuado con distintos hormigones, diámetros, espesores de pa-

red, valores de pretensado, condiciones de transporte y momentos flectores exigidos. Como ejemplo, en la figura 17 aparecen los costes totales de producción y transporte sobre una distancia de 200 km. El diámetro del poste y la cantidad de acero de pretensado determinan la resistencia de los postes circulares huecos. Las secciones armadas con una cuantía de un 10 por 100 o 15 por 100 son perfectamente eficaces.

Para un momento flector determinado, el diámetro de la sección y la cantidad de hormigón pueden reducirse en un 10 ó 15 por 100, mejorando la resistencia del hormigón desde la calidad B.400 a la calidad B.600, con un mismo espesor de pared.

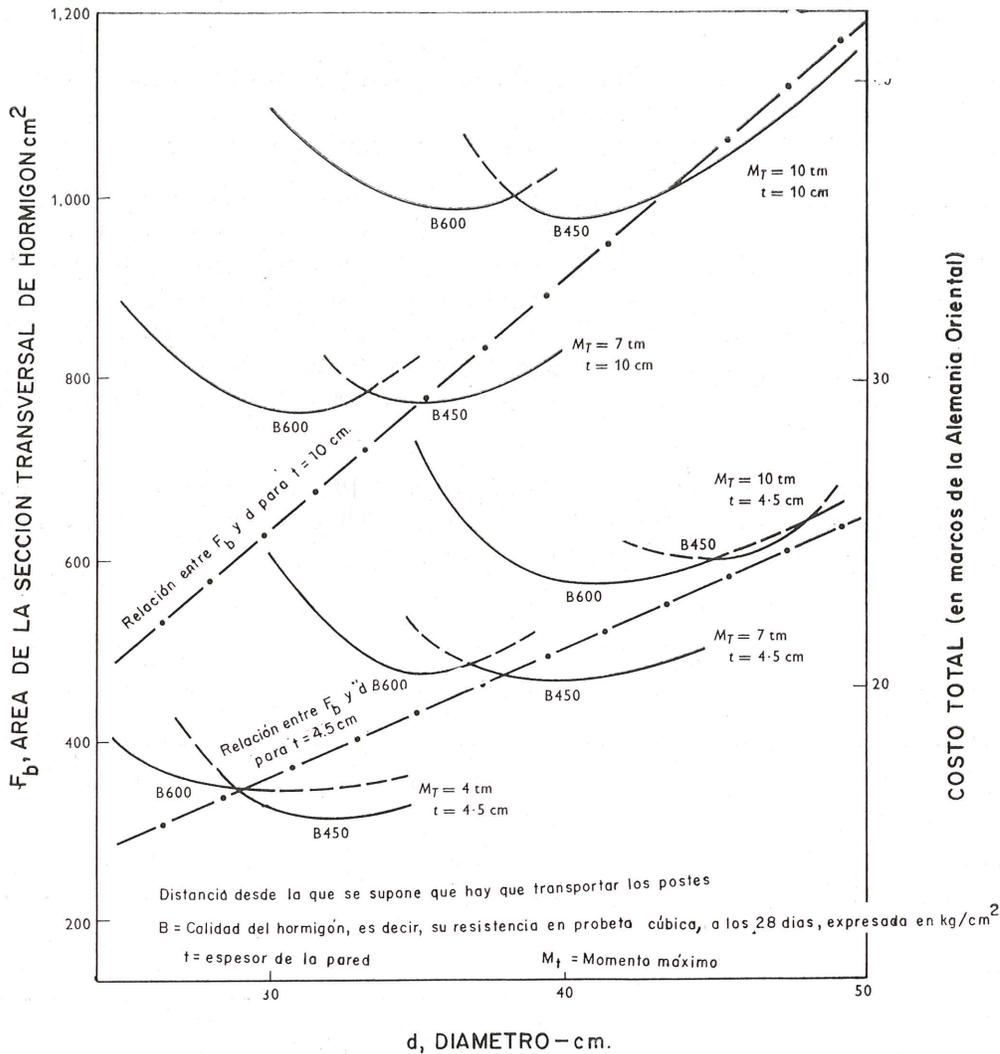


Fig. 17. — Relaciones entre el costo de los postes, su diámetro y otros factores.

Independientemente de la calidad del hormigón elegido y del valor del momento flector, el costo mínimo se mantiene constante para el espesor de pared mínimo admisible.

La nueva normalización preparada para 1970, en la República Democrática Alemana, entraña una gran economía y, en comparación con la producción alcanzada en 1965 y suponiendo que no se necesita mantenimiento durante cincuenta años, permite extraer las siguientes conclusiones:

- a) El campo de aplicación de los postes de hormigón pretensado ha de extenderse, reemplazado cada vez más a los de madera y acero.
- b) La luz se incrementa utilizando postes con una gran resistencia a tracción.
- c) Elimina los trabajos de reparación.

En la tabla 7 se comparan los costes en 1965 y 1970, teniendo en cuenta algunos gastos adicionales.

TABLA 7. — *Economía y gastos correspondientes a la producción en gran escala, en 1970, de unos tipos limitados de postes de hormigón pretensado.*

	Economía	Gasto adicional
Materiales	7.400 toneladas de acero por año (49 por 100). 10.200 m ³ de madera por año (16 por 100).	8.400 toneladas de hormigón por año (130 por 100). 280 toneladas de aluminio por año.
Costo	<i>Fabricación:</i> 13,9 millones de marcos nuevos por año. <i>Reparaciones:</i> 1,0 millón de marcos nuevos por año.	<i>Investigación:</i> 0,2 millones de marcos nuevos por año. <i>Inversiones de la industria de hormigón:</i> 9,1 millones de marcos nuevos por año.
	<i>Total:</i> 14,9 millones de marcos nuevos por año.	<i>Total:</i> 9,3 millones de marcos nuevos por año.

La inversión necesaria de capital para la preparación de estos nuevos tipos, se verá amortizada en menos de un año.

En la República Federal Alemana, los ensayos sobre el empleo de postes de hormigón pretensado vibrado dieron comienzo en 1954. Los ensayos a flexión mostraron un mayor coeficiente de seguridad a rotura de las secciones ordinarias, con un valor de 2,84 en vez de 1,75 dado por la DIN 4227. Al descargar los postes, las fisuras se cerraron completamente. Bajo una carga elevada, el comportamiento de los postes fue prácticamente elástico, y los ensayos posteriores ratificaron la alta resistencia de los postes.

En un ensayo a torsión se demostró que la compresión longitudinal tiene un efecto favorable sobre la resistencia a la formación de fisuras inclinadas, pero que estas fisuras no desaparecen cuando la carga disminuye. Los resultados experimentales dieron, para el coeficiente de seguridad a fisuración, un valor aproximado de 1,5. La fisuración depende fundamentalmente de la resistencia a tracción del hormigón; y la cuantía y dirección de las armaduras helicoidales no afectan, de forma notable, a la fisuración. En todos los ensayos de torsión, el fallo sobrevino cuando saltó el recubrimiento de hormigón, a unos 50 centímetros por debajo del extremo superior del poste.

Se estima de primordial interés mejorar la resistencia del hormigón propugnándose la utilización de los tipos B.600 y B.700 para postes circulares huecos, dado que de esta forma aumenta la eficiencia del poste.

Durante los últimos treinta años se han realizado ensayos en Rusia sobre elementos de hormigón pretensado, con secciones circulares huecas y de otras formas, con objeto de hacer un estudio de su comportamiento bajo cargas diversas, con diferentes cantidades y calidades de acero y hormigón, y al mismo tiempo, para arrojar mayor luz sobre los métodos de cálculo.

Los resultados de estos ensayos constituyen la base del desarrollo de los métodos normalizados de cálculo y proyecto de postes y del perfeccionamiento de la tecnología de su fabricación.

El amplio campo de aplicación de los postes centrifugados para líneas de transmisión de energía y en el dominio del transporte, ha provocado recientes mejoras en los métodos de cálculo y en las técnicas de fabricación de estos elementos, reflejados en aumentos de su calidad y duración.

El hormigón centrifugado está siendo estudiado detalladamente para determinar sus características mecánicas y físicas y compararlas con las del hormigón vibrado. Se ha demostrado mediante tales estudios, que no existen grandes diferencias entre estas características. Sin embargo, es muy difícil establecer una correlación entre la resistencia del hormigón centrifugado y la del hormigón vibrado de la misma dosificación.

La resistencia del hormigón centrifugado es actualmente un 25 por 100 más alta que la de las probetas cúbicas, de 20 cm de lado, fabricadas con hormigón vibrado de la misma dosificación. De todos modos, parece ser que este valor depende de varios factores, ya que varía a lo largo del poste. Este punto merecería ser aclarado. Diversas organizaciones están realizando investigaciones paralelas, con objeto de desarrollar un método aceptable de evaluación de la resistencia del hormigón centrifugado.

Otros problemas referentes a los postes de hormigón centrifugado se relacionan, en general, más o menos directamente con el hormigón pretensado. La experiencia existente sobre postes de hormigón centrifugado, prefabricados, indica que a menudo presentan fisuras en la dirección del pretensado (denominadas fisuras longitudinales). Este tema ha sido objeto de un reciente y minucioso estudio llevado a cabo por el CNIIS (Instituto Central de Investigación del Transporte y la Construcción).

Los resultados de los ensayos ponen de manifiesto que la fisuración longitudinal de los postes centrifugados depende de diversos factores, entre los que se incluyen las tensiones iniciales de compresión en el hormigón.

La elección de una resistencia a compresión apropiada a las tensiones de compresión introducidas por las armaduras pretensadas, produce un aumento sensible de la vida y de la seguridad del poste. Una elección adecuada de este valor y de las respectivas hipótesis de cálculo, proporciona la necesaria resistencia a la fisuración longitudinal y transversal. Es de gran importancia, en este caso, prestar la máxima atención a los problemas de eficacia de la construcción, puesto que si se redujese demasiado el pretensado en el hormigón, con objeto de impedir la fisuración longitudinal, los postes resultarían muy pesados.

OBSERVACIONES FINALES

Los problemas que serán objeto de discusión en este Simposio son diversos y urgentes.

Las comunicaciones presentadas permitirán a los especialistas en esta materia ponerse al corriente del estado actual de esta técnica, intercambiar información y experiencia y encontrar mejores soluciones a los problemas relativos a los postes.

Aunque los comentarios incluidos en este informe no son exhaustivos bastan para indicar que el volumen y variedad de producción de postes de hormigón pretensado aumentan continuamente. Estos postes van siendo cada día más eficaces y están compitiendo ventajosamente no sólo con los de madera, sino también con los de acero.

Cualquier estudio ulterior, trabajo o mejora relativos a los postes para líneas de transmisión de energía, líneas de tracción y sistemas de comunicación y alumbrado, debe tener por objetivo primordial el perfeccionamiento del cálculo y de las técnicas de fabricación mediante la introducción de nuevos procesos más mecanizados y automáticos.

A este fin, sería muy provechoso que los Grupos Nacionales de la F.I.P., unidos a los representantes de la RILEM, investigasen los problemas que presenta el empleo de los hormigones de alta resistencia, de los hormigones ligeros de alta calidad y de las armaduras de alta resistencia de diferentes tipos, incluso no metálicas.

Por otra parte, se deberían realizar otros muchos estudios sobre postes de hormigón pretensado, encaminados a ampliar la experiencia ya existente, a mejorar la producción, a desarrollar nuevos métodos de cálculo y proyecto, especificando las cargas y condiciones reales de comportamiento de los postes, bajo carga, en cada fase de su desarrollo (resistencia a fisuración, anchura admisible de fisuras, compresión óptima del hormigón, efecto de las bajas temperaturas inferiores a 0° C, humedad, corrosión, etc.).

Sería muy conveniente que los especialistas de los Grupos Nacionales y el Comité Mixto FIP-CEB aunaran sus esfuerzos para encontrar solución a estos problemas.

Además de incrementar la seguridad, duración y economía de los postes de hormigón pretensado, la solución satisfactoria de estos problemas permitiría elevar el volumen actual de producción.

informe general sobre traviesas de hormigón pretensado

J. W. A. AGER

INTRODUCCION.

Las traviesas de hormigón pretensado han experimentado gran desarrollo, desde el año 1940, en los seis países que han presentado comunicaciones sobre este tema (Alemania Oriental, Gran Bretaña, Polonia, Estados Unidos, Rusia y Alemania Occidental). En la tabla 1 se comparan las características de los diferentes tipos de traviesas fabricados en dichos países y su volumen de producción.

La primera función de las traviesas de ferrocarril es repartir las cargas de las ruedas soportadas por los carriles, sobre el suelo. En la mayoría de los casos, las traviesas se disponen transversalmente a los carriles y, de este modo, sirven además para mantener la separación correcta entre los dos carriles.

Como parte integrante del sistema de sustentación (rueda, carril, traviesa, balasto, explanada de asiento), las traviesas transmiten directamente las cargas en ellas producidas por los carriles a la capa de balasto sobre la que descansan.

El balasto se compone normalmente de roca dura machacada, y desempeña las funciones de drenaje y transmisión de las cargas desde la traviesa al suelo. Asimismo, el balasto constituye un medio fácil y preciso para ajustar la altura y nivel de los carriles.

TIPOS DE TRAVIESAS.

Aunque la superficie superior del balasto se puede corregir, ocurre con frecuencia que no está perfectamente enrasada en toda su anchura. Por ello, las traviesas pueden verse sometidas a una amplia gama de momentos flectores, tanto positivos como negativos, lo cual lleva, inevitablemente, a una de estas dos conclusiones:

- que las traviesas de hormigón han de ser flexibles, para poder acomodarse a las irregularidades del apoyo, y ofrecer una resistencia mínima a flexión en su sección central;
- que las traviesas de hormigón han de ser monolíticas y lo suficientemente resistentes para poder soportar la acción de los momentos flectores originados por las irregularidades de nivel del balasto.

TABLA I

	ALEMANIA ORIENTAL		GRAN BRETAÑA		POLONIA		ESTADOS UNIDOS		RUSIA		ALEMANIA OCCIDENTAL	
									DYWIDAG	THOSTI		
Producción total (millones) ...	Varios.	10	1,1	1	Cerca de 20.	21	2					
Incremento anual (millones)...	—	—	—	—	0,7	2	—					
Longitud total (en km)	—	7.600	—	—	10.000	—	—					
Año en que se inició la fabricación	1950	1943	1952	1960	—	—	1951					
Cargas por eje, máximas (t) ...	25	25	—	33	12 (cargas por carril)	—	25					
Velocidad máxima (km/h)	160/200	160	—	—	—	—	160					
Número de traviesas por kilómetro de vía	—	1.310	—	1.310	1.840-2.000	—	—					
Ancho de vía (m)	1,434	1,434	1,434	1,434 1,65	1,524	1,432	—					
Modelo de traviesa	Monobloque.	Monobloque.	Monobloque con disminución del canto en la parte media.	Monobloque. Generalmente con disminución del canto en la parte media.	Monobloque.	Monobloque.	Monobloque					
Designación de la traviesa	BS 55 BS 60-62	F.23	JN 8 K-75	AAR-tipo E, Gerwick.	S.56	B-58	B-58					
Método de fabricación	Moldes individuales.	Bancada.	Bancada (80 m).	Bancada y moldes individuales.	Bancadas con 10 líneas de moldes.	Moldes individuales.	Moldes individuales.					
Procedimiento de pretensado.	Armadura pretesa.	Armadura pretesa.	Armadura pretesa.	Armadura pretesa.	Armadura pretesa.	Armadura pretesa.	Armadura pretesa (tres fabricantes).					
Armaduras	Alambres nervados de acero templado en aceite, anclados por adherencia.	26 alambres grafiados de 5 mm ϕ .	8 cordones de 7 alambres de 2,5 milímetros ϕ cada uno.	Cordones de 11 mm para AAR, Cordones de 9,5 mm para Gerwick.	44 alambres de 3 milímetros ϕ . 20 alambres de 5 milímetros ϕ (grafitados).	4-8 barras ancladas en los extremos y con inyección.	8 alambres de 7 mm ϕ anclados en los extremos					

TABLA I. (Continuación.)

	ALEMANIA ORIENTAL		GRAN BRETAÑA		POLONIA		ESTADOS UNIDOS		RUSIA		ALEMANIA OCCIDENTAL	
										DYWIDAG	THOSTI	
Resistencia del hormigón al pretensar (kg/cm ²)	400		280-350	420		570	350	450	450			
Resistencia del hormigón a veintiocho días (kg/cm ²) ...	600		500			735	500-600	600				
Resistencia a flexión-tracción (kg/cm ²)	60		65			—	—	65				
Armadura transversal	Estribos y zunchos helicoidales.		Ninguna.			Estribos.	—	Ninguna.				Ninguna (excepto en Italia).
Peso (kg)	260		278	245		281 245	250	—				—
Fijación de los carriles	Pernos elásticos del tipo K. Tirafondos con tacos y placas de apoyo.		Tacos de hierro fundido, empotrados y grapas elásticas de acero.	Tacos de madera y placas de acero.		Tirafondos con tuercas de acero inoxidable embebidas en el hormigón y grapas elásticas.	Sujetadores empotrados, placas de asiento y tirafondos.	Tirafondos en tacos de madera o de plástico, embebidos y placas. Con carril H.M. placa de asiento con tirafondos y grapas elásticas.				
Ciclos de producción (horas)...	8-12		24	12-16		—	24	8-12				8-12
Vida probable (años)	—		50	—		—	40-50	50				
Previsiones	Tipos BS 65 y BS 66 (245 kg), para 1968.		Traviesas de menor resistencia y vigas para cambios de vías.	—		Las vías futuras deberán resistir 36 toneladas y velocidades de 160 kilómetros/hora.	Placas de H.P. (160 por km) usando alambres de 5 milímetros de ϕ y cordones de 7 alambres.	Emparrillados y placas, con las vías ya unidas.				

Ambos tipos de traviesas tienen que resistir los momentos flectores originados por las reacciones del balasto en las zonas situadas debajo y a cada lado de cada uno de los carriles.

Las traviesas flexibles de hormigón constan, esencialmente, de tres partes: un bloque bajo cada carril y una pieza central entre ambos. La flexibilidad se la dan a la traviesa, o bien las juntas entre sus distintas partes o bien la propia pieza central.

El inconveniente que presentan las traviesas de tipo flexible es que los bloques que soportan los carriles pueden no asentar bien sobre el balasto si cada carril se coloca con la adecuada inclinación respecto a la vertical; entonces la alineación de al menos uno de los carriles resultará defectuosa, se perderá la constancia de separación entre carriles y el material rodante no podrá circular suavemente por esos trozos de vía. Es probable que ésta sea la causa de que, en la mayoría de los ferrocarriles que alcanzan altas velocidades (160 km/h) y fuertes cargas por eje (hasta 25 t) se utilicen traviesas monobloques.

Es interesante hacer constar que, aunque la experiencia de todos los países antes citados haya conducido a la adopción del tipo de traviesa monobloque en las líneas férreas para grandes cargas y altas velocidades, de la lectura de los diversos informes se deduce claramente que no existe unanimidad de criterio cuando se trata de establecer cómo se distribuye realmente la carga de las traviesas sobre el balasto. Esta disparidad se manifiesta por los distintos modelos de traviesas utilizados, por la forma dada a la capa superior del balasto (plana o con zanja central) y por las variaciones en la excentricidad del esfuerzo de pretensado, en las diferentes secciones transversales de las traviesas. Estas tres características han sido cuidadosamente estudiadas en un intento de reducir, o anular, los momentos flectores en la parte central de la pieza monobloque. A este fin se han propuesto varias soluciones: reducir la anchura de la parte central de la traviesa en relación con el de las zonas situadas bajo el carril (tipos alemanes Thosti y Dywidag); disminuir el canto de la parte central, elevando la superficie inferior de la traviesa para reducir, de esta manera, el área de la cara plana de apoyo sobre el balasto (tipo polaco); eliminar totalmente la cara plana inferior sustituyéndola por dos planos inclinados (tipos MR2 y MR3, de Estados Unidos); elevar el nivel del intradós de la parte central de la traviesa (diferentes modelos).

Otra de las soluciones propuestas fue abrir una zanja en el balasto, a lo largo del centro de la vía. Esta solución fue ensayada por la mayor parte de las empresas ferroviarias durante alguna de las etapas de su evolución en el empleo de traviesas de hormigón. La idea de que se reduce la presión del balasto mediante la apertura de una zanja en éste o la elevación del intradós en la parte central de la traviesa, es cierta cuando se trata de una vía recién colocada. Sin embargo, la experiencia demuestra que, salvo en el caso de un excepcionalmente cuidadoso trabajo de conservación, el espacio inicial entre el intradós y el balasto, en la parte central de la traviesa, se va rellenando gradualmente con el balasto. Como consecuencia, la traviesa queda apoyada también en el centro y, por lo tanto, sometida a la acción de los momentos flectores en su parte central.

En la práctica, casi todas las traviesas de hormigón pretensado tienen intradós plano y están calculadas para resistir los momentos flectores que se supone habrán de actuar en la parte central. Estos momentos pueden reducirse en parte estrechando el intradós en el centro, como se hace en los modelos alemanes y en el modelo Gerwick americano. Esta solución permite, además, ahorrar un poco de hormigón.

En los comienzos de la utilización de las traviesas de hormigón se realizó en Inglaterra un excelente estudio sobre la distribución de cargas, acerca del cual han informado Johansen y Thomas. De este estudio se dedujo un diagrama que permite determinar la distribución de la presión del balasto sobre la cara inferior de las traviesas y que se recomendó fuese utilizado para efectuar los cálculos. Este diagrama, en su forma original o con pequeñas variantes, se utiliza en varios países, habiéndose comprobado en una reciente investigación realizada en Inglaterra, que los resultados con él obtenidos son totalmente satisfactorios.

Se admite universalmente que, para vías de 1,434 metros de anchura, los mayores momentos flectores aparecen en las zonas de las traviesas situadas debajo de los dos carriles; esto se debe a las reacciones ascendentes del balasto, entre los extremos de la traviesa y el asiento del carril. Para resistir estos momentos debe introducirse, en las secciones de hormigón situadas bajo los carriles, una fuerte compresión inicial, para aprovechar la buena resistencia a flexión del hormigón de alta calidad.

Para conseguir que una traviesa sea capaz de resistir un momento flector moderado en su parte media y fuertes momentos bajo los carriles, con armaduras de pretensado de trazado recto, basta con variar el canto en las distintas secciones transversales. De esta forma, el pretensado actúa excéntricamente en las partes de mayor canto (bajo los carriles), pero casi concéntrico en la parte media de la traviesa.

En general, las características de la sección y el esfuerzo de pretensado son suficientes para resistir los esfuerzos cortantes que aparecen sobre las traviesas, junto al asiento del carril, sin que sea preciso disponer armaduras adicionales para absorber el esfuerzo cortante. Sin embargo, por otras razones en algunos casos y, especialmente, cuando el pretensado se realiza mediante cordones trenzados de acero, anclados por adherencia, se utilizan estribos en los extremos de la traviesa y en las proximidades de los empotramientos de los elementos de fijación del carril.

MÉTODOS DE FABRICACION.

Las traviesas, al igual que los demás tipos de elementos fabricados con hormigón pretensado, pueden ser pretensadas o postensadas. En general, las armaduras pretensas van asociadas con los sistemas de fabricación en grandes bancadas, en las cuales los alambres o cordones se tesan anclándolos provisionalmente en dos fuertes estribos extremos. Los moldes se colocan alrededor de las armaduras y se hormigonan las traviesas. Después del curado al vapor y cuando las probetas cúbicas, utilizadas como testigos, alcanzan la resistencia adecuada, se aflojan los anclajes extremos de las armaduras, transmitiéndose así el esfuerzo de pretensado al hormigón.

La transmisión del esfuerzo de las armaduras al hormigón, tiene lugar por efecto de la adherencia entre el hormigón y la superficie de las mismas.

Como la tensión de adherencia es un valor finito, igual sucede con la longitud de transmisión en los extremos de la traviesa. En ellos el pretensado aumenta desde cero en el extremo, hasta su valor total. Es importante que el valor del esfuerzo de pretensado requerido en el hormigón, se alcance en una sección situada a una distancia del extremo de la traviesa, inferior a la que existe entre éste y el asiento del carril (donde el momento flector es máximo).

Revisten gran interés los ensayos realizados en los Estados Unidos, para estudiar los distintos factores que influyen en la longitud necesaria para la transmisión del pretensado (tabla 2).

TABLA 2

Características de las superficies de los cordones de 7 alambres de 11 mm de diámetro	Modo de transmisión	Longitud de transmisión desde los extremos de la traviesa
Lisas brillantes	Destesado brusco por corte con soplete.	71 cm
Parcialmente oxidadas		58,5 cm
Oxidadas		48,5 cm
Grafiladas		56 cm
Lisas brillantes	Destesado gradual.	38 cm

Puesto que la distancia existente, en las traviesas ensayadas, entre sus extremos y los centros de los asientos de los carriles era de 53,5 cm, los resultados anteriores explican por qué algunas traviesas, en los Estados Unidos, no resistieron el momento flector requerido, bajo el asiento del carril, en los ensayos bajo las cargas de servicio. De ello se deduce que el destesado brusco es un procedimiento que debe desecharse si se desean obtener productos de calidad.

En Inglaterra se utilizan alambres de 5 mm de diámetro, ligeramente grafilados, para asegurar una longitud de transmisión uniforme y aceptable; los centros de los asientos del carril van situados a sólo 50 cm de los extremos de la traviesa. El tipo de grafilado es tal que no produce sensible reducción de la resistencia a fatiga del alambre.

En los métodos de fabricación en serie en los que se utilizan largas bancadas de pretensado, es corriente fabricar las traviesas en ciclos de veinticuatro horas. Los moldes son de chapa delgada de acero, ya que no tienen que resistir el esfuerzo de pretensado y pueden reutilizarse varios cientos de veces; depende de su construcción y del tratamiento que reciban durante el uso.

En otros procedimientos de fabricación de traviesas con armaduras pretesas, los esfuerzos de tracción de las armaduras hasta el momento de la transmisión, son resistidos por los propios moldes. Este sistema tiene la ventaja de que con él los moldes se desocupan antes. Una vez finalizado el curado a vapor, se sueltan los anclajes de las armaduras y se retiran los moldes, pudiendo ser utilizados nuevamente al cabo de ocho o diez horas (Alemania Occidental).

Sin embargo, aunque los moldes se emplean con más frecuencia y se pueden reutilizar hasta 1.800 veces (Alemania Oriental) antes de su renovación, deben ser robustos para resistir los esfuerzos de pretensado y, debido a esto, resultan relativamente pesados y costosos.

En Alemania Oriental utilizan otro método que ofrece gran interés: Las barras de pretensado, con una sección transversal de 40 mm², son nervadas, con lo que su adherencia con el hormigón es tan buena que la transmisión se efectúa en pocos centímetros. El tesado se realiza por calentamiento de las barras, utilizando un proceso eléctrico que, por

sus características, evita que los extremos de las traviesas y los moldes de acero resulten dañados. Sería interesante poseer más datos sobre este proceso.

Los sistemas a base de armaduras postesas son muy utilizados en Alemania Occidental. Una vez hormigonadas las traviesas, se sacan del molde inmediatamente y, por último, se someten al curado a vapor. Al hormigonar la traviesa se dejan unos conductos por los cuales se insertan después las barras de pretensado y se tesan. Este método ofrece la ventaja de que se requieren sólo seis moldes para producir 320 traviesas en ocho horas de trabajo al día. Como contrapartida, exige utilizar hormigones muy compactos y de muy alta calidad.

CALIDAD DEL HORMIGÓN.

Para realizar un pretensado satisfactorio, tanto con armaduras pretesas como postesas, es absolutamente necesario que el hormigón sea de alta calidad. La distancia entre los asientos de los carriles y los extremos de la traviesa deben ser superiores a la necesaria para la transmisión total del pretensado. La tabla 3 indica la resistencia mínima del hormigón en el momento del destesado, adoptada por los fabricantes en distintos países.

TABLA 3

País y tipo de traviesa	Sistema de fabricación	Resistencia del hormigón en probeta cúbica kg/cm ²
Alemania Oriental	Armaduras pretesas ancladas en moldes individuales.	400
Alemania Occidental (Thosti)	Armaduras pretesas ancladas en moldes individuales.	450
Alemania Occidental (Dywidag)	Armaduras postesas.	450
Polonia	Armaduras pretesas. Fabricación en bancadas.	420
Rusia	Armaduras pretesas. Fabricación en moldes individuales o en bancadas.	350
Gran Bretaña	Armaduras pretesas. Fabricación en bancadas.	350
Estados Unidos	Armaduras pretesas. Fabricación en moldes individuales o en bancadas.	570

RESISTENCIA ELECTRICA.

Ahora más que nunca, los ferrocarriles están utilizando y perfeccionando sistemas de señalización que precisan una resistencia eléctrica mínima entre los dos carriles.

En América y otros países se han realizado ensayos para comprobar si la resistencia eléctrica del propio hormigón puede incrementarse modificando alguna de las características conocidas de sus componentes y/o con aditivos, pero se ha llegado a la conclusión de que no existe un método práctico para aumentar suficientemente la resistencia eléctrica por estos procedimientos. Por otra parte, resulta relativamente sencillo encontrar métodos para aislar satisfactoriamente los carriles del hormigón y éstos son los que actualmente se utilizan en todo el mundo, en una forma u otra, según el tipo de los dispositivos empleados para la sujeción del carril a la traviesa. Es muy frecuente utilizar para estos fines, pequeñas piezas aislantes hechas de plástico, caucho o corcho.

Hay traviesas de hormigón pretensado, para diversos tipos de anclajes de carril, que llevan embebidos tacos de madera de haya para recibir los tirafondos de sujeción. Una reciente innovación en este tipo de anclaje consiste en el tratamiento de los tacos de madera con resinas sintéticas, de modo que los tacos quedan aislados eléctricamente del hormigón (Alemania Oriental y Polonia). Otra innovación es el empleo de tacos de plástico, que pueden extraerse y sustituirse fácilmente cuando sea necesario (Alemania Occidental).

PLACAS PRETENSADAS EN SUSTITUCION DE TRAVIESAS.

Aunque a escala limitada y sólo de una forma experimental, se están probando distintos tipos de placas pretensadas, en sustitución de las traviesas, en algunos países europeos. En Alemania Occidental se realizan experimentos con traviesas longitudinales de hormigón; son similares, en principio, a los bloques Laval instalados en los ferrocarriles franceses, en 1950-53. En Rusia se utilizan, experimentalmente, losas de 6,25 m de largo, 2,5 de ancho y 0,3 de espesor, para soportar las vías, y también marcos de hormigón, prefabricados, de tamaño similar. En éstos, la armadura es grafilada y está compuesta de alambres de acero, de 7 mm de diámetro, o cordones de 7 alambres; pero el problema de la fabricación de losas pretensadas en dos direcciones, no está aún totalmente resuelto.

SIMPOSIO TECNICO INTERNACIONAL SOBRE:

«ACEROS PARA PRETENSADO»

Madrid, días 6 y 7 de junio de 1968.

últimas publicaciones del i.e.t.c.c.

Richard J. Neutra

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

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

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

Este volumen de $27,5 \times 21,5$ 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 torjados y muros, así como los de origen higrótérmico, 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, $24,5 \times 17,5$ cm, 615 páginas.

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

grupo 1. informe general

Tema 1: Recientes mejoras introducidas en las características de los aceros para pretensado.

Tema 2: Ultimos perfeccionamientos en la fabricación de los aceros para pretensado.

E. H. W. JÄNICHE

INTRODUCCION

El hormigón pretensado es utilizado, actualmente, en todo el mundo, y los aceros de pretensado se fabrican en la mayor parte de los países. Los técnicos metalúrgicos, así como los ingenieros, aúnan sus esfuerzos para reducir aún más, en el futuro próximo, el costo de las distintas etapas de fabricación de los aceros de pretensado y para adaptar sus propiedades a las exigencias de las autoridades, clientes y contratistas del ramo de la construcción, mejorando más aún su seguridad y, como consecuencia, la del hormigón pretensado.

Economía y seguridad son factores decisivos en la elección de un procedimiento de construcción. Todo progreso en la fabricación de los aceros de pretensado, capaz de mejorar su economía, su seguridad o sus características, ayuda por tanto a consolidar la situación privilegiada de que goza el hormigón pretensado. Sobre este tema del perfeccionamiento de la fabricación y propiedades de los aceros, se han recibido comunicaciones procedentes de los siguientes países: Alemania Occidental, Austria, Checoslovaquia, España, Francia, Inglaterra, Japón y Rusia.

La mayoría de estos trabajos demuestran que estas posibilidades de mejora están siendo constantemente investigadas y aplicadas, sin que el desarrollo tecnológico haya alcanzado todavía su límite. En el presente informe se clasifican las mejoras introducidas, en dos grupos: las que reducen el precio de costo del hormigón pretensado y las que aumentan la seguridad de este tipo de estructuras.

Respecto al primer grupo, se tratará de demostrar que se pueden obtener grandes economías, perfeccionando el método de fabricación del acero de pretensado o sus propiedades.

En cuanto al segundo, se indicará cuándo la mejora de las características de los aceros permiten someterlos a un mayor esfuerzo de pretensado o hacerlos trabajar en mejores condiciones. En lo referente a las mejoras en la seguridad de las estructuras de hormigón pretensado, será preciso determinar si estas mejoras proceden de la mayor seguri-

dad de los propios aceros o bien de una más adecuada transmisión de los esfuerzos de pretensado al hormigón.

Naturalmente, hay innovaciones que introducen mejoras en más de uno de estos aspectos; y no sólo en lo que respecta a los propios aceros de pretensado, sino también, por ejemplo, en cuanto a las técnicas utilizadas en el pretensado. Esta es la razón por la cual no siempre se podrá ajustar este informe a la anterior clasificación.

MEJORAS EN LA ECONOMIA

Dos autores australianos remiten un detallado estudio sobre la influencia de los diferentes métodos de fabricación, en las propiedades y costo de la operación de trefilado de los aceros de pretensado. Como es lógico, resulta más rentable el empleo de una sola máquina múltiple para las sucesivas etapas del trefilado que el de varias máquinas simples (es decir, una para cada etapa del trefilado). Esta afirmación, sin embargo, sólo es válida cuando los rollos de alimentación del alambre pueden soldarse unos a otros para formar un alambre continuo. Cuando el diámetro de las barras es superior a 15 mm, esto por ahora no resulta factible, y, por tanto, será más económico usar máquinas separadas para estirar estas barras.

El empleo de una sola máquina de trefilado con dos hileras colocadas en línea, para llevar a cabo la reducción total de sección deseada y, al mismo tiempo, para enderezar la barra, constituye una interesante variante del método habitual. A continuación, el cable se somete a un baño de plomo y se enrolla. De este modo, se evita la operación adicional que, utilizando otro sistema de trefilado, sería inevitable para realizar el enderezado y normalizado del alambre. Un análisis del costo de esta variante indica que su empleo no reporta ningún beneficio si el acero se estira en una máquina continua de trefilado, ya que ésta permite llegar al diámetro final requerido para el alambre, y la otra funcionaría sólo como máquina de enderezamiento. Por el contrario, si el acero es estirado en diferentes etapas, resulta muy provechoso el empleo de la variante indicada, seguido de un baño de plomo. De hecho, solamente en este caso puede ahorrarse una operación.

En el caso de un alambre trefilado, de 7 mm de diámetro, enderezado a máquina, con la máquina continua de trefilado se obtiene un alambre de algo mejor elasticidad que con las máquinas simples, pero al mismo tiempo, produce mayores dispersiones en todas sus características mecánicas.

Sin embargo, si se utiliza una máquina de trefilado para el enderezamiento, la máquina continua de trefilado da valores elásticos bastante menores (y, como siempre, más dispersos), pero proporciona mejores propiedades de deformación que las que es posible obtener con un tratamiento en diferentes etapas sucesivas.

Los valores, sensiblemente distintos, de los límites elásticos, indican si el alambre ha sido enderezado con una máquina de enderezamiento o en una máquina de trefilado. En el último caso, los valores son mucho más altos, porque el enderezamiento se hace estando sometido el alambre a tensiones de tracción, es decir, bajo las mismas tensiones que se producen en el ensayo de tracción.

Desgraciadamente, para el subsiguiente normalizado se han utilizado períodos de recalentamiento distintos, para alambres también diferentes. Así pues, resulta imposible establecer una comparación directa entre los valores de los límites elásticos de los alambres normalizados. Sin embargo, la conclusión que se extrae a partir de los datos obte-

nidos en los ensayos sobre la influencia del período de recalentamiento es que, después del normalizado, el límite elástico y el de fluencia son, como la resistencia a tracción, casi totalmente independientes de las condiciones bajo las cuales se realiza el trefilado y el enderezamiento y que las propiedades de deformación apenas si tampoco se ven afectadas. Queda así plenamente justificada la conveniencia de elegir adecuadamente el proceso de fabricación del acero de pretensado, especialmente por lo que respecta a su aspecto económico.

Mientras que las comunicaciones hasta ahora discutidas estudian el método para producir aceros de pretensado con el mínimo gasto, en beneficio del fabricante, la mayor parte de los otros trabajos proponen mejoras que benefician, exclusivamente, al usuario.

Desde que empezó a desarrollarse el hormigón pretensado, se ha tendido a utilizar armaduras de resistencia cada vez mayor, porque de esta forma, para un esfuerzo de pretensado determinado, generalmente requieren menos espacio y se pueden colocar mejor que en el caso de un gran número de alambres de menor resistencia. El aumento del esfuerzo de pretensado por elemento de armadura (barra, cable, alambre, etc.) puede conseguirse por diversos procedimientos.

La primera solución que se ocurre es aumentar el diámetro del alambre individual. La comunicación francesa, por ejemplo, subraya que ha aparecido en el mercado un alambre trefilado de 12 mm de diámetro, fabricado a partir de una barra de 18 mm. Sin embargo, la utilización de alambres de aún mayores diámetros entrañaría considerables dificultades para el trefilado. No obstante, existen en el mercado alambres templados y recocidos de hasta 16 mm de diámetro. Para evitar las deformaciones remanentes y asegurar que se mantendrán rectos al desarrollarlos, los alambres de este diámetro deben acondicionarse en rollos de 3 a 3,5 mm de diámetro.

Así pues, los alambres con tratamiento térmico parece que han alcanzado casi el límite en el que los beneficios que se obtendrían al aumentar su diámetro quedan anulados por los problemas que plantean su transporte y manejo. Esta dificultad se puede superar utilizando aceros, laminados en caliente, con una sección transversal no circular, cuyo eje menor sea tal que el diámetro obtenido para el rollo resulte aceptable.

Para conseguir unidades de tensión de mayor potencia, se utilizan haces de cables paralelos y, también, cordones y cables. Aumentando el número y el área de la sección transversal de los alambres individuales, la potencia de las armaduras puede incrementarse considerablemente. Se han llegado ya a alcanzar así esfuerzos de pretensado muy superiores a las 1.000 toneladas.

En cables de 7 alambres, el 22 por 100, por lo menos, del área de la sección transversal definida por el círculo envolvente se compone de huecos y no trabaja. El proceso "Dyform", desarrollado en Inglaterra, reduce considerablemente el número de estos huecos, haciendo pasar de nuevo el cable terminado a través de una hilera de trefilado. Esto da lugar a que los alambres individuales queden aplastados en las líneas de contacto y que la superficie del cable tome la forma de la abertura de la hilera, con lo que se aprovecha casi un 20 por 100 más del área de la sección transversal del cable; esto significa que para alambres de la misma resistencia y el mismo diámetro de cable el esfuerzo de pretensado obtenido es un 20 por 100 mayor. Por otra parte, el cable compacto, obtenido por el proceso "Dyform", puede anclarse con más seguridad, ya que los alambres están en contacto con los dispositivos de anclaje, en mayor parte de su contorno.

Normalmente, la resistencia a rotura de las armaduras es la que determina la magnitud del esfuerzo de pretensado que con ellas se puede ejercer, sin detrimento de la seguridad. Así pues, el esfuerzo de pretensado admisible se puede aumentar seleccionando aceros de alta resistencia a tracción. Los fabricantes de aceros para pretensado poseen, actualmente, una experiencia tan grande, que están en condiciones de decidir qué resistencia a tracción se puede obtener con un determinado acero sin correr el menor peligro. El informe nacional japonés menciona cables de 7 alambres con una resistencia a tracción de más de 210 kg/mm². Para tensiones medias elevadas estos cables tienen unas propiedades dinámicas tan buenas al menos como las de los cables convencionales, y cumplen, también, los límites admisibles fijados para las pérdidas por relajación.

En lo que respecta a alambres templados y recocidos, en Alemania Occidental, se han realizado investigaciones sobre diferentes aleaciones, que hacen posible mantener la tenacidad y la resistencia a la corrosión bajo tensión del acero, también para los altos valores de la resistencia a tracción.

El informe japonés se ocupa, asimismo, del tema de los aceros de pretensado, recocidos y endurecidos, que se vienen usando en Japón desde hace diez años, sin que se haya registrado ningún fallo. Hoy día, estos aceros son utilizados con diámetros de hasta 32 mm y con una resistencia a tracción superior a 150 kg/mm²; su resistencia a fatiga es buena y las pérdidas por relajación son menores que las observadas en los alambres trefilados. El hecho de que las capas exteriores de estos aceros se puedan recocer a temperaturas más elevadas, consiguiéndose, de este modo, mejores propiedades de deformación; representa una gran ventaja, no sólo con respecto a la seguridad, sino también porque permite el anclaje mediante tuercas roscadas en los extremos.

El tratamiento térmico, aplicado inmediatamente después del laminado, constituye, sin duda, el procedimiento más económico de producción de barras templadas y recocidas de alta resistencia, ya que suprime el gasto de la operación de recalentamiento. Rusia ha adoptado este método de fabricación. Según parece deducirse del informe ruso, las barras experimentan un pequeño temple debido a la temperatura de laminación y, a continuación, un recocido por el calor residual que permanece en el núcleo. El recocido así obtenido, en realidad, se distribuye muy desigualmente en el área de la sección transversal de la barra, pero, no obstante, al menos aparentemente se alcanza la resistencia a tracción prescrita en las normas rusas para aceros de pretensado de 10 a 25 mm de diámetro, con tratamiento térmico. El valor de dicha resistencia es de 120 a 140 kg/mm². Las barras tienen una longitud de más de 12 m y se utilizan mucho en sustitución de los aceros laminados, en la fabricación en serie de elementos prefabricados de hormigón pretensado. Sin embargo, no es totalmente recomendable su empleo en todos los casos, debido a ciertos defectos en su comportamiento cuando se encuentran expuestos a cargas dinámicas y al ataque por corrosión.

El autor de la comunicación francesa subraya que se puede obtener un mayor rendimiento de los aceros de pretensado, no sólo incrementando su resistencia media a tracción, sino también reduciendo el valor de la dispersión de dicha resistencia, ya que, de esta manera, aumentan los valores mínimos que son los decisivos.

En el cálculo de estructuras, solamente se puede contar con el esfuerzo de pretensado, que permanece realmente actuando aún después de un largo período de tiempo. Esto significa que las pérdidas por relajación disminuyen el valor de la tensión efectiva que puede asignarse a las armaduras de pretensado.

Por esto, en aquellos países en los cuales las Normas permiten que los aceros de pre-

tensado estén sometidos a cargas muy elevadas en relación con su límite elástico; desde hace años se vienen realizando intentos para reducir las importantes pérdidas de tensión que sufren los aceros trefilados de pretensado a consecuencia de la relajación. Juzgando por los datos que hasta ahora se conocen sólo se podrán esperar resultados favorables si dichos aceros se someten a esfuerzos de tracción durante el normalizado, con el fin de que se produzca una pequeña deformación plástica a dicha temperatura. Este proceso se denomina "estabilizado" y fue adoptado, por primera vez, en Inglaterra. Actualmente, también se usa en Francia. Los ensayos llevados a cabo sobre el particular en España han proporcionado resultados satisfactorios y contribuirán a un mejor conocimiento de este fenómeno.

En el proceso de estabilización las tensiones de tracción se mantienen, durante el normalizado, por medio de dispositivos generalmente muy complejos. Sin embargo, el proceso "Dyform" combina eficientemente la estabilización con las operaciones finales de trefilado; el esfuerzo de trefilado se mantiene constante mediante un dinamómetro. Después de atravesar la hilera, el alambre, todavía sometido a tensión, pasa a través de un solenoide de inducción, donde se calienta. Poco tiempo después se enfría con agua y se enrolla en los carretes para su expedición.

Los últimos avances encaminados a simplificar el proceso del tesado de los aceros en obra se orientan en una tercera dirección, que tiende también a mejorar la economía del hormigón pretensado. Con este objeto, se utilizan barras estiradas y normalizadas o barras templadas y recocidas, de pequeño diámetro, con roscas laminadas en caliente en uno de sus extremos. (Actualmente, al haber sido superadas las dificultades de sincronización de ambos cilindros laminadores, se fabrican roscadas por los dos extremos.) El uso de estas barras "roscadas", fáciles de anclar en el punto deseado y que pueden empalmarse por medio de manguitos hasta formar barras de la longitud necesaria, evita el laminado en frío de los anclajes roscados, hasta ahora utilizado. Con estas barras roscadas, de pequeño diámetro, que pueden suministrarse en grandes longitudes, no es necesario especificar la longitud máxima de utilización.

MEJORAS EN LA SEGURIDAD

Considerando su actuación como elementos transmisores de esfuerzos, los aceros de pretensado deben satisfacer, exactamente, todas las exigencias de seguridad y ser capaces de resistir, lo mejor posible, los malos tratos que a menudo sufren en la obra. Por tanto, es preciso conseguir la inmunidad del acero respecto a estos tratamientos inadecuados. Tiene particular importancia su resistencia a la fisuración, debida a la corrosión bajo tensión. Aunque este tema será objeto de otro Informe General, de todas formas, será tratado brevemente a continuación.

Admitido que los diferentes tipos de acero para pretensado presentan sólo muy pequeñas diferencias en cuanto a su resistencia a la fisuración por corrosión bajo tensión, el autor de la comunicación francesa pone de manifiesto que los efectos perjudiciales de dicha fisuración sólo pueden evitarse recubriendo total y eficazmente los aceros con una capa protectora. Existe un acuerdo unánime sobre este punto. Sin embargo, la aplicación de una capa protectora a toneladas de estos aceros de tan alta resistencia y el conseguir que esta capa se mantenga intacta durante el transporte y colocación, es una tarea realmente difícil. En la práctica, debe contarse con que habrá zonas sin recubrir, cualquiera que sea el tipo de capa protectora utilizado. En condiciones desfavorables, el ataque por co-

rosión se concentra en estas zonas sin protección y actúa a una velocidad tal que un acero con protección incompleta resulta dañado, en ocasiones, más rápidamente que un acero sin protección.

Teniendo en cuenta estos peligros ocasionados por la aplicación de las capas protectoras, será preciso aceptarlas con ciertas reservas. Debido a esto, cobra una gran importancia la distinta resistencia a la corrosión que presentan los diferentes tipos de acero. Juzgar la resistencia a corrosión bajo tensión, simplemente por el método de fabricación de los aceros de pretensado (según se indica en el informe francés), puede estar justificado para los aceros al carbono. Sin embargo, las comunicaciones remitidas por Alemania Occidental indican que los aceros aleados, de alta resistencia, endurecidos y recocidos, poseen una resistencia a la corrosión bajo tensión que es, al menos, igual a la de los aceros trefilados.

El esfuerzo de pretensado ejercido por las armaduras se transmite al hormigón por medio de los anclajes de los extremos o por adherencia (adherencia y rozamiento). En este último caso tiene decisiva importancia el estado de la superficie del acero. El trefilado permite sólo la producción de alambres lisos, que transmiten deficientemente el esfuerzo de pretensado al hormigón. Para asegurar una mejor adherencia, se da a los alambres trefilados un grafilado superficial por medio de un laminado en frío o procediendo al laminado después de aplicado el proceso de patentado, según se indica en el informe japonés. Los alambres laminados en frío, con superficies grafiladas, dan valores de relajación prácticamente iguales a los de los alambres trefilados, del mismo diámetro, y análoga resistencia a tracción. La comunicación francesa expone parecidas conclusiones.

En general, resulta más sencillo conseguir estas superficies grafiladas mediante un laminado en caliente. Sin embargo, esto sólo es posible para aquellos aceros de pretensado que no hayan de sufrir ninguna o sólo una muy ligera deformación posterior. Puede también lograrse una excelente adherencia entre el hormigón y las barras de gran diámetro, dotando a estas últimas de superficies corrugadas. Esto es también aplicable a las barras roscadas, a las que antes se hizo referencia; en este caso, los nervios pueden servir también como anclajes extremos, utilizando las correspondientes tuercas.

Las cabezas remachadas en frío han sido muy utilizadas como anclajes de alambres de pretensado. Un investigador japonés propone ahora que en las barras de pretensado endurecidas y recocidas, de hasta 15 mm de diámetro, se proceda al remachado de estas cabezas en sus extremos cuando se encuentran sometidas a un semicalentamiento. La zona superficial de los extremos de la barra se calienta rápidamente con una corriente de alta frecuencia, y después se remachan las cabezas con una prensa hidráulica. Estas cabezas extremas son lo suficientemente amplias para poder resistir la tensión de rotura de la barra.

Finalmente, el informe checoslovaco describe con todo detalle un proceso para el enrollado del alambre en la fabricación de tuberías a presión de hormigón pretensado. El esfuerzo de pretensado se produce — y esta es la novedad que caracteriza a este sistema — por medio de dos cilindros que aplanan los alambres redondos. Para un alambre y un diámetro del cilindro dados, el esfuerzo de pretensado es función de la separación entre cilindros. Dependen, asimismo, de esta separación: el grado de aplastamiento, la sección transversal, el endurecimiento por deformación del alambre y el aumento de temperatura producido por la deformación. La apreciable cantidad de calor desprendido durante la deformación origina un pretensado adicional cuando el alambre se enfría al entrar en contacto con el hormigón. La separación entre los cilindros debe calcularse de tal modo, que la suma de los esfuerzos mecánicos y térmicos de pretensado sea suficien-

te para introducir en el alambre aplastado una tensión tal que resulte un porcentaje admisible de su resistencia a tracción, teniendo en cuenta que ésta habrá aumentado a causa del endurecimiento por deformación. Los cálculos y medidas efectuados demuestran que, para conseguir esto y en las condiciones indicadas, los alambres deben aplastarse hasta reducir su espesor original hasta casi la mitad. Estos alambres planos, utilizados en las tuberías de hormigón, presentan unas tensiones de flexión menores que los alambres redondos, cuya sección transversal tenga la misma área; además, la presión, por unidad de superficie, se reduce considerablemente, debido a la mayor superficie de contacto entre el acero y el hormigón. Ambas características contribuyen a mejorar la seguridad del proceso de anclaje por adherencia.

CONCLUSION

Ocho países han enviado sus informes; en ellos se expone una muy notable serie de adelantos. La mayoría de estas innovaciones tienen frecuentemente como objetivo cumplir las Normas y Códigos de buena práctica para hormigón pretensado, vigentes en los respectivos países, lo cual impone, en algunas ocasiones, restricciones a su aplicación general. La normalización con carácter internacional del hormigón pretensado, sobre la cual se trabaja actualmente, ayudaría con toda seguridad a encontrar nuevas aplicaciones a estas mejoras y a promover el desarrollo de nuevos perfeccionamientos.

grupo 2. informe general

Tema 3: Pérdida por relajación de los aceros de alta resistencia.

Tema 9: Ensayos en obra, a largo plazo, sobre relajación.

K. V. MIKHAILOV

INTRODUCCION

La durabilidad de las estructuras de hormigón pretensado y, especialmente, de aquellas que están provistas de armaduras constituidas por alambres de acero de alta resistencia, depende en gran medida de que la resistencia a la fisuración se mantenga toda la vida de la estructura, la cual no debe normalmente ser inferior a cincuenta años, llegando en algunos casos a los cien. Por esta razón, el pretensado no debe bajar de un cierto nivel. Una gran parte de las pérdidas de pretensado se deben a la relajación, fenómeno que cada vez tiene más importancia dado el aumento continuo de la tensión inicial en el acero y el empleo del pretensado en estructuras sometidas a elevadas temperaturas.

La práctica indica que la cantidad necesaria de acero de pretensado se determina muchas veces, no por consideraciones de resistencia, sino por la necesidad de limitar la fisuración. Así pues, cualquier reducción en las pérdidas, particularmente en las originadas por la relajación, lleva consigo una economía de acero.

Por todo ello, los investigadores tratan de conocer la reología de los aceros de alta resistencia para pretensado. En estos últimos años, se han llevado a cabo muchos ensayos interesantes, pero, en general, el problema no ha sido completamente estudiado. Los resultados obtenidos se basan corrientemente en un reducido número de datos de ensayos y, por tanto, no se puede aplicar correctamente el cálculo estadístico ni es posible valorar las conclusiones de modo confiable.

Existe una estrecha relación entre las principales propiedades reológicas — fluencia y relajación —, ya que ambas se basan en el mismo fenómeno físico. La relajación se origina porque el acero fluye mientras la muestra se mantiene a longitud constante. En este caso, la suma de las deformaciones elásticas y anelásticas permanece constante, disminuyendo las primeras con el tiempo, mientras las segundas aumentan:

$$\epsilon_{\text{total}} = \epsilon_{\text{elast}} + \epsilon_{\text{anelast}} = \text{constante} \quad (1)$$

Se ha descubierto que en la fluencia y relajación de los metales, la deformación plástica tiene un carácter local, lo cual se explica por irregularidades en su estructura interna (por ejemplo, dislocaciones), cuya fluencia provoca la deformación plástica. En general, la relajación es el resultado de procesos de deslizamiento y difusión de las dislocaciones.

Se han desarrollado muchas teorías diferentes y fórmulas empíricas para explicar el fenómeno de la relajación en los metales, pero ninguna de ellas ha sido aceptada plenamente. El futuro desarrollo de la teoría reológica de los metales tiene gran importancia en metalurgia, pero nuestro problema es mucho más limitado. Este informe está dedicado a revisar la investigación relativa a relajación en acero de alta resistencia para pretensado.

MÉTODOS DE ENSAYO

En la relajación de armaduras de acero influyen varios factores, siendo los más importantes: las propiedades mecánicas, los métodos de fabricación, los procedimientos de ensayo, la composición química, la forma de la superficie, la temperatura, el tratamiento preliminar y las condiciones de servicio.

Existen tres tipos principales de ensayos para determinar la relajación en el acero:

- Por medio de un aparato universal de palanca, provisto de diversos dispositivos que mantienen la muestra a longitud constante, reduciendo la carga.
- Midiendo la frecuencia propia de oscilación de una muestra tesa en el interior de un armazón rígido y aplicando las relaciones teóricas que ligan los esfuerzos en una muestra y su frecuencia propia.
- Por medio de un ensayo especial, que emplea un dinamómetro rígido extremadamente sensible.

El primer método está muy generalizado porque las máquinas de palanca pueden emplearse para estudiar, tanto la relajación de esfuerzos como la fluencia. Sin embargo, estas máquinas ofrecen serios inconvenientes, tales como su complejidad y coste elevado. No miden una relajación pura de esfuerzos, ya que la carga experimenta una pequeña reducción como consecuencia de los pequeños aumentos de longitud repetidos de la muestra, hasta el límite dado. El control de la deformación y el accionamiento del equipo de reducción de carga pueden efectuarse por medio de una célula fotoeléctrica, un indicador de contacto o un disco ordinario. La carga se reduce gradualmente, de forma manual o automática, hasta que la muestra recobra su longitud inicial.

En algunos países se utiliza con éxito el método de medir la frecuencia propia de oscilación transversal de muestras tesas, para el estudio de la relajación en alambres de alta resistencia. El equipo medidor de frecuencias debe tener una sensibilidad de 0,1 a 0,2 Hz, por lo que resultan muy adecuados los medidores electrónicos de frecuencia.

La preparación de este ensayo es fácil y breve. El equipo consta de un conjunto sencillo de marcos metálicos y un medidor de frecuencias que puede atender a más de una docena de muestras. Es preciso prestar especial atención al anclaje de las muestras, porque influye considerablemente en los resultados del ensayo.

El tercer método — por medio de dinamómetros rígidos — se utiliza poco a causa de la falta de buenos dinamómetros rígidos que sean precisos y puedan aplicarse para medir cargas a largo plazo.

Para eliminar la influencia de la deformación elástica en los dinamómetros ordinarios, son necesarias muestras muy largas y, por ello, la disposición de los ensayos resulta muy engorrosa. En Rusia se creó una instalación de este tipo, equipada con dinamómetros de

anillo, y se dedicó a la determinación de la relajación en barras deformadas pretensadas electrotérmicamente.

Son factores críticos al planear ensayos de relajación: la elección del esfuerzo inicial, en proporción a los esfuerzos normales en servicio; la precisión de los aparatos que mantienen la temperatura constante; el tiempo transcurrido entre la finalización de la carga y la primera lectura, y la secuencia de lecturas subsiguientes.

Desgraciadamente, no todas estas condiciones fundamentales han sido normalizadas, y resulta difícil hacer un estudio comparativo de datos aportados por diferentes laboratorios. El Comité conjunto RILEM-FIP-CEB debería intentar la preparación de unas recomendaciones comunes sobre procedimientos de ensayo de relajación.

INFLUENCIA DE LA TENSION INICIAL Y DEL TIEMPO

En las primeras etapas de los trabajos sobre relajación, se seleccionaron algunos datos de ensayos de relativamente corto plazo (de cien a mil horas). Se estudió la influencia de diversos factores, tales como la tensión inicial, tipo y propiedades de la armadura, diámetro del rollo de alambre y sobretensión temporal.

Se descubrió que el gráfico relajación-tiempo está dividido en dos partes: un corto período durante el cual la tensión cae fuertemente y de un modo rápido, y una segunda parte, de duración ilimitada, en la que la relajación se amortigua gradualmente o se

Esta segunda parte del gráfico se aproxima mucho a una curva exponencial, y, dibujado en coordenadas logarítmicas, puede expresarse como una línea recta. Quiere esto decir que los resultados de los ensayos a corto plazo se pueden extrapolar, de forma suficientemente confiable, mediante la fórmula siguiente:

$$\sigma_n^t = A + B \log t \dots \quad (2)$$

donde A y B son coeficientes, obtenidos de los ensayos a corto plazo que dependen de la tensión inicial, y t es el tiempo de ensayo en horas. A veces, el coeficiente A se considera como la relajación a una hora.

La tensión inicial (σ_0) influye considerablemente en la relajación del acero. Cuanto más alta sea esta tensión más se acentúan las características de fluencia del acero. No obstante, la tensión final es más alta. Por ello, parece razonable aumentar la tensión inicial en los proyectos de hormigón pretensado.

En la figura 1 se representan algunas curvas típicas de relajación a la temperatura ordinaria.

Durante la primera hora del ensayo la relajación es muy acentuada, y en este período se produce del 50 al 60 por 100 de la relajación que se tendrá al cabo de cien horas. Para los valores prácticos normales de la tensión inicial (0,5 a 0,85 de la carga de rotura) el incremento de relajación disminuye notablemente con el tiempo. La relajación a mil horas es sólo del 20 al 25 por 100 mayor que la de cien horas. Sin embargo, aun en los ensayos que duraron de cinco a ocho años, la relajación no había terminado. La relajación al cabo de ocho años es superior en un 35 por 100 ó 45 por 100 a la de mil horas; durante el último año de ensayo la pérdida de tensión llegó al 0,15 por 100 de σ_0 . Así pues, a temperatura normal, la relajación al cabo de cien horas es aproximadamente la mitad que al cabo de cinco a ocho años.

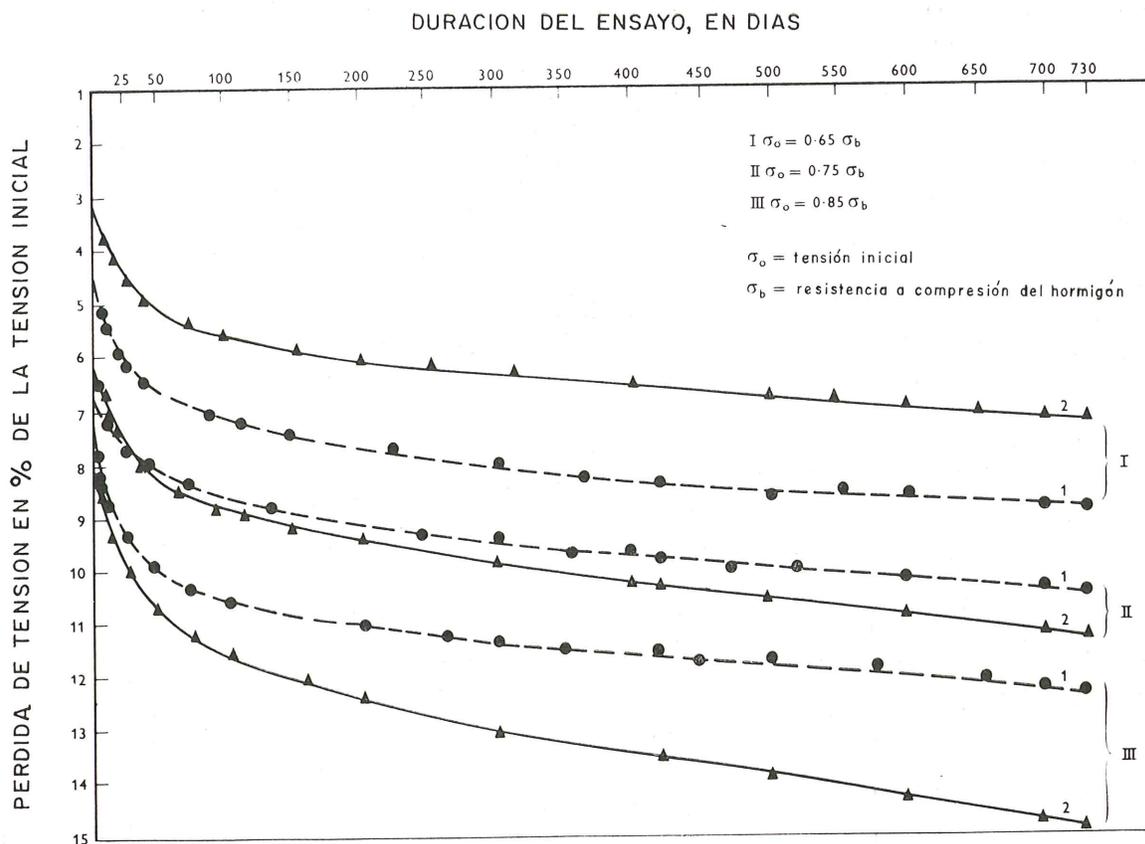


Fig. 1. — Diagramas característicos de relajación para alambres de alta resistencia, de 5 mm de diámetro, ensayados a temperatura normal. 1, estirados en frío; 2, normalizados.

INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO

Los investigadores prestan gran atención al problema de determinar la relación existente entre las propiedades mecánicas generales y el comportamiento reológico de los aceros, para encontrar la forma de controlar las pérdidas por relajación. Se han sugerido algunas fórmulas para demostrar que la relajación depende de características mecánicas tales como $\sigma_{0,01}$, $\sigma_{0,02}$ o E , y se ha llegado a la conclusión de que cuanto mayor es la elasticidad del acero para pretensar, mayor es su resistencia a la relajación.

En Rusia se utilizan mucho en pretensado aceros de baja aleación y barras laminadas con tratamiento térmico, con una resistencia a rotura de 90 a 120 kg/mm². Por regla general, la tensión se da por medio de un calentamiento eléctrico hasta 400 ó 500° C, lo que se conoce con el nombre de tesado electro-térmico. En la figura 2 se recogen algunos resultados experimentales que demuestran la relación existente entre la fluencia plástica y la relajación en barras laminadas.

Los tratamientos adicionales en frío de los alambres de gran resistencia para pretensado — tales como el cableado, el corrugado, el grafilado y el enrollado — aumentan las tensiones internas, elevan el valor total del esfuerzo al pretensarlos y, como consecuencia, comportan una mayor relajación. Esta afirmación se basa en datos proporcionados por ensayos. Por ejemplo, de acuerdo con las investigaciones llevadas a cabo en Rusia, la relaja-

ción de alambres lisos resulta ser del 85 al 90 por 100 de la de alambres deformados. Según datos obtenidos de la Somerset Wire Company Ltd, los alambres grafilados son varias veces menos resistentes a la relajación. Esta es un 20 por 100 más alta en cables de 7 alambres que en los alambres que componen el cable. Cuando se enrollan los alambres en rollos de pequeño diámetro, sus filamentos externos quedan solicitados a flexión, y su

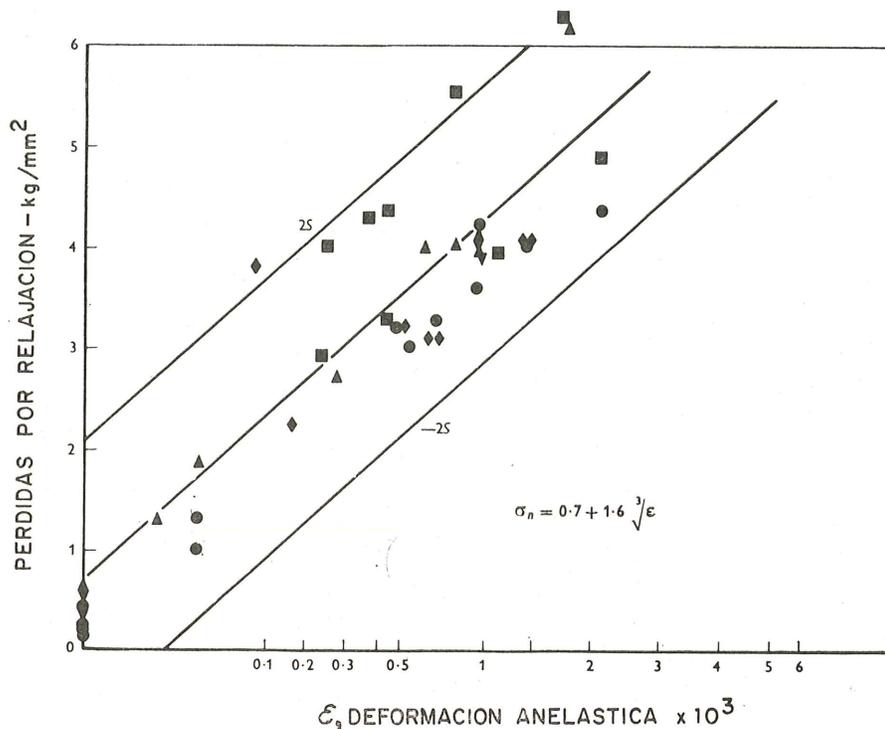


Fig. 2. — Relación entre las pérdidas por relajación a las mil horas y la deformación anelástica por tracción en barras laminadas de pretensado. S, desviación estándar.

tensión resulta superior a la de su límite elástico. Algunos ensayos demostraron que esto influía desfavorablemente en el comportamiento a relajación de los alambres. Así, por ejemplo, se obtuvo una caída de un 30 por 100 en la resistencia a relajación al rebajar el diámetro de los rollos de 2,4 m a 0,8 m.

Cuando el normalizado forma parte del proceso de fabricación de alambres de pretensado, el efecto de las pérdidas de relajación adquiere un interés general. Se ha visto que el normalizado mejora la resistencia a relajación solamente cuando las tensiones iniciales utilizadas son relativamente pequeñas, hasta el 0,70 del valor de la resistencia a rotura por tracción.

MEJORA DE LA RESISTENCIA A RELAJACION

Mientras se iban reuniendo datos experimentales sobre el comportamiento a relajación de los alambres, se inició un estudio de los métodos para aumentar su resistencia frente a ella. En primer lugar, se sugirió una sobretensión de corta duración.

Por ejemplo, el acero se tesaba hasta alcanzar un valor de 1,15 a 1,20 veces superior al utilizado en el cálculo, valor que se mantenía durante dos a treinta minutos, rebajándose después hasta el nivel requerido. La eficacia de este método ha sido comprobada minuciosamente a través de numerosas investigaciones, que han dado siempre resultados satisfactorios.

Por ejemplo, como consecuencia de tesar alambres estirados en frío a un valor de 0,75 en lugar de 0,60 veces la carga de rotura, manteniendo dicho valor durante ocho minutos, las pérdidas a las cien horas disminuyen en un 60 por 100. Se ha descubierto, sin embargo, que la sobretensión sólo reduce la relajación a corto plazo y, por tanto, la eficacia del método resulta disminuida. La cuantía de la relajación de muestras sobretesadas manifiesta menos tendencia a descender (ver tabla 1). No obstante, después de dos años de relajación aún se nota bien la influencia de la sobretensión.

TABLA I. — *Influencia de la sobretensión en la relajación de alambres deformados de 5 mm de diámetro.*

Tensión		Relajación				Cuantía media de relajación en las diferentes etapas del ensayo		
(en % de la carga de rotura)		(en % de la tensión inicial después de)				(en % de la tensión inicial, por día)		
inicial	con sobretensión	1 día	4 días	300 días	730 días	1-4 días	4-300 días	300-730 días
65	—	4	4,9	7,65	8,35	0,300	0,093	0,0096
65	75	1,1	1,8	4,35	5,0	0,230	0,086	0,0089

Es evidente que la sobretensión por sí sola no soluciona el problema por completo. El proceso no siempre puede aplicarse; por ejemplo, con armadura continua o cuando se utiliza un pretensado electrotérmico. Además, el curado al vapor o cualquier otra forma de calentamiento de los elementos de hormigón pretensado reduce apreciablemente su efecto. Se impone, por tanto, trabajar en nuevos procedimientos y, en particular, en aquellos que se basan en los nuevos métodos de fabricación.

La Somerset Wire Co. Ltd. (Inglaterra) ha conseguido un extraordinario éxito en este sentido al desarrollar y poner en práctica el llamado proceso de "estabilización". Se estira el alambre mientras se mantiene a una temperatura de 350 a 400° C. Estas operaciones se realizan durante el proceso de fabricación. El efecto resultante es elevar el límite de proporcionalidad y reducir sustancialmente las pérdidas por relajación (ver fig. 3).

Los estudios llevados a cabo por Dumas indican que la pérdida de tensión puede rebajarse a valores insignificantes mediante un complicado proceso de tipo "estabilización". La duración del tratamiento térmico se aumenta hasta las dos horas, y el alambre se mantiene estirado durante ciento veinte horas, repitiendo este proceso un cierto número de ciclos. La figura 4 presenta las curvas de fluencia de alambres de gran resistencia, de 7 mi-

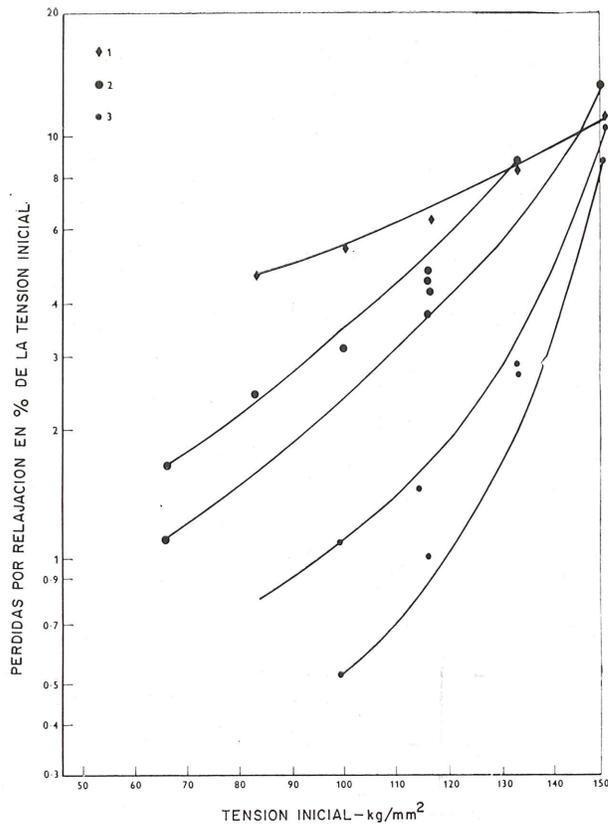


Fig 3. — Pérdidas por relajación, de tres tipos distintos de alambre, obtenidas en ensayos a mil horas y a 20° C. 1, estirado en frío; 2, normalizado; 3, estabilizado.

límetros de diámetro, sometidos al proceso anteriormente descrito. Los ensayos se efectuaron a una temperatura de 250° C, con una tensión inicial de 143 kg/mm². Este método es muy eficaz, pero parece antieconómico a causa de su complicación.

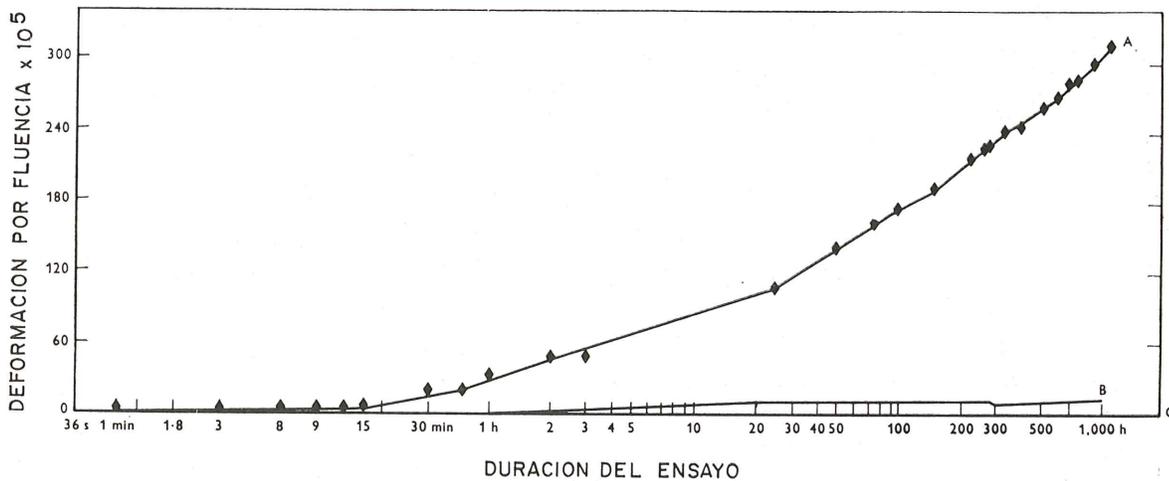


Fig. 4. — Diagramas de fluencia para alambres de alta resistencia de 7 mm de diámetro, ensayados antes y después del proceso de estabilización a una temperatura de 250° C. y sometidos a una tensión inicial de 143 kg/mm². A, estirado en frío; B, ensayado inmediatamente después de haber sido sometido al proceso de estabilización; C, ensayado a los veintidós meses de haber sido sometido al proceso de estabilización.

INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA

Los elementos de hormigón pretensado fabricados en taller suelen ser sometidos a tratamiento térmico. La temperatura del curado normal al vapor es de 60 a 95° C y, utilizando autoclave, se eleva a 170 ó 200° C. En algunos casos, estructuras de hormigón pretensado se ven sometidas, mientras están en servicio, a un calentamiento continuo o a ciclos de calentamiento de hasta 250° C. Como ejemplos se pueden citar las pilas para reactores nucleares, las cámaras de autoclave y las losas de cubierta de naves de tratamiento en plantas metalúrgicas. El empleo de productos pretensados fabricados con hormigón refractario para la construcción de plantas destinadas a producir calor, obligará a tomar en consideración temperaturas todavía más elevadas. En este campo, el estudio de las propiedades plásticas del acero de alta resistencia cuando se opera a temperaturas elevadas y el desarrollo de nuevos métodos para mejorar su resistencia a la relajación, se han convertido en problemas urgentes.

La experiencia ha demostrado que las pérdidas de tensión aumentan con la temperatura. Los gráficos muestran el proceso de relajación en dos fases distintas. En la primera, se observa un fuerte descenso de las tensiones en un tiempo muy corto y, en la segunda, aparece una disminución gradual de los incrementos de relajación. Durante la primera hora de carga, esta proporción depende en gran medida de la tensión inicial y de la temperatura. En las diez horas siguientes el incremento de relajación permanece casi constante a cualquier temperatura hasta los 200° C, con una tensión inicial de hasta el 0,85 de la de rotura.

Se ha demostrado que la influencia de la temperatura es mucho mayor que la de la tensión inicial. Esta conclusión tiene un gran interés práctico, ya que permite recomendar el empleo de altas tensiones iniciales para los productos pretensados expuestos a elevadas temperaturas.

Las pérdidas de relajación a una temperatura dada (no superior a 200° C) pueden calcularse para cualquier período de tiempo por la fórmula aproximada:

$$\sigma_n^t = \sigma_n + K(T - T_0) \sigma_0 \dots \quad (3)$$

donde σ_n (kg/mm²) representa la pérdida por relajación a la temperatura normal (20° C) para el período de tiempo requerido, que puede obtenerse a partir de las especificaciones normalizadas o de los datos de los ensayos; T (°C) es la temperatura a la cual se calculan las pérdidas; K , un coeficiente empírico, cuyo valor para alambres de alta resistencia puede considerarse comprendido entre 0,0010 y 0,0015 por grado centígrado.

De acuerdo con la teoría de la dislocación, la fluencia creciente del acero a elevadas temperaturas puede explicarse de la siguiente forma: la tensión crítica, a partir de la cual comienza el movimiento de dislocación, depende del tipo, forma y tamaño de las dislocaciones, así como de la estructura atómica local. Por esta razón, bajo tensión constante, no todas las dislocaciones comienzan a deslizarse justo desde el principio. Un aumento de la temperatura y de la carga favorecen el movimiento de las dislocaciones retrasadas y de algunas hasta entonces impedidas, porque las barreras que se oponían al deslizamiento desaparecen debido al aumento de la difusión.

Las deformaciones sólo afectan al volumen total del metal, uniformemente, cuando se alcanza el valor de la fluencia plástica, al cual se denomina "deformación crítica".

Las investigaciones llevadas a cabo en el campo de los aceros resistentes al calor, han dado como resultado algunos métodos eficaces para mejorar las propiedades reológicas

de los aceros a temperaturas elevadas. Ello puede lograrse mediante un tratamiento termo-mecánico repetido, en el que el acero se estira más allá de la deformación crítica. La "estabilización" más arriba mencionada es uno de estos métodos.

ENSAYOS ACELERADOS

Ya que la relajación es un proceso a largo plazo, es muy interesante conocer su desarrollo en un período largo de tiempo, con el fin de proporcionar la necesaria durabilidad al hormigón pretensado. Por ello, se debe prestar gran atención a los ensayos a largo plazo y a algunos métodos nuevos de ensayos acelerados. Al mismo tiempo se están efectuando muchos intentos para evaluar la confiabilidad de los resultados estadísticamente.

Hoy día se poseen pocos datos sobre la fluencia de aceros de alta resistencia, para períodos hasta de cinco años y más. Y es evidente que no se puede esperar una ampliación rápida de estos datos.

Como ya se ha dicho, al aumentar la temperatura, la relajación se hace más pronunciada. En consecuencia, se ha sugerido el emplear la temperatura como un equivalente del tiempo; por ejemplo, para predecir la relajación a largo plazo sobre la base de resultados obtenidos en ensayos a corto plazo y a temperatura elevada. De numerosos ensayos a largo plazo con diferentes aceros; Larson y Miller (Estados Unidos) establecieron la siguiente relación entre tiempo y temperatura:

$$T(C + \text{Log } t) = \text{cte} \dots \quad (4)$$

donde T es la temperatura en grados Kelvin,

C es un coeficiente que depende del tipo de acero, y

t es el tiempo en horas.

Stolte (Alemania Occidental) y Cahill (Gran Bretaña), utilizaron los datos de Larson y Miller para determinar la relajación a largo plazo del acero de pretensado. Cahill encontró una buena concordancia entre los valores previstos para las pérdidas después de cien mil horas y los datos obtenidos en los ensayos extrapolados en coordenadas semilogarítmicas. Para alambres estabilizados se supuso que el coeficiente C valía 20. En la figura 5 se representan los resultados de los ensayos de Stolte sobre alambres de 7 mm de diámetro, estirados en caliente, fabricados con acero del tipo St 145/160. El empleo de estas curvas permite predecir con bastante precisión las pérdidas por relajación (en tanto por ciento de la tensión inicial) a cualquier temperatura y para cualquier período de tiempo, conociendo el valor de la tensión inicial.

La comparativamente alta resistencia a la relajación del alambre estirado en caliente se refleja en el hecho de que el coeficiente C , que figura en la fórmula de Larson y Miller, se supuso igual a 16.

Los alambres utilizados en los ensayos tenían las siguientes propiedades mecánicas iniciales:

$$\begin{aligned} \text{resistencia a rotura por tracción, } \sigma_r &= 161 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{límite elástico al } 0,2\% \text{, } \sigma_{0,2} &= 151 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{alargamiento de rotura, } \delta_{10} &= 8,5\% \\ \sigma_{0,2}/\sigma_r &= 0,935 \end{aligned}$$

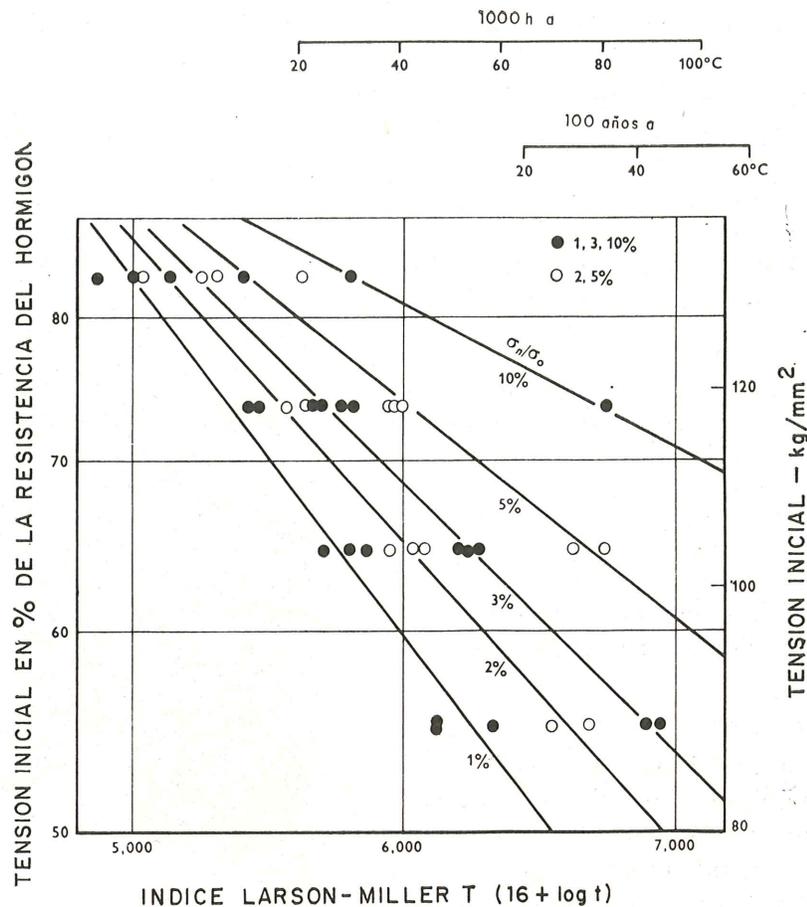


Fig. 5. — Diagramas de relajación (σ_n) correspondientes a alambres sometidos a tratamiento térmico, para distintos valores de la tensión inicial, temperatura y duración del ensayo.

Los métodos de ensayo acelerado ya descritos parecen ofrecer interesantes posibilidades, que convendría confirmar lo antes posible mediante numerosos ensayos sobre diferentes tipos de acero de pretensado.

Cuando la resistencia a relajación de los alambres de pretensado comenzó a cobrar importancia, surgió la idea de incluir ésta en la lista de propiedades para aceptación o rechazo del material. Los primeros pasos en este sentido se dieron en Francia. Las últimas Normas francesas incluyen exigencias sobre las máximas pérdidas por relajación a las ciento veinte y a las mil horas, para una tensión inicial de 0,8 por 100 veces la carga de rotura. Sin embargo, la ausencia de métodos dignos de confianza, rápidos y sencillos para ensayos de control en las factorías, obstaculiza la aplicación de estas exigencias.

En la comunicación procedente de Checoslovaquia se hacen consideraciones para determinar la resistencia a relajación del alambre. Con este fin se han realizado ensayos a veinticuatro horas, utilizando máquinas de palanca o máquinas de ensayo ordinarias y aplicando la ecuación (1). Se estudia en este informe un método de control de relajación basado en la medición de la curvatura que presentan los alambres al ser desenrollados de tambores de determinado diámetro, una vez transcurrido un cierto tiempo.

Sin embargo, no interesa simplificar demasiado el problema porque, inevitablemente, se perdería exactitud. Un método ya disponible por los fabricantes se basa en la medida de la frecuencia de las oscilaciones transversales de una muestra. Investigaciones realizadas en el NIIZB demostraron que los dispositivos de ensayo pueden ser muy simples. Por medio de pequeños marcos rígidos (fig. 6) se puede ensayar la mayor parte de los tipos de acero de pretensado, con una precisión razonable. La duración del ensayo no debe ser inferior a cien horas, aunque este punto está sujeto a investigaciones posteriores.

El procedimiento y resultados de los ensayos descritos anteriormente se refieren a relajación, a longitud y temperatura constantes, experimentando la carga como única reducción la que resulta de la relajación pura.

La cuestión fundamental consiste en saber hasta qué punto los datos obtenidos pueden aplicarse al cálculo de estructuras de hormigón pretensado para determinar las pérdidas por relajación.

No hay que olvidar que el comportamiento real del acero de pretensado en el hormigón es mucho más complicado. Las estructuras se acortan con el tiempo, debido a la retracción y fluencia del hormigón, lo que produce una reducción en la tensión del acero. Como consecuencia del curado al vapor, las armaduras sufren un ciclo de calentamiento. La carga y la temperatura en servicio no son constantes. Por último, la resistencia real del acero de pretensado es generalmente mayor que la utilizada en el cálculo, lo cual constituye un coeficiente de seguridad adicional.

Por todas estas razones, se ha efectuado un buen número de ensayos de relajación, teniendo en cuenta las verdaderas condiciones de servicio.

En primer lugar, cabe considerar las investigaciones de Dumas (Francia), quien ha determinado la relajación en alambres de gran resistencia sobre muestras que se acortaban con el tiempo, debido a la retracción y a la fluencia del hormigón.

Como se puede apreciar en la figura 7, la relajación cesa después de doscientas o trescientas horas. Las curvas 1 se refieren a las muestras que se acortaban poco, y las 2, a las que se acortaban más pronunciadamente, debido a la deformación anelástica del hormigón.

Se han elaborado varias propuestas para la determinación de las pérdidas por relajación en función del acortamiento de la estructura debido a la fluencia y la retracción. La figura 8 indica que las pérdidas de tensión por relajación se reducen a medida que aumentan las pérdidas totales por fluencia y retracción. A veces, se han manifestado temores

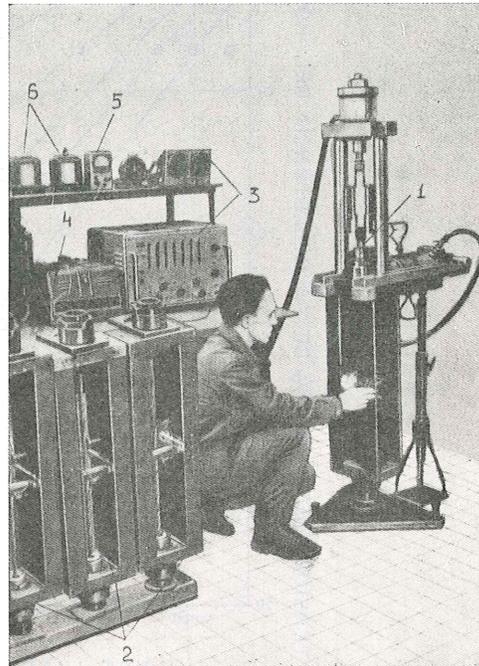


Fig. 6. — Dispositivo para los ensayos de relajación según el método de medida de la frecuencia de la vibración transversal. 1, dispositivo de carga, para equipos pequeños de ensayo, provisto de gatos hidráulicos y dinamómetros; 2, grupo de marcos de carga para probetas obtenidas de cables de 15 mm de diámetro; 3, computador electrónico para medir las frecuencias y dispositivo de accionamiento; 4, amplificador; 5, dispositivo para medir el esfuerzo inicial; 6, termómetro e higrómetro registradores.

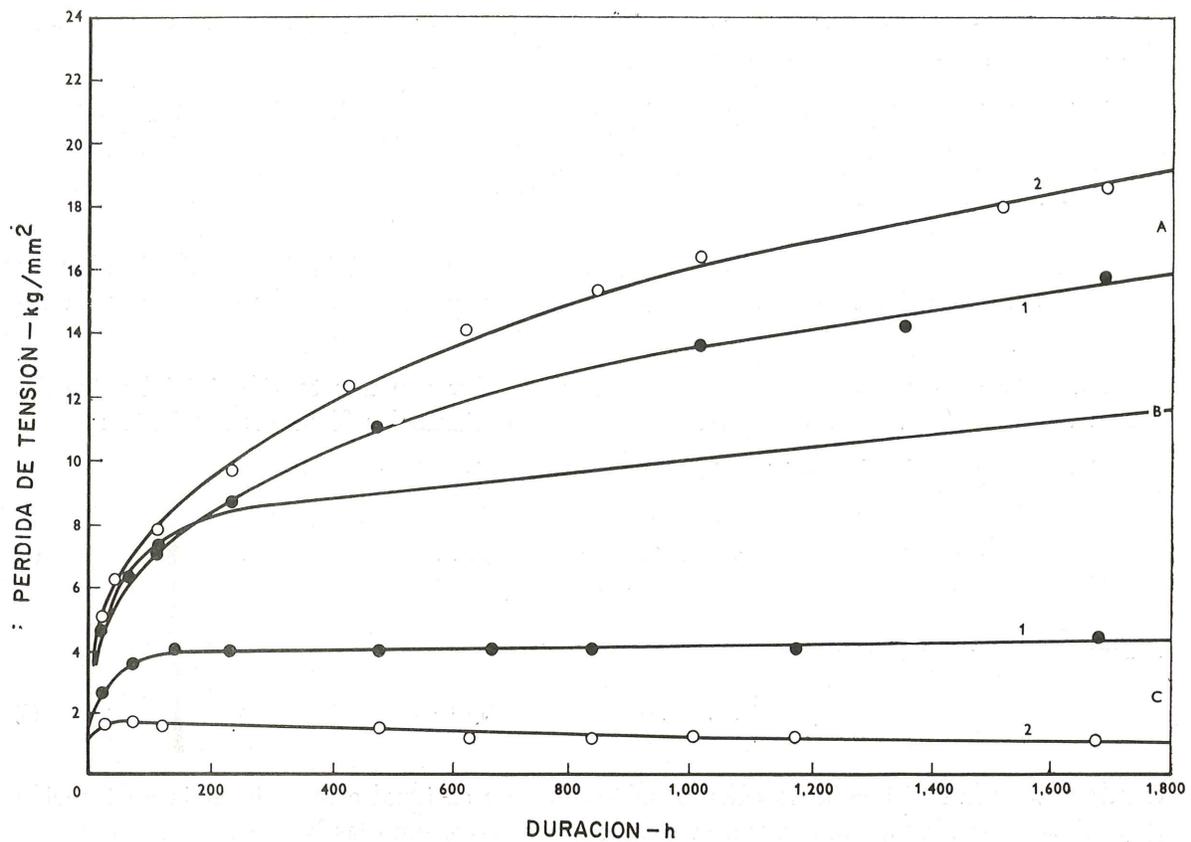


Fig. 7. — Pérdidas de tensión del acero debidas a la retracción y fluencia del hormigón. A, pérdida total, es decir, pérdida por relajación y por fluencia y retracción del hormigón; B, pérdida por relajación, garantizada por los fabricantes; C, relajación pura del acero.

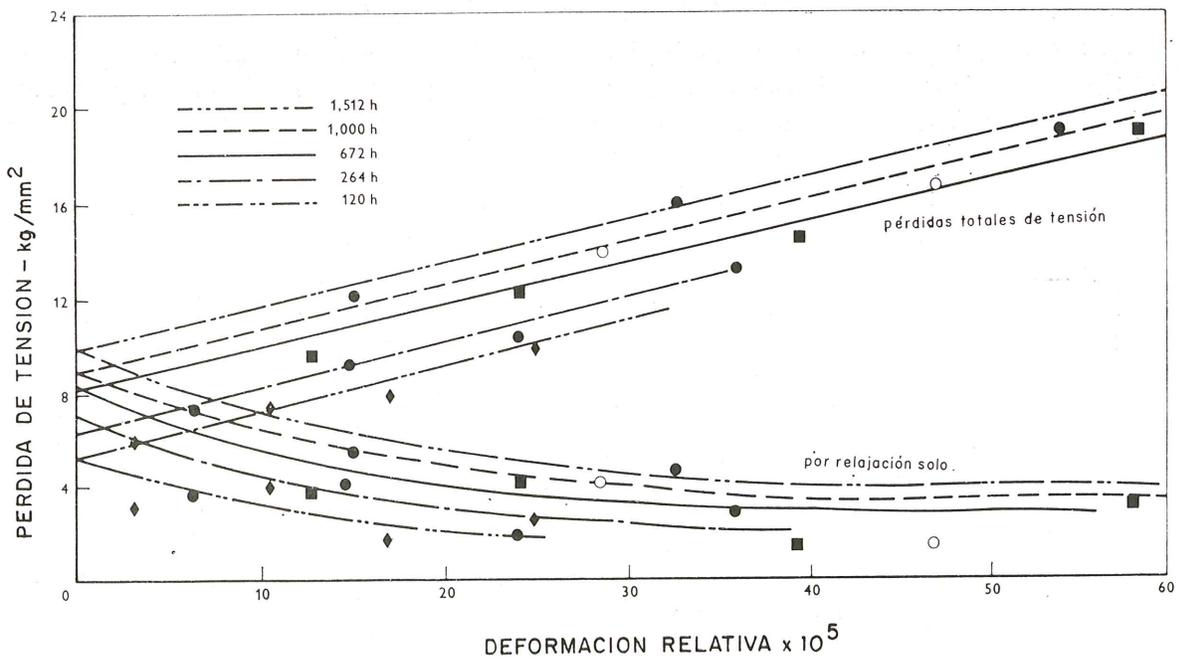


Fig. 8. — Influencia de la retracción y fluencia de una estructura, sobre las pérdidas por relajación.

acerca de la posibilidad de que exista una marcada caída de pretensado con el tiempo. Los resultados han demostrado lo infundado de esta opinión.

Kricevskaja (Rusia) ofrece algunos datos en su comunicación, sobre la influencia de las variaciones de temperatura — debidas al tesado termoeléctrico, curado al vapor o en autoclave — sobre la relajación. El incremento de la relajación después de estos tratamientos resultó ser despreciable.

La Norma Soviética sobre cálculo de hormigón armado (SNIP II-C.1-62) da algunas fórmulas para determinar las pérdidas por relajación, y en ellas se tienen en cuenta todos los factores citados.

La pérdida por relajación a temperatura normal y con una tensión inicial entre 0,5 y 0,75 veces la carga de rotura, puede calcularse mediante las fórmulas siguientes:

Para alambres de alta resistencia (no estabilizados):

$$\sigma_n = \left(0,27 \frac{\sigma_0}{\sigma_a^+} - 0,1\right) \sigma_0 \dots \quad (5)$$

y para barras corrugadas:

$$\sigma_n = 0,4 \left(0,27 \frac{\sigma_0}{\sigma_a^+} - 0,1\right) \sigma_0 \dots \quad (6)$$

donde σ_a^+ es la resistencia de cálculo del acero, que es igual a la resistencia en tracción garantizada para los alambres, y a la tensión de ensayo, para las barras corrugadas.

Estas fórmulas se perfeccionarán con los nuevos datos experimentales obtenidos, en particular, para los nuevos tipos de acero pretensado.

En resumen, puede afirmarse que el éxito ha coronado las investigaciones llevadas a cabo sobre el comportamiento reológico de los aceros de pretensado y los resultados de los ensayos han fructificado en algunas aplicaciones prácticas.

Por mi parte, creo que la discusión del Simposio hará posible el definir con mayor precisión los problemas actualmene planteados en este campo y permitirá una mayor coordinación de esfuerzos para acelerar sus soluciones.

grupo 3. informe general

Tema 4: Corrosión de los aceros para pretensado.

Prof. Ing. G. REHM

El problema de la corrosión de los aceros de pretensado suscita, actualmente, un gran interés, debido a que en algunos casos, ciertas estructuras de hormigón pretensado se han visto afectadas y dañadas por la corrosión de las armaduras.

El rápido desarrollo de las construcciones de hormigón pretensado ha conducido a ciertas aplicaciones prácticas en campos en los que no se disponía de la experiencia suficiente, de forma que no se han podido prever las posibles consecuencias de su aplicación.

Por una parte, existía la tendencia de aplicar a tales estructuras los mismos criterios utilizados para el hormigón armado; por otra, importantes propiedades de los materiales empleados, incluyendo el acero, quedaban supeditadas ante todo a los intereses económicos. Se ha podido comprobar que el progreso en la técnica de la construcción, al igual que ocurre en otros campos, viene acompañado de fracasos, y que tanto la ciencia como la práctica de la construcción deben, en mayor grado de lo que a primera vista se supuso, basarse en el estudio de los problemas básicos de la tecnología de los materiales.

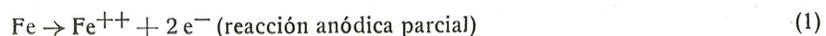
Trataremos en este informe de la corrosión del acero de pretensado, basándonos en las comunicaciones recibidas y en los conocimientos actuales sobre esta materia.

I. TIPOS DE CORROSION; SUS CAUSAS Y EFECTOS SOBRE EL ACERO DE PRE-TENSADO; FORMAS DE EVITARLA

I.1. Corrosión uniforme.

Es sabido que la corrosión llamada normal es un proceso electroquímico, que se efectúa en dos etapas sucesivas y en dos zonas distantes del metal. Sin embargo, estas zonas deben estar conectadas entre sí por medio de un electrolito (por ejemplo, el agua). En la zona anódica el hierro se disuelve, convirtiéndose en Fe^{++} ; los electrones liberados se desplazan hacia el cátodo, donde son absorbidos por los componentes del electrolito. En soluciones con un pH superior a 4, el despolarizador es, generalmente, oxígeno, mientras que para valores inferiores del pH esa función corresponde al hidrógeno.

El proceso químico simplificado de estos fenómenos es el siguiente:



En el cátodo se efectúa una de estas dos reacciones, según el valor del pH:



Este proceso no se puede realizar en acero totalmente recubierto de hormigón, siempre que éste posea la gran basicidad que le es normal. El agua de los poros constituye una solución saturada de $Ca(OH)_2$ con un $pH = 12,6$. En estas condiciones se evita la reacción (1) por la formación de una capa pasiva continua que protege al acero.

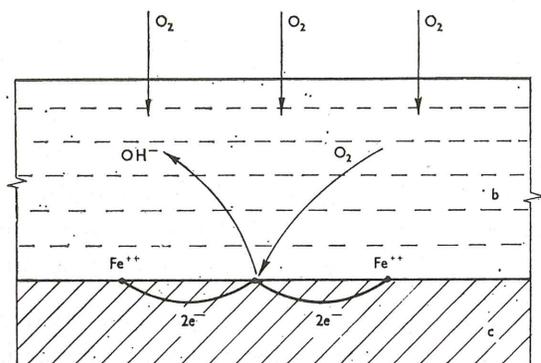


Fig. 1. — Representación esquemática de la corrosión, según el proceso denominado "par eléctrico local". a = aire; b = electrolito; c = metal.

Si se destruye la basicidad del hormigón, por ejemplo, por carbonatación, se hace posible la corrosión por disolución del acero, siguiendo el proceso antes mencionado. Sin embargo, la velocidad de desarrollo del ataque depende de otras importantes condiciones que influyen en la corrosión, tales como:

- a) La disolución anódica del hierro debe poder realizarse libremente, lo cual sólo es posible con un $pH < 9$.
- b) Entre las zonas anódica y catódica debe existir, además de la metálica, una conexión electrolítica de suficiente conductividad.
- c) Debe existir suficiente hidrógeno.

Un requisito esencial para proteger el acero embebido en hormigón contra la corrosión consiste en conservar la alcalinidad original, o si esto no fuera posible, en mantenerla por encima de un $pH = 9$.

Schütze y Kordina informan sobre las observaciones llevadas a cabo en la práctica. Schütze encontró que la corrosión superficial del acero tenía lugar cuando el hormigón era de textura irregular, cuando el volumen de poros en el hormigón situado cerca del acero era superior al 14 por 100 y cuando el valor del pH disminuía por incremento de la carbonatación. Resulta de particular importancia la observación de que, con hormigón poroso, un recubrimiento de 25 mm no resulta suficiente. Estos resultados están de acuerdo con la experiencia existente sobre este punto. Schütze no da información sobre los efectos perjudiciales de la corrosión sobre las propiedades del acero de pretensado. Sin embargo, sacó la clara conclusión de que con unas especificaciones precisas sobre los requisitos que deba cumplir el hormigón será posible en el futuro evitar, con gran confiabi-

lidad, estos fenómenos. Interesaría, por tanto, establecer criterios para el volumen de poros y abandonar los recubrimientos excesivamente generosos que se especifican hoy día.

Realmente, por razones estructurales y económicas, es recomendable no aumentar los recubrimientos más allá de lo absolutamente necesario. Un valor más bajo, como por ejemplo 20 mm, sería suficiente, si la porosidad se redujera al mínimo. Las autoridades responsables de la inspección de las construcciones deben, es cierto, basar sus exigencias en los casos más desfavorables encontrados en la práctica; pero esto se opone muchas veces al desarrollo de algunos métodos de construcción. Sería más apropiado rebajar los límites y permitir la fabricación de determinados elementos de estructuras, solamente a aquellas empresas que pudiesen garantizar el cumplimiento de las condiciones necesarias para una ejecución totalmente satisfactoria.

Alekseiev y Kajfasz se muestran interesados por el problema de la posible aceleración del proceso normal de corrosión en el caso de las armaduras de pretensado, sometidas a fuertes tensiones. Ambos autores comprobaron que, en el mismo espacio de tiempo, el ataque corrosivo de las barras de acero teso es mucho mayor que el de las no teso.

En los ensayos realizados por estos autores, muestras de acero sin proteger se sometían durante cierto tiempo a la acción de soluciones de cloruros. Debe tenerse en cuenta, que en el caso de tratamientos con cloruros, que siempre han sido considerados como productos capaces de producir corrosión, los resultados pueden aparecer falseados. Alguna indicación en este sentido la proporcionan los ensayos de Kajfasz, en los que después de estar sometidos durante un período variable de seis a ocho meses a la acción de los cloruros, algunos alambres individuales teso y sin protección presentaron roturas frágiles, que el autor considera producidas por corrosión bajo tensión.

Como hacen observar en sus comunicaciones, las diferencias entre los distintos resultados individuales obtenidos en los ensayos, en cuanto a extensión de la superficie del metal destruida por corrosión, o profundidad de la picadura por corrosión, llegan a ser del 100 por 100. Kajfasz encontró que, después de trece meses de mantenidas las muestras en las condiciones de ensayo, la resistencia a rotura disminuía en un 40 por 100 en relación a su valor inicial para el caso de alambres teso, y en cerca del 20 por 100 para el de alambres no teso. Las cifras de reducción de la resistencia, obtenidas por Alekseiev después de cinco meses, eran aproximadamente del 10 por 100 y del 0 por 100 para alambres teso y sin teso, respectivamente. La deformación de rotura había aumentado en un 20 por 100 para alambres teso y en un 10 por 100 para los no teso, mientras que la deformación correspondiente a la estricción disminuía en un 36 por 100 para alambres teso, y en un 17 por 100 para los no teso. Sin embargo, al cabo de trece meses, la diferencia entre los alambres teso y no teso había desaparecido prácticamente.

En resumen:

El pretensado puede acelerar la velocidad o la intensidad de destrucción del metal por corrosión. Como resultado de la acción del medio corrosivo, especialmente de las soluciones de cloruros, la resistencia a rotura, la deformación correspondiente a la estricción y la ductilidad en el ensayo de doblado, disminuyen al aumentar la duración del ensayo; en relación con esto no existe siempre una clara diferencia entre muestras de alambres teso y no teso. Para conocer la magnitud de los efectos producidos por causas distintas a la acción del medio corrosivo y a la picadura por corrosión, dentro de los resultados observados, se requiere un análisis crítico especial. En el caso de la acción de los

cloruros, además de la picadura y destrucción del metal por corrosión, se pueden concebir otros mecanismos de corrosión que causen los cambios observados en las propiedades tecnológicas de los aceros.

Por tanto, y sin menospreciar el valor de los ensayos realizados, sería ventajoso realizar investigaciones, en el futuro, con procedimientos de ensayo más específicos.

Es lógico que las propiedades tecnológicas del acero de pretensado — especialmente la ductilidad — se vean perjudicadas por la picadura por corrosión de la superficie, con los consiguientes efectos de entalladura. Por esta razón, las normas, en la mayoría de los países industrializados, exigen que los alambres de pretensado sean almacenados hasta su utilización en condiciones tales que eviten, en lo posible, el peligro de corrosión. Esta prescripción resulta plenamente justificada sobre todo si se tiene en cuenta que las armaduras de pretensado se encuentran sometidas no sólo a cargas estáticas, sino también a cargas dinámicas. En la comunicación remitida por Russwurm y Rauen se indica que la resistencia a fatiga puede reducirse sustancialmente por el picado superficial. Por tanto, en los ensayos que se realicen para determinar los perjuicios ocasionados a las propiedades del acero de pretensado, como consecuencia de la corrosión superficial, no bastará con determinar exclusivamente los valores de su resistencia estática.

Todos los informadores están de acuerdo — y esta opinión queda confirmada en la literatura correspondiente — en que no existe peligro de corrosión del acero de pretensado si la superficie está intacta cuando se efectúa la colocación de las armaduras y si el acero se encuentra embebido en hormigón muy alcalino. Las condiciones fundamentales para obtener una eficaz protección contra la corrosión, son: que el hormigón que rodea las armaduras se encuentre libre de fisuras y que el volumen de poros sea lo más pequeño posible, porque de lo contrario se aceleraría considerablemente el proceso de carbonatación.

Sería muy útil establecer un volumen crítico de poros que sirviese como punto de referencia. Sin embargo, esto no resulta sencillo, puesto que los resultados obtenidos en las investigaciones practicadas sobre muestras que no se hallan expuestas a condiciones especiales de agresividad, es posible que no se puedan aplicar directamente a todos los elementos estructurales. En cualquier caso, para estructuras expuestas a atmósferas particularmente agresivas, debería adoptarse un volumen de poros inferior al 14 por 100 propuesto por Schütze.

El espesor del recubrimiento de las armaduras debe considerarse en íntima relación con el volumen de poros. De todos modos, el recubrimiento ha de ser lo suficientemente grande como para asegurar que, durante el período de servicio de la estructura, la carbonatación no penetrará tanto en el hormigón que llegue a alcanzar al acero. El problema de la carbonatación reviste mayor importancia para los elementos de hormigón con armaduras pretesas que para los elementos con cordones postesos, en los cuales el acero se encuentra encerrado en vainas (por ejemplo, en forma de tubos de chapa soldada). Utilizando armaduras pretesas, la única protección del acero es, prácticamente, el recubrimiento de hormigón, en tanto que para las postesas puede admitirse que las vainas constituyen una protección adicional eficaz, al menos, contra las influencias externas. Sin embargo, si el acero en el interior de la vaina no está completamente embebido en la inyección, la acción protectora de la vaina sola puede ser insuficiente.

1.2. La picadura como caso especial de destrucción por corrosión del metal.

De acuerdo con los conocimientos actuales, sólo los iones de halógenos — de los cuales únicamente los de cloro tienen una importancia práctica para el hormigón — son capaces de penetrar localmente en la capa superficial de óxido y destruirla. Como consecuencia de ello, la superficie se activa localmente. Se forma una pila electroquímica con un pequeño ánodo y con cátodo de gran área. Debido a la desfavorable relación de áreas, la disolución del acero en el ánodo se produce sólo hacia el interior de la barra, dando lugar a cavidades en forma de embudo (picadura) (ver fig. 2).

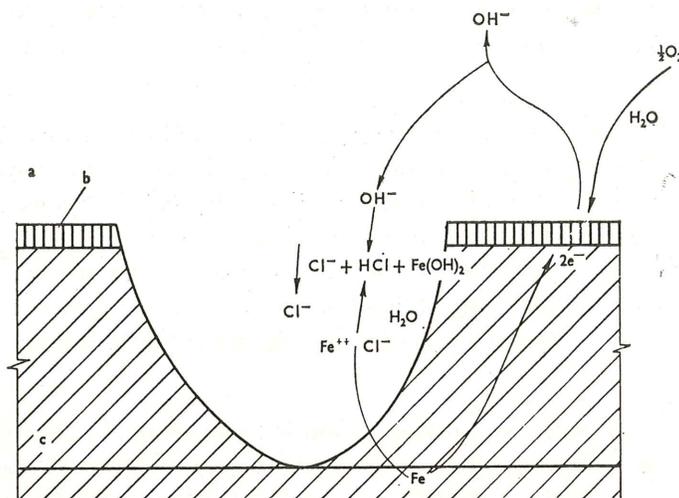


Fig. 2. — Representación esquemática de los procesos asociados con la corrosión por picadura. a = electrolito; b = capa pasiva; c = metal.

La superficie, una vez activada, permanece en este estado en tanto existen iones cloruro. El proceso de disolución del acero continúa hasta que estos se agotan.

En una superficie que no ha sido pasivizada, por ejemplo, una superficie de acero desnuda, la acción de los cloruros da lugar a una intensa destrucción por corrosión del metal y, en consecuencia, a diferencias locales de potencial y de concentración del medio agresivo, que pueden llegar a producir la corrosión por picadura. Las comunicaciones de Kajfasz y Alekseiev contienen indicaciones sobre este tema. Russwurm y Rauen explican el efecto de la picadura sobre las propiedades tecnológicas del acero.

En relación con los ensayos realizados con soluciones de cloruros, surge la interrogación a la que ya hemos hecho referencia: ¿Han sido los resultados de los ensayos afectados adversamente por otras influencias? Por ejemplo, si existen débiles vestigios de sulfuros en la superficie del acero, el hidrógeno catódico formado puede penetrar en éste por difusión, apareciendo el peligro de fragilización por hidrógeno. (Este tema se tratará más adelante en el presente informe).

Debido a la formación de fisuras, como las observadas por Kajfasz en sus muestras de ensayo, puede llegarse a la destrucción local de la capa inactiva. En este caso, aún en ausencia de soluciones agresivas, puede originarse una corrosión muy localizada del metal, en forma de picadura. Esto sucede porque el área expuesta es muy pequeña, en comparación con el área de la superficie de la barra todavía embebida en el hormigón, y puesto que esta pequeña área actúa de ánodo, aparece una concentración local de disolución

corrosiva del acero. Las investigaciones de Kajfasz han demostrado que, con fisuras muy pequeñas, del orden de 0,10 mm, incluso la acción de las soluciones de cloruros no constituye un peligro especial para el acero de pretensado. Este resultado es, en sí mismo, tranquilizador, y puede suponerse razonablemente que las fisuras capilares en la inyección, tal y como se presentan en los ensayos de Kajfasz, no representan ningún peligro. Sin embargo, no se puede afirmar que este supuesto se siga cumpliendo si las soluciones de cloruro son capaces de penetrar hasta la superficie del acero. En opinión del Ponente, estas fisuras constituyen ya un peligro potencial cuando se produce corrosión normal, debido a la condensación de agua y a la presencia de oxígeno.

En realidad, Alekseev y Kajfasz, en sus ensayos, corroboran esta hipótesis, llegando a la conclusión de que las propiedades técnicas del acero teso se ven ya perjudicadas por la corrosión normal.

Hay que indicar, por otra parte, que un efecto análogo al originado por las fisuras de los elementos de hormigón pretensado, cuyas armaduras no están encerradas en vainas, puede producirse, también, por el empleo de árido demasiado grueso. La experiencia ha demostrado que la carbonatación se produce, por regla general, más rápidamente en las juntas entre los áridos y el mortero que los rodea que en el mortero mismo. Si estas penetraciones de la carbonatación se extienden hasta el acero, pueden, igualmente, causar la destrucción de la capa "inactiva", pudiendo originarse un fenómeno similar al ocasionado por las fisuras.

Los resultados anteriores se pueden resumir como sigue: la corrosión en forma de picadura es mucho más peligrosa que una corrosión general, que afecte uniformemente a la superficie del acero. Esta conclusión es comprensible particularmente teniendo en cuenta el efecto de entalladura que tiene lugar en los puntos de corrosión. En éstos se origina una concentración de tensiones que afecta, especialmente, a la ductilidad (capacidad de deformación) del acero, como se pone de manifiesto en los ensayos de tracción, por la deformación de rotura o la deformación anterior a la estricción, o por el número de ciclos que el acero puede soportar en los ensayos de doblado a 180°. Lo que, por tanto, tiene primordial importancia, no es la reducción del área de la sección transversal de acero, sino el efecto de entalladura asociado con ella. Cuando se tienen en cuenta, junto con el ataque de los cloruros, los efectos de otros factores que actúan simultáneamente, se comprende más claramente la considerable pérdida de resistencia y de deformación de rotura encontrada por varios autores.

Solamente puede evitarse que el tipo de corrosión, descrito anteriormente, ataque al acero antes de ser colocado como armadura del hormigón pretensado, eliminando los agentes productores de la corrosión.

En cuanto a la construcción de estructuras de hormigón pretensado se puede asegurar que, actualmente, no se repiten los errores cometidos en el pasado, tales como el uso de cloruros u otros aditivos de composición desconocida. Si, además, se tienen en cuenta las restrictivas limitaciones impuestas por algunos países, referentes al contenido máximo de cloruros en el cemento, áridos y agua de amasado, puede asegurarse que, con toda probabilidad, se evitará la corrosión por cloruros en el futuro. Naturalmente, esto presupone que habrá que evitar las concentraciones locales de cloruros en las coqueras y otros defectos de textura, teniendo en cuenta que tales concentraciones se pueden producir a despecho de los límites impuestos en la cantidad de cloruros admisible. Aunque ésta resulte muy pequeña, con relación al volumen total de hormigón, como resultado de su concentración en un punto pueden aparecer corrosiones tan peligrosas como las debidas a una

alta concentración de cloruros en todo el hormigón. Dumas propone que el contenido de cloruros se limite al 0,05 por 100 del peso del cemento. Schütze sugiere un valor aún inferior, del 0,03 por 100, para los áridos y el agua de amasado. En la República Federal Alemana, los contenidos de cloruros permitidos son del 0,10 por 100 para el cemento y del 0,03 por 100 para el agua de amasado, mientras que para los áridos tal contenido es del 0,02 por 100 de cloruro soluble.

La afirmación de que se pueden tolerar pequeñas cantidades de cloruro en el hormigón se basa en la creencia de que el cemento es apto para combinarse con el cloruro y que, por tanto, "fija" cantidades considerables de este producto, haciéndolo inofensivo. Existen, sin embargo, diversas opiniones sobre este punto; en particular, los problemas relacionados con el tratamiento térmico de los elementos estructurales de hormigón pretensado requieren un estudio aparte y, de un modo especial, la cuestión de la estabilidad térmica de los productos añadidos al cemento y del cloruro.

No todos los tipos de corrosión originados por la acción de los cloruros han sido aclarados todavía. Muchos de los fenómenos entran en la categoría de la corrosión bajo tensión, que se estudiará a continuación.

1.3. Corrosión bajo tensión.

Este tipo de corrosión se describe como una fisuración intercrystalina o transcristalina de los materiales metálicos, unida a la acción simultánea de un agente corrosivo y de tensiones de tracción. Esta forma de corrosión es muy peligrosa porque la rotura del material sucede sin ningún signo externo visible. Las condiciones bajo las cuales es posible que se produzca la corrosión bajo tensión son:

- a) Que el material sea susceptible a ella.
- b) Que exista acción de un agente corrosivo con un ligero efecto oxidante.
- c) Que simultáneamente existan tensiones de tracción, ya sean debidas a cargas externas o a deformaciones internas.

A estos efectos pueden citarse entre los agentes corrosivos conocidos: los nitratos, los cloruros, iones OH y otros.

Independientemente del proceso de fabricación, los aceros de pretensado de uso corriente (siempre de alta resistencia) deben considerarse como susceptibles de sufrir corrosión bajo tensión. Puesto que el acero de pretensado se utiliza siempre sometido a tracción, la presencia de uno de los mencionados agentes corrosivos entrañará un peligro latente de corrosión bajo tensión.

Con los conocimientos actuales no es posible explicar en todos sus detalles los fenómenos que acompañan a este tipo de corrosión.

Solamente se conoce un pequeño número de accidentes, ocurridos en la práctica, que sean netamente achacables a la corrosión bajo tensión. Por el contrario, los daños debidos a la fragilización por hidrógeno son mucho más frecuentes, como se indica en la próxima sección de este informe.

En las comunicaciones recibidas, así como en otras publicaciones, los autores, con frecuencia, no distinguen correctamente entre corrosión bajo tensión y fragilización por hi-

drógeno. Ambos fenómenos, en verdad, se manifiestan externamente de forma similar, provocando roturas repentinas que normalmente no van acompañadas de ninguna deformación. Pero los procesos que conducen a esta rotura son fundamentalmente diferentes en ambos casos.

La corrosión bajo tensión debe considerarse como un proceso anódico y la fragilización por hidrógeno, como catódico. Los ensayos con soluciones corrosivas, que originan distintas formas de corrosión, se deben valorar, por consiguiente, de acuerdo con cada una de ellas.

Puesto que la corrosión bajo tensión se desarrolla sin previo aviso, es de gran interés conocer, perfectamente, los procesos asociados a este fenómeno. Por desgracia, los datos complementarios fundamentales reciben poca atención o son sólo esbozados en las comunicaciones remitidas, por ejemplo, en la de Russwurm y Rau. Las comunicaciones se refieren, en su mayor parte, a ensayos para determinar la vida de muestras tesas de varias clases de acero (trefilado, trefilado y templado, trefilado en caliente, templado al aceite y recocido, etc.), en distintas soluciones de ensayo. Todos los autores, a excepción de Stolte, coinciden en que los aceros templados al aceite y recocidos son más susceptibles a la corrosión bajo tensión que los aceros trefilados. En todos los casos, este criterio se basa en ensayos para determinar la vida de muestras de acero tesas, sumergidas en soluciones de nitrato amónico o cloruro sódico. La resistencia a tracción de estas muestras era de 160 a 200 kg/mm², en tanto que el diámetro de los cables oscilaba entre 3 y 7 milímetros. En la mayoría de los casos, la carga de pretensado era del 70 por 100 de la resistencia a tracción.

Los ensayos más completos, incluyendo el mayor número de variables, son los de Tsutomu Kanda. Se llevaron a cabo investigaciones sobre varios materiales (diferentes, tanto en su composición química como en el proceso de endurecimiento, o en el tratamiento térmico), sobre distintas soluciones de ensayo con concentraciones variables y con muestras sometidas a diversas cargas de pretensado. El autor del presente informe general ha sacado la conclusión de que los aceros de pretensado con un alto contenido en aluminio y nitrógeno son los que alcanzan una vida más larga en una solución de nitrato amónico, mientras que los períodos de vida más cortos para esta solución corresponden a los aceros templados, en aceite y recocidos posteriormente. Es preciso advertir, sin embargo, que la composición química de los aceros investigados no era típica de los aceros templados y recocidos, así que las conclusiones del autor han de limitarse a aceros con aquella composición especial. Ello, no obstante, no resta valor a la afirmación de que los aceros templados y recocidos tienen una vida más corta que los aceros estirados, en particular, los estirados y recocidos. Sin embargo, no podemos generalizar sobre resultados de ensayos cuya interpretación queda limitada a un campo restringido. Las conclusiones relativas al contenido de aluminio y nitrógeno deben aceptarse, en consecuencia, con ciertas reservas. De hecho las diferencias que se han hallado no son tan grandes como para que permitan obtener, a partir de ellas, conclusiones válidas.

Según el informe japonés, el sulfocianuro amónico es la solución de ensayo más efectiva. Hay que llamar la atención, sin embargo, sobre el hecho de que este agente no es capaz de producir corrosión bajo tensión, ya que pertenece al grupo de los que provocan la fragilización por hidrógeno. Por lo demás, los ensayos han confirmado una serie de hechos bien conocidos, tales como la variación del período de vida en soluciones diferentes, la aceleración en los procesos de corrosión al elevar la temperatura, y el hecho de que la magnitud de la tensión mecánica afecta a la vida de la muestra, en el sentido de reducirla considerablemente al aumentar la tensión. Finalmente, los resultados permiten,

también, extraer conclusiones sobre los efectos de la concentración de las soluciones de ensayo. Todos estos ensayos resultan muy interesantes, ya que permiten establecer una comparación entre los resultados obtenidos en diferentes lugares y bajo distintas condiciones. Sin embargo, como los resultados se han obtenido a partir de aceros de una determinada composición química, y sometidos a determinados tratamientos especiales es discutible hasta qué punto son generalizables las conclusiones obtenidas. Es, asimismo, interesante la observación de que se presentan roturas por corrosión bajo tensión en soluciones de cloruro sódico. La experiencia del autor de este informe no confirma este punto. Evidentemente, los resultados están ligados a la elección de las muestras y al procedimiento de ensayo empleado.

A partir de los ensayos de Alekseiev se puede establecer otra diferencia entre los aceros estirados y los templados. Dicho investigador obtuvo roturas frágiles en aceros templados, tratados con una solución de cloruro sódico al 3 por 100, sometidos después a un barrido con chorro de aire, exactamente igual que en los ensayos de Tsutomu Kanda. La rotura se produjo después de ocho ó diez meses de tratamiento. Con muestras de acero estirado, no se registraron roturas, incluso después de dieciocho meses. Con la adición de ácido clorhídrico a la solución de ClNa , la vida del acero templado se redujo a veinte horas solamente, mientras que las muestras de acero estirado no rompieron ni después de mil quinientas horas.

Con acero templado también se produjeron roturas frágiles en alambres embebidos en hormigón al que se había añadido un 5 por 100 de nitrato potásico, y sometido a dos o tres tratamientos de curado al vapor, a una temperatura de 80°C durante cuatro horas y, a continuación, a un enfriado al aire. En los primeros ensayos se realizaron unas barras tesas de acero templado y recocido, de 12 mm de diámetro, con una resistencia a tracción de 120 kg/mm^2 ; en los siguientes parece que las muestras eran de alambres de 3 milímetros de diámetro, templados y recocidos, sobre cuya resistencia y composición química no se facilita información. Por último, se aplicó un potencial de $+500\text{ mV}$ con respecto al electrodo de calomelanos (electrodo standard) de alambre de 3 mm de diámetro, embebido en hormigón ordinario; en este caso, las roturas aparecieron a las cuarenta y ocho horas. No se establece comparación con el comportamiento de los alambres de acero estirado.

Al igual que los otros autores antes citados, Dumas y Cahill opinan que los aceros templados y recocidos son más susceptibles a la corrosión bajo tensión que los aceros estirados. Dumas recomienda que, como medida de precaución, a todos los tipos de acero se les proporcione una protección adicional, aun cuando se encuentren embebidos en hormigón. Cahill, por el contrario, aboga por la no protección de ciertos aceros estirados, especialmente cuando su comportamiento se manifieste como satisfactorio en pruebas exhaustivas con distintas soluciones de ensayo. Sin embargo, Cahill limita esta prescripción a los "alambres estirados en frío con estructura perlítica"; por desgracia, no facilita información sobre su composición y resistencia.

Resumiendo lo anteriormente expuesto, podemos afirmar que la vida de las muestras de acero de pretensado depende de las soluciones y condiciones de ensayo escogidas. En casi todos los ensayos, esta vida es más corta para los aceros templados y recocidos que para los estirados. Desgraciadamente, los datos sobre la composición de los tipos de acero utilizado no siempre están completos, y, por tanto, resulta difícil establecer una comparación entre unos resultados y otros.

Incluso para aceros de la misma naturaleza, varía el período de vida determinado por distintos investigadores, utilizando diferentes soluciones de ensayo. Así, según los ensa-

Yos de Tsutomu Kanda, en las muestras de alambres estirados aparecieron roturas después de relativamente poco tiempo; mientras que otros autores establecen un período de vida bastante más largo para aceros del mismo tipo, al menos nominalmente. En algunos casos no llegó a producirse la rotura.

Se puede asegurar que todos los aceros de pretensado de alta resistencia son sensibles a la corrosión bajo tensión, aunque está perfectamente establecido que hay ciertas diferencias en el grado de susceptibilidad de los distintos tipos. Es preciso, pues, tomar las precauciones necesarias para que el acero de alta resistencia no quede expuesto a la influencia de un medio conocido como susceptible de facilitar la corrosión bajo tensión. Aparentemente, la opinión más generalizada es que estos requisitos no siempre se pueden cumplir, siendo por tanto preferible el empleo de aquellos aceros que han demostrado en los ensayos de laboratorio que son menos susceptibles a tal corrosión.

Sin embargo, existen buenas razones para dudar de que los resultados obtenidos en los ensayos puedan ser directamente aplicables a las condiciones reales en la práctica. Este punto se tratará en otro apartado de este informe.

En realidad, los accidentes o daños atribuibles exclusivamente a la corrosión bajo tensión no alcanzan una cifra muy alta. Son mucho más numerosos los datos que atestiguan daños ocasionados por la fragilización por hidrógeno, de la cual se trata en el apartado siguiente.

1.4. Fragilización por hidrógeno.

La corrosión bajo tensión y la fragilización por hidrógeno son fenómenos que externamente se parecen, pero que en su mecanismo interno encierran diferencias fundamentales: un proceso anódico, en el caso de la corrosión bajo tensión; un proceso catódico en el de la fragilización por hidrógeno. Es preciso, pues, como ya se ha indicado anteriormente, establecer una clara distinción entre ambos tipos de corrosión.

En Alemania, la fragilización por hidrógeno ha adquirido particular importancia, a causa de los accidentes ocurridos con forjados fabricados con cemento de alto contenido en alúmina. El rasgo más característico de este fenómeno consiste en que los daños se producen, no como resultado de eliminación o disolución del metal (aunque también puede ocurrir), sino como consecuencia de hidrógeno formado catódicamente. En el caso "normal", el hidrógeno en estado atómico, que se forma en todo proceso de corrosión, se recombina rápidamente para formar hidrógeno molecular que, a temperatura normal, no supone peligro alguno para el acero de pretensado. Sin embargo, en presencia de los llamados "venenos catalizadores", uno de los cuales es el sulfuro de hidrógeno, se retarda e incluso se impide esta nueva combinación del hidrógeno. Debido a su pequeño radio atómico, el hidrógeno atómico penetra en el interior de la red cristalina del acero, acumulándose preferentemente en la superficie de las partículas u otros constitutivos estructurales del acero de pretensado, que presentan una gran capacidad de absorción para el hidrógeno.

Los cambios en las propiedades del acero, debidos a este proceso, no son todavía bien conocidos. Se sabe, sin embargo, que el hidrógeno que penetra de esta forma en el acero ejerce un efecto muy desfavorable sobre su capacidad de deformación y, más particularmente, sobre su comportamiento plástico. Existen numerosas teorías sobre las causas de la fisuración que frecuentemente se observa. Parece comprobado que se produce una

acción destructora cuando el hidrógeno que ha penetrado en el acero en estado atómico se convierte en hidrógeno molecular.

La mayoría de los científicos opinan que la fragilización por hidrógeno se produce solamente en un medio con reacción ácida o levemente alcalina. Se considera que un $\text{pH} = 9$ constituye un límite superior. Ultimamente, parece demostrado, sin embargo, que puede producirse también con una alcalinidad más alta, es decir, con un $\text{pH} = 10$.

Las soluciones de ensayo habitualmente empleadas para producir la fragilización por hidrógeno, son el sulfuro de hidrógeno o el sulfocianuro amónico. Otra posibilidad, citada por Russwurm y Rauen, consiste en cargar catódicamente las muestras de ensayo. La acción del sulfocianuro amónico es la misma, en principio, pero el proceso se desarrolla de un modo más lento.

De Strycker y Stolte informan también sobre ensayos por ellos realizados. Los resultados obtenidos por uno y otro difieren considerablemente. En los ensayos de De Strycker con soluciones de sulfuro de hidrógeno, el comportamiento de los aceros templados y recocidos resulta menos satisfactorio que el de los aceros estirados. En cambio, Stolte realizó ensayos sobre los dos tipos de acero, con una solución de sulfocianuro amónico y dedujo que los aceros templados y recocidos alcanzan una vida más prolongada que los aceros estirados. No obstante, de nuevo faltan datos sobre la composición química y las condiciones de fabricación del acero. Los resultados presentados por Dumas y por Tsutomu Kanda confirman las observaciones de De Strycker, aunque, según hemos hecho notar, en los resultados aportados por Tsutomu Kanda no se encuentra una diferencia esencial entre los aceros templados y los estirados. Estos resultados diferentes y, a veces, contradictorios hacen pensar que sería más conveniente profundizar en el conocimiento del proceso fundamental de fragilización por hidrógeno, en lugar de realizar gran número de ensayos, cuyos resultados son de difícil interpretación práctica en la mayoría de los casos. Quizá de este modo se llegaría a conocer más a fondo la influencia que la composición química y el método de fabricación ejercen sobre la capacidad del acero para resistir este tipo de corrosión.

De Strycker encontró que el desarrollo de fisuras en las muestras de acero sometidas a la acción de soluciones agresivas, resulta sensiblemente más afectado por los esfuerzos de flexión que por los esfuerzos longitudinales de tracción. Sus interesantes investigaciones sobre muestras con diferentes radios de curvatura indican, sin embargo, que no son las tensiones debidas a la curvatura, sino la longitud de la porción curva de la barra o alambre, la que realmente tiene importancia. Se supone que las fisuras del acero son la causa básica de la rotura, y ya que el número de éstas es mayor, cuanto mayor es la longitud de la curva, resulta que es posible que en algunos grupos de muestras de acero las roturas se produzcan antes y con más frecuencia en muestras con grandes radios de curvatura que en las de pequeño radio. Los límites, a partir de los cuales el radio de curvatura deja de tener una influencia negativa, han sido determinados aproximadamente. Con muestras curvas, el comportamiento de los aceros con aleación de silicio-manganeso es bastante más desfavorable que el de los alambres estirados y recocidos.

La valoración de los ensayos de De Strycker es difícil porque su duración es distinta, según la variable individual investigada. Por ejemplo, se indica que ciertas muestras rompieron al cabo de ciento sesenta y nueve o ciento noventa y nueve días, mientras que para otras la duración del ensayo fue sólo de cinco a seis meses, es decir, ciento cincuenta a ciento ochenta días. No obstante, la información proporcionada por estas investigaciones es de un gran valor. Entre otras cuestiones, se deduce, por ejemplo, que alambres de pretensado de 7 mm de diámetro, con una resistencia a rotura de 153 kilo-

gramos por milímetro cuadrado, fabricados por un proceso especial denominado templado martensítico, se comportan más desfavorablemente que los alambres estirados y recocidos. Su período de vida es aproximadamente igual al de los aceros al silicio-manganeso. El período de vida de muestras de la misma naturaleza presenta, a veces, una considerable dispersión; en algunos casos, el factor de variación entre resultados individuales puede llegar a alcanzar el valor 6.

La información que aparece en dicho informe relativa a la efectividad de los recubrimientos plásticos aclara, también, muchas dudas. Los aceros fabricados por templado martensítico, que ya habían sido ensayados sin protección, se protegieron después con un recubrimiento plástico, y se sometieron de nuevo a la acción de la misma solución de sulfuro de hidrógeno. Al cabo de tres días solamente, se produjeron roturas. Por término medio, su período de vida era más corto aún que en las muestras sin protección.

Tampoco fueron satisfactorios los resultados obtenidos con los que se describen como alambres galvanizados (aunque su naturaleza no está perfectamente definida). El recubrimiento de cinc desapareció rápidamente y las roturas se produjeron al cabo de ciento sesenta a doscientos días.

Otro fenómeno interesante sobre el que también se llama la atención es el de que el comportamiento de los alambres estirados lisos, no dentados (alambres lisos) es sensiblemente mejor que el de los alambres dentados.

En alambres lisos, con y sin adicional protección superficial constituida por una capa de resina epoxi, no aparecieron roturas después de un año. Por otra parte, para un tipo de alambres dentados, aparecieron roturas al cabo de ciento cuarenta y seis a doscientos ochenta días, sin influir en ello el hecho de que el alambre estuviese o no protegido. Es más, en una de las pruebas, las muestras protegidas rompieron antes que las no protegidas. Sin embargo, hay que notar que la resistencia de estos últimos alambres (182 kilogramos por milímetro cuadrado) era bastante mayor que la de los primeros (160 kilogramos por milímetro cuadrado). Posiblemente, esta diferencia influyó en los resultados de los ensayos.

La comunicación holandesa de Van Loenen y Etienne trata de un accidente atribuible a fragilización por hidrógeno. El extremo de la vaina de las armaduras era de chapa de aluminio que se encontraba en contacto directo, a través del anclaje, con los alambres de pretensado. Transcurrido un cierto tiempo cuya duración no se especifica, desde la inyección de la lechada de cemento en las vainas, se rompió un determinado número de alambres, a una distancia de 60 a 90 cm del anclaje. Se cree que, como resultado de la formación de un "par electroquímico" entre la vaina de aluminio y el acero de pretensado, se produjo hidrógeno — a pesar de la elevada alcalinidad del medio — y este causó la fragilización del acero. Los alambres utilizados eran estirados y recocidos. Si la explicación de los autores es correcta, sería el primer caso registrado de rotura de alambres estirados y recocidos, como consecuencia de la fragilización por hidrógeno, con un valor de pH que, teóricamente, puede establecerse alrededor de 12,5. Hasta ahora se ha aceptado que la fragilización por hidrógeno sólo ocurre en presencia de un "veneno catalizador", por ejemplo, sulfuros y con un reducido pH (no superior a 10).

Para juzgar este caso correctamente sería preciso poseer mayor información sobre las condiciones en las zonas próximas a las roturas. Desgraciadamente, los datos relativos a los ensayos comparativos realizados en el Swiss Federal Testing Laboratory, de Zurich, son también incompletos.

En principio, el peligro de fragilización por hidrógeno aparece cuando se forma un par electroquímico entre el acero de pretensado y un metal "menos noble", que se disuelve en el hormigón y, al mismo tiempo, se encuentra presente un "veneno catalizador". El efecto que a este respecto ejerce el valor del pH no se ha estudiado aún suficientemente.

Las observaciones sobre forjados fabricados con cemento de alto contenido en alúmina, pretensados con alambres no protegidos, pero con estribos de acero galvanizado no han proporcionado ningún indicio, hasta ahora, de que sea necesario temer la aparición de daños para valores del pH superiores a 10. Cabría, no obstante, deducir lo contrario, teniendo en cuenta las roturas producidas durante la prefabricación de elementos de hormigón en moldes de aluminio. Estas roturas se produjeron durante, o inmediatamente después, del tratamiento térmico de los elementos. En todos estos casos, el cemento empleado tenía un alto contenido en sulfuro. Por otra parte, las investigaciones de laboratorio han demostrado que bastan muy pequeñas cantidades de sulfuro, con un pH reducido, para retardar notablemente la recombinación del hidrógeno y su paso al estado molecular. Puesto que todos los cementos comerciales contienen una "suficiente" cantidad de sulfuro para que esto ocurra, habrá que investigar bajo qué circunstancias existe el peligro de fragilización por hidrógeno, incluso con hormigones de alta alcalinidad, cuando el contacto y la acción del "par electroquímico" tiene lugar entre el acero de pretensado y un metal menos noble que actúa como ánodo.

Las investigaciones llevadas a cabo en la República Democrática Alemana por Rüprich empleando soluciones de ensayo, hacen suponer que la absorción de hidrógeno por el acero teso, en presencia del sulfuro, es independiente de la basicidad de la solución. Esto, a su vez, confirma la teoría expuesta en la comunicación holandesa. Hay que tener en cuenta, sin embargo, que los procesos desarrollados en los ensayos de laboratorio con muestras de acero tesas, sobre cuyos resultados se informa en otra comunicación, tuvieron lugar en condiciones distintas a las que se supone que existían en el caso de la rotura de alambres observada.

En resumen, la mayoría de los autores de las comunicaciones recibidas coinciden en que los alambres templados al aceite y recocidos son más sensibles a la fragilización por hidrógeno que los trefilados (estirados). Sin embargo, no hay opinión unánime respecto a la susceptibilidad de los aceros de pretensado, a la fragilización por hidrógeno, en hormigones altamente alcalinos. Stolte no admite que esto sea así, porque sus ensayos demuestran que las condiciones pueden también ser las contrarias. Evidentemente, en los llamados ensayos acelerados existen influencias cuya significación aún no es bien conocida y, por consiguiente, no se pueden tener en cuenta. Hay acuerdo sobre el hecho de que la susceptibilidad de los aceros a la fragilización por hidrógeno, aumenta con su resistencia. Los ensayos realizados por Dyckerhoff y Widman indican que, para aceros de una resistencia relativamente baja, existe un alto grado de inmunidad frente a la acción del hidrógeno. No hay que pasar por alto, sin embargo, que en el caso de un acero con una resistencia de sólo 120 kg/mm², no se produjo rotura, es cierto, pero sí una clara reducción en la deformación de rotura y en el alargamiento en la zona de estricción, en el ensayo de tracción.

Existen, también, diversos criterios sobre la efectividad de los recubrimientos protectores contra el peligro de la fragilización por hidrógeno. En realidad, hay muchas dudas respecto a la posibilidad de conseguir, salvo en casos excepcionales, recubrimientos que proporcionen una protección realmente eficaz. Así pues, no existe otra alternativa que recomendar el método de protección más seguro y comprobado, que consiste en embeber

el acero en un denso mortero de cemento, fuertemente alcalino y prohibir el uso de aditivos o de otros elementos cuya acción, respecto a la fragilización por hidrógeno, no haya sido perfectamente comprobada. Asimismo, no se debe olvidar el peligro que supone la acción del "par electroquímico" cuando el acero de pretensado se encuentra en contacto con otros metales menos nobles, especialmente aluminio o acero galvanizado. Desde este punto de vista, los anclajes con elementos de aluminio, utilizados en varios países, resultan muy discutibles.

Puesto que la existencia de sulfuros es corriente, interesa determinar qué cantidad máxima de estos productos puede contener el cemento o la inyección. Dumas indica el valor de 0,2 por 100. Los ensayos de laboratorio muestran que una cantidad mucho menor puede actuar como "veneno catalizador". Por tanto, es preciso aclarar rápidamente la verdadera influencia del contenido de sulfuros. De momento, sólo cabe, basándose en la recomendación antes expuesta, adoptar las medidas necesarias para asegurarse de que el recubrimiento de los alambres y anclajes de pretensado resulta completo y cuidadosamente ejecutado. En el caso de elementos estructurales con armaduras pretesas, cobran particular importancia el espesor y densidad del recubrimiento de hormigón de los alambres. En el supuesto de que la carbonatación penetre hasta el acero, si el cemento utilizado contiene sulfuros, no es posible asegurar que pueda evitarse la fragilización por hidrógeno. Por el contrario, hay indicios de que el peligro de que se produzca — que depende de las condiciones del medio que le rodea — puede ser, realmente muy serio.

2. PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN LA PROTECCION ADICIONAL DE LAS BARRAS DE ACERO DE PRETENSADO POR MEDIO DE REVESTIMIENTOS

El hecho de que las propiedades de los aceros de pretensado resulten afectadas por la corrosión de su superficie, hace deseable disponer de un procedimiento capaz de proporcionar una protección completa del acero desde el primer momento, es decir, desde el comienzo de la fabricación hasta su instalación final en la estructura. Aunque las normas existentes indican que el transporte del acero debe realizarse de tal forma que no se encuentre expuesto al ataque de ambientes agresivos, que debe almacenarse en obra convenientemente protegido y que los alambres, tesos dentro de sus vainas, deben protegerse con la inyección de lechada de cemento lo más rápidamente posible, no puede asegurarse que esto baste para eliminar el peligro de corrosión. Se ha propuesto, a estos efectos, que el acero de pretensado sea transportado en recipientes secos y que los conductos en que van alojados los cordones de pretensado se rellenen con emulsiones de aceite. Realmente, ninguna de estas propuestas ha tenido una gran acogida, en cuanto a su aplicación práctica. Un procedimiento bastante utilizado para proteger de la corrosión los alambres tesos en sus vainas, consiste en el empleo de una solución alcalina, por ejemplo, lechada de cal. Pero estas medidas entrañan un gasto considerable y no siempre se pueden aplicar, como ocurre, por ejemplo, en invierno debido a las bajas temperaturas. Por tanto, es lógico que el problema de proporcionar a los alambres un revestimiento final mediante el empleo de una capa protectora de plástico o de cinc, sea objeto de numerosas discusiones.

¿Es factible y económicamente realizable este procedimiento?

Dumas y Cahill investigaron la efectividad de distintos revestimientos protectores. Dumas encontró que el revestimiento por medio de una capa de resina epoxi era el mejor, tanto desde el punto de vista económico como del técnico. A estas resinas se les añade

como carga diversas sustancias. Otro método consiste en la utilización de polvo de cinc. La capacidad de una densa capa de cualquiera de estos materiales para evitar el peligro de corrosión del acero resulta indiscutible. Pero surge la duda de si será posible realizar de forma industrial y con las suficientes garantías la protección de los aceros de pretensado por medio de estos revestimientos artificiales. La inmensa mayoría de los ensayos de Dumas dieron resultados positivos, pero en casos aislados se comprobó que, debido a la acción de los cloruros, es posible la penetración de la corrosión bajo las capas protectoras. Lógicamente, surge una pregunta: ¿Qué necesidades debe cubrir una capa protectora? Cahill llega a la conclusión de que los revestimientos a base de resina epoxi son de aplicación incómoda y costosa. Rechaza, también, el empleo de una capa de cinc por el peligro que entraña de fragilización por hidrógeno. Sugiere, en cambio, el uso de un revestimiento que consiste en una mezcla de cera sintética y fosfatos orgánicos.

Para juzgar sobre la efectividad de los revestimientos a base de resina sintética deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones fundamentales. Empleadas sin disolver, con un espesor de 1 mm, las resinas epoxi pueden considerarse como impermeables, siempre que sean aplicadas convenientemente y se consiga queden íntimamente adheridas a la superficie del acero. Las resinas que contienen disolventes y que, lógicamente, son más manejables, tienen siempre microporos que aumentan al evaporarse el disolvente. Un proceso análogo sufren las resinas epoxi cuando se les añade agentes diluyentes. Las condiciones exigidas a una capa protectora se cumplirán únicamente en el caso de que su espesor sea lo suficientemente grande como para asegurar una capa cerrada e impermeable, a pesar de la presencia de un agente diluyente. Las investigaciones de Dumas sobre capas de protección de resinas epoxi con polvo de cinc, confirman esta conclusión. En realidad, hay que tener en cuenta que, si las capas son porosas y están expuestas a la acción de un medio agresivo, el peligro de corrosión puede incluso aumentar notablemente (corrosión por picadura).

Aparentemente, no se puede hacer ninguna objeción a la durabilidad de la resina epoxi. A pesar de ello, convendría aclarar este punto mediante una más amplia investigación. Los problemas suscitados por el envejecimiento, fragilización y otros cambios que pueden afectar a las capas de protección, especialmente las constituidas por compuestos de poliéster, han de ser, asimismo, estudiados.

A continuación, examinaremos brevemente, desde otro punto de vista, la eficacia de las capas de resina epoxi. Su acción protectora se basa únicamente en la impermeabilidad de la capa, es decir, que no se trata de una protección activa, sino pasiva, al igual que la que proporciona una capa de pintura a las estructuras de acero. Esta película protectora puede impedir la acción anticorrosiva que, de otra forma, desarrollaría el mortero — generalmente alcalino — que rodea al acero. Por tanto, si falla la adherencia de la película protectora en algunos puntos, debido a la formación de ampollas o a defectos de fabricación, de forma que queden superficies no protegidas que no estén en contacto con el hormigón, existirá peligro de corrosión si se acumula en estos puntos agua de condensación o el hormigón se encuentra saturado de humedad. Esto se debe tener muy en cuenta cuando se trate de determinar la eficacia e importancia de las capas protectoras.

Finalmente, hay que indicar que para la clasificación de los aceros mediante ensayos de corta duración, se han desarrollado y normalizado ciertos tipos de soluciones de ensayo. Pero todavía no se han desarrollado procedimientos especiales de ensayo para determinar la eficacia de las capas protectoras. Sería conveniente someter, también, los aceros provistos de capas protectoras a los mismos ambientes agresivos a que han sido some-

tidos los no protegidos, utilizando diversas soluciones de ensayo. Solamente si los resultados así obtenidos son positivos, podrían ser aceptadas como útiles tales medidas de protección.

Otro procedimiento de protección de la superficie de los aceros es el galvanizado. Es sabido que una capa de cinc proporciona una eficaz protección siempre que la superficie esté totalmente recubierta. Aunque la capa protectora esté localmente dañada, podría ofrecer una cierta protección contra la corrosión ordinaria; el cinc actúa como ánodo y se destruye, y las barras de acero sin recubrir forman el cátodo. Sin embargo, teniendo en cuenta lo dicho en el apartado 1.4, existe el peligro de fragilización por hidrógeno, si existen "venenos catalizadores" y se dan las otras condiciones necesarias.

Frecuentemente, se tiene el temor de que la fragilización por hidrógeno pueda producirse durante la galvanización. Realmente, este peligro, si existe, se presentará solamente durante el proceso de limpieza de los metales, por medio de ácido, que precede al galvanizado.

Antes de emitir un juicio favorable sobre la eficacia de la capa de cinc como protección adicional del acero, es preciso aclarar una serie de dudas. Por una parte, se carece de la experiencia necesaria sobre el comportamiento del cinc en el hormigón. Se sabe sin embargo (según Rauén), que los carbonatos de cinc, que se forman rápidamente tratando la superficie galvanizada con sosa, poseen una resistencia considerable frente a los álcalis. El peligro de la disolución del cinc en el hormigón se vería así disminuido mediante una previa carbonatación de la capa de cinc.

Se pueden atribuir a las capas protectoras de cinc las siguientes ventajas:

- Eficaz protección de las armaduras hasta su colocación e inyección.
- Estabilidad con respecto al hormigón mediante la formación de carbonato de cinc, y por tanto, una perfecta adherencia entre el hormigón y el acero.
- Los cloruros, en el hormigón alcalino, no resultan activos.

En oposición a estas ventajas, presentan una serie de inconvenientes:

- Un relativamente considerable gasto adicional, si es necesario asegurar una capa de determinado espesor y, lo más importante de todo, el peligro de fragilización por hidrógeno en los puntos en los cuales el revestimiento de cinc se encuentre dañado.

Finalmente, el comportamiento de los aceros galvanizados en las soluciones normalmente utilizadas para los ensayos de corrosión, no se ha estudiado aún suficientemente. No obstante, el Instituto Francés de Investigación (IRSID) ha informado de resultados muy favorables.

En comparación con las antes mencionadas posibilidades de protección de los aceros de pretensado por medio de los revestimientos, el hormigón sigue ofreciendo la forma de protección más segura. Dejando aparte el hecho de que sus propiedades son mejor y más ampliamente conocidas que las de otras sustancias, reúne las ventajas de resultar más económico y de que siempre que se fabrique con cuidado es capaz de evitar todo peligro para el acero en la estructura. Desde luego, el tipo de cemento y la composición del mortero en el hormigón deben seleccionarse teniendo en cuenta, como es lógico, la experiencia adquirida, que forma parte de la tecnología establecida. Esto implica que no deben utilizar-

se cementos ni aditivos cuya peligrosidad, con respecto a todos los posibles factores que intervienen en la corrosión, no haya sido adecuadamente analizada. El proyectista responsable debe dedicar una atención especial a estos problemas, mayor que la que hasta ahora se le ha dado.

3. IMPORTANCIA DE LAS FISURAS EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PRETENSADO

En la comunicación de Kajfasz se afirma que las fisuras muy pequeñas aparecidas en la lechada de cemento inyectada alrededor de las armaduras son inocuas, aun en presencia de soluciones de cloruros. Evidentemente, se produjo corrosión en estas fisuras, pero en ningún caso se originaron daños apreciables, al menos durante los trece meses que duró el ensayo. En contra de esta favorable opinión debe señalarse, sin embargo, que el daño ocasionado por la corrosión en las fisuras aumenta en función del tiempo. Por otra parte, es difícil explicar por qué, si las muestras de acero sin protección sufrieron daños considerables por corrosión, en una solución de ensayo; el mismo tipo de acero, en condiciones análogas, no va a ser dañado por la corrosión en los puntos de fisuración, en los que igualmente se encuentra desprovisto de protección.

Indudablemente, la estructura ideal de hormigón pretensado sería aquélla que permaneciese siempre libre de fisuras. Este requisito no puede cumplirse, normalmente, por razones económicas, para todas las condiciones de carga que pueden presentarse durante toda la vida de la estructura. Parece lógico proyectar estructuras en las que, bajo cargas ocasionales de corta duración, puedan aparecer fisuras que se cerrarán de nuevo cuando la carga disminuya.

Queda a criterio del proyectista decidir la proporción en que la carga de cálculo adoptada para una estructura puede exceder de la carga de fisuración y el período de tiempo durante el cual resulta admisible la condición de fisuración. Como el peligro originado por la fisuración es muchísimo mayor en las estructuras de hormigón pretensado, en ellas la anchura de las fisuras previstas y también el "tiempo de fisuración" (tiempo durante el cual es admisible la existencia de fisuras) deben reducirse al mínimo. A este respecto, adquieren una importancia decisiva: el espesor del recubrimiento de hormigón del acero; la resistencia y "susceptibilidad a la corrosión" de los alambres de pretensado empleados y las condiciones climatológicas. La anchura de las fisuras depende, en un alto grado, de las dimensiones de la estructura. Aún no se han dictado las normas ni deducido las leyes por las que se rige esta relación. El Comité IV del CEB ha quedado encargado de estudiar esta serie de problemas. Es de esperar que, en relación con estos estudios, el problema de la protección adicional del acero alcanzará una especial importancia.

4. UTILIDAD DE LOS ADITIVOS EN EL HORMIGÓN

Dado que este problema de los aditivos se sale del tema principal de este informe, haremos sólo un rápido comentario de las opiniones expuestas sobre el particular en diversas publicaciones y en algunas de las comunicaciones recibidas.

Algunos tipos de aditivos pueden facilitar notablemente el hormigonado y las operaciones de inyección, y, en ciertas circunstancias, ayudan a mejorar la protección contra la corrosión, proporcionando unas condiciones más favorables para conseguir el perfecto y

completo recubrimiento de las armaduras de pretensado, por el hormigón o la lechada de inyección. Pero, a pesar de sus aparentes ventajas, estos productos deben ser cuidadosamente experimentados, antes de autorizar su empleo, para comprobar su inocuidad con respecto a los tipos de corrosión descritos con detalle en los precedentes apartados del presente informe. Estos estudios experimentales no deben limitarse a comprobar la inocuidad de los aditivos en relación con la corrosión en condiciones normales. Debe, además, estudiarse su influencia sobre la porosidad del hormigón, carbonatación, etc. Si el empleo de aditivos (cualquiera que sea su tipo y finalidad) se realiza, solamente cuando la conveniencia de su aplicación ha sido comprobada, no existe ninguna razón para temer que su uso pueda ocasionar daños.

5. INFLUENCIA DEL TRATAMIENTO TERMICO

Este tema, al igual que el anterior, sólo será brevemente tratado en este informe. El tratamiento térmico de las estructuras de hormigón pretensado y, en especial, de los elementos prefabricados, es un medio de general aceptación para alcanzar la resistencia deseada del hormigón en un corto plazo de tiempo. Si los materiales utilizados son susceptibles de corrosión o, incluso, capaces de originarla, el proceso de corrosión se acelerará durante la acción del calor.

La influencia del tratamiento térmico sobre las características del hormigón respecto a la carbonatación, porosidad y otros factores, requiere más amplio estudio. Este tema está siendo ya objeto de investigaciones en varios países.

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

El problema de la corrosión de los aceros de pretensado está adquiriendo creciente popularidad, entre los científicos e ingenieros, en la práctica. Para los no iniciados, esto puede dar la impresión de que las estructuras de hormigón pretensado, en su conjunto, padecen todavía de serios defectos. Pero podemos afirmar — sin que ello signifique que intentamos minimizar la importancia de los problemas aún no resueltos — que, si se cumplen los principios de cálculo establecidos y las normas vigentes para la construcción de estructuras de hormigón pretensado, redactadas de acuerdo con las bases tecnológicas deducidas de la experiencia, el pretensado constituye un método constructivo perfectamente idóneo. Esto no excluye la necesidad de investigar sobre los posibles puntos dudosos o equívocos que pueden afectar la estabilidad de un determinado tipo de estructura, intentando averiguar sus causas para asegurarse de que serán evitados en casos futuros análogos. A este respecto, la mayor o menor frecuencia de la aparición de los defectos es de importancia secundaria. Todo lo más, la frecuencia con que se presenten estos defectos servirá para definir la urgencia en la búsqueda de su solución; pero no puede afectar al principio de que, aun aquellos tipos de daños que solamente en casos excepcionales pueden presentarse, deben ser evitados adoptando, por anticipado, las oportunas precauciones. Este principio es especialmente aplicable, cuando concurren circunstancias que representan un peligro para la vida humana. Partiendo de esta base, toda investigación o desarrollo orientado a mejorar los materiales de construcción y, en particular, los aceros de pretensado, no solamente será bien acogida sino que es absolutamente necesaria.

Hay que tener en cuenta que los aceros de pretensado, cuya evolución, por razones de índole económica, se ha orientado en el sentido de lograr que sus características re-

sistentes sean cada vez más elevadas, son muy sensibles a la influencia de ciertos factores. Estos, en general, son conocidos y se está tratando de reducir la susceptibilidad de los aceros de pretensado respecto a ellos y también de lograr que la frecuencia de la posible acción de estos factores perjudiciales se reduzca al mínimo inevitable. Dentro de este amplio cuadro de investigaciones, sería conveniente prestar más atención que hasta ahora, al conocimiento de las leyes fundamentales que regulan los diversos mecanismos de corrosión. De igual modo, sería muy interesante establecer, por medio de investigaciones sistemáticas, una serie de criterios relativos a la aplicación de los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio a las condiciones prácticas.

A pesar de que su comportamiento ha sido en ocasiones poco satisfactorio, puede afirmarse que, en general, un hormigón endurecido, libre de fisuras, constituye todavía un eficaz procedimiento de protección del acero contra la corrosión. Las condiciones que, a este respecto, el hormigón debe cumplir, son suficientemente conocidas, por lo que no es necesario repetirlas aquí.

Realmente, la corrosión del acero es un fenómeno poco frecuente en la práctica. Las sustancias que la provocan son bien conocidas y se han utilizado, en forma de soluciones de ensayo muy concentradas, para las experiencias a corto plazo. Una clasificación de los diversos tipos de acero de pretensado, basada en su sensibilidad a la acción de las citadas soluciones, que puede ser expresada como "período de vida" hasta rotura, resultaría realmente muy interesante. Partiendo de los conocimientos actuales, parece, sin embargo, muy difícil la aplicación directa de estos resultados, ya que la clasificación de los aceros como satisfactorios o poco recomendables, basándose en el "período de vida" determinado en los ensayos, sólo puede hacerse de un modo aproximado. La fragilización por hidrógeno la cual, debido al mecanismo totalmente distinto que la origina, se diferencia perfectamente de la corrosión bajo tensión, se producía antes, principalmente, en elementos de estructuras fabricadas con cementos de alto contenido en alúmina y sulfuros. Estos casos de rotura han sido bastante frecuentes. Se han registrado también casos similares bajo condiciones no siempre bien definidas, pero en las que no se ha observado la presencia del mecanismo de corrosión correspondiente a la fragilización por hidrógeno. Se trata de casos debidos especialmente a la acción de los pares electroquímicos que se forman entre las cuñas de anclaje de aluminio y las armaduras de pretensado o entre el encofrado de aluminio y los aceros de pretensado. Todo lo expuesto anteriormente en cuanto al valor real de la clasificación de los diferentes tipos de acero basada en el "período de vida", determinado utilizando distintas soluciones de ensayo resulta, en principio, también ahora aplicable.

El aumento del "período de vida" en soluciones extremadamente agresivas debe ciertamente interpretarse como muestra evidente de una mejora en la calidad del acero correspondiente. Pero queda aún por resolver la cuestión de si esta mejora es suficiente para que el acero sea capaz de resistir las influencias adversas que puedan presentarse, desde su fabricación hasta su final colocación en la estructura, teniendo en cuenta las operaciones de transporte y manejo a las que, mientras tanto, estará sometido. La naturaleza y frecuencia de las posibles influencias provocadoras de corrosión que durante este período pueden presentarse no se pueden prever. De todo ello se deduce que lo único que puede afirmarse es que los aceros que muestran una menor susceptibilidad a la rotura en ensayos a corto plazo son preferibles a aquellos otros cuyo "período de vida" determinado en dichos ensayos es corto.

En cuanto a los ensayos de corrosión bajo tensión, la mayoría de los especialistas afirman que los aceros templados y recocidos son bastante más susceptibles a este tipo

de corrosión que los estirados y templados. Respecto a la fragilización por hidrógeno existe divergencia de opiniones, debido en gran parte, probablemente, a que la composición química, los procesos de tratamiento y las dimensiones de las distintas muestras de acero ensayadas difieren notablemente. Todos estos problemas pierden importancia cuando los que intervienen en la construcción de una estructura prestan un cuidado especial a la ejecución, lo que parece que debe considerarse esencial cuando se utilizan aceros de alta resistencia, muy susceptibles a la corrosión.

En ciertos casos especiales puede ser conveniente disponer una protección adicional a la proporcionada por el hormigón. A este fin se estima aconsejable el empleo de capas de resina epoxi, las cuales deben cumplir unas condiciones muy severas respecto a su densidad y posibilidad de conseguir una íntima unión entre la superficie de acero y la capa protectora.

Los revestimientos de cinc resultarían idóneos si no existiese el peligro de la formación de "pares electroquímicos" en zonas defectuosas, donde la película protectora de cinc haya sido destruida. Antes de emitir un juicio definitivo sobre este particular es preciso estudiar más detenidamente el comportamiento de los revestimientos de cinc en el hormigón.

Requiere, igualmente, un estudio más detenido el problema de la magnitud tolerable de las fisuras en estructuras de hormigón pretensado, especialmente en lo que se refiere a la anchura y duración de las fisuras. Asimismo, es preciso establecer una clasificación más detallada en función de los diversos tipos de acero de pretensado, sistemas de pretensado y condiciones climatológicas.

La aplicación de los tratamientos térmicos para obtener rápidamente una alta resistencia en el hormigón, puede crear problemas adicionales de corrosión. Por este motivo, se debe prestar mayor atención que la que, en general, hasta ahora se le dedica, a todo lo relacionado con los moldes, tipo de acero y clase de cemento, así como al espesor del recubrimiento de hormigón dado a las armaduras.

REFERENCIAS

COMUNICACIONES RECIBIDAS:

M. DE STRYCKER (Bélgica): *Corrosion des aciers de précontrainte.*

SCHÜTZE (Alemania Oriental): *Korrosion.*

DYCKERHOFF & WIDMANN (Alemania Occidental): *Spannungskorrosion.*

Prof. KORDINA (Alemania Occidental): *Korrosion.*

RAUEN y RUSSWURM (Alemania Occidental): *Auswirkungen verschiedener Korrosionsarten auf die technologischen Eigenschaften von Spannstählen.*

E. STOLTE (Alemania Occidental): *Untersuchungen über die Spannungskorrosion an Spannstählen in verschiedenen Prüflösungen.*

CAHILL (Inglaterra): *Protection of wires.*

F. DUMAS (Francia): *Corrosion de l'acier précontraint.*

J. H. VAN LOENEN y C. F. ETIENNE (Holanda): *Wire failure in prestressing steel caused by hydrogen embrittlement.*

TSUTOMU KANDA, Shinko Wire Co. Ltd. (Japón): *The stress corrosion of prestressing steel.*

Prof. S. KAJFASZ (Polonia): *Influence of stress on corrosion of the wire. Protective capacity of cement mortar coat.*

S. N. ALEKSEIEV (Rusia): *Accelerating action of stresses on corrosion.*

REFERENCIAS DE LA BIBLIOGRAFIA CONSULTADA PARA LA REDACCION DE ESTE INFORME:

FAVRELL, K.: "Hydrogen embrittlement of a mild steel". *Andrew Carnegie Research Report*, 669, 141, 24; 539, 56; 669, 788.

GRAFEN, H.: "Einfluss des Gehaltes an Kohlenstoff, Stickstoff, Aluminium und Titan auf die interkristalline Spannungsrissskorrosion von unlegierten Stählen". *Archiv für Eisenhüttenwesen.*

HUGHES, P. C.; LAMBORN, I. R.; LIEBERT, B. B.: "Delayed fracture of a low-alloy steel in corrosive environments". *Journal of the Iron and Steel Institute*, 669, 15-194, 2; 620, 194, 2.

LOBRY DE BRUYN; THEISSING, E. M.: "Elektrochemische Untersuchungsmethoden zur Frage der Betonstahlkorrosion durch Chloride". *Zement-Kalk-Gips*, 15, 71, 1962.

REHM, G.; RAUEN, A.: "Korrosion von Stahl in Beton". *Jahrbuch des Bauwesens*. Stuttgart, 1966.

RUPRICH, C.; GUNTHER, F.: "Korrosion des Spannstähles durch CaS-haltige Zemente nach einer Wärmebehandlung des Betons". *Baustoffindustrie*, 9,229, 1966.

VOELTZEL, J.; MURRY, G.; CONSTANT, A.: *Influence de la galvanisation sur les aciers à haute résistance.* Irsid Cor. 214-CST RE-20.

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 periodos 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.

grupo 3. informe general

Tema 8. Rozamiento y adherencia.

G. REHM

ROZAMIENTO Y ADHERENCIA

Los conceptos de “adhesión” y “rozamiento” suelen emplearse indistintamente, como si se tratase de dos fenómenos equivalentes, aunque, en realidad, hacen referencia a dos conceptos radicalmente distintos. La adhesión — llamada también y con más propiedad “adherencia” — es de primordial interés en relación con el problema del anclaje directo de las armaduras de pretensado en el hormigón. Por su parte, el rozamiento interesa especialmente cuando se trata de elementos de estructuras con armaduras postesas. El rozamiento desarrollado determina la distribución de tensiones a lo largo de las armaduras y, por este motivo, tiene una gran importancia en el comportamiento de las estructuras. El tema del anclaje de las armaduras por adherencia se estudia en varios de los trabajos presentados, que describen también numerosos ensayos, sobre cuyos resultados se dan datos bastante completos. En cambio, sobre el rozamiento no se ha recibido más que un informe. A continuación, se describirá el estado actual de la técnica con respecto a estos temas, basándose en las comunicaciones recibidas y en la correspondiente bibliografía disponible.

1. Rozamiento.

El concepto físico de rozamiento está perfectamente definido. Existen varios tipos de rozamiento: estático, dinámico y de rodadura. A efectos prácticos, la magnitud del rozamiento se toma en consideración partiendo del llamado coeficiente de rozamiento, basándose fundamentalmente en la hipótesis de que el valor del rozamiento es independiente de la superficie de rozamiento y de la presión de contacto que pueda actuar entre ambas superficies. En realidad, esto es válido sólo en casos muy limitados. Pero la falta de concordancia entre esta hipótesis y la realidad no tiene, sin embargo, mayor importancia, ya que queda compensada por diversos otros factores que intervienen en el fenómeno.

En el rozamiento influyen, entre otros, los siguientes factores:

- La rugosidad de la superficie de las armaduras;
- la rugosidad o configuración geométrica de las vainas de las armaduras o de los conductos dejados en el hormigón para alojar los alambres;

- la colocación de los alambres de pretensado dentro de las vainas o conductos;
- los radios de curvatura del trazado de las armaduras;
- la posición relativa de unos alambres respecto a otros (en haces paralelos, trenzados, cables);
- la longitud de las armaduras de pretensado;
- el diámetro de los alambres de pretensado.

Los coeficientes de rozamiento que, según las Normas de los distintos países, deben adoptarse para el cálculo varían entre 0,15 y 0,50, y dependen del trazado longitudinal de las armaduras, de las características de su superficie y del diámetro de los alambres.

Los resultados a que llega Javor, en su informe sobre algunas investigaciones sistemáticas realizadas, corresponden exactamente con los valores numéricos citados anteriormente. En la práctica resultará muy difícil tener en cuenta, con la suficiente aproximación, todos los factores que influyen en el fenómeno para poder adoptar el valor correcto del coeficiente de rozamiento para unas determinadas condiciones. Por consiguiente, para evitar errores importantes, es necesario poseer una cierta experiencia sobre las características de rozamiento correspondientes al sistema de pretensado empleado en sus distintas condiciones de uso posibles.

Indudablemente el método más sencillo (para quedarse uno satisfecho respecto a la concordancia entre el valor calculado y el real) consiste en realizar determinadas mediciones en las estructuras ya terminadas. Este es también el procedimiento recomendado por Javor, pero resulta muy costoso y no siempre aplicable. Por esta razón, la norma (aceptada en muchos países) de comprobar exactamente durante el tesado, tanto la magnitud del esfuerzo de pretensado introducido como el alargamiento experimentado por las armaduras, es siempre recomendable. Es evidente que la medición del esfuerzo de pretensado introducido no garantiza por sí sola que las armaduras hayan alcanzado su tensión correspondiente en toda su longitud. Análogamente, tampoco el medir sólo el alargamiento de las armaduras excluye la posibilidad de que algunas partes de los cables estén sometidas a una sobretensión, en tanto que otras no han alcanzado su tensión de cálculo.

Para obtener una concordancia satisfactoria entre las condiciones de rozamiento supuestas en el cálculo y las que se dan en la realidad, es aconsejable excluir de la estructura todos aquellos factores que influyen en el valor del coeficiente de rozamiento. En general, estos factores son principalmente: curvas con un radio demasiado pequeño, cables "desordenados" y mala disposición de los separadores. Las medidas que se deben tomar para evitar estas causas de error son bien conocidas y no requieren posterior aclaración. Sin embargo, conviene señalar que, el tesado de cables largos sólo desde un extremo, ocasionará probablemente una distribución irregular del esfuerzo de pretensado a lo largo de los cables. En caso de duda es conveniente, por tanto, tesarlos desde ambos extremos.

En los últimos años se han ideado algunos métodos que reducen el rozamiento vibrando las armaduras. En estos casos, el éxito dependerá, sobre todo, de la naturaleza del rozamiento (por ejemplo, de que sean alambres lisos, rugosos o alambres corrugados) y de la

intensidad de la vibración. No es posible establecer normas generales sobre cuánto puede reducirse el valor de coeficiente de rozamiento gracias a estos métodos.

2. Anclaje por “adherencia y rozamiento”.

En elementos de hormigón pretensado, en los cuales las armaduras no van ancladas por medio de dispositivos especiales, tales como cuñas, tuercas, etc., con sus correspondientes placas de apoyo, la totalidad del esfuerzo de pretensado debe transmitirse desde las armaduras al hormigón que las envuelve, exclusivamente, por la adherencia desarrollada en la superficie del acero. La distancia necesaria para ello se denomina “longitud de transmisión” o “longitud de adherencia”.

Cuando el anclaje por adherencia se usaba sólo en pequeños elementos estructurales (elementos con armaduras pretensas), para los que se empleaban alambres muy delgados (de 2 mm de diámetro), el problema de la transmisión del esfuerzo de pretensado carecía de mayor importancia.

Ultimamente, sin embargo, se han ampliado las posibilidades de aplicación de este procedimiento, y cada vez se utilizan alambres de diámetro más grueso. Por este motivo, la determinación exacta de la longitud de transmisión ha ido adquiriendo cada vez más importancia. Pronto se comprobó que, con objeto de obtener una razonable longitud de transmisión, debía darse a la superficie de los alambres gruesos una configuración que aumentase la adherencia (alambres corrugados). Actualmente, esto se consigue practicando muescas en la superficie del acero (alambres grafilados); trenzando un cierto número de alambres para formar cordones, o un cierto número de cordones para formar cables, o empleando alambres o barras de acero laminado provistos de nervios.

El aumento de adherencia que se consigue empleando alambres deformados perjudica, sin embargo, algunas de las otras propiedades del acero. Así, por ejemplo, la resistencia a fatiga de los aceros de pretensado es tanto menor cuanto más se acentúa el corrugado de su superficie (muescas, nervios, etc.). Por otra parte, a causa de la concentración en la transmisión de esfuerzos al hormigón, originada por la fuerte deformación de la superficie de los alambres, es necesario exigir al hormigón circundante nuevas condiciones, especialmente en lo que respecta al espesor del recubrimiento del acero.

En la unión entre el hormigón y el acero se distinguen, fundamentalmente, las tres clases siguientes:

- Unión por adherencia: no existen desplazamientos entre el acero y el hormigón; se produce un rozamiento estático.
- Unión por rozamiento: el deslizamiento del acero respecto al hormigón se produce independientemente de la magnitud de la tensión actuante; la tensión de adherencia depende de la rugosidad de la superficie. Tiene lugar, principalmente, con alambres o barras lisas.
- Unión por esfuerzo cortante: el deslizamiento depende de la magnitud de la tensión; la forma de la superficie (grafilado, nervios, etc.) tiene una influencia consi-

derable. Es la clase de unión que se presenta cuando se utilizan alambres o barras deformadas.

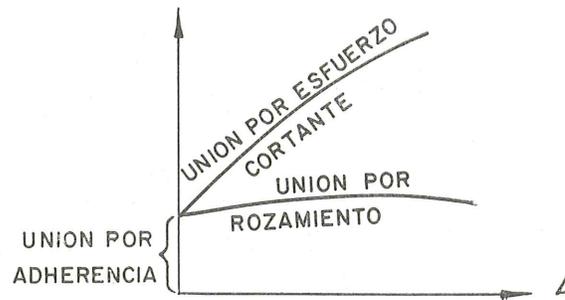


Figura 1.

Eligiendo convenientemente la forma de la superficie, es posible seleccionar las características de adherencia más favorables para cada caso particular.

La longitud de transmisión (l_u), considerada como una medida de las características de adherencia de una armadura de pretensado, de acuerdo con los actuales conocimientos, depende de los siguientes factores:

Resistencia del hormigón: f_w

Tensión previa del acero: $\sigma_{z, v}$

Diámetro del alambre o de la barra: \varnothing

Forma de la superficie del alambre: $f_R = k \frac{a}{c}$ = área de la superficie específica de los nervios, siendo:

a = altura media de los nervios,

c = distancia entre ejes de nervios,

k = factor que depende de la proporción de nervios respecto al perímetro del alambre.

Recubrimiento de hormigón: u_b .

Módulo de elasticidad del acero: E_e .

Forma de transmisión de la carga al hormigón: lenta / rápida.

Tiempo: t .

Posición de los alambres durante el hormigonado: arriba / abajo.

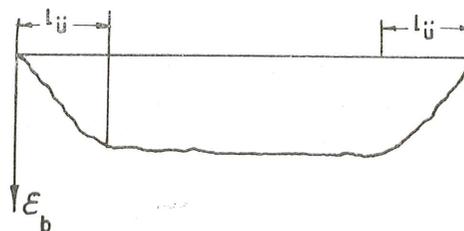


Figura 2.

Para determinar la longitud de transmisión de las armaduras, se utilizan los siguientes métodos de ensayo:

a) Se parte de probetas prismáticas, pretensadas concéntricamente (axilmente), me-

diante una barra central tesa o un cierto número de alambres tesos, distribuidos uniformemente alrededor de los bordes de la sección transversal.

- α) La longitud de transmisión se determina midiendo las deformaciones del hormigón en el eje longitudinal de la probeta. Por regla general, estas deformaciones se miden inmediatamente antes y después de efectuarse la transmisión de la carga al hormigón y, posteriormente, a intervalos escogidos al azar.

Ventajas: El efecto de la forma de transmitir la carga al hormigón (destesado gradual en los anclajes o corte brusco de los alambres de pretensado), puede ser estudiado sobre una sola probeta, y sobre la misma, puede estudiarse también el efecto de las cargas cíclicas. La posible aparición de fisuras longitudinales proporciona, a su vez, datos sobre la influencia del recubrimiento de hormigón.

Desventajas: Su elevado costo, cuando es preciso determinar la influencia de la dispersión de los resultados de los ensayos. La necesidad de realizar nuevas series de ensayos cada vez que se modifica el valor de la tensión inicial introducida en el acero. La influencia del tiempo sobre la longitud de transmisión, demostrada por las deformaciones en el hormigón registradas para distintos intervalos, puede ser únicamente conocida de una forma aproximada, ya que las deformaciones lentas originan una pérdida de tensión en el acero:

- β) La longitud de transmisión se determina midiendo el desplazamiento (deslizamiento) entre el acero y el hormigón al comienzo de la longitud de transmisión, que coincide con el extremo de la probeta de hormigón.

Para la aplicación de este método es requisito previo indispensable conocer exactamente la ley de distribución de las tensiones de adherencia, es decir, que la relación $\tau = f(\Delta)$, o la distribución del esfuerzo de pretensado a lo largo de la armadura $\sigma_{z,v} = f(x)$, es preciso determinarla previamente utilizando otros métodos de ensayo.

- b) Otro procedimiento consiste en determinar la ley de distribución de tensiones de adherencia, a partir de ensayos de arrancamiento realizados sobre probetas en las que la longitud de empotramiento de las barras es muy corta. La longitud de transmisión se calcula aplicando las siguientes ecuaciones:

$$\frac{d \Delta}{d x} = \frac{\sigma_{ex}}{E_e} (1 - n \mu);$$

$$\frac{d \sigma_{ex}}{d x} = \frac{\Sigma u}{F_e} \cdot \tau_x,$$

$$\tau_x = f(f_R, \rho_w, \phi, \Delta).$$

La última de estas expresiones se determina por medio de los ensayos de arrancamiento.

Ventajas: Los ensayos no son costosos. La dispersión de los resultados se determina fácilmente. La influencia del tiempo puede valorarse con precisión mediante ensayos bajo cargas mantenidas. El resultado del cálculo da la longitud de transmisión para cualquier valor de la tensión inicial del acero y de la resistencia del hormigón. El efecto del recubrimiento de hormigón puede determinarse casi exactamente al igual que el de la posición de las armaduras durante el hormigonado.

Desventajas: La influencia del modo de transmitir la carga al hormigón puede determinarse solamente para el caso de un destesado gradual.

Los resultados de los ensayos hasta ahora disponibles denotan que la influencia de los distintos factores antes mencionados es la que a continuación se indica:

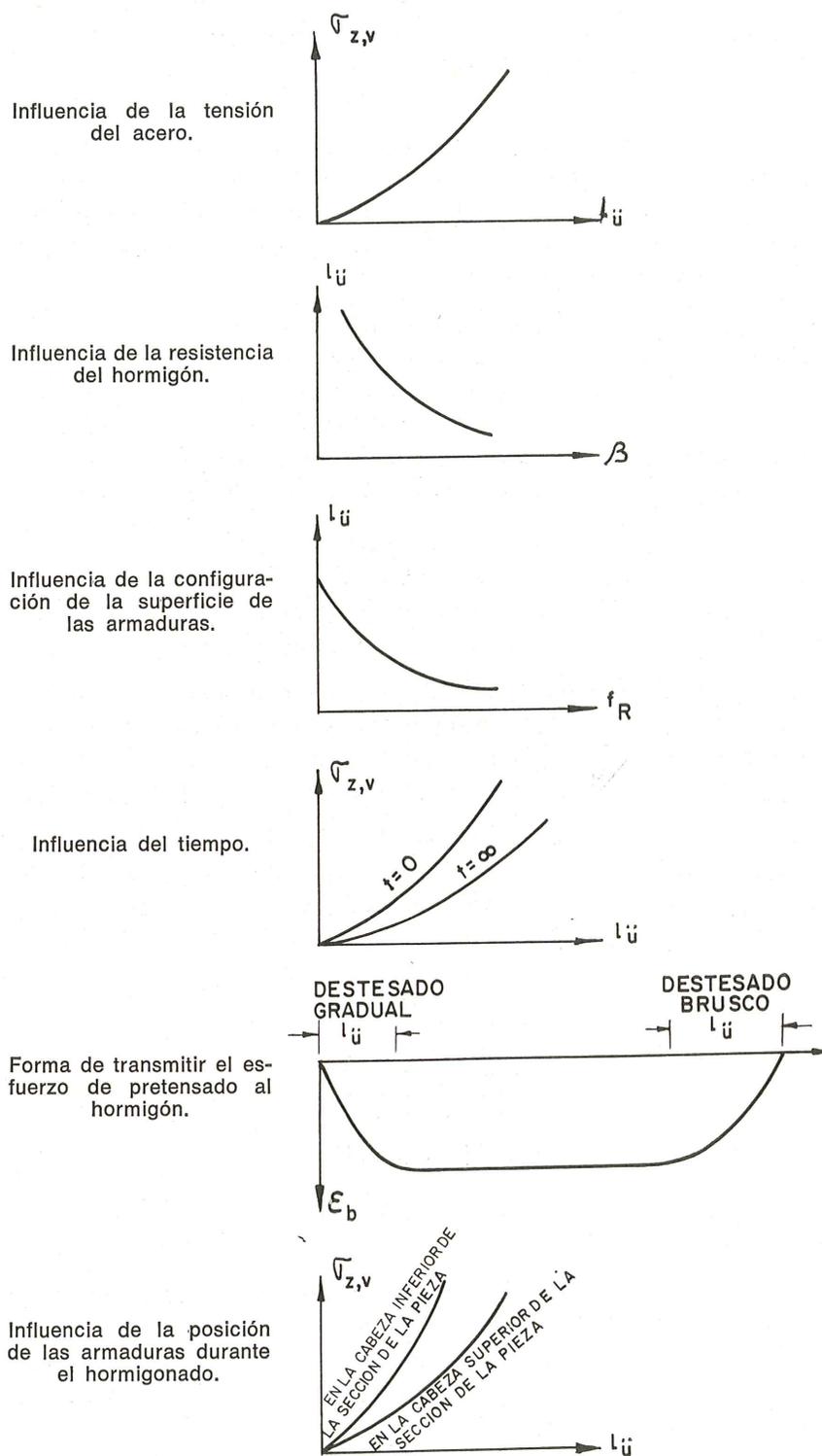


Figura 3.

La influencia del recubrimiento de hormigón puede determinarse, por ejemplo, mediante ensayos de vigas, en las que el espesor del recubrimiento se va disminuyendo progresivamente hasta que aparecen fisuras longitudinales, o mediante ensayos de arranque, en los que se va variando la longitud de empotramiento en función de la longitud de transmisión, al mismo tiempo que se varía también el espesor de recubrimiento.

Las conclusiones deducidas de todo lo anteriormente expuesto, se ven ampliamente confirmadas por los informes recibidos.

Javor y Taketomi realizaron ensayos del tipo (a, α) y encontraron que las longitudes de transmisión se acortan a medida que mejoran las condiciones de adherencia de la superficie de las probetas de acero. Sin embargo, debe señalarse que, en estos ensayos, el espesor del recubrimiento de hormigón era muy grande, por lo que la posible acción destructora que las armaduras con nervios muy pronunciados podían haber ejercido sobre el hormigón, queda en ellos enmascarada.

Holmjansky y Oatul describen en su informe, con todo detalle, el proceso de la rotura ocasionado por los alambres nervados y cables compuestos por cordones trenzados, y sugieren, para su estudio, procedimientos especiales de ensayo. Proponen unas fórmulas para la interpretación de los resultados. En Rusia, como resultado de los ensayos realizados, se ha adoptado, para el espesor del recubrimiento de hormigón, el prudente valor de tres veces el diámetro de la armadura, sin que en ningún caso pueda ser menor de 40 milímetros.

Martín comenta los ensayos realizados en el Laboratorio de Ensayo de Materiales, de Munich, de acuerdo con los métodos (a) y (b) , y deduce una fórmula para el recubrimiento mínimo u_b . Mediante esta fórmula se puede calcular el recubrimiento necesario en función de la magnitud del esfuerzo de pretensado y de la resistencia del hormigón, para elementos en los que el destesado (transmisión del pretensado) se efectúa de forma gradual, y siempre que se conozcan las características de adherencia de las armaduras, las cuales se pueden determinar, con suficiente aproximación, a partir de la superficie específica de los nervios f_R . Si el destesado se realiza bruscamente, por ejemplo, cortando los alambres con soplete, es preciso aumentar el recubrimiento. El recubrimiento de hormigón debe resistir, sin fisurarse, los esfuerzos tangenciales de tracción originados por la adherencia. Para evitar que se desprenda o salte el hormigón de recubrimiento, es aconsejable colocar una armadura local en forma de zuncho helicoidal. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que si el hormigón se fisura a lo largo de los alambres de pretensado, este zunchado no puede impedir que aumente considerablemente la longitud de transmisión.

En las comunicaciones presentadas por Dumas, Bruggeling y Etienne se describen los resultados obtenidos en ensayos realizados utilizando el método (a, β) . En ambos informes se parte de unas hipótesis muy simplificadas para deducir la relación existente entre la tensión del acero $\sigma_{z,v}$ y la distancia x al extremo de la probeta o pieza. Es discutible que tales hipótesis puedan aplicarse cuando se trata de armaduras deformadas, con grandes diferencias en la configuración de sus superficies. Así, por ejemplo, Dumas supone que la función desconocida $\sigma_{ex} = f(x)$ es lineal. En el mejor de los casos, esta hipótesis puede tomarse como aproximadamente correcta sólo cuando se trata de armaduras con grandes resaltos, embebidas en hormigones de alta resistencia.

Por su parte, Bruggeling y Etienne se basan en la hipótesis de que la distribución de tensiones en el acero, a lo largo de la longitud de transmisión, es parabólica. De ésta, a su vez, se deduce que las tensiones de adherencia τ_x son proporcionales a la distancia x , lo cual, igual que en el caso anterior, será válido sólo para un determinado tipo de acero de pretensado, por lo que no puede aceptarse con carácter general.

En el informe remitido por Van Moos'sche Eisenwerke se estudian las tres clases posibles de adherencia, y se afirma que en la actualidad existe la posibilidad técnica de dar a la superficie de las armaduras la configuración que resulte más adecuada al uso a que se destine. Por lo que respecta a la determinación de las características de adherencia de un acero de pretensado, se propone que la tensión efectiva de adherencia τ se determine a partir de la característica adherencia/deslizamiento, [$\tau = f(\Delta)$], tomada conjuntamente (por ejemplo, hallando la media de las tensiones de adherencia correspondientes a los deslizamientos 0,01, 0,1, 1,0 y si es posible 2,5 mm). Este procedimiento puede ser apropiado para un estudio comparativo de diversos tipos de acero, pero no parece aplicable como método directo, de aplicación práctica, para el cálculo de la longitud de transmisión. La experiencia demuestra que, en los problemas de adherencia, los métodos aproximados no conducen a una solución satisfactoria. Por esta razón, cuando se trata de aceros corrugados de pretensado, es preciso determinar también el valor de aquellas características que influyen de un modo especial en la adherencia como, por ejemplo, la superficie específica de los nervios en el caso de aceros nervados. Con ayuda del método citado por Martín (ver también Heft núm. 147, de las Deutscher Ausschuss für Stahlbeton), se puede establecer, con suficiente garantía, una relación entre la superficie específica de los nervios y la longitud de transmisión. Esto permite clasificar inmediatamente (sin realizar nuevos ensayos), los nuevos tipos de armaduras cuya configuración superficial sea de forma parecida a otra ya ensayada, aunque el área de la superficie específica de los nervios sea distinta; lo cual supone una gran ventaja.

Javor indica que para alambres deformados de $\phi = 4,5$ mm la longitud de transmisión es del orden de 70 a 100 veces el diámetro (ϕ) del alambre; pero no facilita otros datos respecto a la naturaleza y forma de la configuración superficial de tales alambres.

Taketomi menciona valores de 18-22 ϕ para la longitud de transmisión en barras roscaadas de 14 mm de diámetro. Estos valores, tan sumamente bajos, se deben a que el espesor del recubrimiento de hormigón en las probetas ensayadas era relativamente grande, 5,5 cm. Para otros tipos de barras deformadas y distintos diámetros, el mismo autor indica valores comprendidos entre 30 ϕ y 45 ϕ . La resistencia del hormigón utilizado variaba de 300 a 350 kg/cm².

Estos datos y los de los otros autores se encuentran dentro de los límites establecidos en Heft núm. 147, de las Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.

En un reciente trabajo, Martín establece la clasificación que en la adjunta tabla se indica. Los valores de la tabla representan la longitud de transmisión, como múltiplos del diámetro del alambre, para una transferencia gradual del esfuerzo de pretensado al hormigón. En el caso de cordones o alambres planos se ha adoptado un "diámetro equivalente" determinado a partir del área de la sección transversal total del acero. Se consideran tres clases de hormigón, con una resistencia mínima a compresión a los veintiocho días de 300, 450 y 600 kg/cm², respectivamente.

TABLA.

TIPO DE ACERO	f_R	B 300	B 450	B 600
Alambres lisos, \varnothing 2 - 4 mm.	0	430	350	300
Cordones de 2 ó 3 alambres de diámetro individual \varnothing 2,5 - 4 mm	0,003	220	180	150
Alambres grafilados, \varnothing 2 - 5,5 mm	0,005	190	150	130
Alambres planos torsionados $F_e = 4,9 - 20 \text{ mm}^2$				
Barras ligeramente deformadas ($a_{\text{máx}} = 0,15 \text{ mm}$) \varnothing 4 - 8 mm	0,010	135	110	95
Cordones de 7 alambres de diámetro individual \varnothing 3 - 5 mm				
Alambres nervados (redondos, planos, ovales, rectangulares) ($a_{\text{máx}} = 0,40 \text{ mm}$) \varnothing 5 - 12 mm	0,020 a 0,027	90	70	60
Alambres fuertemente nervados, \varnothing 12 - 20 mm	0,035	70	60	50
Barras nervadas \varnothing 16 - 32 mm	0,065	50	40	35

RESUMEN

La determinación de la longitud de transmisión no presenta problemas por lo que respecta a la técnica experimental. En principio, los dos métodos descritos en este informe son los que se utilizan habitualmente.

El más sencillo, pero también el más costoso, consiste en determinar la longitud de transmisión midiendo la deformación del hormigón en vigas pretensadas concéntricamente (axilmente). Otros métodos resultan más adecuados para el estudio sistemático de los diversos factores que influyen en la longitud de transmisión, entre los cuales ocupa un lugar destacado el efecto de adherencia.

REFERENCIAS

H. MARTIN (Alemania Occidental): *Möglichkeiten der Verankerung von Spannstählen durch Haftung und Reibung insbesondere im Hinblick auf die im Eintragungsbereich auftretenden Querspannungen.*

T. JAVOR (Checoslovaquia): *Reibung und Haftfähigkeit.*

F. DUMAS (Francia): *Prescription de l'ASP et discussion des resultats obtenus.*

BRUGGELING y ETIENNE (Holanda): *On the transmission length of steel for prestressing.*

TAKETOMI (Japón): *On the comparison of the bond ability of deformed prestressing bars and strand.*

VON MOOS'SCHE EISENWERKE (Suiza): *Optimale Profilierung eines Spannstahles.*

M. M. HOLMIANSKY y OATUL (Rusia): *Bond of bar and cable reinforcement with concrete at transfer.*

grupo 4. informe general

Tema 5. Influencia de las temperaturas extremas en las características de los aceros para pretensado.

I. BEHAR

El presente informe trata de la influencia de las temperaturas extremas sobre las propiedades de los aceros para hormigón pretensado. Sobre este tema se han recibido las comunicaciones siguientes:

- M. Dumas (Francia), Presidente de la Comisión de la F.I.P. sobre Durabilidad.
. sobre los resultados de ensayos a temperaturas comprendidas entre -40° y $+300^{\circ}$ C.
- Profesor De Strycker (Bélgica).
. sobre la influencia de temperaturas entre -20° y $+100^{\circ}$ C.
- M. Sleight, de Richard Johnson & Nephew (Inglaterra),
. sobre las características del acero a -196° C.
- M. Tomioka, de la Shinko Wire Company (Japón),
- M. Iwata, de la Sumitomo Electric Industries (Japón),
- M. Nakagawa, de la Suzuki Metal Industry (Japón),
. sobre la influencia de las altas temperaturas, sobre la relajación y las características mecánicas de los aceros.
- Prof. Kordina (Alemania),
. sobre resistencia al fuego de las obras pretensadas.

Dada la amplitud del tema, éste se dividirá en los siguientes cuatro apartados que se irán estudiando sucesivamente:

1. Influencia de las bajas temperaturas sobre la relajación y la fragilidad de los aceros.
2. Influencia de las altas temperaturas y de los ciclos de tratamiento térmico, sobre los fenómenos de fluencia y relajación.
3. Influencia de las altas temperaturas sobre la resistencia y el alargamiento.
4. Problemas relacionados con la resistencia al fuego de las estructuras y piezas pretensadas.

1. INFLUENCIA DE LAS BAJAS TEMPERATURAS SOBRE LA RELAJACION Y LA FRAGILIDAD DE LOS ACEROS

a) *Influencia del frío sobre la fluencia y relajación.*

Este tema ha sido estudiado por diversos autores. De Strycker, Dumas e Iwata están de acuerdo en afirmar que por debajo de 0° C, las pérdidas por fluencia o relajación son insignificantes.

b) *Influencia sobre la fragilidad.*

Los ensayos que se comentan fueron realizados a temperaturas comprendidas entre 0° y —196° C.

De Strycker indica que ha realizado ensayos de carga rápida entre 0° y —20° C, en el transcurso de los cuales no se ha manifestado signo alguno de fragilidad aparente.

Por su parte, Dumas cita el hecho de que se han tesado, a —20° C, aceros trefilados y normalizados, sin que se haya producido ningún incidente. Así pues, se puede afirmar que, por lo que respecta a los aceros, pueden ser utilizados en obra a temperaturas del orden de —20° C sin ningún inconveniente.

Cita asimismo un estudio realizado por la Tréfilerie et Câblerie de Bourg et du Havre (T.C.B.H.), sobre aceros simplemente trefilados a temperaturas comprendidas entre +20° y —150° C, y en el cual no se observó ningún signo de fragilidad.

Comenta también unos ensayos de tracción, a —40° C, realizados sobre alambres de acero con temple bainítico y alambres trefilados y normalizados (figs. 1 y 2). En ellos se pudo comprobar que los valores de la carga de rotura y del límite elástico coincidían con los registrados a temperaturas de 20° C; pero, sin embargo, señala que “la débil estricción de rotura observada, demuestra que los dos tipos de acero ensayados se vuelven frágiles a temperaturas de —40° C, aunque sus alargamientos conserven un valor notable”.

En su informe, Sleigh estudia los alambres trefilados y normalizados y los cordones de 0,5 pulgadas (12 mm), a —196° C (cuadro 1) (*), llegando a la conclusión de que esta baja temperatura no produce una fragilización sensible de los aceros, pero que, sin embargo, reduce la estricción de los mismos, que del 40 por 100 aproximadamente, que es su valor normal, pasa al 30 por 100. Señala también que, a dicha temperatura, algunos alambres y cordones se rompieron en los anclajes.

Del conjunto de ensayos realizados por los autores citados, parece deducirse que la disminución de temperatura ocasiona una pérdida de ductilidad en los aceros, aunque la ductilidad que conservan sea aún suficiente para poderlos utilizar en el pretensado.

2. INFLUENCIA DE LAS ALTAS TEMPERATURAS Y DE LOS CICLOS DE TRATAMIENTO TERMICO SOBRE LOS FENOMENOS DE FLUENCIA Y RELAJACION

Todos los autores coinciden en que la temperatura acelera las pérdidas por fluencia y relajación.

(*) *Nota del traductor.* — Obsérvese que en el texto se habla de cordones de media pulgada de diámetro, mientras en el cuadro 1 se hace referencia a cordones de 1/4 de pulgada. Esta evidente contradicción, que corresponde al texto original, se ha mantenido al hacer la traducción por no saberse cuál de los dos valores es el verdadero.

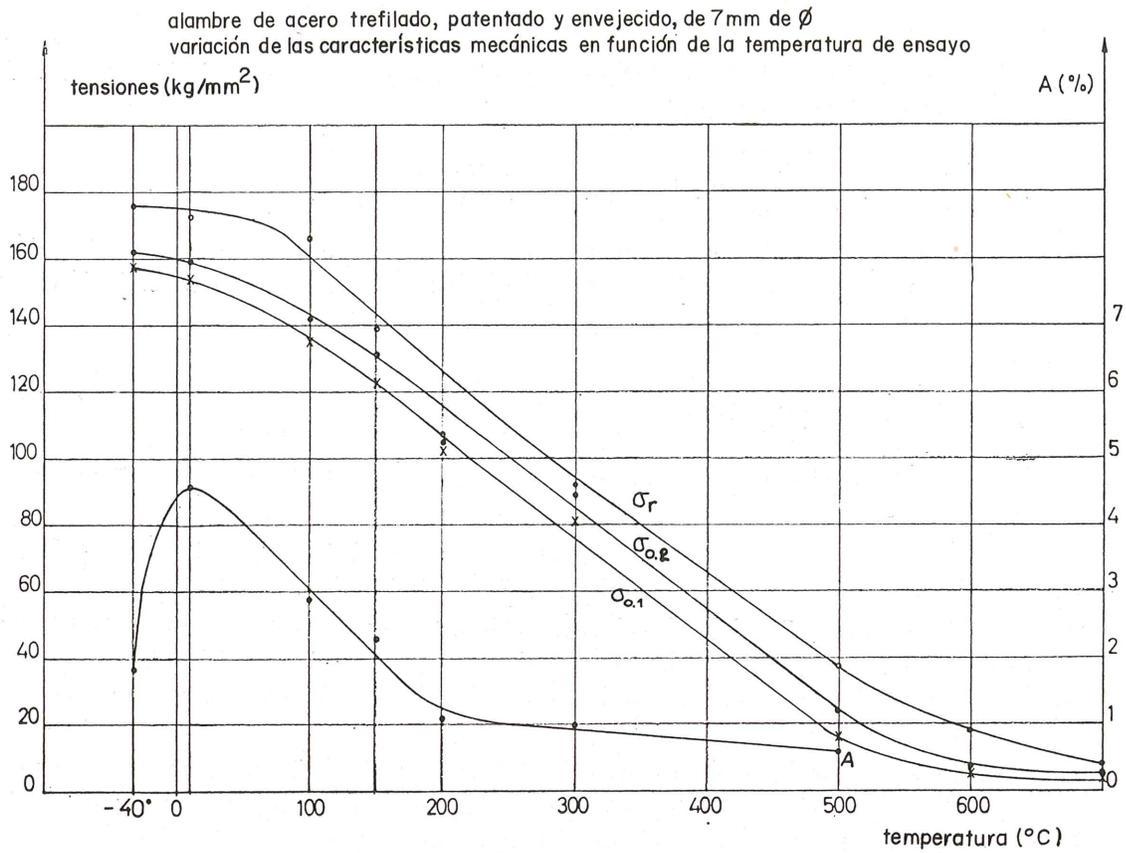


Figura 1.

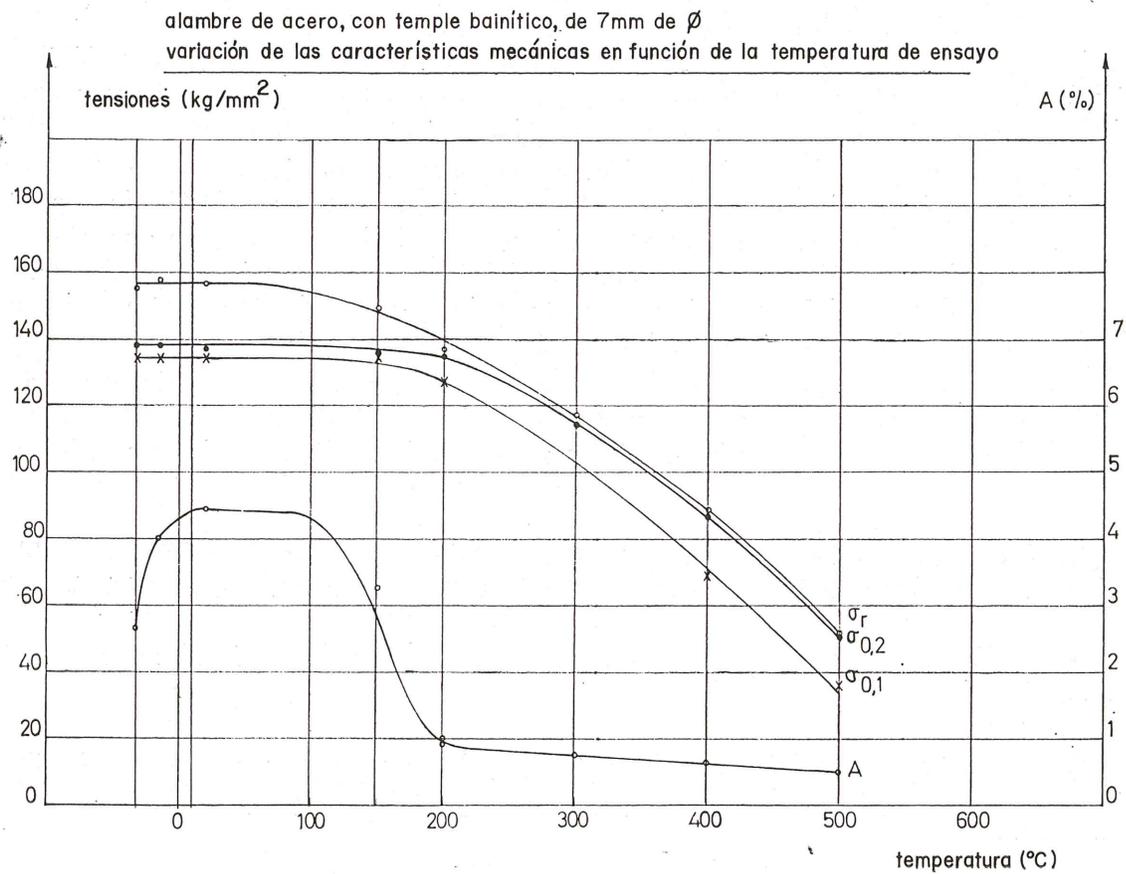


Figura 2.

CUADRO I

		- 196 ° C				20 ° C			
		Esfuerzo de tracción kg	Tensión kg/cm ²	Estricción %	Alargamiento	Esfuerzo de tracción kg	Tensión kg/cm ²	Estricción %	Alargamiento
Cable con tratamiento térmico y 1/4" (6 mm) de diámetro (*)		5.530	No pudo terminarse el ensayo.			4.720	No pudo terminar el ensayo.		Rompieron todos en las mordazas.
Cable con tratamiento térmico y 1/4" (6 mm) de diámetro (*)		5.670	No pudo terminarse el ensayo.			5.070	No pudo terminar el ensayo.		
Alambre liso con tratamiento térmico y 0,2" (5 mm) de diámetro		4.840	10.650	31	7 % en 2,5 cm	3.880	8.540	41	10 % en 2,5 cm
Alambre liso con tratamiento térmico y 0,2" (5 mm) de diámetro. Alambre con cuña CCL.		4.850	10.690	27	5 % en 5,0 cm	3.950	8.680	40	6 % en 10 cm
Alambre liso con tratamiento térmico y 0,2" (5 mm) de diámetro. Alambre con cuña CCL.		4.800	10.580	30	4 % en 7,5 cm				
Alambre liso con tratamiento térmico y 0,2" (5 mm) de diámetro. Alambre con cuña CCL.		4.810	10.620	29	4 % en 10 cm				
Alambre liso con tratamiento térmico y 0,2" (5 mm) de diámetro. Cuñas de tipo antiguo.		4.130	9.100	Nula.	Nulo.				Rotura en la mordaza.
Alambre liso, con tratamiento térmico de 0,2" (5 mm) de diámetro y trazado curvo del tipo I		4.710	10.370	30		3.940	8.660	40	
Alambre liso, con tratamiento térmico de 0,2" (5 mm) de diámetro y trazado curvo del tipo II						3.750	8.260	40	
Alambre liso, con tratamiento térmico de 0,2" (5 mm) de diámetro y trazado curvo del tipo III (*)		4.310	9.490	30					
Alambre liso, con tratamiento térmico de 0,2" (5 mm) de diámetro y trazado curvo del tipo IV (*)		3.720	8.180	38		3.080	7.800	44	
Alambre normalizado tipo B, de 0,2" (5 mm) de diámetro y trazado curvo, del tipo IV (*)		363	820	Nula.					
Alambre liso con tratamiento térmico, de 0,276" (7 mm) de diámetro y con cabeza remachada para el anclaje		8.190	9.490	Nula (rotura en la mordaza).		6.580	7.590	35	
Alambre liso con tratamiento térmico, de 0,276" (7 mm) de diámetro y muescas a 45° que reducen la sección transversal al 52,5 por 100 [0,2" (5 mm) de diámetro]		4.270	9.390			4.320	9.500	40	
Alambre liso, exactamente igual que el anterior		4.130	9.090			4.940	9.290	40	
Alambre liso, con tratamiento térmico, de 0,276" (7 mm) de diámetro						6.350	7.340	40	

(*) A la temperatura ambiente. Pretensado al 75 por 100 de la tensión de rotura.

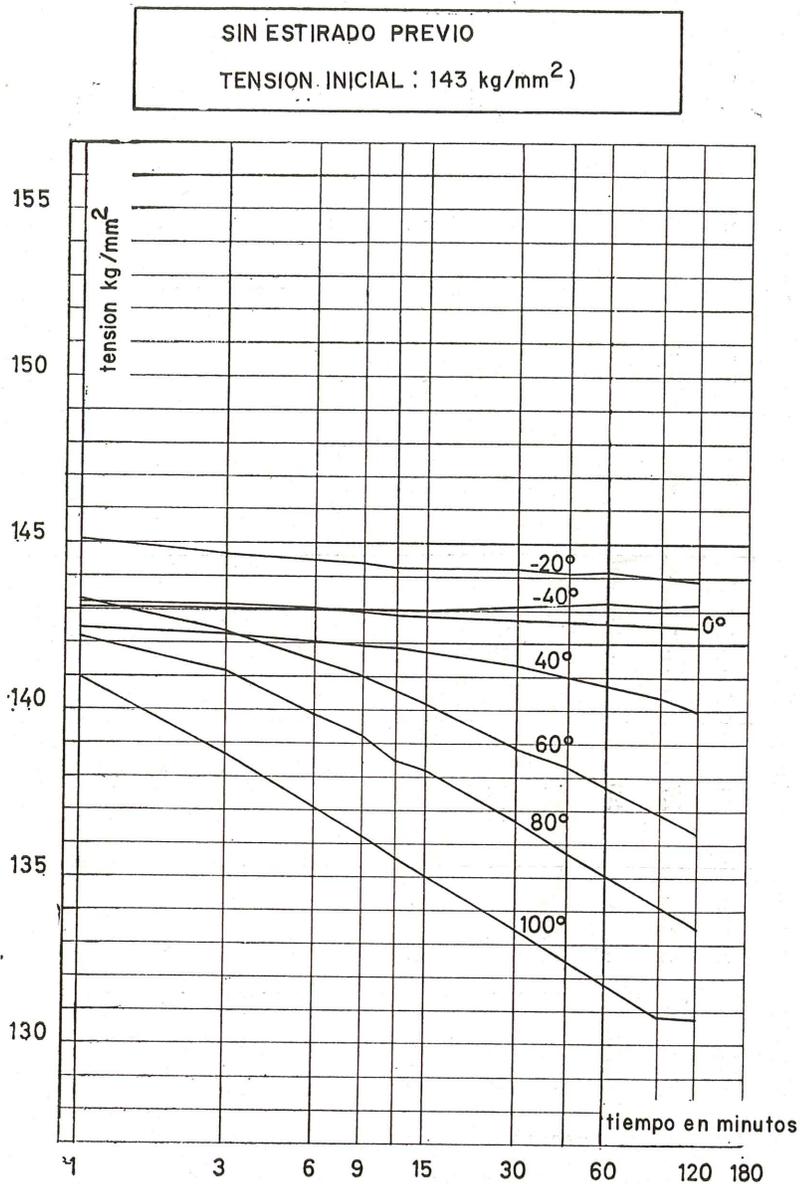


Figura 3.

En la figura 3, tomada de la comunicación presentada por Dumas, se puede apreciar el aumento de relajación en función de la temperatura.

De Strycker señala que en un alambre templado al aceite, normalizado y teso a 102,5 kg/mm², se registró una relajación del 3 por 100, aproximadamente, después de los siguientes períodos de tiempo en función de la temperatura de ensayo:

Temperatura °C	Tiempo (minutos)
20	$2,5 \times 10^5$
40	$8,6 \times 10^3$
60	$8,5 \times 10^2$
80	8×10
100	$1,2 \times 10$

En primera aproximación puede decirse que el tiempo necesario para alcanzar una relajación del 3 por 100 se divide por 10 cada vez que la temperatura aumenta en 20°.

Los diagramas de fluencia y relajación correspondientes a temperaturas superiores a 20° C, no resultan sencillos. De Strycker ha comprobado que, a temperaturas de 60° y 80° C, inicialmente, la fluencia es función lineal del logaritmo del tiempo. Esta ley cambia después de un período de tiempo variable, que depende de la tensión y temperatura, pero que resulta del orden de un mes, aproximadamente. Y transcurrido este período de

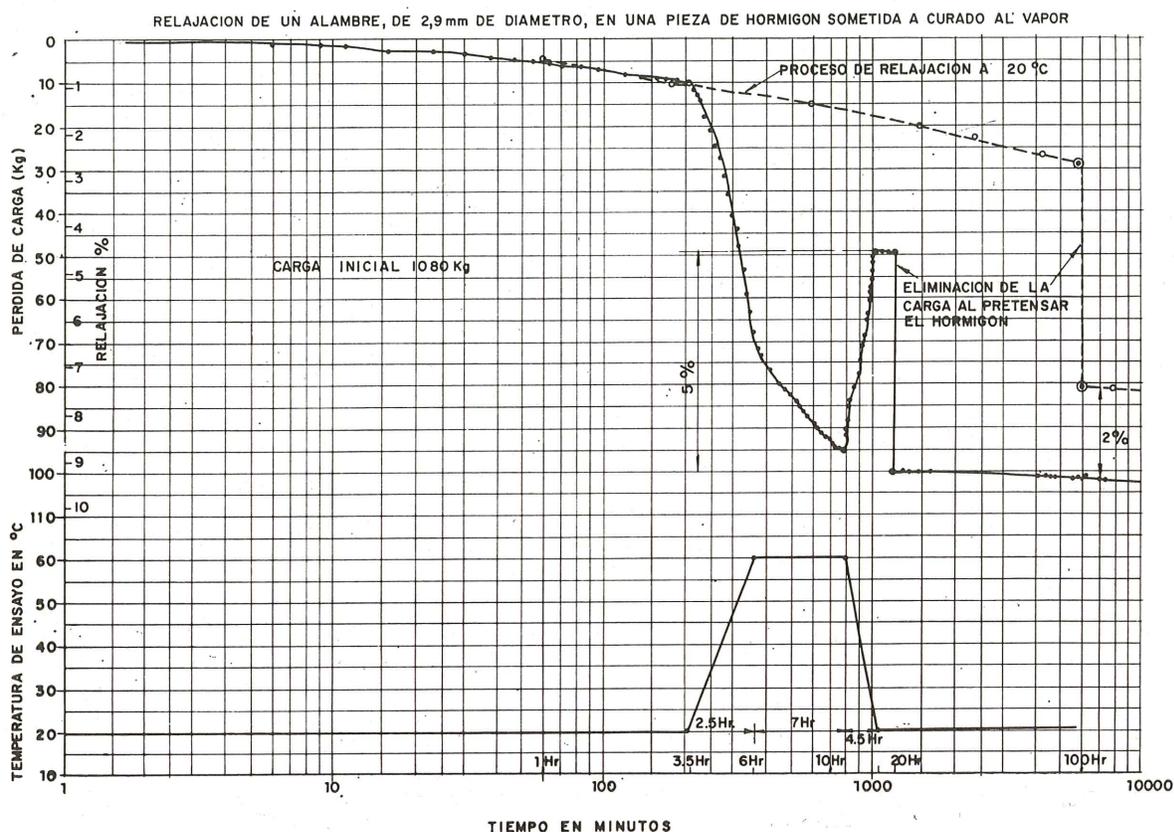


Figura 4.

transición, se vuelve a encontrar una nueva ley lineal, en función del logaritmo del tiempo pero de pendiente menor que durante las primeras semanas.

Sería conveniente saber si se pueden aplicar, simple y directamente, los resultados de los ensayos de relajación realizados a altas temperaturas, a las pérdidas efectivas en servicio. Dumas y De Strycker opinan que no.

Según este último, los ensayos de relajación a temperaturas elevadas se realizan, generalmente, calentando el alambre a la temperatura T dada, sometiéndole después a la tensión F y anotando la pérdida de tensión en función del tiempo. En la práctica real, en cambio, el alambre se somete a la tensión F a la temperatura ambiente y es, después de un período de tiempo más o menos largo, cuando se eleva su temperatura. De Strycker afirma que el comportamiento del alambre será muy distinto en ambos casos y que, por consiguiente, la aplicación a las condiciones de servicio de los resultados obtenidos en los ensayos, debe hacerse con suma prudencia.

Dumas llega a la misma conclusión al estudiar el caso de la pila de un reactor cuya temperatura, en servicio, iba a ser de 40 a 60° C.

Teniendo en cuenta que los aceros se tesan a la temperatura ambiente, que el aumento de temperatura sólo se produce después de un período de tiempo relativamente largo (durante el cual se produce ya gran parte de la relajación del acero), y que la retracción del hormigón provoca un acortamiento de las armaduras, Dumas estima que la relajación pura de los aceros en servicio será inferior a la quinta parte del valor obtenido en los ensayos realizados en laboratorio, a longitud constante. Termina su informe diciendo, textualmente: "No se deben sobreestimar los efectos de la relajación de los aceros en

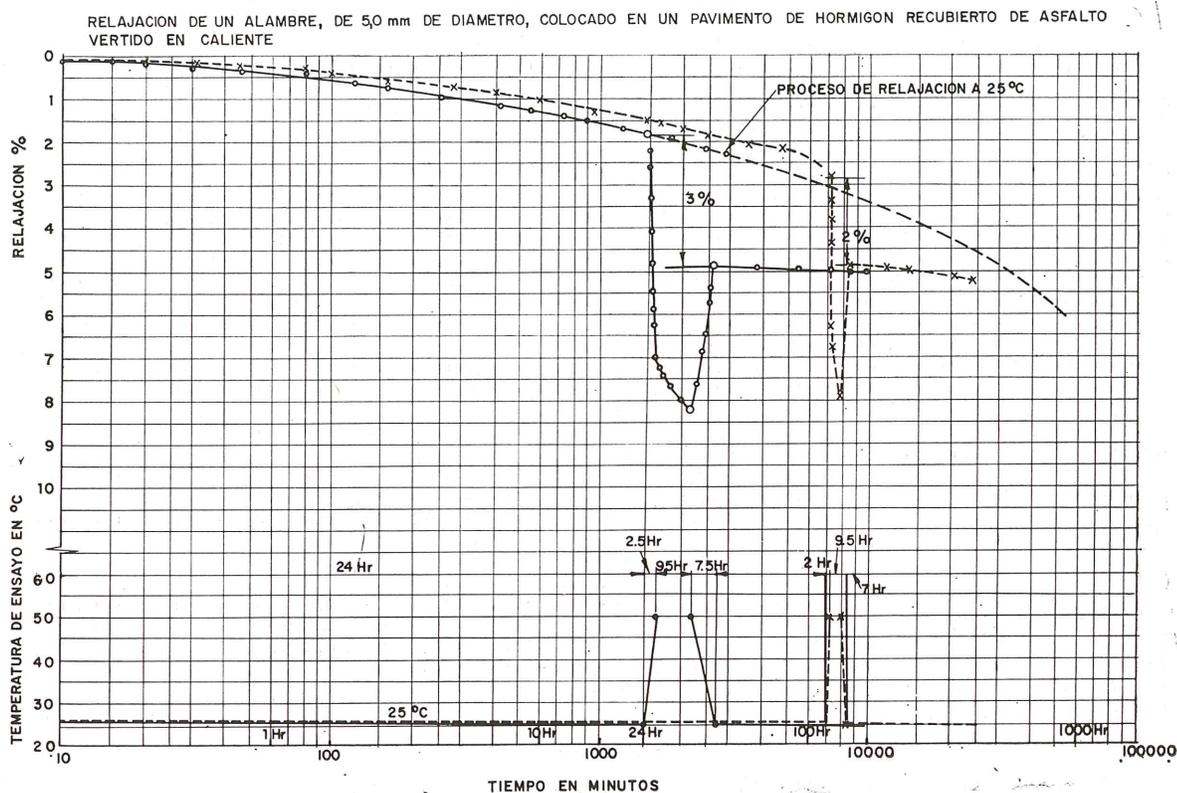


Figura 5.

este tipo de obras, ni confundir, para los cálculos, la relajación obtenida en laboratorio por medio de ensayos a longitud constante, realizados para determinar las características propias del acero que va a utilizarse, con la que éste sufrirá realmente en obra".

Iwata ha intentado determinar la relajación de los aceros en obra en el caso de hormigones curados al vapor o con un revestimiento de asfalto vertido en caliente. Estima que, en ambos casos, el alambre alcanzó una temperatura de 65° C.

En las figuras 4 y 5 se reproducen los diagramas correspondientes a estos alambres, trefilados y normalizados. En ellos se indican las características del acero y aparecen representadas las curvas de relajación a temperatura ambiente y la variación de tensión en función de los tratamientos térmicos aplicados. Obsérvese que, en el caso de curado al vapor, se produce una pérdida suplementaria de tensión del 2 por 100.

En el caso de revestimiento asfáltico se han realizado ensayos en dos condiciones

distintas y las pérdidas suplementarias de tensión registradas fueron del orden del 2 al 3 por 100.

Los ensayos realizados por Dumas muestran la influencia beneficiosa que sobre la relajación ejercen los tratamientos térmicos aplicados a los aceros de pretensado.

Del conjunto de resultados obtenidos se han seleccionado los correspondientes a un ciclo caracterizado por las siguientes etapas (fig. 6):

a) Medida de la relajación, durante ciento veinte horas, a 20° C, en una probeta sometida a una carga inicial comprendida entre 100 y 155 kg/mm², aplicada durante dos minutos antes de empezar a contar el tiempo (tiempo cero).

b) Al cabo de estas ciento veinte horas se anula la tensión del alambre y se eleva su temperatura hasta 100° C, manteniendo constante su longitud durante la operación de calentamiento. Este último proceso dura dos horas, aproximadamente.

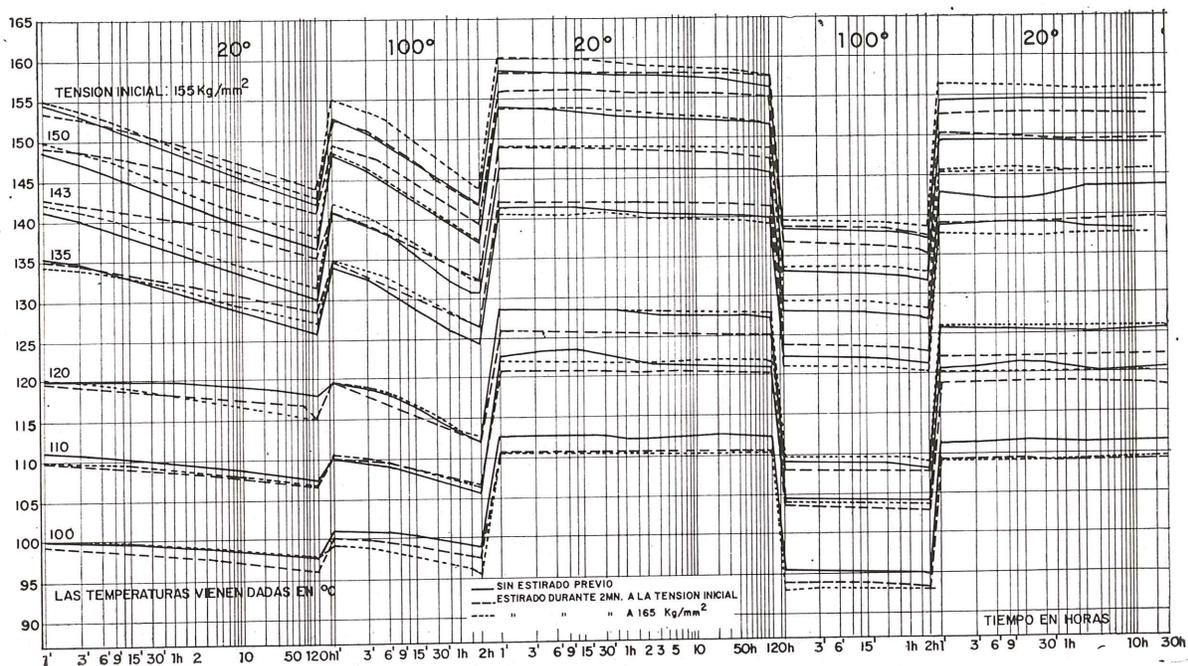


Figura 6.

c) A esta nueva temperatura se eleva la tensión del alambre hasta su valor inicial y se mide su relajación durante dos horas.

d) Se va enfriando gradualmente el alambre hasta la temperatura de 20° C, durante un período de dos horas, manteniendo su longitud constante; una vez determinada la carga resultante, se vuelve a medir la relajación, durante ciento veinte horas, a 20° C.

e) Finalizado este ciclo de relajación, se vuelve a calentar el alambre hasta los 100° C, manteniendo siempre constante su longitud. Esta operación dura otras dos horas.

f) Se determina la tensión del alambre y se mide la relajación durante dos horas.

g) Se vuelve a enfriar el alambre a 20° C, manteniendo constante su longitud, y se mide de nuevo la relajación.

Estos ciclos de tratamiento térmico se han aplicado a diferentes temperaturas y con distintas tensiones.

Dumas llega a las siguientes conclusiones: "Durante las operaciones "f" y "g", se obtiene un alambre completamente estabilizado, tanto desde el punto de vista de la fluencia como de la relajación a longitud constante, lo mismo a 20° C que a la temperatura extrema considerada, incluidas, naturalmente, las intermedias. No ocurre lo mismo, sin embargo, para las tensiones iniciales más elevadas; en este caso, la relajación resulta solamente muy atenuada y es necesario un ciclo suplementario para anularla totalmente".

Nakagawa ha estudiado la variación de tensión de un alambre de pretensado de 5 mm de diámetro, trefilado y normalizado, mantenido a longitud constante y sometido a un

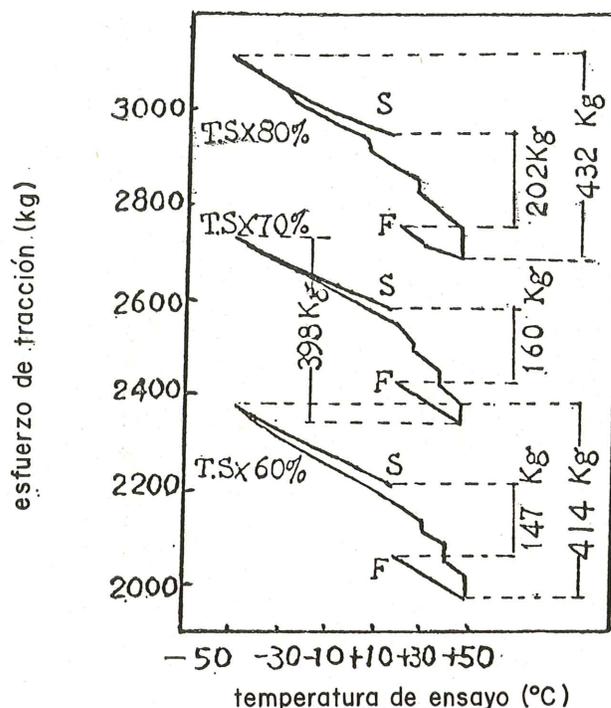


Fig. 7. — Influencia de la variación de temperatura sobre el esfuerzo de tracción. S, principio del ensayo; F, final del ensayo; T.S., tensión de rotura.

ciclo de tratamiento térmico durante el cual la temperatura se hacía variar entre -50° y $+50^{\circ}$ C.

El tesado se efectuaba a 20° C; después se variaba gradualmente la temperatura, haciéndola descender, primero, hasta -50° C, elevándola después hasta $+50^{\circ}$ C y reduciéndola, finalmente, hasta la temperatura inicial de $+20^{\circ}$ C. La temperatura se variaba de 20 en 20° C y se mantenía cada valor durante diez minutos para dar tiempo a que se homogeneizase la temperatura del alambre. En cada etapa se medía la tensión del alambre, mantenido a longitud constante, y también al terminar el ciclo del tratamiento térmico y recobrar la temperatura inicial de $+20^{\circ}$ C. Los ensayos se repitieron para tres valores distintos de la tensión inicial: 60, 70 y 80 por 100 de la tensión de rotura del alambre.

Los resultados de estos ensayos aparecen representados en la figura 7 y el cuadro 2.

CUADRO 2. — *Influencia de los cambios de temperatura en la tensión de un alambre mantenido a longitud constante.*

Variación de la tensión (en kg y en tanto por ciento de la tensión inicial aplicada), en función de la temperatura.

Temperaturas		Tensión inicial, en % de la tensión σ_r de rotura y en kg		
		60% $\sigma_r = 2.210$ kg	70% $\sigma_r = 2.580$ kg	80% $\sigma_r = 2.950$ kg
— 50° C		+ 172 kg	+ 153 kg	+ 162 kg
		(+ 7,8 %)	(+ 5,9 %)	(+ 5,5 %)
+ 50° C	En el momento de alcanzar los + 50° C	— 199 kg	— 212 kg	— 207 kg
		(— 9,0 %)	(— 8,2 %)	(— 7,0 %)
	Diez minutos después de alcanzados los + 50° C.	— 242 kg	— 245 kg	— 270 kg
		(— 11,0 %)	(— 9,5 %)	(— 9,2 %)
Variación máxima de tensión		414 kg	398 kg	432 kg
Diferencia entre la tensión inicial y la final (pérdida total de tensión).		147 kg	160 kg	202 kg

Las cifras entre paréntesis indican la variación de tensión en tanto por ciento de la tensión inicial aplicada a + 20° C. Las positivas son aumentos y las negativas disminuciones.

Se puede observar que, cuando al final del ensayo, se vuelve a la temperatura de 20° C, la pérdida de tensión aumenta con la tensión inicial y corresponde a la relajación del acero en caliente, siendo tanto mayor cuanto mayor es dicha tensión inicial.

Todos estos ensayos, realizados sobre probetas de alambre calentadas o sometidas a ciclos de tratamiento térmico, demuestran la complejidad de los problemas que se presentan cuando los ensayos no se realizan a la temperatura ambiente.

En la práctica, los aceros no están, en realidad, sometidos a una temperatura constante y lo que interesa al usuario es conocer la magnitud de las pérdidas que deben tenerse en cuenta en las condiciones normales de servicio.

También el autor del presente informe ha llevado a cabo ensayos para tratar de determinar las pérdidas reales en servicio, en el caso de tubos pretensados. Durante la fabricación, estos tubos se envolvían con una armadura helicoidal tesa, que quedaba embebida en el hormigón fresco y se mantenía bajo carga constante durante el fraguado del hormigón, efectuado a 80° C. Así pues, en este caso se producía la superposición de los siguientes efectos: una fluencia a 80° C (mientras el acero se mantenía bajo carga constante) durante el fraguado del hormigón; luego, una vez terminado el fraguado, una

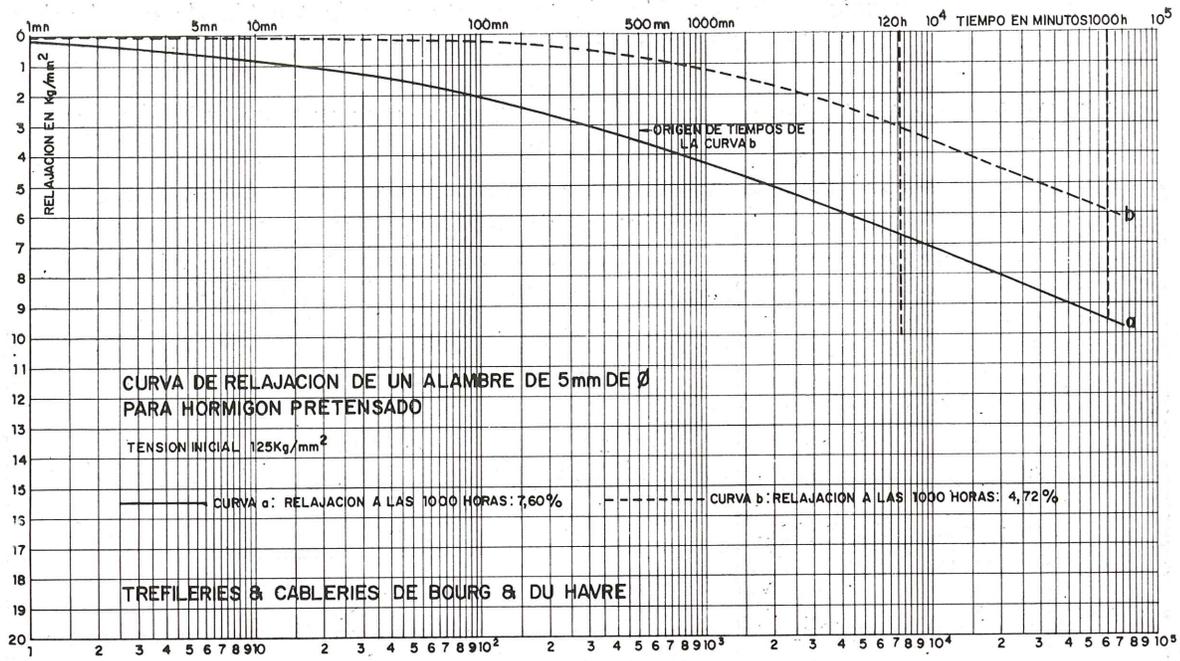


Figura 8.

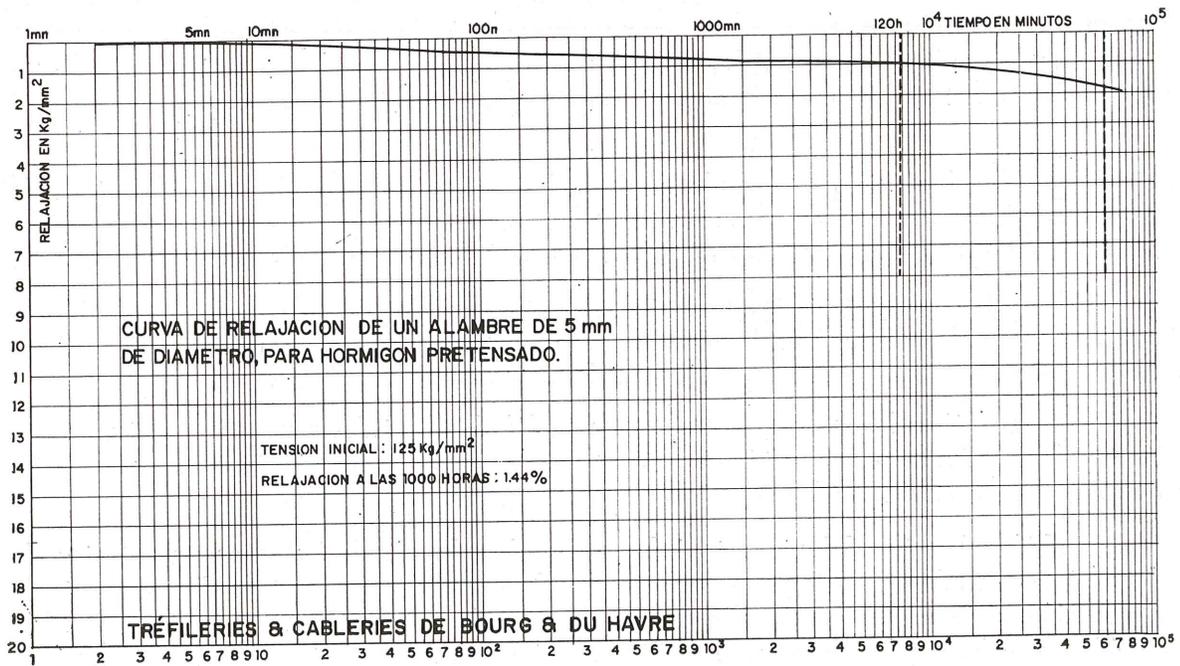


Figura 9.

relajación que se iniciaba a 80° C y continuaba después a la temperatura ambiente, cuando ya el tubo se había enfriado.

Para estudiar este complicado fenómeno se realizaron tres ensayos:

- el primero, a 20° C, que sirve de ensayo de referencia (fig. 8, curva *a*);
- el segundo consistió en mantener el alambre sometido a una carga constante (fluencia), mientras se elevaba su temperatura a 80° C (una hora treinta minutos), mientras se mantenía esta temperatura (cinco horas) y durante su enfriamiento hasta 20° C (dos horas). Seguidamente se estudiaba la relajación a esta última temperatura. (Se supone que, en este caso, el hormigón no fragua hasta que la temperatura alcanza nuevamente los 20° C.) (fig. 9);

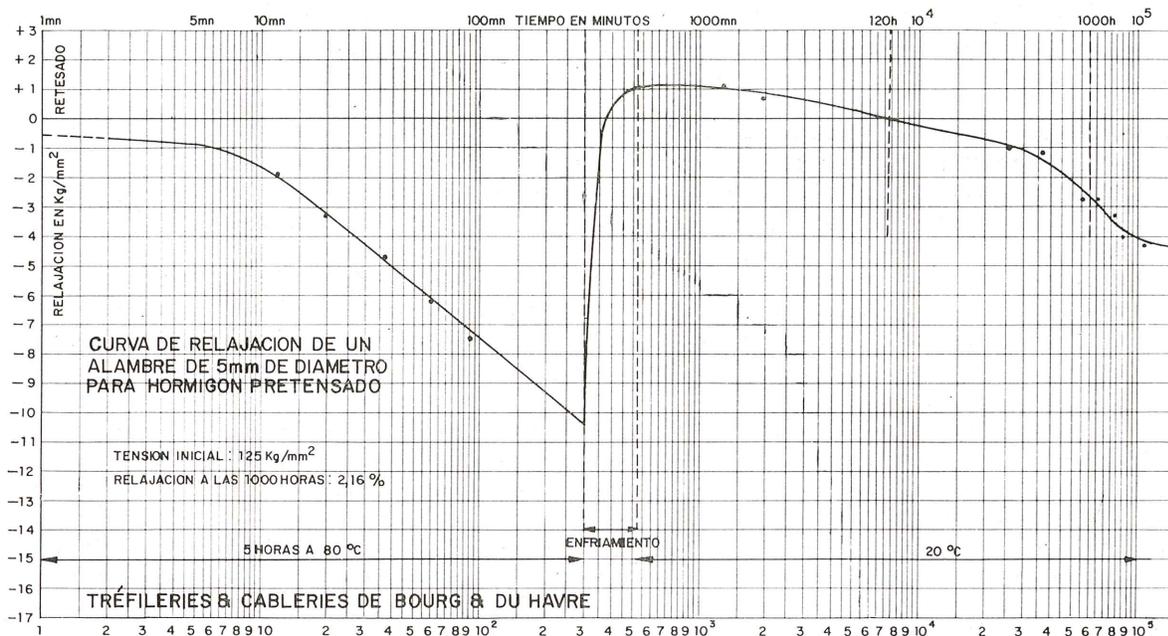


Figura 10.

- en el tercer ensayo se mantiene la carga durante la elevación de la temperatura hasta los 80° C (una hora treinta minutos); después se estudia la relajación del alambre a longitud constante, mientras se mantiene a esta temperatura de 80° C (cinco horas), se enfría a 20° C y continúa a esta temperatura. (Se supone ahora que el hormigón fragua instantáneamente una vez alcanzados los 80° C (fig. 10).)

Evidentemente, en la práctica el hormigón fragua de un modo progresivo, es decir, hay una transición gradual de las condiciones del ensayo de fluencia a las del ensayo de relajación.

Si se compara la curva *a* de la figura 8 con las figuras 9 y 10, se comprueba que la relajación a mil horas pasa del 7,60 por 100 al 1,44 y al 2,16 por 100, respectivamente.

Estos resultados demuestran que el hecho de producir la fluencia del acero en caliente (a 80° C), permite disminuir la relajación a 20° C; es preciso hacer notar, sin em-

bargo, que la forma en que se presentan estos resultados acentúa la diferencia entre las relajaciones medidas a 20° C, con o sin fluencia previa a 80° C.

En efecto, en la figura 9 no se representa el alargamiento del alambre bajo carga constante durante el calentamiento, el período en que permanece a 80° C y el enfriamiento a 20° C, es decir, durante ocho horas treinta minutos. Si en la curva *a* de la figura 8 se suprime la relajación producida durante las primeras ocho horas treinta minutos (510 minutos) y se representa la relajación posterior partiendo de este origen, se obtiene en la curva *b* de la figura 8, que la relajación a las mil horas es del 4,72 por 100 solamente y no del 7,60 por 100.

Por consiguiente, parece que puede aceptarse que, tanto los ciclos de tratamiento térmico citados por Dumas como el tesado del acero a temperaturas superiores a la temperatura ambiente, reducen la relajación a 20° C. Se estima que en este fenómeno debe buscarse el fundamento de los dos procedimientos utilizados para obtener aceros de relajación reducida: el método Somerset y el T.C.B.H. (Tréfileries et Câbleries de Bourg et du Havre).

Debe recordarse que el método Somerset consiste en calentar un alambre o un cable de acero a unos 300° C, bajo una tensión elevada (superior al 50 por 100 de su tensión de rotura); si se trata de un alambre, la tensión se logra mediante un fuerte trefilado y, en el caso de un cable, con ayuda de dos tambores que giran a diferentes velocidades.

El procedimiento T.C.B.H. consiste en conducir los alambres o cables a través de cuatro planos situados en distintas direcciones, por medio de unos rodillos enderezadores, a la temperatura del tratamiento de normalizado; en este caso, se obtienen esfuerzos de flexión muy elevados, a pesar de que los de tracción son relativamente débiles.

Se puede comprobar que, en todos los casos, tanto en los ensayos de laboratorio realizados en la máquina de relajación como en los procedimientos industriales, se produce la superposición de un esfuerzo mecánico y de un tratamiento térmico.

Para interpretar la influencia favorable de esta superposición hay que tener en cuenta que, tanto la relajación como la fluencia son una consecuencia de la deformación plástica del acero y que esta deformación plástica está ligada a su vez a dislocaciones y desplazamientos de la estructura cristalina del metal. Cuanto más pequeños sean estos movimientos, tanto menores serán la fluencia y la relajación que se produce.

Un alambre simplemente trefilado presenta una relajación relativamente grande, debido a que en él estas dislocaciones son muy importantes; sin embargo, éstas pueden llegar a reducirse mediante un pre-estirado a la temperatura ambiente que tiende a bloquearlas. Un tratamiento térmico, a temperatura inferior a 400° C reducirá aún más las dislocaciones, debido a la formación de las denominadas "nubes de Cottrell" o a cualquier otro fenómeno análogo, y disminuirá también, por tanto, la relajación (alambres trefilados normalizados). Finalmente, la superposición de un esfuerzo mecánico y un tratamiento térmico, utilizando cualquiera de los procedimientos conocidos, paraliza todavía más dichas dislocaciones y disminuye por consiguiente la relajación hasta valores insignificantes.

3. INFLUENCIA DE LAS ALTAS TEMPERATURAS SOBRE LA RESISTENCIA Y EL ALARGAMIENTO

Tomioka ha realizado un estudio sobre la variación de las características mecánicas de un alambre de 5 mm de diámetro, trefilado y normalizado, a temperaturas comprendidas entre 20° y 500° C, así como la variación de estas mismas características, a la tem-

peratura ambiente, después de haberlo sometido a temperaturas comprendidas entre 100° y 800° C.

Los resultados obtenidos se resumen en el cuadro 3.

Es interesante señalar que cuando los ensayos de tracción se realizan a temperatura elevada, intentando reproducir las condiciones en que se encuentra el alambre en caso de incendio, el alargamiento es tanto mayor cuanto más se eleva la temperatura de ensayo.

Dumas ha realizado un estudio comparativo sobre alambres de 7 mm de diámetro, trefilados y normalizados, y alambres de 7 mm de diámetro con temple bainítico.

En ambos casos comprobó que la carga de rotura y el límite elástico de los alambres disminuyen en función de la temperatura de ensayo, de acuerdo con los resultados obtenidos por Tomioka. Por otra parte, observó que los alargamientos disminuían al aumentar la temperatura de ensayo (figs. 1, 2, 11 y 12).

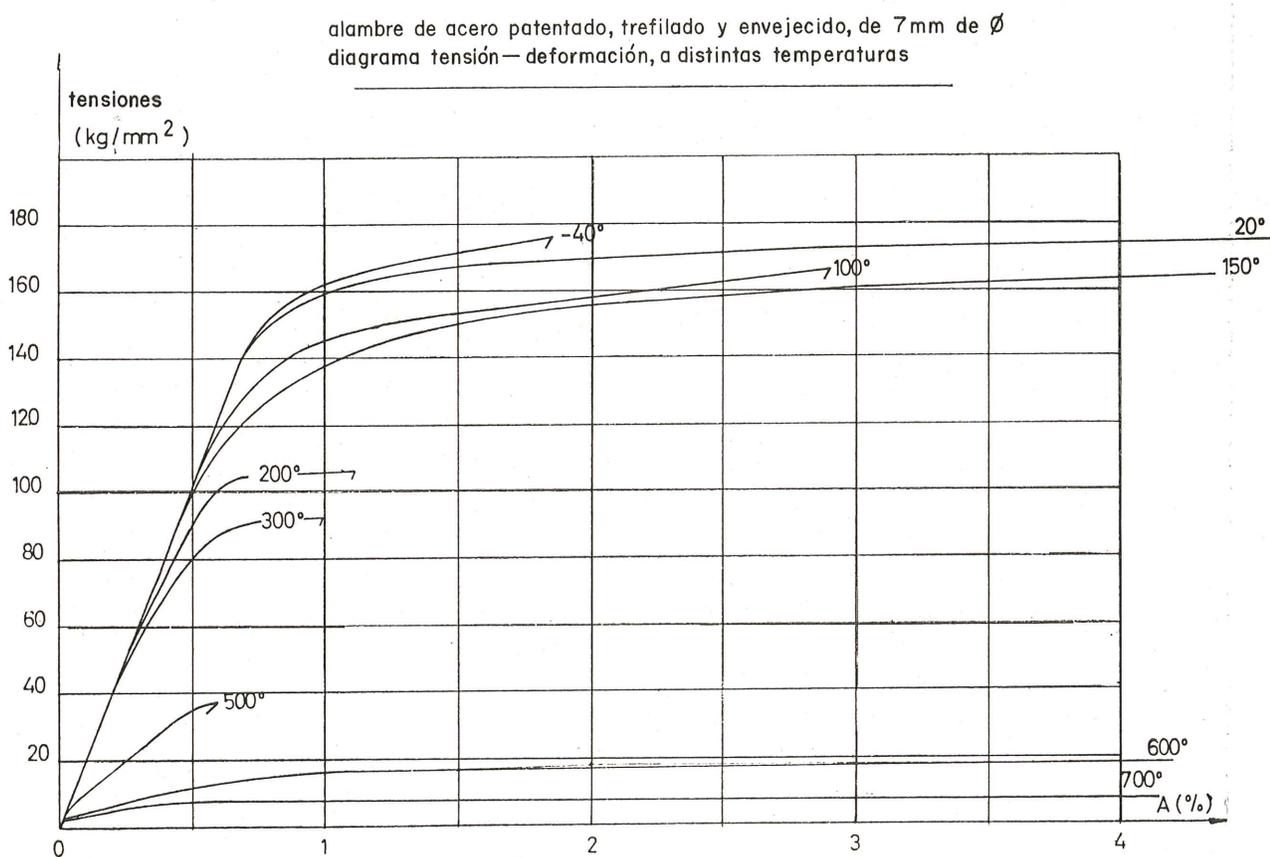


Figura 11.

La aparente discrepancia entre los resultados de los ensayos de alargamiento llevados a cabo por Dumas y Tomioka, demuestran, una vez más, que los valores del alargamiento dependen de las condiciones en que se lleva a cabo el ensayo y, especialmente, de que se tenga o no en cuenta la estricción en la determinación de dichos valores.

En el laboratorio de Lieja, donde se realizaron los ensayos de Dumas, el alargamiento se mide excluyendo la zona de estricción. En cambio, es muy probable que Tomioka,

CUADRO 3.—Influencia de la temperatura en las características mecánicas de los alambres de pretensado.

ENSAYO	CONDICIONES DE CALENTAMIENTO		Resistencia a rotura (σ_r) kg/mm ²	Límite elástico ($\sigma_{0,2}$) kg/mm ²	Relación en % $\sigma_r / \sigma_{0,2}$	Módulo de elasticidad kg/mm ²	Alargamiento en % (medido sobre 100 mm)
	Temp. (°C)	Tiempo que se mantiene (min)					
1	20	—	177,7	162,1	91,2	20.700	5,5
	50	10	176,2	—	91,2	—	6,0
	100	10	173,3	150,3	86,7	20.800	6,0
	150	10	169,6	143,2	84,4	21.180	6,0
	200	10	169,9	135,8	80,1	20.500	5,5
	250	10	166,1	133,0	79,9	20.000	5,5
	300	10	160,3	120,3	75,0	18.270	7,0
	350	10	144,3	106,0	74,0	18.400	8,5
	400	10	125,1	92,2	73,7	15.300	9,5
	450	10	103,9	78,6	75,9	15.600	12,0
	500	10	87,7	64,9	74,0	14.300	13,5
2	20	—	172,0	158,0	92,0	21.200	6,0
	100	5	173,0	158,5	91,5	21.500	5,0
		30	172,5	157,0	91,3	21.220	6,0
	200	5	172,0	157,5	91,4	20.600	5,0
		30	172,0	157,5	91,3	20.840	5,0
	324	5	172,0	149,0	86,8	21.520	5,0
		30	170,0	147,0	86,8	21.800	7,5
	400	5	165,0	140,0	84,6	21.400	7,0
		30	161,0	135,0	83,9	21.700	8,0
	490	5	152,5	125,0	82,0	21.400	8,0
		30	141,5	115,5	81,8	21.200	9,5
	600	5	119,0	104,5	88,0	21.600	9,0
		30	104,0	95,0	91,2	21.500	11,5
	700	5	90,0	87,5	96,9	21.000	12,0
30		80,0	77,5	96,8	19.950	15,0	
800	5	104,0	62,5	60,1	20.900	7,5	
	30	101,5	63,0	61,4	21.300	8,5	
3	500	5	142,0	119,0	83,8	20.500	9,0
		30	132,4	115,0	85,1	20.500	8,5
	600	5	117,0	104,5	89,1	20.500	10,0
		30	109,0	97,5	89,7	20.900	11,0
	700	5	87,5	79,5	96,5	20.500	10,5
		30	79,0	75,7	95,8	20.500	13,5
	800	5	82,0	37,8	46,1	21.560	13,5
		30	81,5	35,3	43,3	19.000	10,0

NOTA.—En el ensayo 1 el alambre (0,70 por 100 de C, 0,7 por 100 de Mn) se sometió únicamente a las temperaturas indicadas. En los ensayos 2 y 3, el alambre (0,74 por 100 de C, 0,44 por 100 de Mn) se mantuvo a las temperaturas indicadas durante cinco o treinta minutos y se enfrió hasta la temperatura ambiente antes del ensayo. En el ensayo 2 el enfriamiento se hizo rápidamente; en el ensayo 3 se enfrió lentamente en baño de plomo.

que midió los alargamientos sobre una base de 100 mm, hayan incluido la estricción, que aumenta considerablemente con la temperatura de ensayo.

Es importante señalar que el aumento de estricción en función de la temperatura de ensayo, demuestra que la reducción del alargamiento (excluida la estricción) señalada por Dumas, no supone, en modo alguno, fragilización del acero. Queda aún por explicar la causa de esta disminución de los alargamientos.

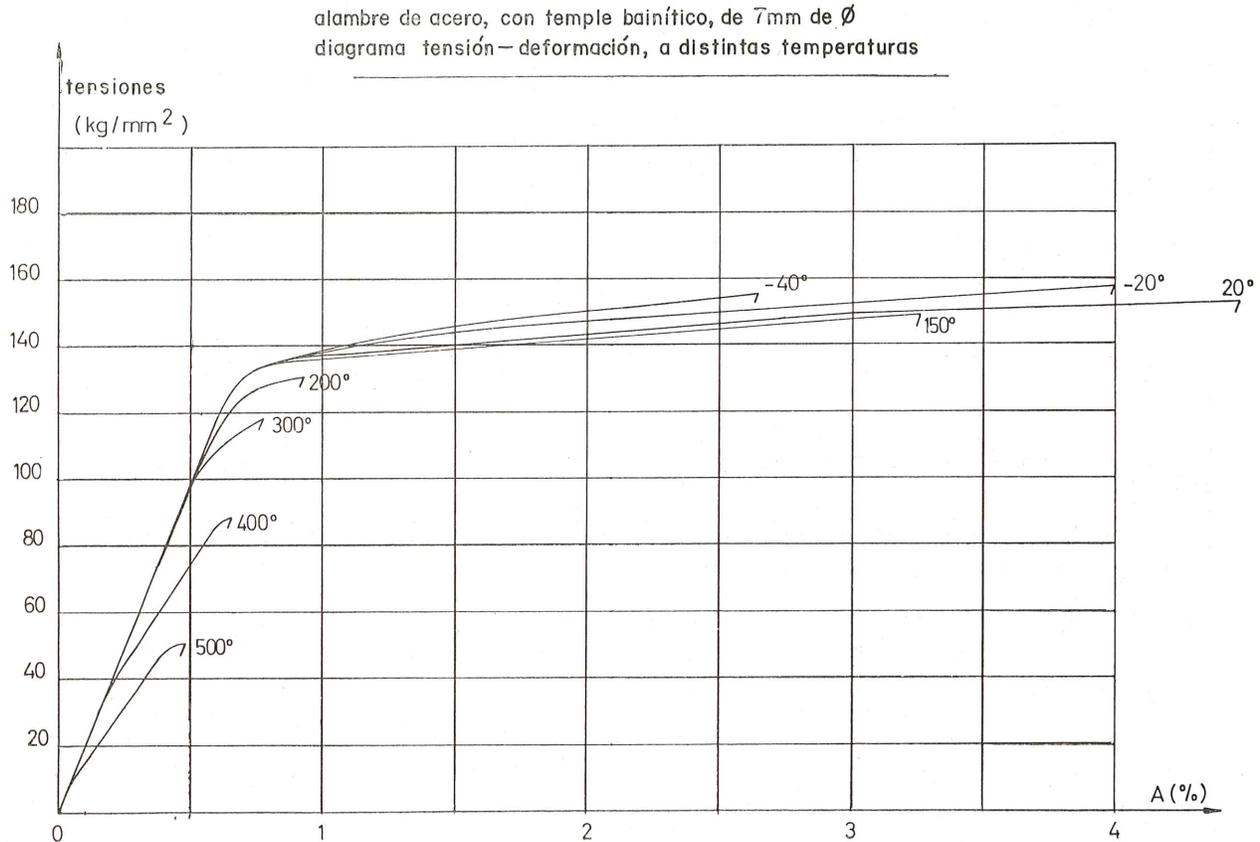


Figura 12.

Otro punto que necesita aclaración es el comportamiento frente al fuego de las estructuras pretensadas, dado que a 300° C el alargamiento posible de los alambres es inferior al 1 por 100. Cabe suponer que, en estas condiciones, las armaduras pretensadas se rompen espontáneamente. Esto es lo que cabría temer a la vista de los resultados obtenidos en los ensayos de tracción realizados a elevada temperatura. No obstante, Dumas, con mucha razón, hace notar que en el transcurso de los ciclos de tratamiento térmico antes citados, tesó a 155 kg/mm² y a una temperatura de 20° C unas probetas de alambres cuya tensión de rotura era de 169,7 kg/mm². Esta tensión produjo alargamientos del 0,82 por 100. A continuación, elevaba la temperatura de las probetas hasta 300° C, manteniéndola a longitud constante, y se ajustaba de nuevo la tensión a 155 kg/mm². Las probetas en estas condiciones no se rompían; en cambio, en los ensayos de tracción efectuados a 300° C rompían bajo tensiones comprendidas entre 90,1 y 95,5 kg/mm².

Debe hacerse constar finalmente que, según señala muy bien Dumas, en caso de in-

cendio, el acero no está solicitado a tracción en las mismas condiciones que cuando se realiza un ensayo de tracción a temperatura elevada o a longitud constante.

Para comprobar la seguridad real de una estructura pretensada, en caso de incendio, Dumas propone:

- a) Someter los aceros a distintas tensiones, a 20° C; calentarlos después a distintas temperaturas y comprobar si, a partir de una cierta temperatura y para una determinada tensión inicial, se rompen de modo espontáneo.
- b) Aplicar una tensión inferior a la de rotura espontánea (si existe), para una temperatura dada, y tratar luego de hallar el aumento de temperatura que provocaría la rotura del acero.
- c) Aplicar una tensión inferior a la de rotura espontánea, para una temperatura determinada, y averiguar después el valor de la sobretensión o del alargamiento suplementario que producen la rotura del acero.

La complejidad de este problema y su importancia son evidentes y seguramente serán objeto de animados debates en el Simposio de Madrid.

4. RESISTENCIA AL FUEGO DE LAS VIGAS

Kordina ha efectuado un estudio sobre la resistencia al fuego de las vigas de hormigón armado y de hormigón pretensado.

Aunque los estudios relativos al hormigón armado se salen del marco de este Simposio, se expondrá brevemente la orientación de estas investigaciones y las principales conclusiones de ellas deducidas.

En su trabajo, Kordina estudió si los resultados de los ensayos eran representativos y la influencia de la humedad, de la disposición de las armaduras, de los diferentes productos de adición y, por último, del esfuerzo de pretensado.

Llegó a la conclusión de que los resultados de los ensayos eran satisfactoriamente representativos y que un pequeño grado de humedad resultaba beneficioso, pero que el pretensado, al producir una compresión en el hormigón, era desfavorable, ya que el calor origina nuevas tensiones de compresión capaces de provocar la fisuración del hormigón.

Estas conclusiones demuestran que los diferentes ensayos de laboratorio, realizados sobre probetas de alambres tesos, deberían completarse con otros sobre vigas pretensadas, con el fin de estudiar, simultáneamente, el comportamiento del acero y del hormigón pretensado y la influencia de cada uno de estos elementos sobre el otro.

grupo 5. informe general

Tema 7. Resistencia a la fatiga de los aceros para pretensado.

R. BAUS y A. BRENNEISEN

I. INTRODUCCION

Si bien la mayoría de las estructuras están sometidas a solicitaciones variables, en casi todos los casos dichas variaciones presentan amplitudes lo suficientemente débiles como para no poner en peligro la seguridad de la obra.

El estudio de los efectos de estas variaciones ofrece un interés especial cuando éstas son importantes con respecto a las solicitaciones permanentes, o cuando la aplicación de las solicitaciones va acompañada de fenómenos dinámicos y de vibraciones. Esto puede ocurrir en toda una serie de estructuras pretensadas, tales como: algunas obras de ferrocarril e, incluso, carreteras; soportes de máquinas; mecanismos de levantamiento y manipulación; determinadas estructuras marítimas sometidas a la acción del oleaje y ciertas estructuras expuestas al viento.

Las solicitaciones variables pueden provocar roturas por fatiga, contra las que, debido a su carácter frágil, es preciso precaverse con la mayor garantía posible.

La resistencia a fatiga de las estructuras pretensadas depende a la vez de las propiedades individuales de sus materiales componentes, de la forma de su puesta en obra y de las condiciones particulares a las que se encuentran sometidos.

Si se conociese de forma precisa la influencia de la puesta en obra y de las condiciones de utilización, sería posible determinar el comportamiento en fatiga de una estructura a partir del comportamiento de los materiales que la integran.

Por desgracia, estos factores son muy numerosos, han sido relativamente poco estudiados hasta la fecha y son difíciles de estimar y de simular.

Entre los factores que son capaces de crear diferencias entre el comportamiento en fatiga de las estructuras y el de las materias que las componen pueden citarse:

- La adherencia, es decir, el tipo de enlace entre los materiales, así como su evolución durante la vida de la obra;
- el estado de fisuración de las piezas, en el caso de estructuras que trabajan en régimen de fisuración;
- la diferencia entre las solicitaciones reales y las aplicadas a los materiales durante los ensayos, así como la influencia, a menudo difícilmente apreciable, de la distribución real de tensiones y de esfuerzos parásitos;

- el medio ambiente, el hielo, la presencia de elementos corrosivos, etc.;
- la existencia de puntos singulares, tales como las fisuras accidentales, los cruces de armaduras, los puntos de soldadura, etc., que producen efectos de entalladura y concentración de tensiones.

Algunos de estos factores ejercen una influencia favorable en el comportamiento en fatiga de las estructuras; citemos, por ejemplo, las redistribuciones de esfuerzos en fase plástica y la escasa probabilidad existente de que las zonas más débiles sean, a la vez, las más solicitadas.

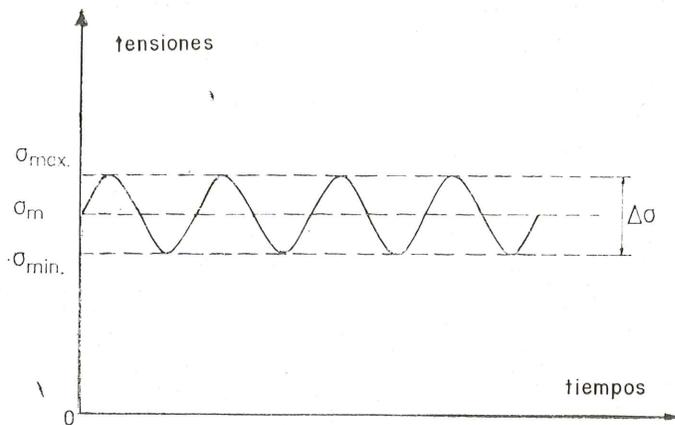


Figura 1.

Sin embargo, la mayoría de los factores — como, por ejemplo, los esfuerzos parásitos, la concentración de tensiones, los efectos de entalladura, las variaciones de temperatura y los agentes corrosivos — son capaces de disminuir notablemente la resistencia a fatiga de las estructuras.

El ideal sería poder determinar con precisión el comportamiento en fatiga de los materiales componentes en sus condiciones reales de puesta en obra y utilización.

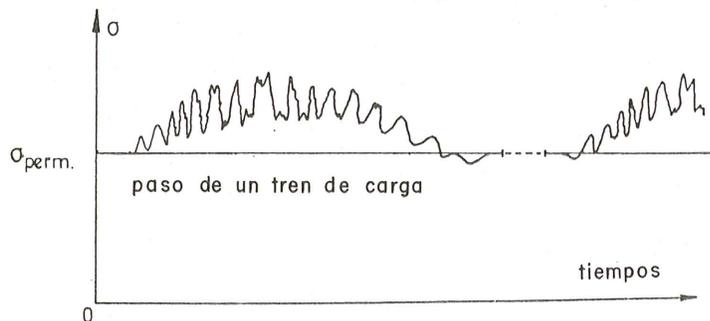


Figura 2.

En cuanto a las armaduras de pretensado, objeto del presente informe, actualmente, sólo es posible simplificar el problema esquematizándolo al máximo y estudiando por separado la influencia de determinados parámetros.

Los diferentes trabajos presentados están basados en el ensayo clásico de endurance bajo esfuerzos oscilantes de tracción, esquematizado en el diagrama de la figura 1. El de la figura 2 representa la variación de los esfuerzos, a lo largo del tiempo, en los cables de un puente pretensado de ferrocarril.

Desde el punto de vista de la evolución de las tensiones con el tiempo, la comparación de ambos diagramas pone de manifiesto las diferencias entre las condiciones de ensayo y las reales. En investigaciones posteriores deberán realizarse ensayos utilizando máquinas de fatiga con carga programada, que permitan simular las condiciones reales relativas a los diferentes tipos de obras, con el fin de poder fijar normas válidas de seguridad. Convendría reunir previamente un cierto número de espectros de tensiones obtenidos de obras en servicio y deducir de ellos las representaciones estadísticas.

Con ayuda de los resultados de los ensayos clásicos, es posible disponer actualmente de una serie de datos sobre el comportamiento en fatiga de las armaduras de pretensado, y coronar así una primera etapa en la estimación de su seguridad.

Estos ensayos permiten efectuar una comparación de armaduras, facilitando la elección de las más idóneas para cada tipo de estructura; constituyen una base para el perfeccionamiento de las armaduras y los anclajes, eliminando los factores más desfavorables para el comportamiento en fatiga; y constituyen, en fin, un procedimiento eficaz para controlar la calidad de los aceros y su variación a lo largo del tiempo.

Puesto que algunas Normas exigen ya la determinación de las características de fatiga, convendría establecer lo antes posible un método de ensayo unificado y definir qué exigencias deben imponerse.

El presente informe trata una serie de cuestiones suscitadas en las comunicaciones recibidas de Rusia, Francia, Alemania (2), Japón, Suiza, Checoslovaquia y Bélgica. Además, se mencionan diversos ensayos efectuados en el Laboratorio de Ingeniería Civil de la Universidad de Lieja, y en el proyecto de ensayo de fatiga sobre aceros para hormigón pretensado de la Comisión RILEM-FIP-CEB.

II. DEFINICION DE LOS ENSAYOS Y CLASIFICACION DE LAS ARMADURAS

El proyecto de ensayo de fatiga de la Comisión RILEM-FIP-CEB se aplica a los alambres redondos, lisos o no, a los alambres retorcidos, a los cordones y a las barras, pero en ningún caso a los cables compuestos por varios elementos. El ensayo consiste en someter una muestra de una cierta longitud a esfuerzos oscilantes de tracción, entre dos cargas llamadas *máxima* y *mínima*. Corresponden, respectivamente, a $\sigma_{\text{máx}}$ y $\sigma_{\text{mín}}$; la tensión media es igual a σ_m .

La resistencia a fatiga viene definida por las especificaciones técnicas para la homologación de los aceros y las recomendaciones para la ejecución de los ensayos. Sin embargo, es preciso hacer constar que este valor convencional, que sirve para comparar los aceros entre sí, puede definirse, bien como un límite de endurancia (L.E.), bien como un límite de fatiga para un número determinado (n) de ciclos de sollicitaciones (L.F. ó L.F.n.). Se adopta, generalmente, la última definición, dadas sus posibilidades de ensayo en laboratorio y teniendo en cuenta que la mayoría de las estructuras rara vez experimentan más de dos millones de ciclos de carga en el transcurso de su vida.

Por otra parte, el límite de fatiga viene dado por la tensión máxima $\sigma_{\text{máx}}$, o bien por la amplitud, $\Delta\sigma$, máxima que un acero puede soportar sin romperse para un número de pulsaciones determinado por las normas y una tensión mínima dada.

El comportamiento en fatiga puede venir caracterizado, asimismo, por el número de pulsaciones que un acero puede soportar antes de romperse, para los esfuerzos de pulsación máximos y mínimos que prescriben las normas.

Estos ensayos pueden tener como finalidad:

- La determinación del límite de fatiga que se puede garantizar para un acero desconocido (ensayos de homologación), o bien
- el control del límite de fatiga garantizado por el proveedor (ensayo de recepción o de control).

Según opinión generalmente admitida, los ensayos de fatiga no entran dentro del cuadro de ensayos de control que se llevan a cabo normalmente, pero pueden realizarse a petición del usuario, para comprobar que el límite de fatiga es igual al atribuido por el proveedor.

Sin embargo, según Rehm y Russwurm, por ser los ensayos de fatiga muy sensibles a un gran número de defectos, resultarían útiles como ensayos de recepción de aceros en el momento de su empleo; constituirían un procedimiento más sencillo y seguro que los ensayos no destructivos para determinar las variaciones de calidad y los defectos, y permitirían detectar si el acero se encuentra dañado por la corrosión o si ha sufrido algún desperfecto durante el transporte.

Entre las prescripciones propuestas por la Comisión RILEM-FIP-CEB para los ensayos, observemos que la temperatura ambiente debe mantenerse a $\pm 2^{\circ}\text{C}$, que las probetas deben ensayarse sin otra preparación que la eliminación eventual de los cuerpos extraños que se encuentren en la superficie y que la longitud debe ser por lo menos igual a 100 veces el diámetro, más dos longitudes de anclajes, para los alambres y las barras; en tanto que, para los cordones, debe ser igual a ocho veces el paso de la hélice de enrollamiento entre los dispositivos de amarre. En cualquier caso, la longitud libre entre anclajes ha de ser superior a 1.000 mm. La frecuencia de la sollicitación debe ser, al menos, dos veces menor que la frecuencia propia de la probeta en las condiciones de ensayo, y no debe, en ningún caso, provocar un calentamiento de la misma. Se aconseja la adopción de una frecuencia de 200 a 600 ciclos por minuto.

La longitud de las probetas utilizadas para los ensayos descritos en los 8 informes oscilan entre 300 mm y varios metros; las frecuencias son de 250 a 500 ciclos por minuto en los ensayos belgas; 300 a 600, en los ensayos rusos; 666, 840 o de frecuencia elevada, en los alemanes; 1.000, en los italianos, y 4.500, en los japoneses. Sin embargo, los distintos estudios experimentales sobre aceros han demostrado que la frecuencia no influye de modo sensible en los límites de fatiga, siempre que permanezca inferior a 5.000 ciclos por minuto; por el contrario, influye favorablemente de forma creciente cuando la frecuencia aumenta.

Los ensayos de fatiga realizados en construcción mecánica y en construcción metálica, difieren de los realizados sobre las armaduras, ya que comprenden una extensa gama de estados de tensión. Por el contrario, las armaduras de pretensado se estudian en su estado de suministro, solamente a esfuerzos oscilantes de tracción, con amplitudes moderadas de las sollicitaciones dinámicas y sollicitaciones medias σ_m elevadas. Aunque las sollicitaciones difieren de las condiciones reales de utilización (debido entre otras razones a la diferente evolución de los esfuerzos con el transcurso del tiempo; a la presencia de esfuerzos más complejos que los de tracción simple en las partes curvas de los cables, y a la presencia de mortero o de hormigón adherente eventualmente fisurado), sin embargo, resulta interesante poder apreciar, aunque sea de forma aproximada, las posibilidades de utilización de los diversos tipos de armadura en cada clase de hormigón pretensado y poder adaptar sus cualidades a las exigencias impuestas.

La variación de tensiones $\Delta \sigma$ bajo el efecto de sobrecargas, en el caso de pretensado total (clase 1), es siempre muy débil. Aun suponiendo que concurren las condiciones más desfavorables, $\Delta \sigma$ no supera el 5 por 100 de σ_r , donde σ_r representa la resistencia real de la armadura o su resistencia media garantizada. Todas las armaduras utilizadas en la práctica presentan límites de fatiga superiores al 5 por 100 de $\Delta \sigma$, de forma que es imposible romper por fatiga una pieza totalmente pretensada.

Por el contrario, cuando se trata de hormigón parcialmente pretensado las variaciones de tensión son mucho más importantes, y pueden alcanzar, en condiciones muy desfavorables, el 10 por 100 de σ_r en la clase 2, y el 12, 18 y 24 por 100 de σ_r , respectivamente, en la clase 3, para anchura de fisuras de 0,1, 0,2 y 0,3 mm. Algunas armaduras presentan límites de fatiga inferiores al 10 por 100 de σ_r y pueden conducir a roturas por fatiga en la clase 2, en la cual se espera, sin embargo, evitar la fisuración. En cambio, en la clase 3, para la cual las normas prohíben la construcción de obras que estén sometidas a fenómenos de fatiga, los ensayos demuestran que determinados tipos de armaduras de alta calidad se pueden utilizar sin peligro.

Las variaciones límites de tensiones que pueden presentarse en cada clase de hormigón pretensado están representadas en la figura 3, en el sistema de ejes $\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r}, \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r}$. Las tensiones mínimas en las armaduras son iguales a las tensiones bajo cargas permanentes,

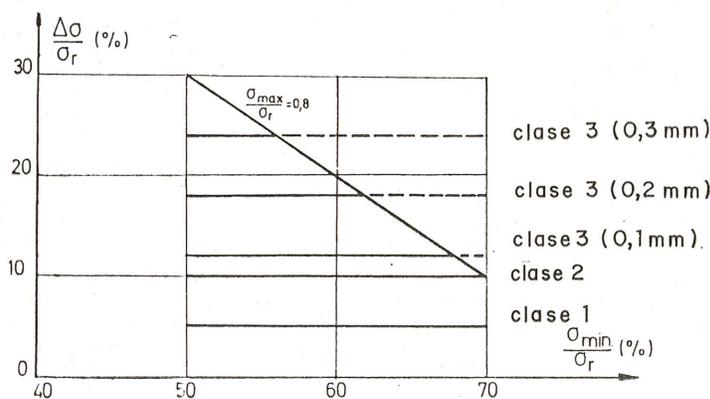


Figura 3.

es decir, prácticamente iguales a las tensiones de pretensado, una vez deducidas las pérdidas: los valores interesantes de $\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r}$ están comprendidos entre 0,5 y 0,7. Con independencia de la fatiga, conviene limitar los esfuerzos máximos en servicio por razones de seguridad. Adoptando, por ejemplo, $\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_r} = 0,8$, se obtiene el límite superior de $\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r}$ representado en la figura 3.

Para un tipo de armadura dado se pueden determinar experimentalmente las curvas de Wöhler, que corresponden, por ejemplo, a $\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r} = 50, 60$ y 70 por 100 (fig. 4), y deducir de ellas los límites de fatiga a $2 \cdot 10^6$ ciclos, $\Delta \sigma = L.F. \cdot 2 \cdot 10^6$, representables en el sistema de ejes de la figura 3.

Al comparar estos límites de fatiga con los límites de $\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r}$ correspondientes a cada cla-

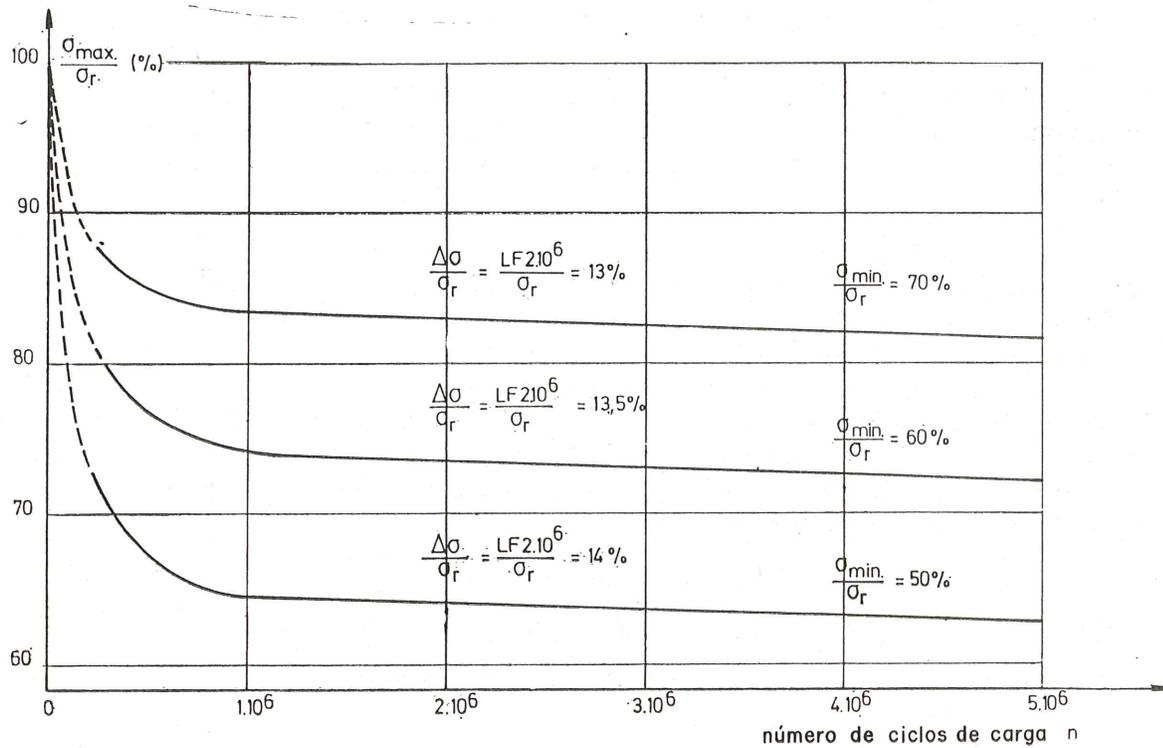


Figura 4.

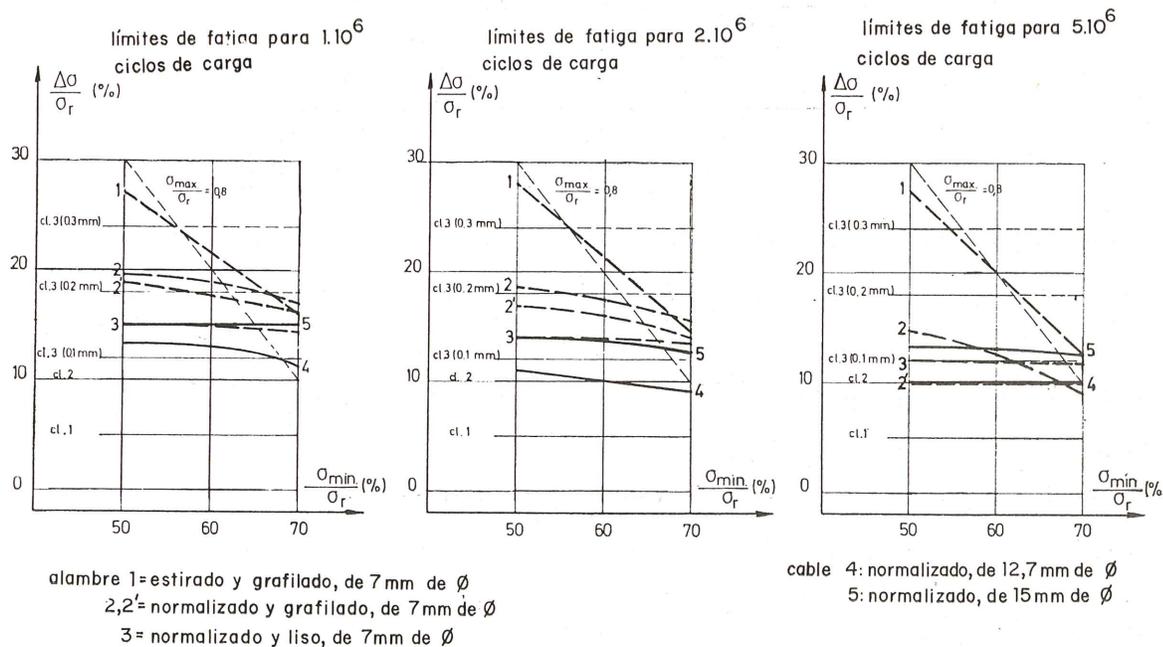


Figura 5.

se, pueden apreciarse las posibilidades de utilización en fatiga del tipo de armadura estudiada.

Dentro de los trabajos del Comité Belga para el Estudio de las Armaduras de Pretensado, se examinan sistemáticamente algunos de los tipos de alambres y cordones más utilizados en Bélgica. Se determinan los límites de fatiga, después de 5, 2 y 1 millón de ciclos, para valores de $\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r}$ iguales a 0,5, 0,6 y 0,7. Estos límites, representados en la figura 5, configuran la clasificación de las armaduras estudiadas y sus posiciones relativas en las diferentes clases.

Aunque las condiciones de ensayo no sean exactamente las mismas en los diferentes países, se ha reunido en la figura 6 la variación de los límites de fatiga, a los $2 \cdot 10^6$ ciclos, de alambres, barras y cables, estudiados sistemáticamente en Rusia, Alemania, Che-

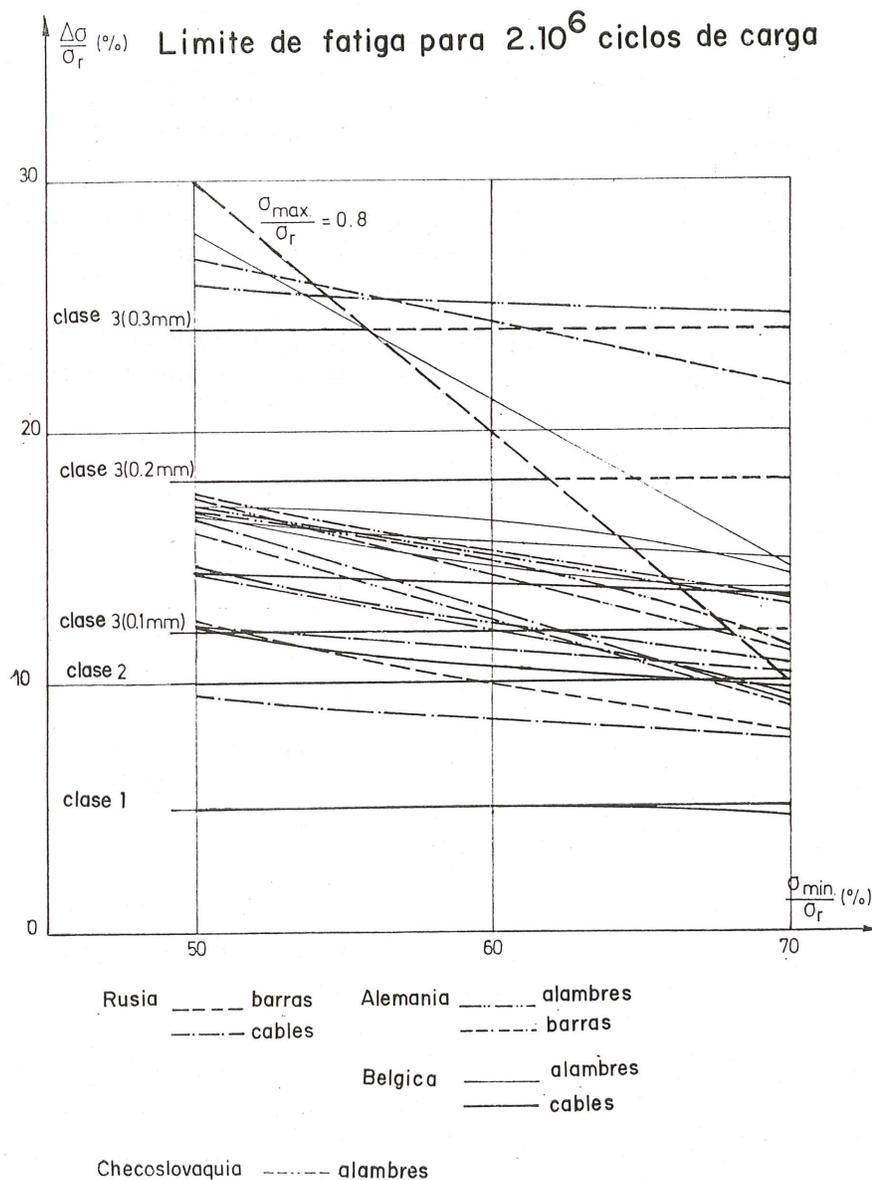


Figura 6.

coslovaquia y Bélgica. Se ha comprobado que la zona cubierta por los diferentes tipos de acero es muy importante, así como la evolución de los límites de fatiga en función de σ_{\min} . La inmensa mayoría de las armaduras cumplen fácilmente las condiciones más severas de la clase 2.

Las Normas que contienen prescripciones sobre fatiga son muy escasas, ya que los límites de fatiga no forman parte, en general, de las características garantizadas de los aceros.

Las normas japonesas sobre puentes de ferrocarril imponen, tanto a los cables como a los anclajes, la condición de que resistan un millón de ciclos entre $\sigma_{\min} = 0,6 \sigma_r$ y $\sigma_{\max} = 0,6 \sigma_r + 10 \text{ kg/mm}^2$, expresando la resistencia media garantizada, σ_r , en kg/mm^2 .

Para aceros cuya resistencia está comprendida entre 155 y 165 kg/mm^2 , el límite de fatiga a un millón de ciclos $\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r}$, debe ser superior a un límite comprendido entre 6 y 6,5 por 100.

Las normas de la A.S.P. exigen que los proveedores garanticen que sus aceros puedan resistir, sin romperse, 2 millones de ciclos entre 0,6 y 0,7 σ_r . Se proyecta aumentar a 0,8 σ_r el valor del límite superior para las construcciones de la clase 2.

En Alemania, la DIN 4427 obliga a definir las características de los alambres de pretensado, estableciendo un diagrama de Smith para valores de σ_{\max} , comprendidos entre σ_{adm} y $\sigma_{0,2}$. Este diagrama es, en realidad, una parte del diagrama completo y proporciona los límites de endurencia o de fatiga de un material.

En la práctica, el diagrama de Smith se construye a partir de los límites de fatiga a 2 millones de ciclos, determinados a partir de tres curvas de Wöhler correspondientes a $\sigma_{\max} = \sigma_{\text{adm}}$, σ_i y $\sigma_{0,2}$, respectivamente (fig. 7).

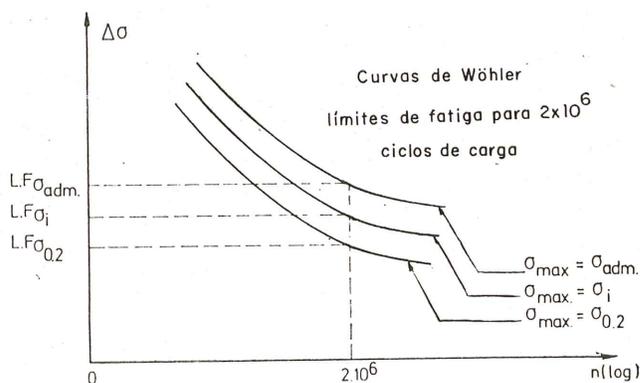


Figura 7, a.

Los ensayos citados por Rehm y Russwurm han sido realizados sobre 16 tipos de armaduras, y demuestran que $L F_{\sigma_{\text{adm}}}$ es siempre mayor que $L F_{\sigma_{0,2}}$, y que la diferencia $L F_{\sigma_{\text{adm}}} - L F_{\sigma_{0,2}}$ oscila entre 22 kg/mm^2 y 0, según los tipos de acero, sin que se pueda establecer una relación entre esta diferencia y las otras características del acero.

Los ensayos demuestran, de igual modo, que los límites de fatiga $L F_{\sigma_i}$ correspondientes a una tensión máxima determinada, σ_i , varían mucho con el proceso de fabricación, la resistencia y el tipo de nervaduras. Los resultados obtenidos en el ensayo de 4

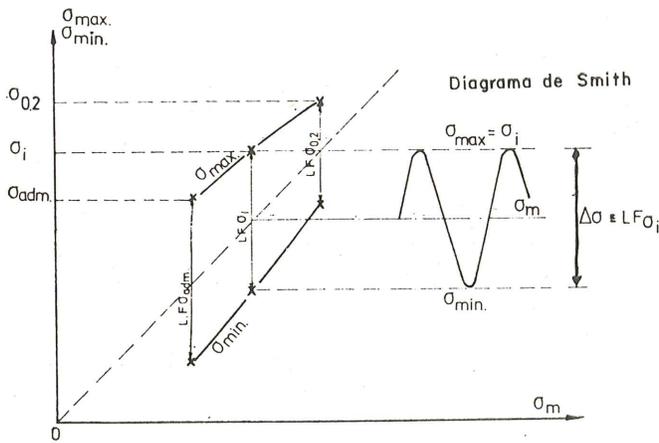


Figura 7, b.

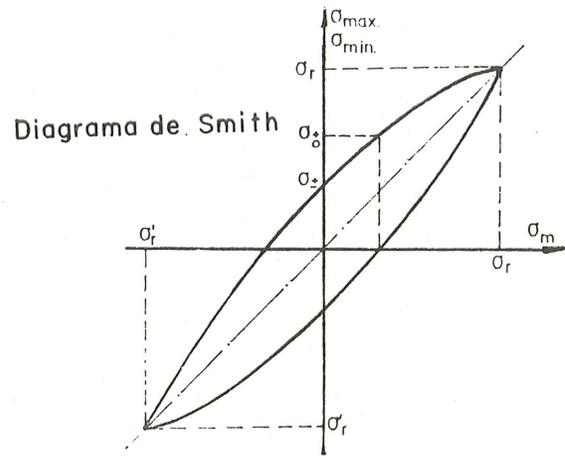


Figura 7, c.

aceros mejorados, 4 aceros estirados en frío, con o sin revenido y un acero patentado, ofrecen valores para $L F \sigma_{adm}$ que oscilan entre 23 y 50 kg/mm^2 , con curvas de aspecto muy distinto para $\sigma_{adm} = 0,55 \sigma_r$.

Gorodnitsky y Konevsky (Rusia) citan una serie de 200 ensayos que han permitido determinar los límites de fatiga, al cabo de 2 millones de ciclos, en barras nervadas de acero de baja aleación. Estas barras, cuyos diámetro está comprendido entre 10 y 18 milímetros, presentan una resistencia comprendida entre 98 y 110 kg/mm^2 y un límite elástico de 58 a 68 kg/mm^2 . A los extremos de las probetas se les aplica una capa de resina armada con fibra de vidrio. Se escogieron únicamente los resultados con roturas entre mordazas, que suponen el 80 por 100 del total.

Al tratar estadísticamente los resultados por series de 8 a 15 σ se ha llegado a la expresión siguiente, que da, en función de $\varphi = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$, la variación de los límites de fatiga medios $\sigma_{m\acute{a}x}$ al cabo de 2 millones de ciclos: $\sigma_{m\acute{a}x} = 92 \varphi^2 + 12,5$ en kg/mm^2 .

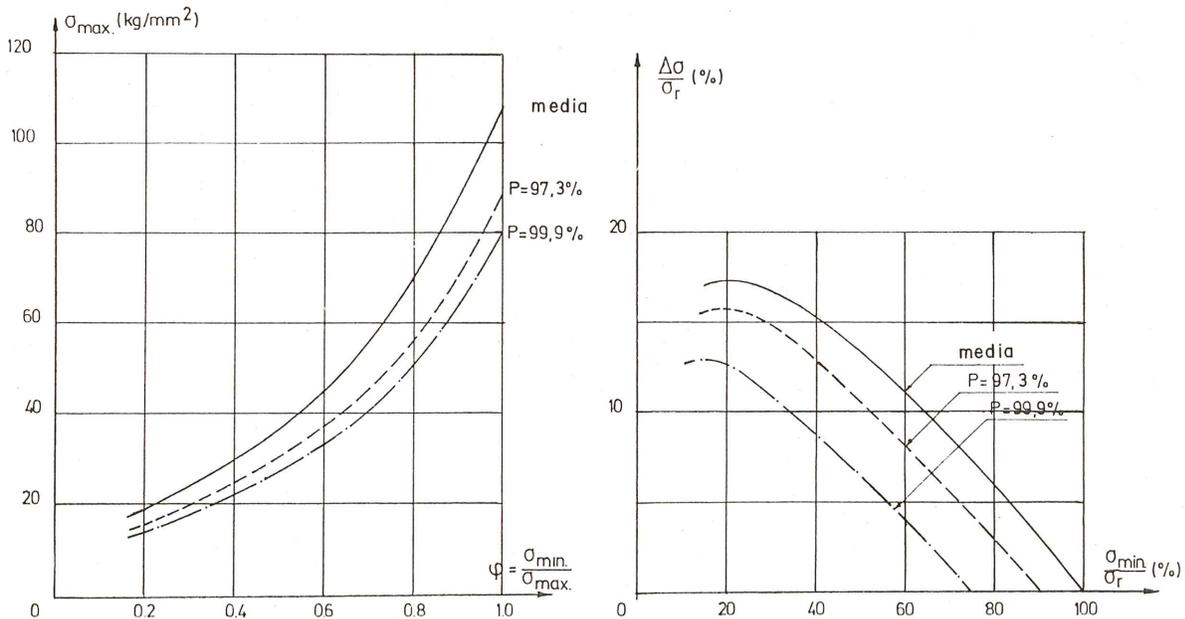


Figura 8.

La curva media correspondiente se ha representado en la figura 8, al igual que las curvas correspondientes a las probabilidades $P = 97,3$ por 100 y $P = 99,9$ por 100.

Llevadas al sistema de ejes $\frac{\Delta\sigma}{\sigma_r}, \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r}$, estas curvas proporcionan los límites de fatiga a 2 millones de ciclos para el tipo de barra estudiado.

Para poder estimar la seguridad de las estructuras bajo cargas dinámicas, se ha efectuado en Checoslovaquia un estudio de conjunto que incluye alambres lisos, utilizados habitualmente, de diámetro igual a 3, 4, 5 y 7 mm. Los ensayos se efectúan a frecuencia elevada sobre probetas de 300 mm. de longitud.

Se ha determinado la resistencia estática correspondiente a cada diámetro, así como el límite de fatiga a los 2 millones de ciclos en sollicitaciones repetidas ($\varphi = 0$), y el límite de fatiga correspondiente a un valor intermedio φ_1 igual a 0,7.

Se dispone así de tres puntos experimentales del diagrama de Smith, tanto para la curva de σ_{\max} como para la de σ_{\min} (fig. 9, a).

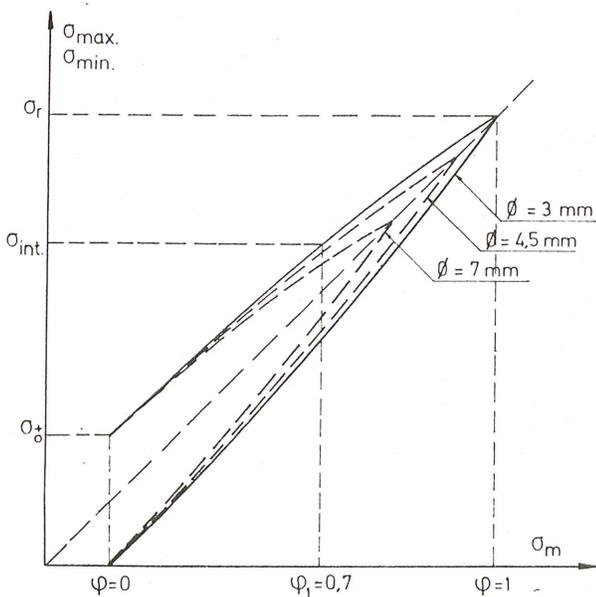


Figura 9, a.

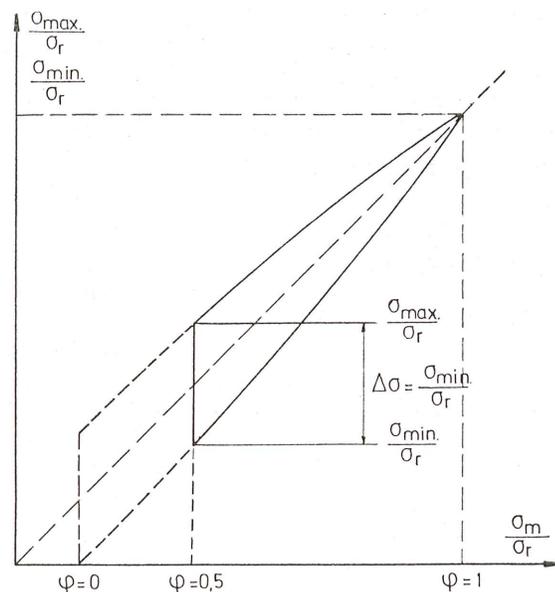


Figura 9, b.

Si se admite para estas curvas una ecuación general de la forma siguiente:

$$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} = \sigma_r [a^\varphi - b\varphi(1-\varphi)] c,$$

válida para valores de φ comprendidos entre 0 y 1, es posible determinar los coeficientes a , b y c a partir de los puntos experimentales.

Al referir las tensiones a la resistencia σ_r , las curvas correspondientes a los tres diámetros de alambres se diferencian en menos de un 5 por 100, presentándose la desviación máxima para $\varphi = 0$. Se pueden adoptar, pues, de forma muy aproximada, las mismas curvas para los tres diámetros (fig. 9, b).

La ecuación general de la curva superior es la siguiente:

$$\frac{\sigma_{\text{máx}}}{\sigma_r} = \frac{L \cdot F \cdot 2 \cdot 10^6}{\sigma_r} = K = [3,405 \varphi - 0,840 \varphi (1 - \varphi)] 0,2939.$$

Según esta expresión, para $\varphi = 0,5-0,6-0,7-0,8-0,9$ y 1 , resulta $K = 0,48-0,55-0,64-0,74-0,85$ y 1 , respectivamente.

El valor inferior de φ admitido en la práctica es del orden de $0,5$; este valor corresponde a la igualdad entre las tensiones producidas por las sobrecargas y las debidas al pretensado y las cargas permanentes.

Admitiendo que se puede valorar directamente la seguridad de las estructuras bajo cargas dinámicas a partir de los valores de K , se comprueba que para el caso límite citado la resistencia estática se reduce prácticamente a la mitad, en ensayos de fatiga. Las normas de seguridad bajo cargas dinámicas, por desgracia, son más difíciles de establecer.

III. ESTUDIOS SOBRE LA DISPERSION

En la zona de las curvas de Wöhler correspondiente a un número n de ciclos de carga superior a un millón, los límites de fatiga varían relativamente poco con n , por lo que es esperable obtener importantes dispersiones.

Para determinar $L.F._{2 \cdot 10^6}$, la Comisión RILEM-FIP-CEB aconseja un procedimiento de tanteo, ensayando 2 ó 3 probetas para cada escalón de carga.

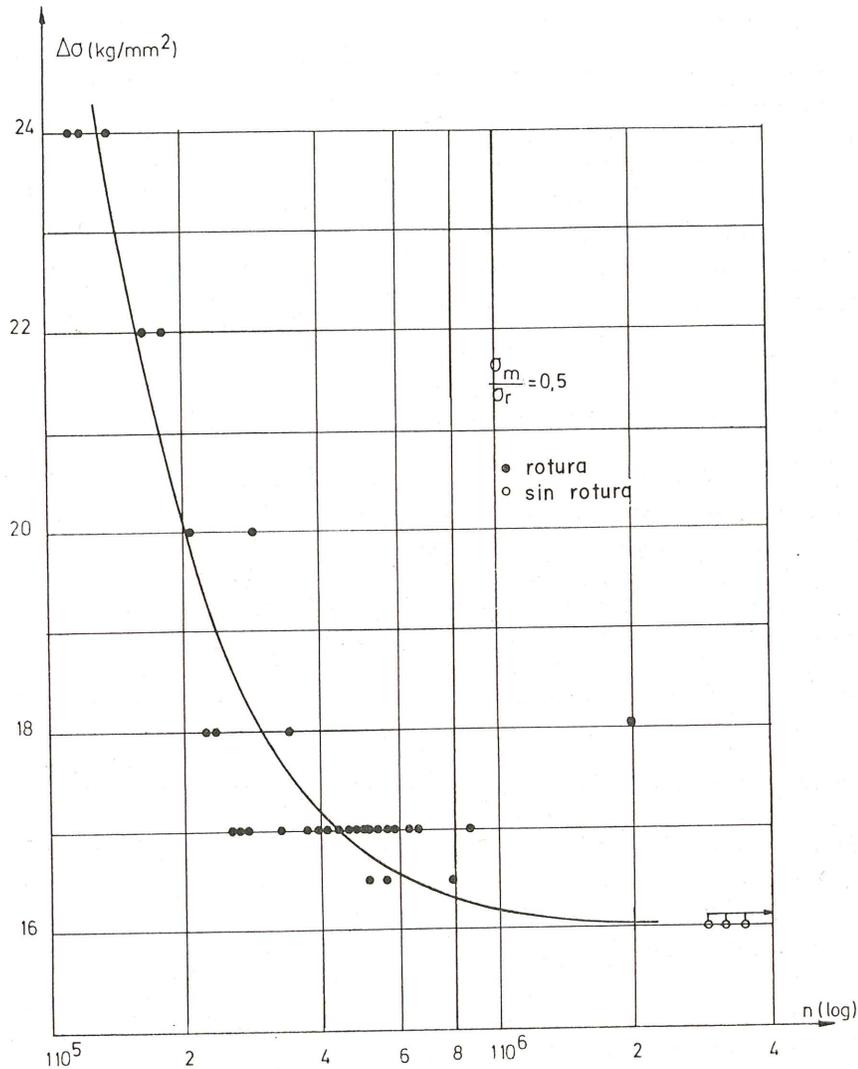
Para comprobar luego este límite, se puede seguir uno de estos dos métodos:

- Efectuar una serie de 36 ensayos de fatiga al nivel de este límite y definir así la dispersión para el número de ciclos de carga antes de la rotura.
- Distribuir los 36 ensayos en tres grupos de 12, que se ensayan, respectivamente, al nivel de $L.F._{2 \cdot 10^6}$; $L.F._{2 \cdot 10^6} + \Delta \sigma$ y $L.F._{2 \cdot 10^6} - \Delta \sigma$, con $\Delta \sigma$ del orden de 2 kilogramos/mm² o superior. Así se podrían definir las dispersiones, tanto para el número de ciclos de carga antes de la rotura, como para las tensiones.

Para un ensayo de control de las características de fatiga convendría realizar por lo menos seis ensayos entre las cargas garantizadas.

Aunque hasta ahora se hayan realizado pocos estudios estadísticos sobre las características de fatiga de las armaduras, se sabe que, para un valor dado, la distribución de los logaritmos del número de ciclos de carga antes de la rotura es prácticamente normal. Las investigaciones experimentales realizadas en Italia por Bo y Leporati confirman plenamente este hecho. La finalidad de esta investigación es estudiar la influencia que ejercen sobre el límite de fatiga, el preestirado y el envejecimiento. Los ensayos se han efectuado a una frecuencia de 1.000 ciclos por minuto sobre un gran número de probetas de 6 y 7 mm, escogidas al azar de entre dos rollos de alambres. La resistencia estática de los alambres está próxima a los 180 kg/mm²; todos los ensayos de fatiga se han realizado con la misma tensión media de 90 kg/mm², que corresponde a un valor del cociente $\frac{\sigma_m}{\sigma_r}$ igual a 0,5.

La figura 10 muestra, a título de ejemplo, una serie de resultados experimentales. Si se acepta que la ecuación de la curva de Wöhler es de la forma $n(\Delta\sigma - L.E.)^m = K$, es posible determinar las constantes m y k de forma que la curva se adapte lo mejor posible a los datos experimentales. Esta determinación se realiza por el método de los mínimos cuadrados, una vez clasificados los datos experimentales según un método preconizado por Giniet Gatto.



CUADRO 1. — *Dispersiones.*

Estado	L.E. kg/mm ²	$\Delta \sigma$ kg/mm ²	Número de probetas N	Variable	Valor medio estimado	Dispersión estimada. s	Dispersión relativa estimada s/n (%)
Natural	16	17	25	n	455.500	132.500	29,1
				log n	5,6407	0,1264	
Prestirado ..	17	20	25	n	317.090	111.990	35,3
				log n	5,4761	0,1512	
Prestirado y envejecido.	18	22	19	n	274.000	99.360	36,3
				log n	5,4143	0,1417	

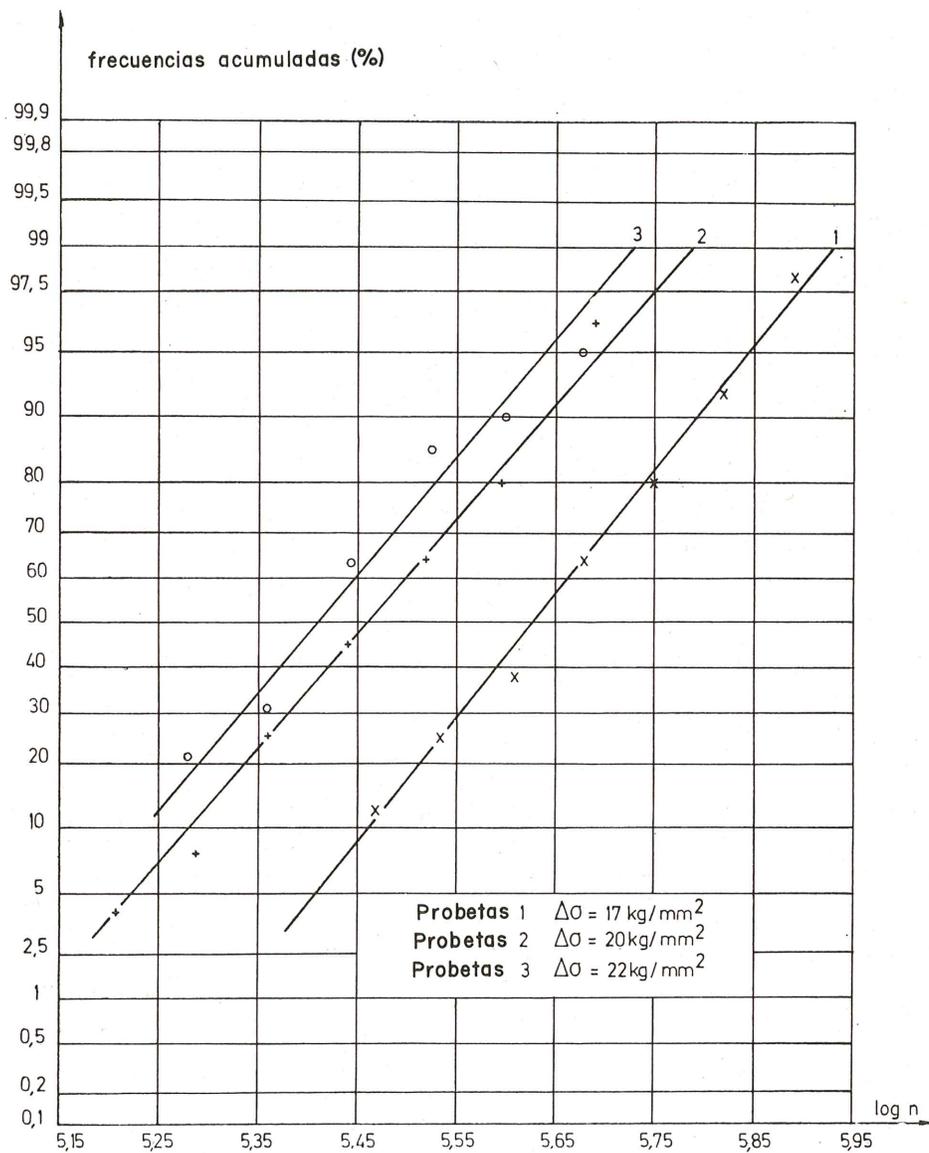


Figura 11.

Observemos igualmente que el estudio estadístico llevado a cabo en Rusia, cuyos resultados aparecen representados en la figura 8, permite hacerse una idea sobre la importancia de los límites de fatiga. Las curvas indicadas de $P = 97,3$ por 100 y $P = 99,9$ por 100 corresponden, en efecto, a desviaciones respectivas de $2s$ y $3s$.

Según Rehm y Russwurm, para obtener una curva de Wöhler válida, es preciso realizar un número suficiente de ensayos con diferentes valores de $\Delta\sigma$. Por ejemplo, se podrían adoptar tres niveles de valores próximos, respectivamente, a las resistencias estáticas, a los límites de fatiga y en la zona intermedia.

Para un nivel $\Delta\sigma$ dado, la dispersión s_n es importante y depende de dicho nivel. La dispersión s_n está compuesta por una parte s_{n1} , característica del comportamiento propio en fatiga, del material sin defectos, y por una parte s_{n2} , que proviene de defectos microscópicos existentes en algunas probetas, que se rompen por ello prematuramente. Sería inútil intentar separar las dos dispersiones para obtener la dispersión s_{n1} , propia del material sin defectos, pues no se conoce el límite que define un defecto, ya que el mecanismo de rotura en fatiga aún no está aclarado totalmente a la hora actual.

Por el contrario, la dispersión global s_n de los resultados de fatiga, que está en relación directa con el número de defectos, puede servir para definir un criterio de calidad del material.

Entre los defectos que pueden dar lugar a un aumento del valor de s_n , produciendo roturas anticipadas, se citan los defectos de fabricación y los que se producen durante el transporte o el almacenamiento, es decir, después de la fabricación. Los defectos de fabricación comprenden: defectos de textura en los aceros mejorados (como, por ejemplo, una decarburación o una reaparición de las antiguas fronteras austeníticas de los granos, que pueden producir una fragilización en presencia de corrosión); defectos metalúrgicos, tales como las impurezas en forma de inclusiones, particularmente peligrosas si se encuentran localizadas en la superficie; defectos de forma que son los más frecuentes, como fisuras de plegado o fisuras debidas al estirado, y defectos que proceden del tipo de nervadura, entre los que se encuentran los defectos de entalladura o de concentración de tensiones. Entre los defectos aparecidos después de la fabricación se encuentran: daños mecánicos, cuyos efectos son muy variables y pueden incluso llegar a ser catastróficos cuando se producen entalladuras agudas y los desórdenes producidos por la corrosión, especialmente peligrosos en caso de corrosión catódica.

Los ensayos de fatiga permiten descubrir un gran número de defectos, algunos de los cuales pasarían inadvertidos por otros procedimientos, pero no permiten determinar fácilmente el tipo de defecto o defectos en juego, para lo cual se precisan investigaciones posteriores.

Los ensayos de fatiga constituyen un procedimiento sencillo y más seguro que los ensayos no destructivos cuando se trata de determinar las variaciones de calidad y los defectos aparecidos eventualmente durante el transporte y almacenamiento.

La técnica de ensayos preconizada por Rehm y Russwurm para la definición de un criterio de calidad del material, no prevé el establecimiento completo de la curva de Wöhler, lo que sería una operación costosa, sino la elección de un único valor $\Delta\sigma_1$ situado en la zona de las resistencias estáticas, en el límite de la zona intermedia.

Los ensayos de homologación del material, efectuados a $\Delta\sigma_1$, deberán realizarse sobre un gran número de probetas, para disponer de una distribución estadística de n que resulte válida; esta distribución serviría de punto de referencia para los controles estadísticos posteriores.

Los ensayos de recepción de los aceros, en el momento de su empleo, se realizarían sobre un número de probetas más limitado, con el valor $\Delta \sigma_1$, para determinar los ciclos que son capaces de resistir antes de la rotura. Una comprobación estadística sobre n permitiría concluir si, para una probabilidad prefijada, dichas probetas pertenecen a la distribución definida o si ha habido degradación en su calidad.

Los ensayos podrían realizarse a una frecuencia elevada y, de este modo, tendrían poca duración.

Por último, sería preciso introducir en las prescripciones unos valores límites que permitieran excluir aquellos materiales cuyas características hubiesen sufrido pérdidas de calidad importantes. La fijación de estos límites presenta dificultades evidentes debido a las grandes diferencias de características que ofrecen, en fatiga, los distintos tipos de aceros.

IV. TIPOS DE GRAFILADO

La influencia del tipo de perfil es objeto de estudios sistemáticos en tres informes.

Según Wascheidt, la altura de los nervios, su inclinación y, especialmente, el empalme del pie de los nervios, influyen en los límites de fatiga. Para un tipo determinado, la diferencia observada es pequeña, ya que los cilindros se confeccionan mecánicamente. El desgaste de los cilindros con el tiempo hace menos agudos los empalmes de los nervios, mejorando así el comportamiento en fatiga.

El control del desgaste progresivo de los cilindros puede efectuarse:

- sea midiendo los radios de acuerdo r , a lo largo del tiempo, con ayuda de instrumentos apropiados, y determinando la ley $L.F. = f(r)$;
- sea determinando los límites de fatiga en un gran número de probetas escogidas en las distintas etapas de fabricación, solución que parece ser la mejor y más práctica.

Se ha realizado un estudio comparativo entre alambres lisos y grafilados de características análogas y se han encontrado diferencias del orden del 50 por 100 entre los límites de fatiga. Una corrección del perfil en el sentido de suavizar las aristas de los nervios ha conducido a un aumento del límite de fatiga de los alambres grafilados del orden del 30 por 100. Esta corrección es eficaz, pero resulta cara.

Otro estudio comparativo expuesto por Bazant y realizado sobre alambres de 4,5 y 5 mm, lisos o con grafilados trapezoidales de 3 mm de profundidad, demuestra que el grafilado produce una reducción mayor en la resistencia estática que en el límite de fatiga. Esta disminución es del orden del 6 por 100 sobre σ_r y del 3 por 100 sobre $\sigma_{m\acute{a}x} = L.F.$, para $\varphi = 0$.

Actualmente se llevan a cabo estudios sobre alambres con grafilado oval de 6 mm de diámetro.

Gorodnitsky y Konevsky describen ensayos sistemáticos realizados sobre alambres de 5 mm, con nervios de 0,3 mm de profundidad, de 4 tipos diferentes. Los límites de fatiga al cabo de 2 millones de ciclos, quedan determinados para un único valor del cociente $\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_r}$, igual a 0,59.

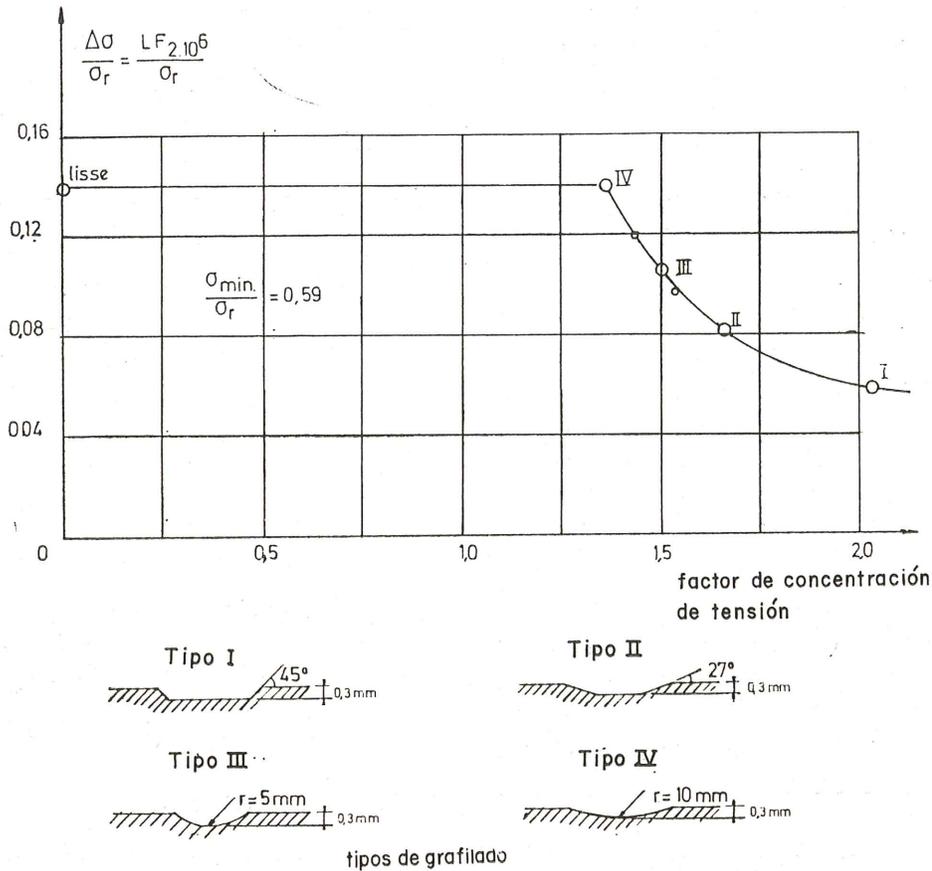


Figura 12.

CUADRO 2. — Influencia del grafilado.

$$\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r} = \frac{L.F. \cdot 2 \cdot 10^6}{\sigma_r}$$

País	Tipo de alambre	$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r} = 0,5$	$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r} = 0,6$ ó 0,59	$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r} = 0,7$
Alemania	Liso L_a .	0,26	0,25	0,24
	Grafilado A_a .	0,15	0,12	0,11
	Graf. corregido B_a .	0,19	0,17	0,15
Checoslovaquia	Liso L_c .	0,17	0,15	0,12
	Grafilado A_c .	0,16	0,125	0,09
Rusia	Liso L_u .		0,14	
	Graf. I A_u .		0,06	
	Graf. II B_u .		0,08	
	Graf. III C_u .		0,11	
	Graf. IV D_u .		0,14	
	Tipo E_u .		0,11	
	Tipo F_u .		0,12	

Este estudio tiene por objeto la consecución de un tipo de alambre grafilado que presente el mejor comportamiento posible en las estructuras pretensadas sujetas a cargas repetidas.

Los ensayos indican que los inicios de rotura se localizan en la base de los nervios. La variación de los límites de fatiga obtenidos en función de un factor teórico de concentración de tensión, queda representada en la figura 12. Cuando los valores del coeficiente de concentración de tensión son inferiores a 1,36, los alambres lisos y grafilados tienen el mismo límite de fatiga.

Los principales resultados de los 3 estudios se han reunido en el cuadro 2 y en la figura 13.

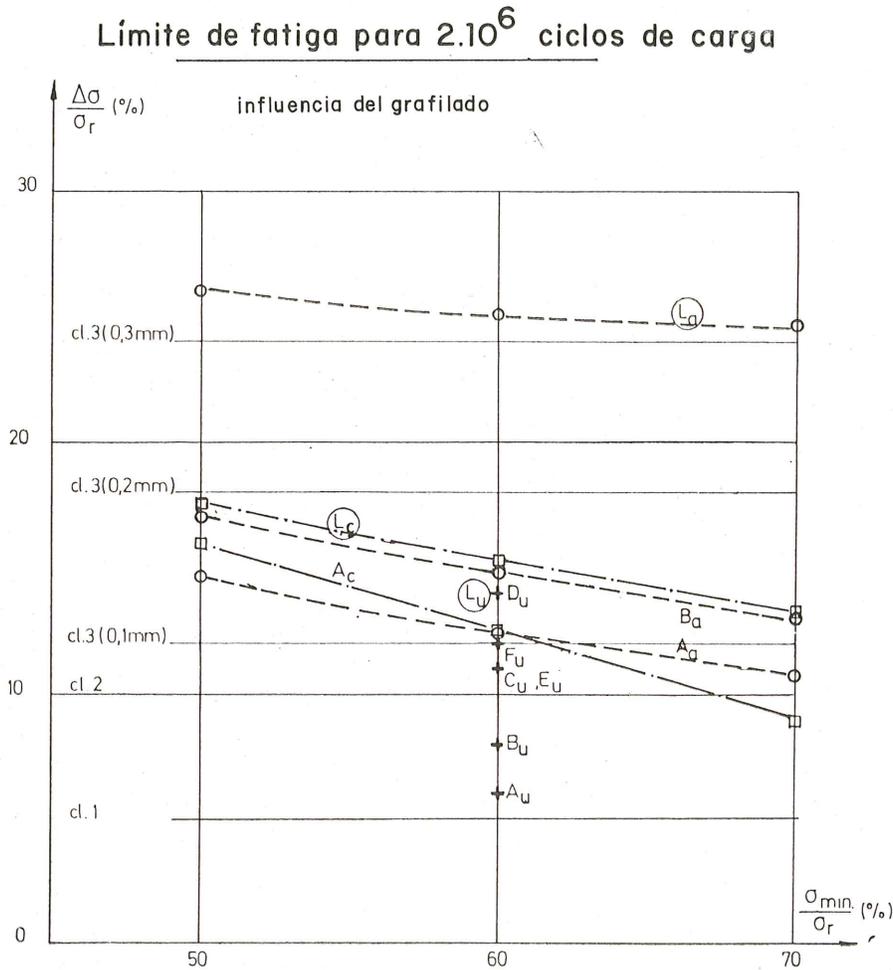


Figura 13.

V. INFLUENCIA DE LOS TRATAMIENTOS DE LOS ACEROS EN LOS LÍMITES DE FATIGA

Los límites de fatiga dados en la figura 5 para varios tipos de acero permiten, después de clasificados, formarse una opinión sobre la influencia de la naturaleza de los alambres. La figura 14 muestra, a título de ejemplo, los distintos límites de fatiga obtenidos para un alambre normalizado y para un alambre estirado en frío que tienen prácticamente la misma resistencia estática.

Como recuerda Dumas, los límites de fatiga de los aceros trefilados son sensiblemente superiores a los de los aceros laminados; en efecto, la operación de trefilado entraña una orientación preferente de los granos en sentido longitudinal y las zonas decarburadas que subsisten, después del patentado y trefilado, son menores que en los aceros laminados; estas zonas están alineadas en el sentido del trefilado, paralelas a la superficie y a poca profundidad.

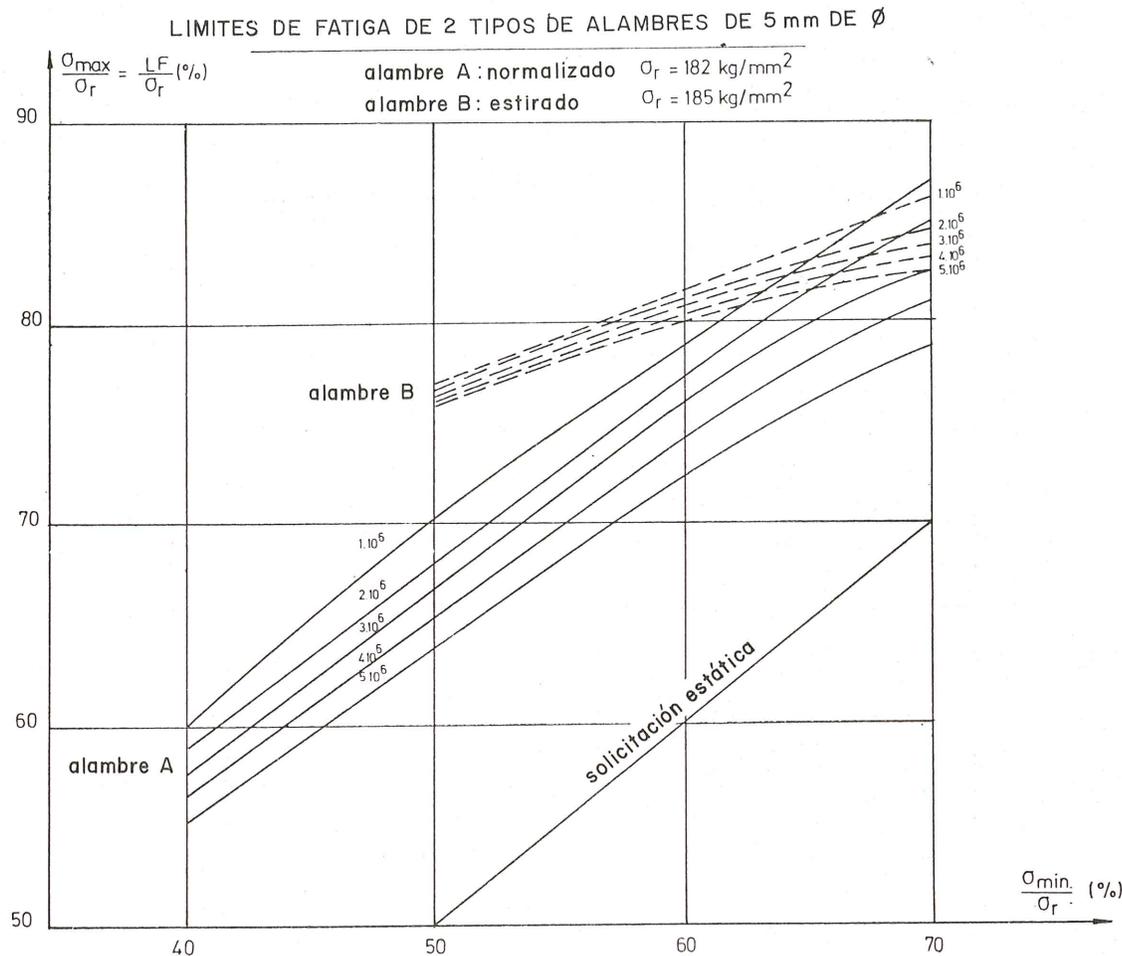


Figura 14.

Por el contrario, los aceros laminados presentan bandas de ferrita a lo largo de las juntas de los granos, que terminan perpendicularmente a la superficie; estas bandas, que alcanzan frecuentemente una profundidad de 20 micras, facilitan el camino a las fisuras de fatiga y a la corrosión.

La influencia del revenido térmico ha sido estudiada por Bazant. La resistencia estática de los alambres revenidos es mayor, en un 15 ó 20 por 100, que la de los alambres sin dicho tratamiento y los límites de fatiga de los alambres tratados son superiores, en un 18 ó 20 por 100, a los de los no tratados; las resistencias y los límites de fatiga aumentan, pues, en la misma proporción, aproximadamente.

Gorodnitsky y Konevsky citan ensayos de fatiga realizados sobre alambres de 5 milímetros de diámetro que ponen de relieve la influencia de las tensiones residuales. Adop-

tando un valor del cociente $\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r}$ igual a 0,5, el límite de fatiga $\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r}$ de un acero simplemente trefilado, al cabo de 2 millones de ciclos, pasa de 0,171 a 0,181 cuando se realiza un normalizado de corta duración, a una temperatura de 380 a 400° C.

Ensayos efectuados sobre barras soldadas a tope demuestran que, aunque la resistencia estática permanece invariable, los límites de fatiga disminuyen en un 20 ó 30 por 100 y las roturas se presentan en las proximidades de la soldadura, o sea, en zonas que se han visto sometidas a la influencia de la temperatura.

El importante estudio de Bo y Leporati, ya citado anteriormente con motivo de las dispersiones, cuyos principales resultados figuran en el cuadro 1, tienen como fin examinar los efectos que el preestirado y el envejecimiento ejercen sobre el comportamiento en fatiga a la temperatura ambiente.

Los alambres estudiados han sido sometidos a temple isoterma, trefilados en frío, enderezados y envejecidos. Los ensayos se efectuaron sobre probetas en su estado normal de suministro; sobre otras preestiradas hasta que presentaban una deformación residual de 0,4 por 100 y ensayadas dentro de las cuarenta y ocho horas siguientes al preestirado; y sobre probetas preestiradas en las mismas condiciones y envejecidas a la temperatura ambiente durante un período de cuatro o cinco meses.

Los ensayos estáticos demuestran que el preestirado aumenta la resistencia y el límite elástico y que este aumento prosigue durante el envejecimiento.

Al cabo de cuatro o cinco meses, la resistencia ha aumentado en un 1,5 por 100, mientras que $\sigma_{0,2}$ pasa de 167 a 175 kg/mm². El preestirado y el envejecimiento hacen aumentar el límite de fatiga, creciendo, asimismo, la dispersión. (Ver cuadro 1.)

El preestirado provoca una redistribución de tensiones internas, homogeneizando las características de la sección del alambre e incrementando así su límite de fatiga; el nuevo estado metaestable que se crea evoluciona durante el envejecimiento como consecuencia de fenómenos de difusión atómica; esta evolución va acompañada de una nueva mejora de la resistencia y de los límites de fatiga, que pueden, además, verse incrementados por un aumento de la temperatura.

Desgraciadamente, el preestirado aumenta al mismo tiempo las irregularidades superficiales de fabricación, lo cual provoca un aumento de las dispersiones.

Para aprovechar al máximo las ventajas del preestirado, es necesario encontrar un medio de mejorar el estado de la superficie del alambre después de la deformación plástica.

VI. ESTUDIOS RELATIVOS A LOS ANCLAJES

Las variaciones de esfuerzos en los cables libres repercuten directamente en los anclajes; por tanto, parece lógico intentar llegar a la igualdad de resistencias mecánica y dinámica entre los cables y los anclajes:

$$\Delta \sigma_{\text{cable}} = \Delta \sigma_{\text{anclaje}} \quad \text{L.F.}_{\text{cable}} = \text{L.F.}_{\text{anclaje}}$$

El valor de $\Delta \sigma_e$ en el caso de cables recubiertos y adherentes, es mucho menor que $\Delta \sigma_{\text{cable}}$; sin embargo, conviene que los anclajes presenten una resistencia a fatiga suficiente, aunque sólo sea para compensar inyecciones defectuosas.

El estudio sistemático llevado a cabo en Japón por Tanaka, tiene por objeto determinar los límites de endurencia y de fatiga, a un millón de ciclos, para una serie de tipos de anclajes de alambre y establecer una relación entre la forma de las cabezas y la resistencia a fatiga.

Los ensayos se realizaron con una frecuencia de 4.500 ciclos por minuto sobre probetas de 5, 7 y 8 mm de diámetro y 30 cm de longitud, provistas de un anclaje en cada extremo, adoptando para σ_{\min} un valor igual al 60 por 100 de la resistencia media garantizada de los alambres en todos los ensayos.

Los límites de endurencia propios de los alambres que sirven de base de comparación, se valoran a partir de los resultados de flexión rotativa, admitiendo una relación de 1,3 entre los límites de endurencia por flexión rotativa y los límites correspondientes a sollicitaciones alternadas de tracción-compresión. La base de comparación es, por tanto, aproximada.

Los tipos de anclajes estudiados están compuestos por bulbos circulares, cabezas de martillo y dispositivos de rosca. Se representan esquemáticamente en la figura 15.

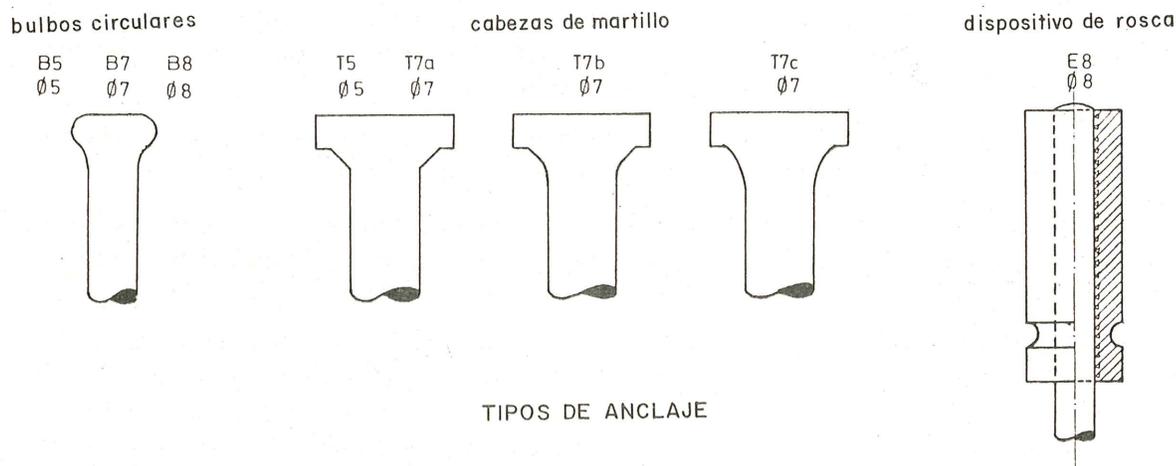


Figura 15.

Los principales resultados de este estudio se han reunido en el cuadro 3 y en la figura 16. De ellos se desprende que las reducciones de resistencia en fatiga debidas a las cabezas de anclaje, pueden ser muy importantes. Para los bulbos circulares y los dispositivos de rosca, la relación $\frac{L. E. \text{alambre}}{L. E. \text{anclaje}}$ está comprendida entre 1,5 y 2.

Para las cabezas de martillo del tipo "a", sin acuerdo circular, la relación anterior se halla comprendida entre 2,7 y 4,2, mientras que para los tipos "b" y "c" esta relación es la misma e igual a 2, aunque los cocientes $\frac{r}{\phi}$ entre el radio de acuerdo del empalme y el diámetro de los alambres sean muy distintos. El factor teórico de concentración de tensiones decrece cuando $\frac{r}{\phi}$ aumenta; este decrecimiento es rápido cuando los valores de $\frac{r}{\phi}$ son pequeños, mientras que por encima de un cierto límite las mejoras apreciadas son poco importantes. Este fenómeno es idéntico al observado en el caso de la influencia del grafilado. Sería deseable continuar los estudios fundamentales sobre los efectos de las concentraciones de tensiones en la resistencia a la fatiga, para definir las condiciones óptimas de grafilado y de las cabezas de anclaje.

Los anclajes de alambres y cables en puentes colgantes y para péndolas están sometidos a variaciones de tensión, $\Delta\sigma$, relativamente elevadas. Para estas aplicaciones, la sociedad BBRV ha dispuesto anclajes especiales de bulbos cónicos para alambres, y anclajes especiales para cables. Los esquemas de estos anclajes están representados en la figura 17.

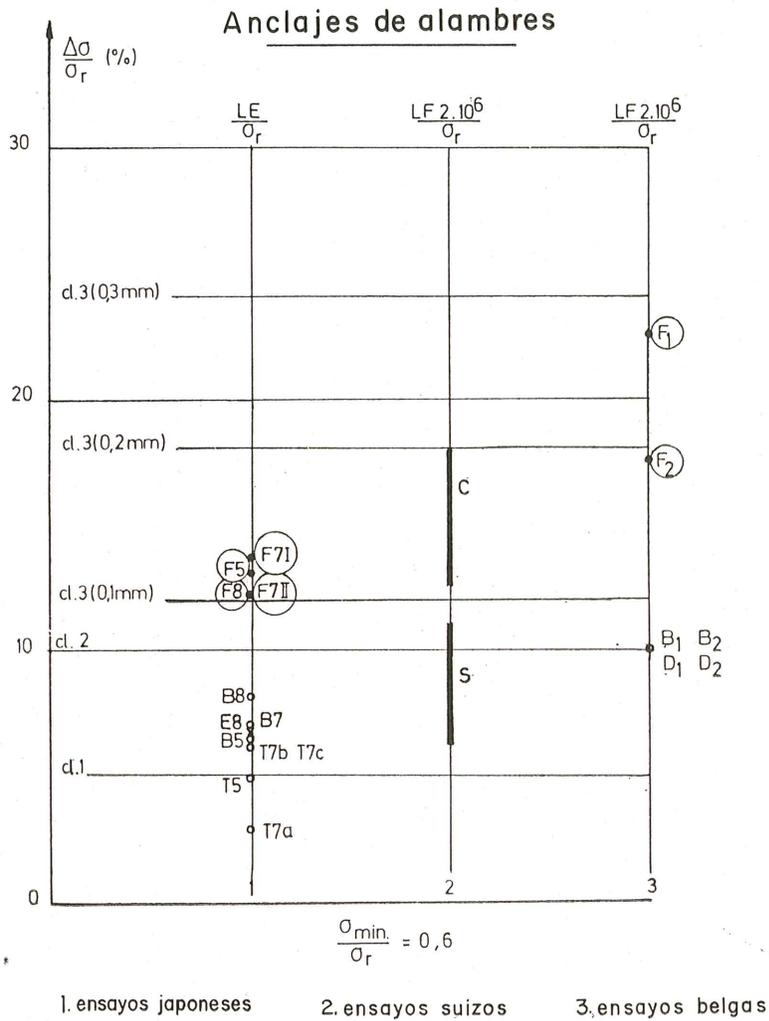
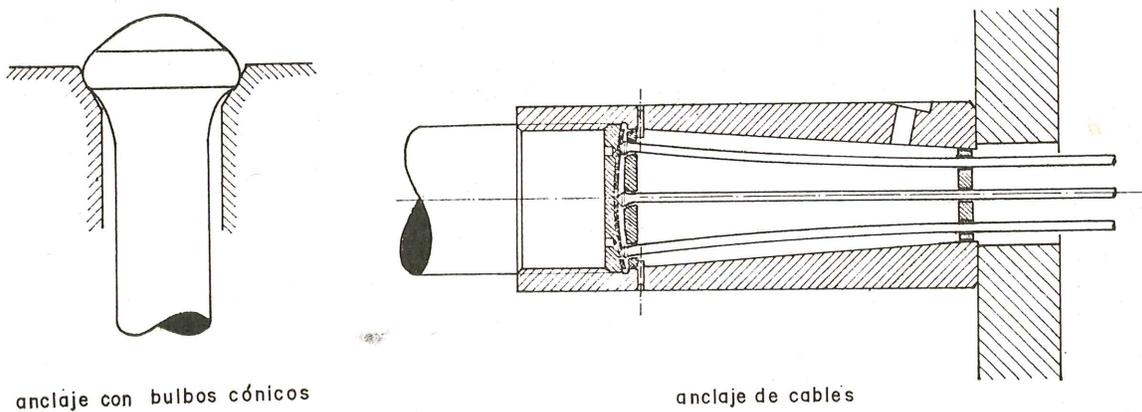


Figura 16.



anclaje con bulbos cónicos

anclaje de cables

Figura 17.

CUADRO 3. — Influencia de los anclajes.

Ensayos japoneses ϕ mm	Tipos de anclajes: F = alambres. B = bulbos circulares. T = cabeza de martillo. E = dispositivo de rosca.	R_{mG} kg/mm ²	σ_r kg/mm ²	$\frac{\sigma_{\min}}{R_{mG}}$	$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r}$	L.E.		L.F.10 ⁶		L.E. alambres	L.E. alambres
						$\frac{\Delta \sigma}{R_{mG}}$	$\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r}$	$\frac{\Delta \sigma}{R_{mG}}$	$\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r}$	$\frac{\Delta \sigma}{R_{mG}}$	$\frac{\Delta \sigma}{R_{mG}}$
5	B.5 T.5	165	185,3	0,6	0,534	0,065	0,058	0,077	0,069	F_5	L.E. alambres
		165	185,3	0,6	0,534	0,049	0,044	0,049	0,044	0,131	L.E. anclajes
		155	177,2	0,6	0,525	0,070	0,061	0,101	0,088	$F_7 I$	2 2,7
7	T.7 ^c T.7 ^b T.7 ^a	155	168	0,6	0,554	0,062	0,057	0,077	0,071	$F_7 II$	L.E. alambres
		155	168	0,6	0,554	0,062	0,057	0,068	0,062	0,122	L.E. alambres
		155	168	0,6	0,554	0,029	0,027	0,034	0,032	0,122	L.E. anclajes
8	B.8 E.8	155	168,6	0,6	0,551	0,082	0,075	0,102	0,093	F_8	L.E. alambres
		155	168,6	0,6	0,551	0,069	0,064	0,090	0,083	0,122	L.E. alambres
7	Tipos de anclajes: S = esféricos. C = cónicos.	—	—	$\frac{\sigma_{\min}}{R_{mG}}$	$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r}$	L.F. 2.10 ⁶		L.F. 2.10 ⁶		—	—
		—	—	$\frac{\sigma_{\min}}{R_{mG}}$	$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r}$	$\frac{\Delta \sigma}{R_{mG}}$	$\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r}$	$\frac{\Delta \sigma}{R_{mG}}$	$\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r}$	—	—
7	Tipos de anclajes: F = alambres. B = bulbos sin defectos. D = bulbos con defectos.	—	—	$\frac{\sigma_{\min}}{R_{mG}}$	$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r}$	L.F. 2.10 ⁶		L.F. 2.10 ⁶		L.F. alambres	L.F. alambres
		—	—	$\frac{\sigma_{\min}}{R_{mG}}$	$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r}$	$\frac{\Delta \sigma}{R_{mG}}$	$\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r}$	$\frac{\Delta \sigma}{R_{mG}}$	$\frac{\Delta \sigma}{\sigma_r}$	—	L.F. anclajes
7	B.1 D.1	170	—	0,6	—	0,10	—	F_1	0,225	—	2,2
		170	—	0,6	—	0,10	—	—	—	—	—
		150	—	0,6	—	0,10	—	F_2	0,175	—	1,7
7	B.2 D.2	150	—	0,6	—	0,10	—	—	—	—	—
		150	—	0,6	—	0,10	—	—	—	—	—

Webergen y Siegart informan sobre ensayos representativos del buen comportamiento a fatiga de estos dispositivos. Su resistencia estática, como en el caso de los anclajes con bulbos esféricos, es superior a la de los alambres o cables.

Los bulbos cónicos originan un aumento de la zona de transición entre el alambre y el bulbo. La mejora de los límites de fatiga se debe a que las secciones de rotura, localizadas al nivel del anclaje, experimentan un aumento del 50 al 80 por 100 en relación con las secciones de los alambres. Ensayos comparativos efectuados sobre alambres de 7 milímetros de diámetro, con un valor de $\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_r}$ igual a 0,55, conducen a límites de fatiga a 2 millones de ciclos, $\frac{L.F.}{\sigma}$, comprendidos entre 0,125 y 0,179 para bulbos cónicos, mientras que estos límites oscilan entre 0,062 y 0,10 para bulbos esféricos. Estos resultados figuran en el cuadro 3 y en la figura 16.

En el momento de su formación, los bulbos pueden presentar ciertos defectos, tales como excentricidades, fisuras axiales y fisuras oblicuas. Se ha llevado a cabo un estudio sistemático, en Bélgica, para valorar la influencia de estos defectos sobre la resistencia a fatiga. Los ensayos se realizaron sobre dos tipos de alambres lisos de 7 mm de diámetro, respectivamente, normalizados y envejecidos, sin defectos aparentes y con defectos de diferentes clases. La frecuencia empleada fue de 500 ciclos por minuto, sobre probetas de 600 mm.

Los límites de fatiga de los alambres a 2 millones de ciclos, $\frac{L.F.}{R_{mG}}$, son de 0,225 y 0,175, respectivamente. Para bulbos sanos, estos límites de fatiga descienden a 0,10, y son iguales a los obtenidos con los diferentes tipos de defectos estudiados, ya se trate de fisuras o de excentricidades.

Estos resultados están igualmente representados en el cuadro 3 y en la figura 16.

VII. ESTUDIO DE LOS CABLES TRENZADOS

El diagrama de la figura 18 expresa los límites de fatiga obtenidos en Rusia y en Bélgica, para 7 tipos de cables constituidos por alambres, cuyos diámetros oscilan entre 4,5 y 15,2 mm. El valor medio del límite de fatiga obtenido es netamente menor para los cables que para los alambres. Algunos cables cumplen difícilmente las exigencias de la clase 1, en tanto que otros satisfacen las condiciones inferiores de la clase 3.

Según Dumas, el mal comportamiento a fatiga que presentan a menudo los cables se debe a la débil resistencia a la torsión alternada de los aceros trefilados, que presentan sus fibras orientadas en sentido longitudinal.

Las variaciones de tensión provocan alargamientos y acortamientos sucesivos de los cables, lo cual origina torsiones alternadas en los alambres componentes. La dispersión relativa a este modo de sollicitación es muy importante y sobrevienen rápidamente roturas aisladas, que provocan aumentos de tensiones en los restantes alambres; el fenómeno se propaga a los alambres vecinos hasta la rotura completa del cable.

El empleo de los cables no es, en general, aconsejable en clase 3, pero algunos de ellos pueden ser muy apropiados en clase 2.

Los ensayos efectuados por Gorodnitsky y Konevski demuestran que la rotura de los

Límite de fatiga para $2 \cdot 10^6$ ciclos de carga

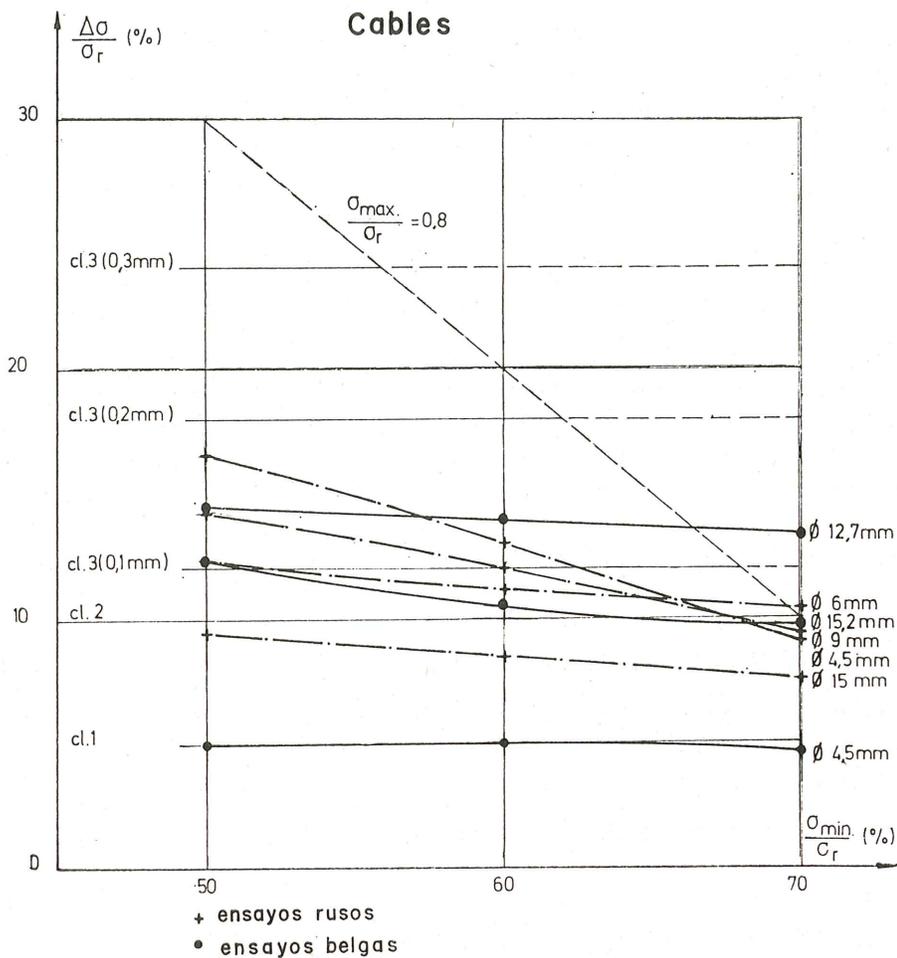


Figura 18.

alambres de los cables se localiza en los puntos de contacto con los alambres vecinos, en los cuales se producen concentraciones de tensiones (fig. 19).

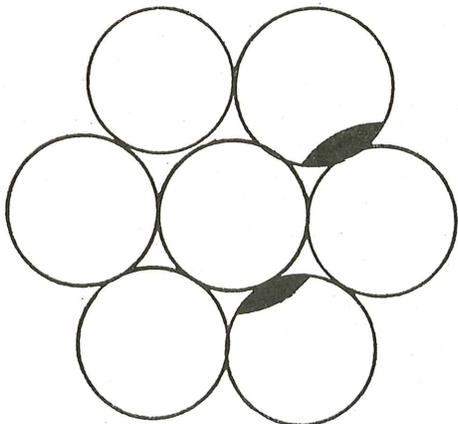


Fig. 19. — Esquema de la rotura de cables por fatiga.

La disminución de resistencia a fatiga de los cables, en relación a los alambres componentes, se puede atribuir al rozamiento entre alambres. Los ensayos demuestran que, para un tipo de alambre determinado, la resistencia y los límites de fatiga de los cables tienen tendencia a disminuir cuando el diámetro de los alambres componentes aumenta.

La influencia del estirado en frío ha sido puesta de relieve por ensayos de rotura estática, obteniéndose un aumento del 10 por 100 en el límite elástico y una reducción del 40 por 100 en la capacidad de alargamiento, sin modificación de la resistencia.

VIII. INFLUENCIA DE LA ADHERENCIA Y LA FISURACION

Entre los factores que introducen diferencias en las características de fatiga de las armaduras y las de las vigas de hormigón pretensado, la adherencia y el estado de fisuración de las vigas son dignos de tenerse en cuenta.

La complejidad de los fenómenos que intervienen y las diversas influencias que pueden actuar en sentido contrario, hacen que los resultados parciales de que se dispone puedan dar lugar a conclusiones contradictorias.

Dado que no existen estudios sistemáticos y profundos sobre el tema, conviene ser muy prudente a la hora de establecer conclusiones. Para el hormigón armado existen estudios comparativos del comportamiento en fatiga de barras desnudas y recubiertas de hormigón. Wascheidt, refiriéndose a estos estudios, analiza la posible aplicación de los fenómenos observados en el hormigón armado a las armaduras de pretensado. Si se caracteriza la adherencia de una barra de acero con el hormigón por el coeficiente:

$$f_r = \frac{\text{superficie de nervios}}{\text{superficie de la barra}};$$

la relación K existente entre los límites de fatiga de la barra desnuda y la recubierta de hormigón experimenta una variación, en función de f_r , análoga a la que se representa en la figura 20. Así, se tiene:

Recubrimiento sin fisuras: $K = 1$.

Recubrimiento fisurado: barras lisas o de poca adherencia ($0 < f_r < 0,05$);

$$K = 1,2 - 4 f_r;$$

barras de gran adherencia ($f_r > 0,05$);

$$K = 1.$$

La reducción de los límites de fatiga en barras de poca adherencia, debida a una fisuración del recubrimiento, puede explicarse por el hecho de que el rozamiento del hormigón con el acero en las proximidades de las fisuras provoca un fenómeno de abrasión que transforma en químicamente activa la superficie de la barra al cabo de un cierto tiempo. Por las fisuras penetra el oxígeno del aire, provocando la oxidación de la armadura y reduciendo el valor de los límites de fatiga.

Se ha efectuado un ensayo comparativo, en hormigón pretensado, sobre las características de un alambre con nervios, de 8 mm de diámetro, cuya resistencia garantizada era de 150 kg/mm² y su coeficiente f_r igual a 0,011. Se estableció la curva de Wöhler para el alambre desnudo solicitado a tracción y para el alambre embebido en vigas pretensadas de 1,50 m de luz, sometidas a fatiga en flexión bajo la acción de dos cargas simétricas. Los resultados de los ensayos, que presentan una gran dispersión, permiten valorar los límites de fatiga a 2 millones de ciclos, del alambre desnudo y del alambre embebido. La relación K correspondiente, igual a 1,18, está en buena correspondencia con los valores obtenidos en hormigón armado, según se puede observar en la figura 20.

El fenómeno de reducción del límite de fatiga producido por la fisuración del recubrimiento merecería estudiarse con más detalle. Según la interpretación dada a dicha reducción, ésta depende mucho de toda una serie de factores, tales como la anchura de las fisuras, el tipo de hormigón, el espesor del recubrimiento y la atmósfera ambiente, y no debería producirse cuando los aceros se encuentran colocados en vainas.

Las roturas por fatiga de las vigas pretensadas van casi siempre precedidas por el fenómeno de fisuración del hormigón. En efecto, las variaciones de tensiones en las armaduras, bajo cargas inferiores a las de fisuración, son generalmente tan débiles que no son capaces de provocar la rotura de las armaduras por fatiga.

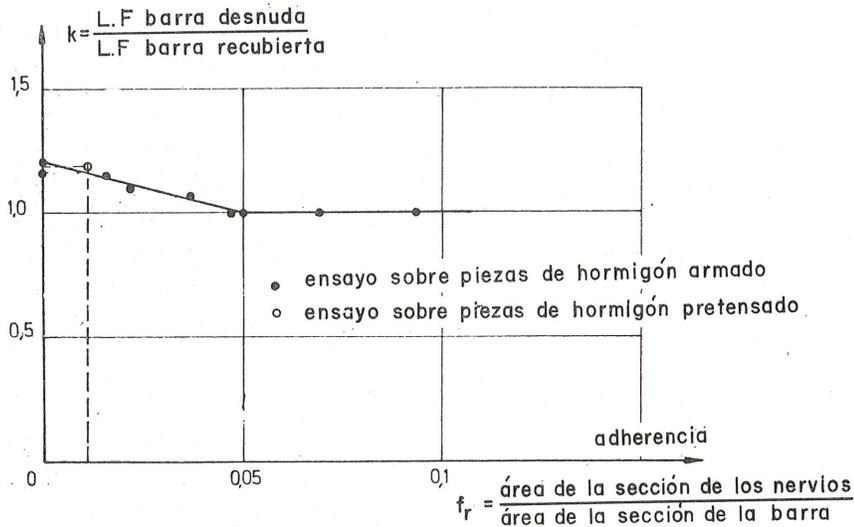


Figura 20.

Después de la fisuración de las piezas, la rotura de las armaduras puede producirse por efecto de la fatiga. La adherencia puede influir las variaciones de las tensiones bajo la acción de las sobrecargas.

- Si las armaduras de pretensado están constituidas por tirantes libres, no adheridos al hormigón y no obligados a seguir las incurvaciones de las vigas, las variaciones de tensión que se producen bajo la acción de las sobrecargas son muy débiles.
- Si las armaduras no se adhieren al hormigón, pero están obligadas a seguir las incurvaciones de las vigas (vainas no inyectadas, guías exteriores), estas armaduras no producen ningún efecto de reparto de las fisuras, las cuales se localizan en las secciones más solicitadas. Excepción hecha de los efectos del rozamiento, las tensiones y las variaciones de dichas tensiones se reparten uniformemente a lo largo de las armaduras.
- Si las armaduras de pretensado presentan una gran adherencia al hormigón, las tensiones varían mucho y muy rápidamente entre las secciones fisuradas, donde se ha roto localmente la adherencia, y las secciones vecinas donde las armaduras continúan selladas en el hormigón; el valor de las tensiones y de las variaciones de tensiones en las armaduras es más elevado en los puntos donde existen fisuras.
- Si las armaduras de pretensado presentan una adherencia moderada con el hormigón, existen zonas con fisuras en las cuales dicha adherencia queda rota; en estas zonas, cuya extensión es tanto mayor cuanto más débil es la adherencia, las tensiones y las variaciones de tensiones son prácticamente uniformes, de manera que las diferencias entre el estado de secciones fisuradas y de secciones vecinas son menos marcadas y bruscas que en el caso de gran adherencia.

La influencia del tipo de carga en el reparto de tensiones a lo largo de las armaduras y en las variaciones de dichas tensiones, depende de la adherencia. Cuanto mayor es ésta, mayor es la influencia citada.

Según lo expuesto, sería presumible concluir que las piezas fisuradas presentan un comportamiento a fatiga tanto más desfavorable cuanto más alta es la adherencia.

CUADRO 4. — *Ensayos sobre vigas.*

Series de ensayos	Solicitaciones dinámicas entre:	Núm. de vigas	Comportamiento a fatiga (núm. de ciclos de carga)	
			sin rotura	con rotura
<i>Serie 1.</i>				
<i>Adherencia muy elevada.</i>	0,4 M_f y 0,8 M_f	1	2.10 ⁶	
Pretensado por adherencia utilizando seis alambre retorcidos, $M_f = 0,585 M_{r s}$.	0,3 M_f y 0,9 M_f	3	1.10 ⁶ 4.10 ⁶	
(Véase <i>Giornate del Precompresso</i> , Ravello, 1965.)				0,46.10 ⁶
	0,33 M_f y M_f	3		0,15.16 ⁶
	0,67 M_f y M_f	2		0,18.10 ⁶
	0,4 M_f y 1,2 M_f	1		
	0,8 M_f y 1,2 M_f	1		0,067.10 ⁶
<i>Serie 2.</i>				
<i>Adherencia elevada.</i>	0,167 M_f y 0,7 M_f	1	4.10 ⁶	
Pretensado por adherencia utilizando cuatro tendones. $M_f = 0,565 M_{r s}$.	0,167 M_f y 1,23 M_f	1		0,20.10 ⁶
<i>Serie 3.</i>				
<i>Adherencia media.</i>	0,525 M_f y 0,9 M_f	1	4.10 ⁶	
	0,525 M_f y 1,2 M_f	1		3,119.10 ⁶
Pretensado mediante cables inyectados ($\phi = 7$ mm). $M_f = 0,6 M_{r s}$.	0,525 M_f y 1,28 M_f	2		4,016.10 ⁶ 4,008.10 ⁶
<i>Serie 4.</i>				
<i>Débil adherencia.</i>				
Pretensado mediante cables inyectados ($\phi = 5$ mm). $M_f = 0,7 M_{r s}$.	0,61 M_f y 1,22 M_f	1		5,81.10 ⁶

La influencia de la adherencia se pone de manifiesto en algunos ensayos realizados sobre vigas, cuyos resultados aparecen en el cuadro 4. En todos ellos, las roturas a fatiga se han producido por fallo de las armaduras. M_f y M_{r_s} representan, respectivamente, el momento de fisuración y el momento de rotura estática.

Las dos primeras series de ensayos se refieren al sistema de pretensado por adherencia; las armaduras, los alambres retorcidos y los cables presentan una adherencia elevada. Mientras las solicitaciones dinámicas permanecen por debajo de M_f , el comportamiento de las vigas es excelente. Cuando se alcanza o sobrepasa dicho valor M_f , las roturas por fatiga se presentan para números pequeños de ciclos de carga. La conclusión de estos ensayos sería la de prohibir acercarse a la fisuración en el caso de armaduras de gran adherencia.

Las dos últimas series de ensayos demuestran que para armaduras con adherencia moderada se puede sobrepasar abiertamente el momento de fisuración antes de que se produzca la rotura por fatiga.

Si se esquematiza el conjunto de resultados por los cocientes medios entre los momentos de rotura bajo cargas dinámicas M_{r_d} y los momentos de rotura estáticos M_{r_s} , se obtiene para la relación $\frac{M_{r_d}}{M_{r_s}}$ el valor 0,52 para la serie 1; 0,69 para la serie 2; 0,73 para la serie 3 y 0,85 para la serie 4.

De lo anterior podría deducirse que la seguridad bajo cargas dinámicas decrece con la adherencia; pero también puede suponerse que esta disminución no se debe directamente a la adherencia, sino al comportamiento propio de las armaduras en fatiga, dado que la mejora de la adherencia se obtiene a menudo a costa de las características de fatiga.

Las comparaciones parciales entre el comportamiento dinámico de probetas sometidas a tracción y de vigas sometidas a flexión (establecidas para los tendones de la serie 2 y los alambres de 5 mm (*) de la serie 3) concuerdan perfectamente.

REFERENCIAS

1. B. BAZANT (Checoslovaquia): *Ensayos de fatiga sobre aceros de pretensado de origen checoslovaco.*
2. F. DUMAS (Francia): *Resistencia a la fatiga del acero de pretensado.*
3. H. WASCHIEDT (Alemania): *Ensayos de fatiga sobre alambres lisos y grafilados con superficie rugosa de laminación.*
4. G. REHM y RUSSWURM (Alemania): *En qué medida se puede considerar la resistencia a la fatiga como característica de calidad de los aceros de pretensado.*
5. Y. TANAKA (Japón): *Las propiedades a fatiga de los anclajes conformados en frío.*
6. G. WELBERGEN y H. SIEGWART (Suiza): *Anclaje de alta resistencia en fatiga para péndolas y cables de puentes colgantes.*
7. F. GORODNITSKY y W. KONEVSKY (Rusia): *Investigaciones sobre las características de fatiga de las armaduras.*
8. G. M. BO - E. LEPORATI (Italia): *La resistencia de endurencia de alambres de alto límite elástico sometidos a deformaciones plásticas.*
9. Bélgica: *Ensayos diversos efectuados en el Laboratorio de Ingeniería Civil de la Universidad de Lieja.*
10. Comisión RILEM-FIP-CEB: *Proyecto relativo a ensayos de fatiga sobre aceros para hormigón armado y pretensado.*

(*) Nota del traductor: Obsérvese que en el texto se habla de alambres de 5 mm de diámetro, y en el cuadro 4 de alambres de 7 mm de diámetro. Esta evidente contradicción que corresponde al texto original, se ha mantenido en la traducción por no saberse cuál de los dos valores es el verdadero.

grupo 6. informe general

Tema 10. Estudios estadísticos y de probabilidad.

A. BRENNEISEN y R. BAUS

INTRODUCCION.

La finalidad de los diversos estudios experimentales, estáticos y dinámicos, realizados con armaduras de pretensado, así como con otros materiales, en los elementos constructivos y en las propias construcciones, es la obtención de datos que permitan prever su comportamiento en su estado último o en las condiciones de explotación.

Los resultados de todos los tipos de ensayos vienen afectados, en diversos grados, por las dispersiones experimentales.

Entre las causas de dispersión relativas a los resultados de los ensayos, se pueden citar, entre otras:

- composición del acero;
- proceso de fabricación;
- acabado, almacenamiento y transporte;
- diversas condiciones experimentales introducidas en los ensayos.

Debido al carácter aleatorio de los resultados, es inútil intentar prever de manera funcional el comportamiento de los materiales y el de las construcciones. En cambio, resulta posible, cuando se dispone de un número suficiente de datos experimentales, fijar los límites entre los que se situará este comportamiento, con un determinado umbral de probabilidad. Estos límites deben tener en cuenta las diversas dispersiones que intervienen en cada problema particular.

Por lo dicho, resulta indispensable introducir los métodos estadísticos, tanto en la definición de las propiedades de los materiales, determinadas experimentalmente, como en el cálculo de las obras.

Los datos estadísticos sobre los materiales, sobre sus condiciones de utilización práctica y sobre las sollicitaciones, no son todavía suficientes para definir la seguridad de las construcciones bajo una forma totalmente probabilista. No obstante, es justo resaltar que algunos métodos, tales como los del CEB y del Comité mixto FIP-CEB, introducen una parte de los datos en forma estadística.

Los métodos estadísticos se utilizan, desde hace algún tiempo, en la definición y

control de las propiedades de los materiales, así como en los estudios relativos a la estimación de la influencia de ciertos parámetros.

Cuando se trata de problemas de *una sola variable* aleatoria x , el objeto principal de los métodos estadísticos es definir los límites de previsión o de confianza y efectuar ensayos de control.

Si el número n de medidas de x es muy pequeño, suelen adoptarse como límites los valores extremos y se define un coeficiente de previsión basado únicamente en n , sin conocer el tipo de distribución de la variable.

Si el número n de medidas de x constituye un lote suficientemente importante, es posible determinar el tipo de distribución de x . Partiendo de las características del lote, se estiman entonces, para un umbral de probabilidad elegido, los límites entre los que se sitúan las características de la población a que pertenece el lote.

Para una producción que ha sido objeto de un estudio previo, se pueden definir a partir de este estudio, los límites que permiten una comprobación continua de la constancia de la producción en el tiempo; esta comprobación se basa en ensayos periódicos.

En el caso de problemas *de dos o más variables aleatorias*, el objetivo puede ser separar y medir la influencia respectiva de los diferentes parámetros; se realiza entonces un análisis de varianza.

El grado de relación de variables puede estimarse mediante la correlación. Mediante un análisis de regresión es posible definir, para las leyes experimentales, aquellos límites a los que vienen ligadas las probabilidades.

Las ocho comunicaciones presentadas sobre el tema 10 del grupo 6 tratan de diversas aplicaciones estadísticas relativas a las armaduras de pretensado.

Los principales problemas tratados en estas comunicaciones se refieren a:

- a) La definición de las distribuciones de diversas características mecánicas.
- b) La determinación y el control de las características garantizadas.
- c) Los problemas de correlaciones estadísticas entre las variables siguientes:
 - las tensiones y las deformaciones de los alambres;
 - las tensiones y los números límites de los ciclos de fatiga;
 - las pérdidas de tensión debidas a la relajación y la duración de los ensayos;
 - la resistencia a rotura de grandes tendones y las características mecánicas de los alambres que los componen;
 - la composición química de los aceros y las características mecánicas de los alambres.

A continuación se desarrollan estos diversos puntos.

LIMITES DE PREVISION DE UNA VARIABLE ALEATORIA X .

Distribución desconocida de la variable x .

Si por razones de coste o de amplitud de ensayos no se dispone de un número n suficiente de medidas de x para estimar el tipo de distribución de la población a la que pertenece esta variable, suelen adoptarse frecuentemente los valores extremos medidos, $x_{\text{mín}}$ y $x_{\text{máx}}$, como límites de previsión.

En este supuesto, la probabilidad que tiene una nueva medida x de:

- ser superior a x_{\min} , viene dada por el coeficiente de previsión $p = \frac{n}{n+1}$.
- estar comprendida entre x_{\min} y x_{\max} viene dada por el coeficiente de previsión $P = \frac{n-1}{n+1}$.

Por ejemplo, si $n = 4$, $p = \frac{4}{5} = 80$ por 100 y $P = \frac{3}{5} = 60$ por 100.

Esta forma de proceder es corriente, y sin embargo, puede conducir a conclusiones erróneas, como sucedería en el caso de un tipo de distribución tal como el de la figura 1, en la que, debido a defectos, una pequeña proporción de valores de x es muy diferente de los otros.

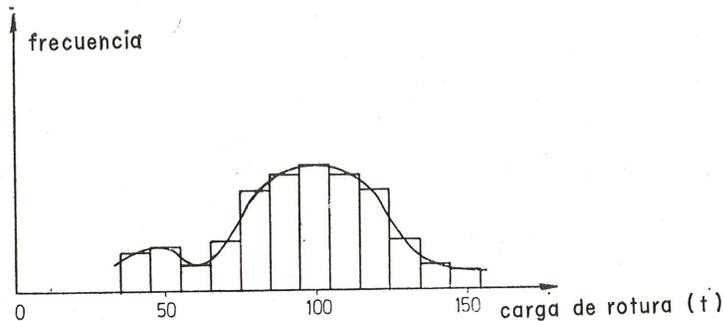


Figura 1.

Distribución normal de una población.

Si se dispone de un lote que contiene un número muy elevado (teóricamente infinito) de valores de x , la ley de distribución del lote, que da la frecuencia relativa de aparición de valores de x en función de x , corresponde a la ley de distribución de la población.

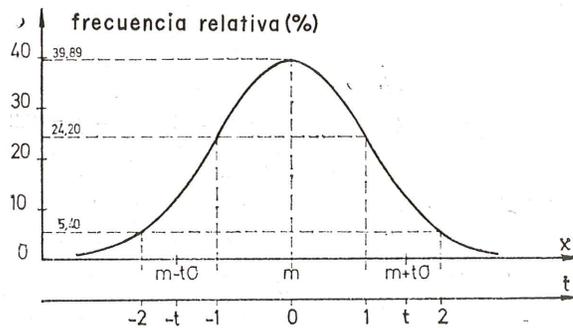


Figura 2.

Frecuentemente sucede que esta ley de distribución es simétrica y obedece a la ecuación de Laplace-Gauss; se dice entonces que la distribución del conjunto es "normal" y esa distribución viene definida totalmente por la media m y por la desviación tipo σ (figura 2).

La media es el valor central de la curva de distribución, que es más o menos tendida según la importancia de la desviación tipo. Los valores de x se refieren normalmente a la desviación tipo y se da el nombre de variable reducida a la relación $\frac{x-m}{\sigma} = t$.

La curva de reparto de x es la curva que da las frecuencias relativas acumuladas, en función bien de x o bien de t (fig. 3, a). Esta curva se transforma en una recta (recta de Henry) si se toma como escala de frecuencias acumuladas una escala "estadística". Se obtiene de esta forma una "red de probabilidades" (fig. 3, b).

Para una población dada, a cada valor de t le corresponde una frecuencia acumulada o una probabilidad bien determinada. Por ejemplo, para $t = \pm 2$ se encuentra, respectivamente, una frecuencia acumulada de 2,3 y de 97,7 por 100.

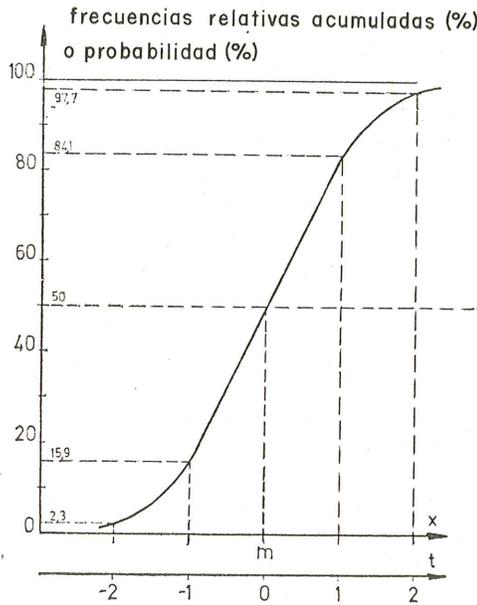


Figura 3, a.

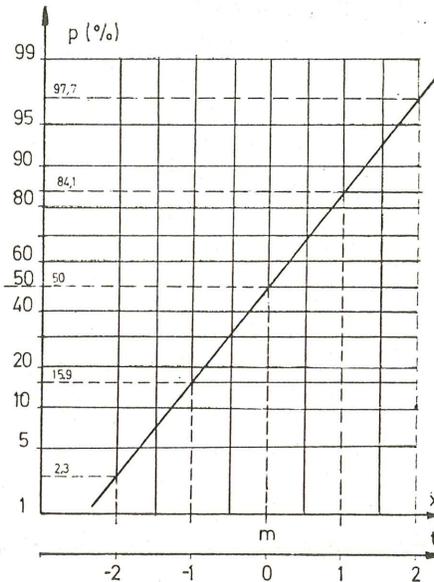


Figura 3, b.

De esta forma se obtiene:

probabilidad de que $x \geq m - 2\sigma : p = 97,7\%$
 probabilidades de que $x \leq m + 2\sigma : p = 97,7\%$
 riesgo o probabilidad de que $x \leq m - 2\sigma : r = 100\% - p = 2,3\%$
 » » » » $x \geq m + 2\sigma : r = 100\% - p = 2,3\%$
 riesgo o probabilidad de que $\begin{cases} x \leq m - 2\sigma, y \\ x \geq m + 2\sigma \end{cases} : 2r = 4,6\%$
 Probabilidad de que $m - 2\sigma \leq x \leq m + 2\sigma : P = 100\% - 2r = 95,4\%$

$m - 2\sigma$ y $m + 2\sigma$ definen los límites x_{inf} y x_{sup} del intervalo de confianza o límites de previsión que corresponden a la probabilidad $P = 95,4$ por 100 (aproximadamente 95 por 100).

Según la tabla de la ley normal, a cada valor de P corresponde un valor de t , es decir $t_{(P)}$. Así, por ejemplo, a $P = 68,2, 80, 90, 95, 99$ y $99,9$ por 100, corresponden, respectivamente, $t_{(P)} = 1,00, 1,28, 1,64, 1,96, 2,58$ y $3,29$.

Límites de previsión que corresponden a la probabilidad P :

$$x_{\text{inf}} = m - t_{(P)} \sigma \leq x \leq m + t_{(P)} \sigma = x_{\text{sup}} \quad (1)$$

El CEB y el Comité mixto FIP-CEB llaman al límite inferior "valor característico" $x_K = x_{\text{inf}}$; corresponde a $r = 5$ por 100, es decir, a $p = 95$ por 100 y a $P = 90$ por 100.

Se tiene pues:

$$x_k = x_{inf} = m - t_{(p)} \sigma = m - 1,64 \sigma .$$

Distribución normal de un lote de n valores de x .

Si se dispone de un lote de n medidas x_i de x , se puede comprobar fácilmente si la distribución de las n medidas no se desvía demasiado de la distribución normal.

La prueba de normalidad más simple consiste en representar la distribución del lote en una red de probabilidad y comprobar si los puntos obtenidos no se desvían demasiado de una línea recta.

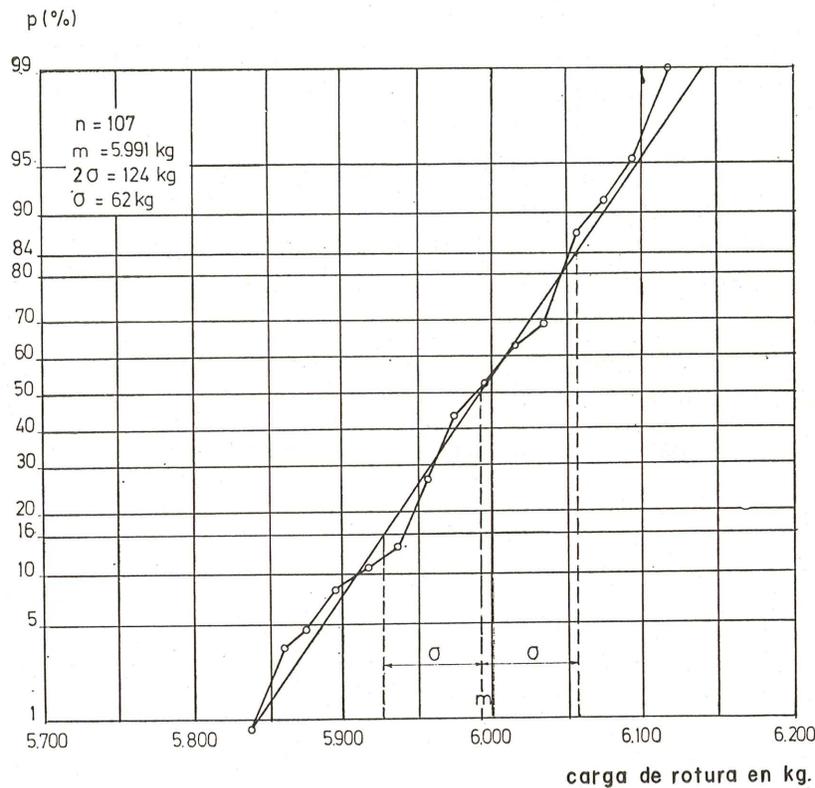


Figura 4.

La figura 4 da, a título de ejemplo, la distribución de resultados de un lote de 107 ensayos de tracción sobre alambres de 7 mm; esta distribución corresponde de manera satisfactoria a la distribución normal.

Los n valores x_i permiten calcular la media \bar{x} y la dispersión s del lote; \bar{x} y s constituyen aproximaciones de la media m y de la desviación tipo σ de la población ($n \rightarrow \infty$) a que pertenece x :

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{n} \quad s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{x} - x_i)^2}{n-1}}$$

También se emplea en estadística la separación entre el menor y el mayor valor del lote; esta separación lleva el nombre de "recorrido":

$$R = x_{\text{máx}} - x_{\text{mín}}$$

Número elevado de valores de x .

Las estimaciones de las características de una población a partir de las características de un lote, son tanto mejores cuanto más elevado es n . Si n tiende hacia infinito, \bar{x} tiende hacia m y s hacia σ . Para lotes que contienen números muy grandes de valores de x , se puede asimilar \bar{x} a m y s a σ . En la producción de armaduras de pretensado y para ciertas características de un mismo tipo de armaduras, los controles periódicos dan numerosos resultados de ensayos que pertenecen a una misma población.

Los estudios estadísticos demuestran que las características mecánicas de los alambres, de las barras y de los cables de pretensado pertenecen a poblaciones normales, con tal que su fabricación esté puesta a punto.

Stolte analiza en su comunicación la resistencia, el límite elástico, el alargamiento máximo y el coeficiente de estricción de barras de 32 mm de diámetro, de alambres ovalados de 40 mm² de sección y de alambres redondos de 12,2 mm de diámetro, basándose en el conjunto de resultados de control de producciones anuales. Estos resultados se resumen en la tabla 1.

Las rectas de Henry correspondientes a cada una de las características estudiadas vienen representadas en la figura 5.

Puede observarse que las desviaciones entre las distribuciones experimentales y las

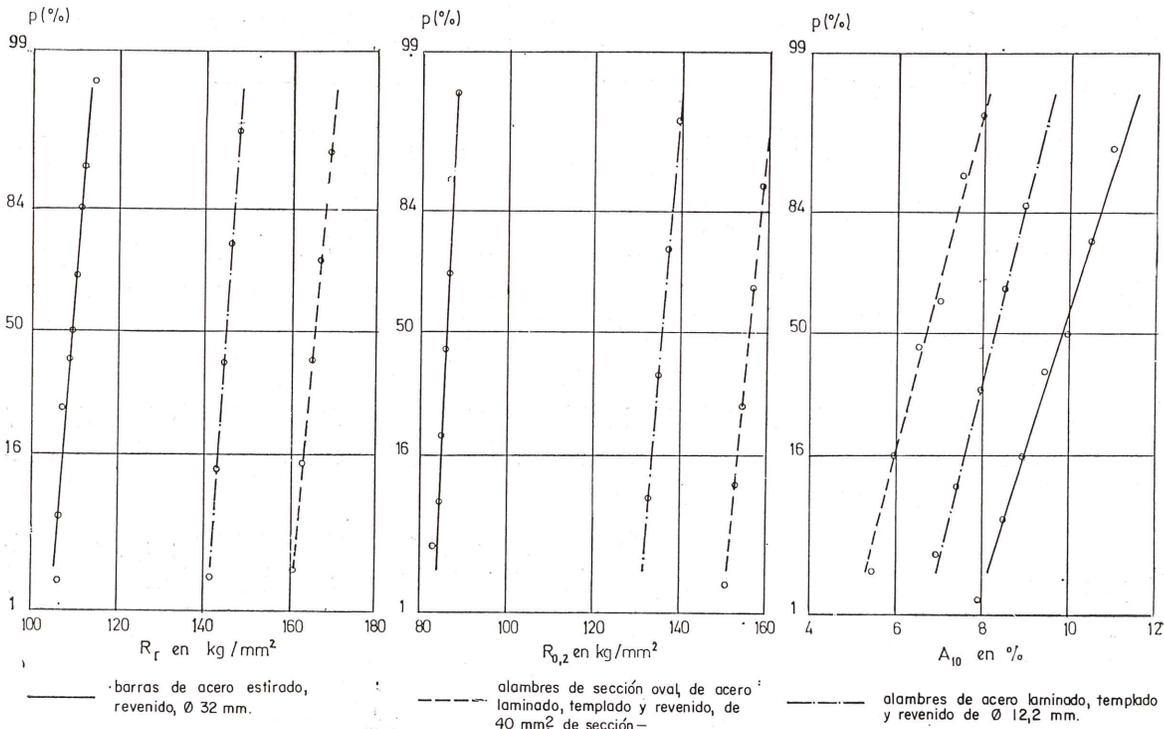


Figura 5.

TABLA 1. — Resultados obtenidos en estudios estadísticos realizados sobre producciones anuales de armaduras.

País	Tipo de acero	Resistencia R_r			Límite de elasticidad $R_{0,2}$			Alargamiento máximo ϵ			Número de observaciones		
		Media		Dispersión	Media		Dispersión	Media		Dispersión			
		R_r (kg/mm ²)	s_{Rr} (kg/mm ²)	s_{Rr} (%)	$R_{0,2}$ (kg/mm ²)	$s_{R0,2}$ (kg/mm ²)	$s_{R0,2}$ (%)	ϵ_m (%)	s_ϵ (%)	s_ϵ en % de ϵ_m			
Alemania ...	Barras ϕ 32 mm Alambre oval A-40 Alambre ϕ 12,2 mm	acero aleado, laminado, estirado, revenido, acero aleado, laminado, templado, revenido,	109,00	2,09	1,92	85,70	1,07	1,25	9,80	0,85	8,70	605	
			165,12	2,28	1,38	155,68	2,26	1,58	6,66	0,70	10,50	8.265	
			144,98	2,11	1,45	135,21	2,04	1,50	8,23	0,66	8,00	2.698	
Bélgica	Alambre ϕ 7 mm Alambre ϕ 7 mm Alambres trenzados de 3 x 2,4 mm ...	trefilado, tratado, trefilado, normalizado	177,45	5,62	3,16							499	
			163,10	4,73	2,90								514
			223,00	13,00	5,83								380
Rusia	Acero aleado laminado en caliente.	Fábrica A Fábrica B	ϕ 14	4,39	4,10	67,25	4,48	6,70	9,64	1,74	18,00	1.832	
			ϕ 16	3,70	3,58	65,44	3,46	5,29	9,54	1,72	18,03	195	
			ϕ 10	5,64	5,00	71,83	5,25	7,31	11,52	2,37	20,06	110	
	ϕ 12	4,51	4,12	70,41	6,05	8,65	10,01	1,79	17,80	231			
	ϕ 14	5,57	5,12	70,87	7,16	10,10	9,59	1,93	20,13	273			

distribuciones teóricas son muy pequeñas, aunque los resultados provienen de varias series diferentes de producción.

Se observa asimismo que las dispersiones en las resistencias y en los límites de elasticidad son muy pequeñas. En efecto, las dispersiones relativas $\frac{s}{x}$ son del orden del 1,5 por 100 nada más.

La reducción de las dispersiones tiene su explicación en las adecuadas correcciones introducidas por los tratamientos térmicos y plásticos que se efectúan a lo largo de la fabricación de las armaduras, con el fin de homogeneizar las características de los aceros sin tratamiento.

La dispersión es muy pequeña en el caso de alambres sometidos sucesivamente a tratamientos de temple y revenido.

Las barras de una misma producción, cuyo procedimiento de fabricación consiste en un estirado seguido de un revenido, presentan dispersiones ligeramente superiores dado que este procedimiento es menos susceptible de homogeneizar las características de los aceros.

En la tabla 1 figuran igualmente algunos resultados extraídos de las comunicaciones belga y rusa.

La influencia del procedimiento de fabricación de las armaduras en la dispersión de sus características se observa claramente en el conjunto de resultados de la tabla 1.

Las dispersiones de las resistencias son ligeramente mayores en los alambres trefilados y son más importantes en los cables trenzados. Las dispersiones son también elevadas en las barras laminadas en caliente, de acero aleado.

Para series de barras del mismo tipo, pero que provienen de dos fábricas diferentes, se encuentran dispersiones diferentes. Este problema, estudiado por Kusakin, viene ilustrado por el diagrama de la figura 6.

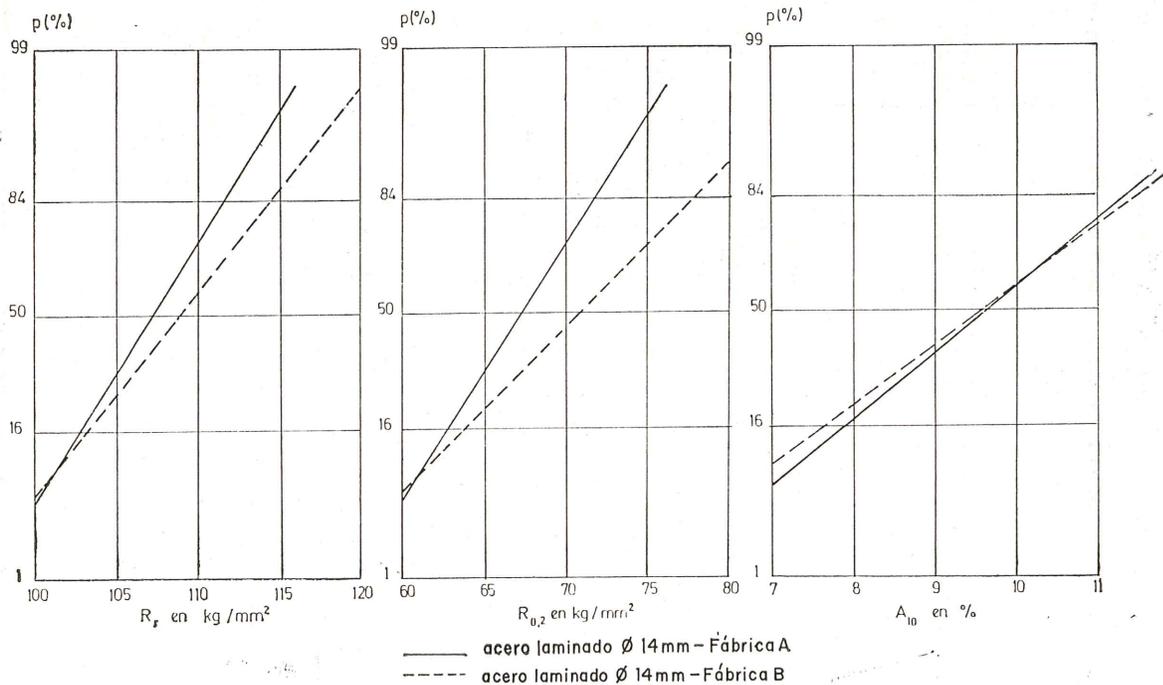


Figura 6.

Número restringido de valores de x .

a) Límites de previsión de la población.

Los límites de previsión de la población que corresponden a la probabilidad P vienen dados por la expresión (1), anteriormente reseñada, con $t_{(P)} = f(P)$ dado por la tabla de la ley normal.

La media m y la desviación tipo σ de la población son desconocidas, y no pueden calcularse los límites de previsión.

b) Límites de previsión de un lote de n valores de x .

Los límites de previsión de un lote, correspondientes a la probabilidad P y relativos a un valor individual de x , vienen dados, bien por la expresión (2) en función de la dispersión s del lote, bien por la expresión (3) en función del recorrido R :

$$x_{\text{inf}} = \bar{x} - a_{(P,n)}^{(s)} \cdot s \leq x \leq \bar{x} + a_{(P,n)}^{(s)} \cdot s = x_{\text{sup}} \quad (2)$$

$$x_{\text{inf}} = \bar{x} - a_{(P,n)}^{(R)} \cdot R \leq x \leq \bar{x} + a_{(P,n)}^{(R)} \cdot R = x_{\text{sup}} \quad (3)$$

Los límites de previsión se dan en función de la media \bar{x} y de la dispersión s del lote, así como los coeficientes $a_{(P,n)}^{(s)}$ y $a_{(P,n)}^{(R)}$, que desempeñan el mismo papel que la variable reducida $t_{(P)}$ en el caso de la población:

$$a_{(P,n)}^{(s)} = t_{(P,n)} \frac{\sqrt{1+n}}{\sqrt{n}}$$

El desarrollo del coeficiente $a_{(P,n)}^{(R)}$ es más complejo.

La curva de distribución de x en función de $t_{(P,n)}$ se da a título de ejemplo en la figura 7, para $n=2$ y para $n=6$. Estas curvas, que representan la distribución de Stu-

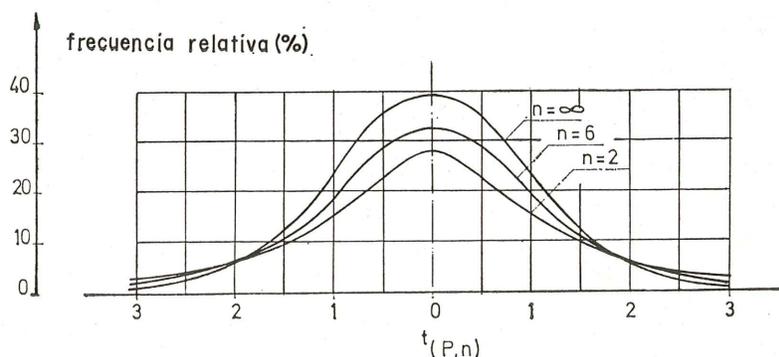


Figura 7.

dent, tienden hacia la curva de Gauss cuando n tiende a infinito. Los valores de $t_{(P,n)}$ vienen dados en función de P y de n en la tabla de Student. La figura 8 muestra como ejemplo la evolución de $t_{(P,n)}$ en función de n , para $P = 68,2, 80, 90, 95, 99$ y $99,9$ por 100. Para cualquier valor de P , $t_{(P,n)}$ tiende hacia $t_{(P)}$ cuando n aumenta.

La figura 9 muestra como ejemplo la evolución en función de n de $a_{(P,n)}^{(s)}$ y de $a_{(P,n)}^{(R)}$ para algunos valores de P .

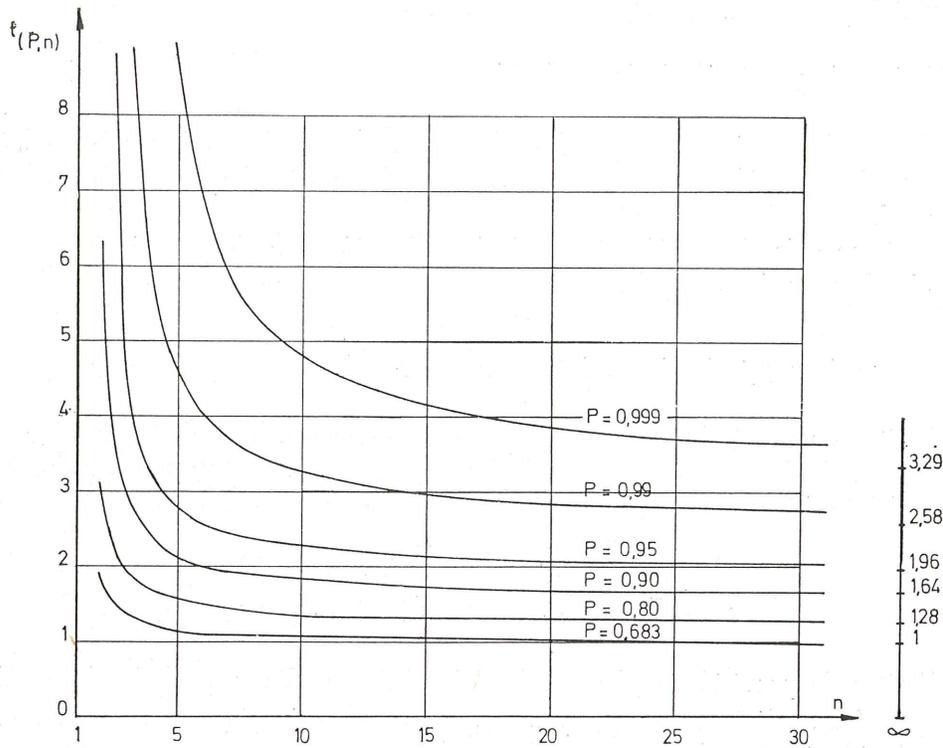


Figura 8.

c) *Límites de tolerancia de la población.*

Los límites de previsión del lote constituyen estimaciones de los límites de previsión de la población a la que pertenece el lote. Se pueden precisar aún más estos límites introduciendo el grado de confianza γ que se puede tener en el hecho de que los límites de previsión del lote, constituyan efectivamente los límites de previsión de la población. Los límites de previsión del lote que corresponden a un grado de confianza γ reciben el nombre de límites de tolerancia de la población y vienen dados por la expresión:

$$x_{\text{inf}} = \bar{x} - K_{(P, n, \gamma)} \cdot s \leq x \leq \bar{x} + K_{(P, n, \gamma)} \cdot s = x_{\text{sup}} \quad (4)$$

Al límite inferido de tolerancia x_{inf} se le llama frecuentemente “valor efectivo de x ”, es decir, x_{ef} .

Este valor efectivo es tal que se puede contar, con un grado de confianza γ , que un porcentaje p de valores de x de la población será al menos igual a x_{ef} $\left(p = 50\% + \frac{P}{2}\right)$.

El concepto de valor efectivo, determinado a partir de un lote, es semejante al concepto de valor característico x_k respecto a una población.

Para una probabilidad P dada, x_{ef} tiende hacia x_k cuando n es muy grande.

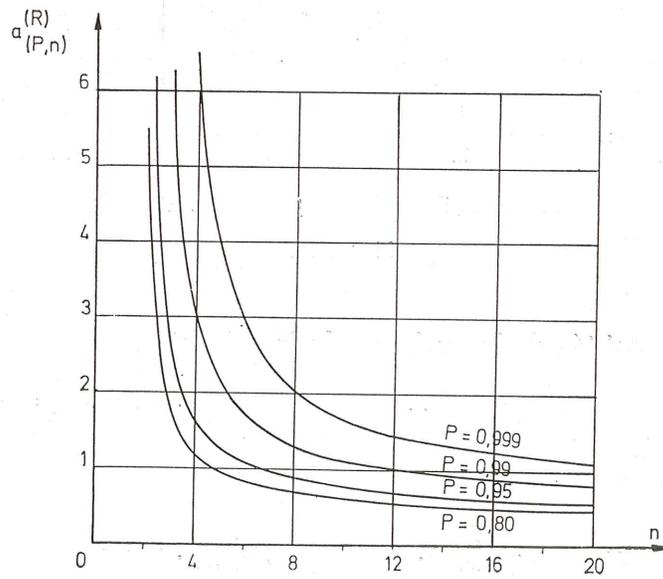
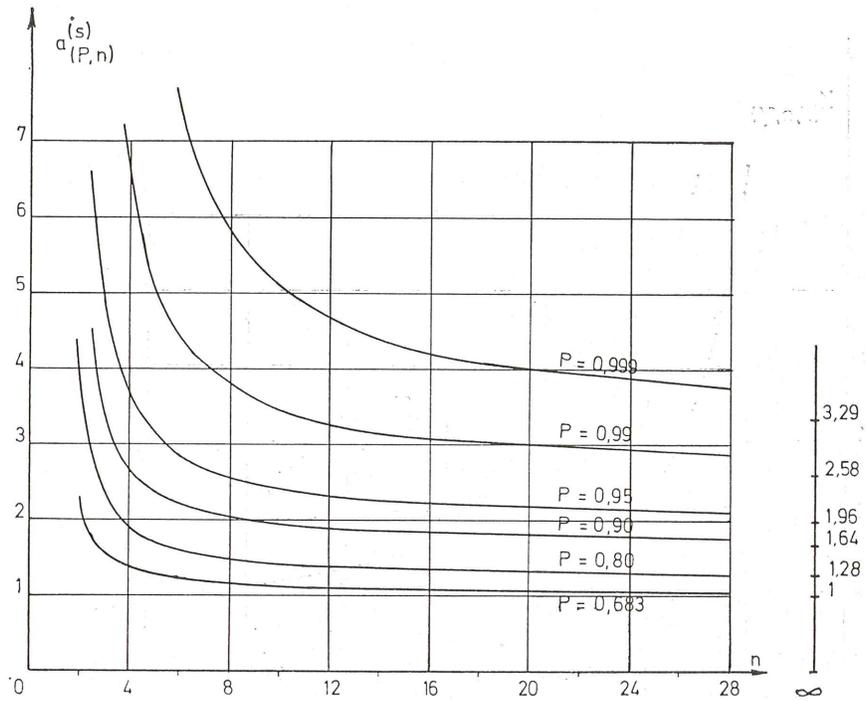


Figura 9.

La figura 10 da, como ejemplo, la variación de K en función de n , para P igual a 90, 99, 99,9 por 100 y para grados de confianza γ comprendidos entre 75 y 99 por 100.

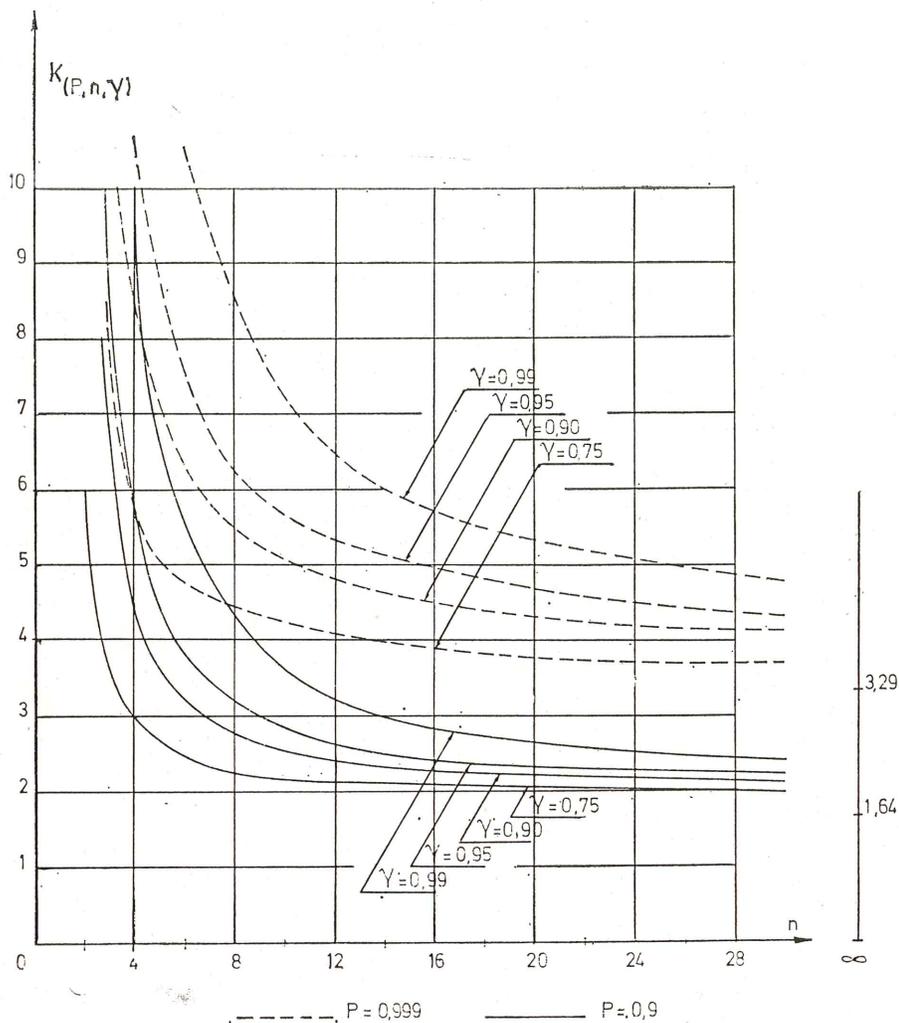


Figura 10.

d) *Límites de previsión de la media m de la población.*

Los límites de confianza m_{inf} y m_{sup} de la media m de la población, correspondiente a una probabilidad P , vienen dados por la expresión (5) en función de la dispersión s del lote y por la expresión (6) en función del recorrido R :

$$m_{\text{inf}} = \bar{x} - b_{(P, n)}^{(s)} \cdot s \leq m \leq \bar{x} + b_{(P, n)}^{(s)} \cdot s = m_{\text{sup}} \quad (5)$$

$$m_{\text{inf}} = \bar{x} - b_{(P, n)}^{(R)} \cdot R \leq m \leq \bar{x} + b_{(P, n)}^{(R)} \cdot R = m_{\text{sup}} \quad (6)$$

$$b_{(P, n)}^{(s)} = \frac{t_{(P, n)}}{\sqrt{n}} = \frac{a_{(P, n)}^{(s)}}{\sqrt{1+n}}$$

con $t_{(P, n)}$ dado por la tabla de Student.

En la figura 11 se da como ejemplo la variación de $b_{(P,n)}^{(s)}$ y de $b_{(P,n)}^{(R)}$ en función de n , para algunos valores de P .

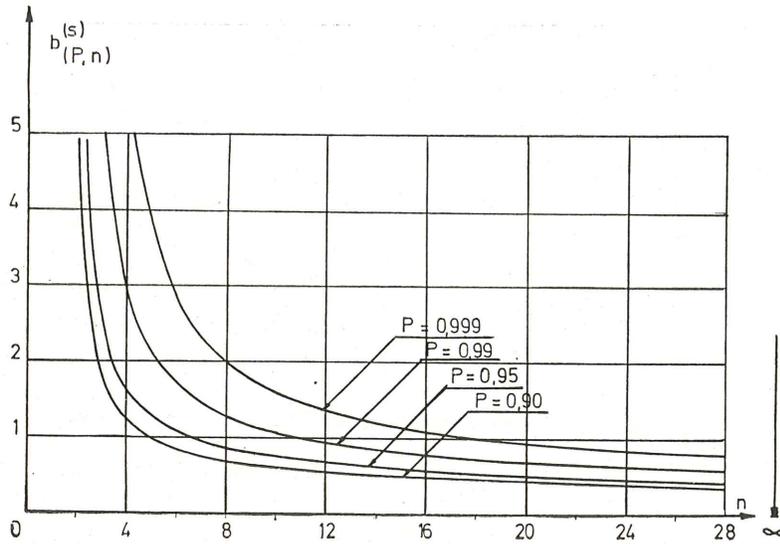


Figura 11, a.

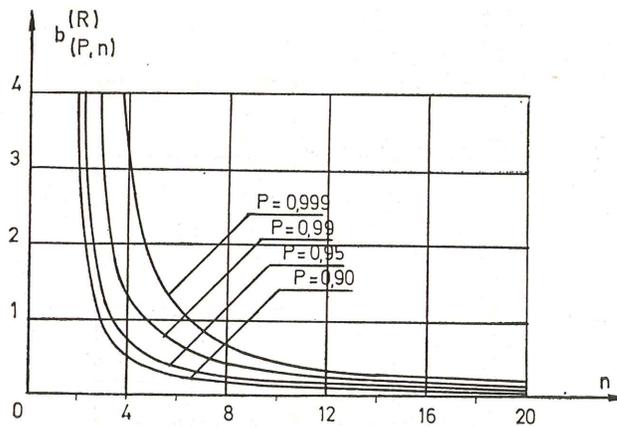


Figura 11, b.

e) Límites de previsión de la desviación tipo σ de la población.

Los límites de confianza σ_{inf} y σ_{sup} de la desviación tipo σ de la población, que corresponden a una probabilidad P , vienen dados por la expresión (7) en función de la dispersión s del lote y por la expresión (8) en función del recorrido R :

$$\sigma_{\text{inf}} = \alpha_1^{(s)}(P, n) \cdot s \leq \sigma \leq \alpha_2^{(s)}(P, n) \cdot s = \sigma_{\text{sup}} \quad (7)$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \alpha_1^{(R)}(P, n) \cdot R \leq \sigma \leq \alpha_2^{(R)}(P, n) \cdot R = \sigma_{\text{sup}} \quad (8)$$

Como ejemplo se da en la figura 12 la variación de los coeficientes:

$$\alpha_1^{(s)}(P, n), \alpha_2^{(s)}(P, n), \alpha_1^{(R)}(P, n), \alpha_2^{(R)}(P, n)$$

en función de n , para algunos valores de P .

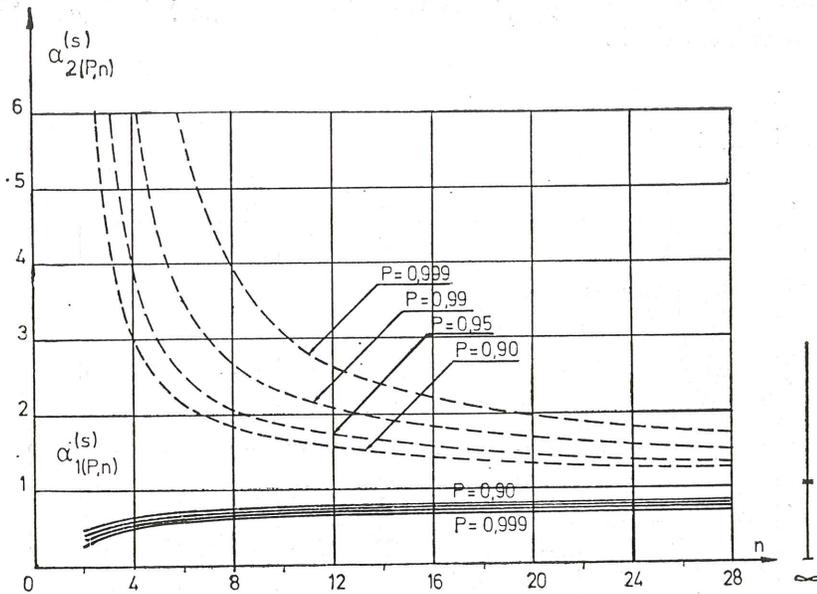


Figura 12, a.

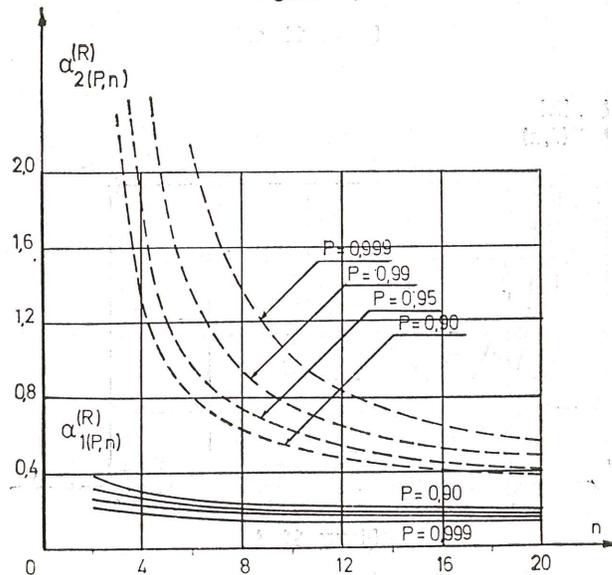


Figura 12, b.

CONTROL DE LAS CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS ARMADURAS

Generalidades sobre el control.

Tres comunicaciones se ocupan de este tema.

La calidad de los alambres, de las barras o de los tendones se puede definir estadísticamente si se dispone de un número suficiente de resultados para valorar en forma conveniente las medias y las dispersiones.

El objeto del control es determinar si el lote que se examina responde o no a la calidad anunciada.

En el capítulo anterior se vio que con un pequeño número de resultados es posible determinar los límites de previsión de la media m y de la desviación tipo σ de la población.

Para poder admitir que un lote es conforme, las características de la calidad anunciada (m y σ) deben caer entre los límites de previsión determinados a partir de los resultados del lote.

No obstante, un lote no conforme puede ser utilizado en construcción con la condición de definir la seguridad a partir de los resultados estadísticos del lote.

Esta forma de proceder resulta complicada en la práctica, porque no se conocen las características que deben tenerse en cuenta en los cálculos hasta el momento del control.

Lo que interesa de hecho al usuario son los valores efectivos x_{ef} o característicos x_k que se introducen en los cálculos.

Si las características del acero vienen definidas por m y σ , el usuario puede evaluar correctamente la seguridad de las obras y determinar los valores característicos a tener en cuenta en los cálculos, adaptando los umbrales de probabilidad admitidos a las condiciones de explotación.

Si, por el contrario, las características del acero se definen únicamente por valores mínimos reglamentarios, como sucede todavía con frecuencia en la actualidad, el usuario es incapaz de valorar la seguridad de las obras; sabe únicamente que los valores efectivos deben situarse por encima de los valores mínimos anunciados, pero con un margen desconocido.

Si en una situación intermedia a las dos anteriores, las características del acero se definen mediante valores garantizados (x_G) y si los reglamentos imponen una seguridad constante, es decir, un umbral de probabilidad P al que corresponde un valor constante $t_{(P)}$, es posible fijar el margen de seguridad que corresponde a cada lote homogéneo del que se conocen \bar{x} y s , comparando x_G con x_{inf} del lote:

$$x_{inf} = \bar{x} - t_{(P)} s$$

De hecho, para un número n de resultados, se debería determinar x_{inf} mediante la expresión (2) o mejor mediante la expresión (4) que da el valor efectivo x_{ef} . Si las características de un lote sobrepasan netamente las calidades garantizadas, algunos reglamentos permiten tenerlo en cuenta, a base de realizar los cálculos partiendo de los valores efectivos deducidos del lote y no de los valores garantizados.

Es de hacer notar que no es posible evaluar de forma general la seguridad de las obras, sin acudir a los valores efectivos que constituyen estimaciones de los valores característicos de una población.

Desde el punto de vista de la definición de la calidad de un producto, ligada directamente a las condiciones de fabricación y de control, así como a las posibilidades de evaluaciones probabilistas de la seguridad, se pueden presentar, en orden de interés decreciente, las tres situaciones esquemáticas siguientes, que se analizan con detalle, a continuación en el apartado "Métodos de control estadístico":

a) Se conoce la distribución estadística de las características y la producción se mantiene constante.

b) Las características se definen mediante valores garantizados que corresponden a una probabilidad constante, comprobada separadamente para cada lote, a partir de su distribución estadística.

c) Las características se definen por valores mínimos, sin que se conozcan las distribuciones estadísticas ni se tengan en cuenta tales distribuciones en los controles.

La situación ideal desde el punto de vista del usuario es, evidentemente, aquella en que dispone de datos estadísticos completos, que se mantienen constantes en el tiempo.

Desde el punto de vista del productor, la definición y el mantenimiento de las características garantizadas o mínimas, precisan en forma ineludible un control permanente en fábrica.

Diferentes estudios demuestran que, para el conjunto de una producción, las distintas características de los aceros presentan distribuciones normales que pueden aprovecharse en la práctica.

Las características globales de una producción sólo se conocen con precisión suficiente después de un primer período de fabricación, a partir del cual el fabricante debe esforzarse por mantener la constancia en el tiempo de la calidad de su producción.

Los valores medios definen la calidad del producto, mientras que las dispersiones dependen más bien del tipo de características, del modo con que se determinan y del método de fabricación. Como ya se ha visto, en el caso de un acero aleado con poco tratamiento, las características mecánicas y sus dispersiones dependen esencialmente de la composición y prácticamente nada de la producción. Por el contrario, en el caso de un acero con tratamiento, es posible influir apreciablemente en las características y en las dispersiones de los alambres, laminados en caliente, actuando sobre el proceso de elaboración.

Si el fabricante tiene que respetar únicamente unos valores mínimos garantizados, puede o bien mantener constante el proceso de fabricación y cubrirse con un margen de seguridad suficiente contra todas las dispersiones que pueden presentarse, o bien variar dicho proceso de fabricación y modificar así la media de las características en función de la dispersión de los materiales de partida. En el primer caso, la media y la dispersión de cada lote pueden variar de forma aleatoria y la dispersión del conjunto de la producción puede llegar a ser muy grande, lo mismo que el margen de seguridad que sirve para definir los valores mínimos garantizados. En el segundo caso, la adaptación de la media de cada lote en función de la dispersión permite reducir este margen.

Si el fabricante tiene que respetar a la vez valores mínimos garantizados y dispersiones garantizadas, debe conocer previamente y con precisión los valores estadísticos de su producción, así como la influencia de los diferentes parámetros aleatorios que intervienen en el problema, para poder introducir correcciones en el proceso de fabricación de forma precisa. Si no se cumplen estas condiciones se corre el riesgo de que la dispersión que va a garantizarse sea exageradamente grande; en este último caso, quizá fuera más razonable desde el punto de vista de la explotación económica de las armaduras, limitarse a los datos estadísticos de cada lote por separado, cuya dispersión es sensiblemente menor (tablas 2 y 3).

TABLA 2

Alambre trefilado, tratado, ϕ 7 mm; $m_G = 170$ kg/mm² ;

$$\sigma_G = 3,00 \text{ kg/mm}^2; \sigma_{G/\alpha_1(P, n)}^{(s)} = 3,75 \text{ kg/mm}^2$$

Lote	1	2	3	4	Conjunto
Número de probetas	30	30	30	30	499
\bar{x} (kg/mm ²).	177,5	174,9	177,5	178,2	$m = 177,45$
s (kg/mm ²).	1,72	1,29	1,56	1,71	$\sigma = 5,62$

Alambres trenzados, de 3 ϕ 2,4; $m_G = 2800$ kg; $\sigma_G = 45$ kg;

$$\sigma_{G/\alpha_1(P, n)}^{(s)} = 56,2 \text{ kg}$$

Lote	1	2	3	Conjunto
Número de probetas	30	30	30	380
\bar{x} (kg).	3.065	2.990	2.950	$m = 3.015$
s (kg).	37,9	30	36	$\sigma = 175,4$

TABLA 3. — Alambre trefilado, tratado: ϕ 7 mm; $x_G = 150$ kg/mm².

Número del lote	1	2	3	4	5	6	Conjunto
n_0	42	78	74	112	64	144	514
m_0 (kg/mm ²)	163,4	157,4	160,2	161,3	169,1	166,3	163,1
σ (kg/mm ²)	2,1	2,87	2,8	2,7	1,99	2,65	4,73
$\frac{\sigma}{m_0}$ (%)	1,28	1,82	1,75	1,67	1,18	1,59	2,9
x_{ef} en kg/mm ² para $P = 95\%$ y $\gamma = 90\%$	158,3	150,9	153,8	155,3	164,5	160,5	153,3

Métodos de control estadístico.

A continuación se consideran los distintos métodos de control estadístico de las características mecánicas de las armaduras, en las tres situaciones esquemáticas indicadas anteriormente.

Distribuciones estadísticas conocidas de las características de la producción.

Las características generales de un tipo de producto sólo pueden determinarse estadísticamente en fábrica, sobre la base de un gran número de resultados de ensayos efectuados durante la puesta a punto de la producción. Así quedan definidos, para cada característica, los valores de m y de σ que, según las costumbres de cada país, se presentarán para su comprobación y aceptación a un organismo competente, o simplemente se mencionarán en los catálogos.

Una vez puesta a punto la fabricación y el producto eventualmente homologado, el fabricante ha de controlar el mantenimiento de las diferentes características en el tiempo. A este efecto, para cada una de las características x separa, de cada lote de producción, un número n de probetas relacionado con la importancia del lote, por ejemplo, una por rollo; los ensayos efectuados sobre estas probetas dan n valores de x que permiten determinar la media \bar{x} y el recorrido R . El control de la conformidad entre el lote (definido por \bar{x} y R) y el total de la producción (definida por m y σ) se basa en las expresiones (6) y (8) que dan los límites de previsión de la media y de la desviación tipo de una población, para una probabilidad P admitida:

$$\bar{x} - b_{(P, n)}^{(R)} \cdot R \leq m \leq \bar{x} + b_{(P, n)}^{(R)} \cdot R \quad (6)$$

$$\alpha_{1(P, n)}^{(R)} \cdot R \leq \sigma \leq \alpha_{2(P, n)}^{(R)} \cdot R \quad (8)$$

Para que pueda concluirse que, con una probabilidad determinada, el lote pertenece a la producción, tiene que cumplir a la vez las dos condiciones siguientes:

$$m - b_{(P, n)}^{(R)} \cdot R \leq \bar{x} \leq m + b_{(P, n)}^{(R)} \cdot R \quad (9)$$

$$\frac{\sigma}{\alpha_{2(P, n)}^{(R)}} \leq R \leq \frac{\sigma}{\alpha_{1(P, n)}^{(R)}} \quad (10)$$

Con el fin de obtener en la expresión (9) unos límites determinados a partir del conjunto de la producción (m y σ), se introduce σ en las desigualdades (9) teniendo en cuenta las desigualdades (10); se obtienen así las desigualdades (9') que son más severas que las (9) y que tienen la ventaja de poder aplicarse directamente en el control:

$$m - b_{(P, n)}^{(R)} \cdot \frac{\sigma}{\alpha_{2(P, n)}^{(R)}} \leq \bar{x} \leq m + b_{(P, n)}^{(R)} \cdot \frac{\sigma}{\alpha_{1(P, n)}^{(R)}} \quad (9')$$

Las dobles desigualdades (9') y (10) pueden representarse en gráficos de control de la media y del recorrido.

En las abscisas de los gráficos de control se representa la sucesión cronológica de los controles, realizados cada vez sobre un número n de resultados; en ordenadas aparece una escala \bar{x} para el control de la media y otra escala R para el control del recorrido.

Para una probabilidad P admitida y para el número n de resultados de cada control, se pueden determinar los coeficientes:

$$b_{(P,n)}^{(R)}, \alpha_1^{(R)}(P,n) \text{ y } \alpha_2^{(R)}(P,n)$$

y calcular los límites entre los cuales deben situarse \bar{x} y R . Cada uno de estos límites se representa por una línea horizontal en los gráficos de control.

Las normas belgas sobre cables prevén el empleo de los gráficos de control, sólo en lo que respecta a la carga de rotura. La figura 13 muestra, a título de ejemplo, uno de estos gráficos. En cada control, n es igual a 5.

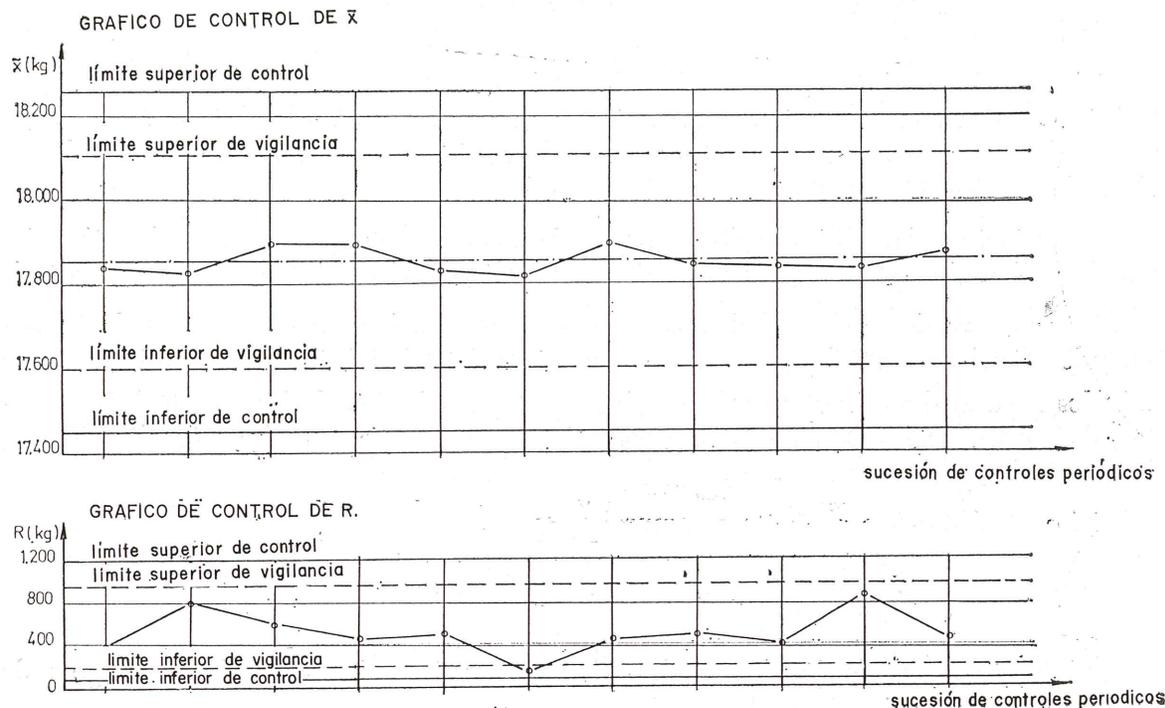


Figura 13.

Se han establecido dos tipos de límites, correspondientes a dos valores de P , a saber, los límites llamados de "vigilancia" para $P = 95$ por 100, y los límites llamados de "control", para $P = 99,8$ por 100.

Ningún punto puede sobrepasar los límites de "control" mientras que ciertos puntos aislados pueden situarse por fuera de los límites de "vigilancia", con la condición de que una contraprueba dé resultado positivo. Si los resultados no satisfacen a estas condiciones, se considera el lote correspondiente como no conforme con la calidad anunciada, incluso en el caso de una mejora de la calidad correspondiente, por ejemplo, a una elevación de la media. Sin embargo, en este caso el lote puede figurar en otro gráfico de control (establecido a partir de un valor m mejorado) que inaugura así una nueva calidad.

Según las normas belgas, en el momento de la recepción el comprador pide los gráficos de control; comprueba si figuran en ellos ya por lo menos 15 controles y si los correspondientes lotes son conformes. El comprador puede confiar en los resultados presen-

tados o proceder a una contraprueba, cuyos resultados se llevan a los gráficos para comprobar su validez.

Cuando se realiza el control por medio de gráficos, el valor característico de x , para una probabilidad P , puede definirse así:

$$x_k = m - t_{(P)} \sigma \quad (1)$$

La norma belga adopta $t_{(P)} = 2$, es decir, $P = 95,4$ por 100 y $r = 2,3$ por 100.

El CEB y el FIP-CEB adoptan $t_{(P)} = 1,64$, es decir, $P = 90$ por 100 y $r = 5$ por 100.

Las prescripciones de la A.S.P. para la homologación y el control de los aceros de pretensado se basan igualmente en la distribución estadística normal de las características de las armaduras.

El control estadístico se lleva sobre la media y la dispersión de las siguientes características: resistencia, alargamiento, estricción y característica T . El fabricante garantiza, para cada característica, una media m_G y una desviación tipo σ_G ; para fijar estos valores, él puede cubrirse libremente.

En principio, la fábrica realiza ensayos de manera continua para controlar ella misma su producción; estos ensayos están siempre a disposición del Organismo de control.

Los ensayos de conformidad, que se realizan eventualmente en presencia de un encargado oficial de control y se refieren a un mismo lote de fabricación, suministran n resultados cuya media es \bar{x} y cuya dispersión es s , para cada una de las características controladas: n es igual a 30 para la resistencia, alargamiento y estricción; e igual a 15 para la característica T .

El control previsto se limita a comprobar que:

$$\bar{x} \geq m_G \quad \text{y} \quad s \leq \frac{\sigma_G}{\alpha_1 \binom{s}{(P, n)}}$$

El valor establecido de P es igual a 95 por 100, al que corresponde un riesgo r de 2,5 por 100 y un valor de $\alpha_1 \binom{s}{(P, n)}$ igual a 0,8.

De hecho, este ensayo no prevé comprobar si el lote es conforme con la población de base; un lote puede muy bien satisfacer al control previsto y pertenecer, sin embargo, a otra población. En estas condiciones, una comprobación probabilista correcta de la seguridad puede aplicarse solamente al lote y no al conjunto de la población, caracterizada por m_G y σ_G .

El usuario puede, o bien otorgar su confianza a las características garantizadas publicadas en los catálogos de la A.S.P., o bien proceder a ensayos en número reducido sobre un lote individualizado.

La tabla 2 presenta, como ejemplo, las resistencias medias \bar{x} y las dispersiones s registradas durante un año, a lo largo de controles de conformidad ($n = 30$) para un alambre y para un cable. También figuran en la tabla la media m y la desviación tipo σ correspondientes al conjunto de la producción.

Puede observarse que todos los controles dan resultados satisfactorios ($x > m_G$ y $s < \sigma_G$), mientras que la dispersión σ en el total de la producción es apreciablemente superior a la dispersión garantizada. Estas observaciones demuestran que el conjunto de los lotes constituye una población diferente de la población garantizada.

Características garantizadas para el conjunto de la producción y comprobación para cada lote a partir de su distribución estadística.

La Norma belga prevé un control de este tipo para los alambres y cables; este control se realiza únicamente para las cargas de rotura.

El fabricante garantiza la resistencia x_G que puede utilizarse en los cálculos. Siendo la probabilidad P admitida del 95,4 por 100 ($r = 2,3$ por 100), se debe tener para el conjunto de la producción (m y σ):

$$x_G = m - 2\sigma$$

El control se efectúa sobre lotes de producción homogénea que, sin embargo, pueden proceder de varias coladas de acero. La homogeneidad del lote se controla previamente mediante un ensayo de normalidad referido a una serie n_0 de 30 probetas por lo menos, tomadas a razón de una por rollo a lo largo de la producción; la distribución estadística del lote se define por su media, designada por m_0 , y su dispersión s asimilada a la σ de la población.

El usuario recibe los resultados de los ensayos preliminares (m_0 y σ) y compara la media de estos ensayos m_0 con la media de la población $m = x_G + 2\sigma$. Se debe obtener $m_0 > m = x_G + 2\sigma$, de donde $m_0 - m = \delta > 0$.

El usuario efectúa a continuación una comprobación de la calidad del producto mediante un ensayo sobre la media, empleando n probetas elegidas al azar en el lote.

La media \bar{x} de estos n resultados se compara con un valor de referencia \bar{x}^* , definido de tal manera que el riesgo del usuario de aceptar un lote malo sea el mismo que el riesgo del fabricante de ver rechazado un lote bueno: estos riesgos iguales valen 2,5 por 100, de donde $P = 95$ por 100.

De (5) se tiene:

$$m = m_{\text{inf}} = \bar{x}^* - t_{(P, n)} \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad \text{y} \quad m_0 = m_{\text{sup}} = \bar{x}^* + t_{(P, n)} \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

de donde:

$$\bar{x}^* = m + t_{(P, n)} \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = x_G + 2\sigma + t_{(P, n)} \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (11)$$

y:

$$\delta = m_0 - m = 2 t_{(P, n)} \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

$$n = 4 \frac{\sigma^2}{\delta^2} \cdot t^2_{(P, n)} \quad (12)$$

El número de ensayos que debe efectuarse viene dado por la expresión (12); para que el lote se pueda aceptar, es necesario que \bar{x} sea mayor que \bar{x}^* , dado por la expresión (11).

En los cálculos se puede adoptar, en lugar de x_G , el valor efectivo dado por la expresión (4), que proporciona una estimación del valor característico:

$$x_{\text{ef}} = m_0 - K_{(P, n_0, \gamma)} \cdot \sigma$$

Como ejemplo se dan en el cuadro 3 las medias m_0 , las dispersiones σ y los valores efectivos x_{ef} , calculados para lotes sucesivos que corresponden a un año de producción. Se dan igualmente estos mismos valores, calculados para el conjunto de los lotes. Puede verse que la dispersión en el total de los resultados es el doble que la dispersión en cada lote. Sería, pues, más económico tratar los lotes individualizados.

Distribuciones estadísticas desconocidas. Características definidas por valores mínimos.

Si la distribución estadística no está definida, sólo puede basarse en la probabilidad $p = \frac{n}{n+1}$ que tiene el resultado $(n+1)$ de ser superior a los resultados mínimos x_{\min} obtenidos en los n primeros ensayos (véase anteriormente "Distribución desconocida de la variable x ").

Kusakin presenta un estudio estadístico sobre los resultados de los ensayos efectuados durante un año en una fábrica (tabla 4). Comprueba que las distribuciones de los resultados corresponden a la ley normal.

TABLA 4. — *Distribución estadística del límite elástico R_e , de un acero laminado en caliente, cuyo valor mínimo según las normas, asimilado a x_k , es: $R_e = 51 \text{ kg/mm}^2$.*

ϕ (mm)	n	m (kg/mm ²)	σ (kg/mm ²)	$t_{(p)} = \frac{m - x_k}{\sigma}$	r (%)	Observaciones
10	1.832	67,50	4,48	3,63	0,0142	Valores medios y dispersiones, pequeños.
14	275	70,87	7,16	2,78	0,2718	Valores medios elevados y grandes dispersiones.
14	110	71,83	5,25	3,98	0,0035	Valores medios elevados y grandes dispersiones.
16	195	65,44	3,46	4,18	0,0015	Valores medios y dispersiones, pequeños.

Para estos aceros, las Normas no prevén ningún control que permita determinar la distribución estadística, pero imponen un valor mínimo para el límite de elasticidad, $R_e = 51 \text{ kg/mm}^2$, a considerar en los cálculos.

La tabla 4 permite situar este valor mínimo normalizado con respecto a las distribuciones estadísticas. Asimilando el valor mínimo normalizado al valor característico x_k , se puede evaluar en cada caso la variable reducida $t_{(p)}$, a la que corresponde un riesgo r .

Se comprueba que dicho riesgo r es muy pequeño y varía mucho de un caso a otro.

El estudio de Kusakin muestra, por otra parte, que los parámetros que más influyen en la dispersión son las variaciones de las áreas de las secciones transversales y las composiciones químicas de los aceros.

DIVERSAS APLICACIONES DE LA ESTADISTICA Y LA PROBABILIDAD

Resistencia a rotura de los cables.

Ros y Speck presentan en su comunicación los resultados de ensayos sobre la determinación de parámetros que influyen en la resistencia a rotura de cables de gran potencia, compuestos por 121 a 163 alambres de 7 mm de diámetro.

Se ha estudiado la influencia de varios factores; principalmente, la distribución de las resistencias de los alambres y la de los alargamientos, así como el efecto de las longitudes iniciales y curvaturas sobre el agotamiento de los alargamientos de los alambres. Comparando las propiedades mecánicas de los alambres con su comportamiento bajo carga en los cables, se observa que:

- la resistencia de los cables es sensiblemente igual a la suma de resistencias de los alambres constituyentes; su valor puede determinarse por la media aritmética de las resistencias a rotura de los alambres;
- las roturas individuales de los alambres en los cables vienen determinadas por agotamiento de su deformabilidad; la deformación en rotura de los alambres en los cables corresponde al alargamiento medio fuera de la estricción.

Correlación entre la composición química y las propiedades mecánicas de las armaduras.

Kusakin señala en su comunicación que ha hecho un estudio analítico de la influencia de la composición química de las barras laminadas en caliente, sobre su resistencia y su límite de elasticidad.

Para ello se ha establecido un programa que permite efectuar análisis de correlaciones múltiples, con ayuda de un ordenador.

Las ecuaciones finales presentan la sencilla forma siguiente, donde R_r y $R_{0,2}$ vienen expresados en kg/mm² y los componentes en tanto por ciento:

$$R_r = 64,6 C + 21,9 M_n + 13,5 S_i + 1,3 S + 56,8 P + 343,2 T_i + 18,7$$
$$R_{0,2} = 47,6 C + 26,4 M_n + 4,9 S_i + 0,9 S + 79,2 P + 363,1 T_i - 5,3$$

La precisión de estas ecuaciones es buena; el error relativo de los resultados obtenidos mediante ellas no sobrepasa el 6 por 100 para R_r y el 10 por 100 para $R_{0,2}$.

Establecimiento de un diagrama medio "tensiones-deformaciones".

Suchy y Vorlicek han realizado un estudio estadístico de las variaciones de diagramas "tensiones-deformaciones", correspondientes a alambres de 3, 4,5 y 7 mm de diámetro procedentes de distintas producciones (40 probetas para los alambres de 3 mm, 200 para los de 4,5 mm y 250 para los de 7 mm).

El conjunto de resultados ha servido para establecer un diagrama tipo, válido para cada diámetro. Los puntos de los diagramas se han determinado estadísticamente de la siguiente forma: para determinados valores de las deformaciones se ha calculado la distribución de tensiones, definida por sus medias y sus dispersiones. No se ha podido pro-

ceder en sentido inverso, es decir, valorar las distribuciones de las deformaciones a partir de distintos valores de las tensiones; en efecto, a consecuencia de la curvatura de los diagramas, las distribuciones de las deformaciones dejan de ser normales y se hacen asimétricas.

Para valores extremos, próximos a la rotura, se han calculado dos distribuciones marginales, una para las tensiones y otra para las deformaciones. Teniendo en cuenta estas dos distribuciones, se han calculado las coordenadas de los puntos extremos de las curvas y se ha definido para cada diagrama una curva media, una curva mínima y una curva máxima.

Las dos curvas límites se han calculado adoptando $P = 99,8$ por 100, es decir, $r = 0,1$ por 100.

Los valores numéricos de las coordenadas de las curvas se han expresado también en forma analítica.

Análisis de resultados de ensayos de relajación.

Bruggeling y Binnekamp señalan en su comunicación que el grupo encargado de los trabajos sobre relajación ha hecho un estudio matemático, con el fin de establecer una ley experimental de relación, a partir de 44 curvas correspondientes a alambres de distintas resistencias y diámetros.

El estudio matemático se realizó en dos etapas.

Primeramente se efectuó un cálculo de correlación con el fin de hacer comparables entre sí los resultados de los ensayos. Esta correlación se realizó con las tensiones de rotura, con las tensiones iniciales y con las pérdidas debidas a la relajación.

A continuación se intentó establecer una relación que diera las pérdidas de tensiones de relajación en función del tiempo. Se ensayaron diversas curvas, habiéndose determinado los parámetros de las mismas mediante el método de mínimos cuadrados, después de preparar linealmente las ecuaciones.

Las conclusiones de dicho estudio muestran que ninguna de las funciones consideradas puede representar de manera válida el conjunto del fenómeno.

Sin embargo, a partir de un tiempo $t_0 \simeq 10$ horas, parece que una relación doblemente logarítmica podría resultar válida.

Recuento estadístico de resultados de ensayos de fatiga.

Bo y Leporati estudian en su comunicación conjuntos de resultados de ensayos de fatiga, aplicando un método de ordenación que consiste en clasificar las amplitudes $\Delta \sigma$ en series decrecientes y los logaritmos de los números N de pulsación antes de la rotura, en series crecientes; se mantuvo constante la tensión media a lo largo de los ensayos.

El objeto de la ordenación es destacar mejor la evolución de la función $\Delta \sigma = f(N)$, reduciendo la dispersión de los puntos experimentales. Se determina la función $\Delta \sigma = f(N)$ mediante el método de mínimos cuadrados.

REFERENCIAS

1. Fábrica KRUPP, RHEINHAUSEN (Alemania): *Utilización estadística de los resultados de control de las características mecánicas de los aceros de pretensado.*
2. M. RONSSE (Bélgica): *Método estadístico.*
3. F. DUMAS (Francia): *Estadística y probabilidad.*
4. A. P. KUSAKIN (Rusia): *Método estadístico para la evaluación de las propiedades mecánicas de barras para armaduras de acero de alta resistencia.*
5. R. ROS y F. SPECK (Suiza): *Utilización de los resultados de ensayo de resistencia en cables de gran potencia. Carga de rotura hasta mil o más toneladas.*
6. V. SUCHY y M. VORLICEK (Checoslovaquia): *Variación de la forma del diagrama tensión-deformación de alambres lisos en acero patentado.*
7. A. S. G. BRUGGELING y D. C. BINNEKAMP (Holanda): *Análisis matemático de los resultados de ensayos de relajación.*
8. G. M. BO y E. LEPORATI (Italia): *Resistencia a la endurancia de alambres de alto límite elástico sometido a deformaciones plásticas.*

grupo 7. informe general

Tema 11: Accidentes y roturas.

P. XERCAVINS

Se han recibido pocas comunicaciones sobre este tema.

En el presente informe se exponen, junto con algunos accidentes de los cuales el Ponente ha tenido conocimiento directo, los recogidos en las comunicaciones remitidas por los señores:

G. Rehm y A. Rauén, de Alemania;
 Dumas, de Francia;
 Durray, de Francia;
 J. M. Van Loenen y C. E. Etienne, de Holanda, y
 Z. Han y R. Kowalczyk, de Polonia.

CLASIFICACION DE LOS ACCIDENTES

Unicamente en el informe de M. Dumas se hace mención de accidentes no imputables a la corrosión.

Se refiere, en particular, a los incidentes ocurridos durante la construcción y el tesado de las armaduras, los cuales, realmente, no deben considerarse como fallos de las armaduras, sino como defectos de puesta en obra.

La experiencia aconseja insistir especialmente sobre los siguientes puntos:

- Defectuosa posición de los elementos de anclaje respecto a los cables, dando lugar a un cambio brusco de dirección justo detrás del anclaje, donde la tensión es máxima. En aceros con poca ductilidad, tesos al 85 por 100 de su carga de rotura, esto puede ocasionar la rotura frágil de los alambres. Este peligro se ha comprobado en laboratorio al someter las probetas de alambre a ensayos de tracción. Se ha visto que es preciso evitar cuidadosamente toda desviación de las mordazas respecto a las probetas, pues, en caso contrario, pueden ocasionarse serios daños en los aceros.
- Posibles daños en las armaduras de pretensado, cuando las vainas en que van colocadas se cortan con sierra.

De este mismo tipo son los incidentes citados en la comunicación presentada por M. Bruggeling, de Holanda, al referirse a los daños ocasionados por la proyección de material de soldadura sobre los alambres, cuando se sueldan armaduras ordinarias situadas muy próximas a las de pretensado.

Deben incluirse aquí, igualmente, las roturas de cables que tienen su origen en las soldaduras efectuadas en los alambres, después del trefilado, para poder fabricar cables de gran longitud. Esta práctica podría ser aceptable en los países que limitan la tensión inicial a un tanto por ciento reducido de la de rotura, pero nunca cuando, como ocurre en Francia, las normas de utilización del acero autorizan tensiones iniciales muy próximas a las de rotura.

ROTURAS ORIGINADAS POR CORROSION

Deben distinguirse tres casos, según se trate de cables libres no inyectados, cables con recubrimiento de mortero no pretensado, o cables situados en el interior del elemento de hormigón pretensado y adheridos a éste o inyectados.

Roturas de cables libres.

En Francia se han registrado las siguientes roturas, originadas por esta causa:

1. En los tirantes de anclaje de la presa de Tarare.

Estos tirantes eran de acero laminado y patentado, de una calidad considerada como muy frágil. Las precauciones tomadas contra la corrosión, consistentes en recubrir simplemente con grasa las armaduras, se estiman en la actualidad totalmente insuficientes. Las roturas se produjeron tres años después de la ejecución de los tirantes.

2. En seis de los 200 anillos de pretensado de la vasija cilíndrica de presión del reactor atómico G₂ de Marcoule.

Las circunstancias en que se produjeron estas roturas, dos años después del tesado, así como las medidas adoptadas para remediarlas, han sido objeto de un detallado informe, en el que se demuestra que, haciendo circular aire seco por el interior de las vainas en las que van alojadas las armaduras, se consigue una protección plenamente satisfactoria, según ha podido comprobarse después de transcurridos cinco años desde su puesta en servicio.

Aunque la utilización de cables no inyectados en las obras corrientes no es aceptable — tales obras se encuentran, prácticamente, sin vigilancia ni ningún cuidado de conservación, lo que basta para excluir la técnica de los cables libres — debe admitirse que es aplicable en cierto tipo de obras. A este respecto, el informe sobre los accidentes acaecidos en el reactor de Marcoule resulta muy instructivo.

Estos fallos son comparables a los provocados por la corrosión de los aceros durante el almacenaje y que pueden llegar hasta la rotura espontánea de los alambres, en sus rollos. La corrosión se debe a los agentes atmosféricos y resulta especialmente intensa a la orilla del mar. Cuando los rollos de alambres se transportan por mar y no se acondicionan adecuadamente, se producen, también, efectos perjudiciales.

Cables gunitados.

En los informes polaco y francés se hace referencia a fallos imputables a este tipo de protección.

Parece ser que, si no se efectúa por verdaderos especialistas y con una técnica muy precisa, este sistema resulta aún más peligroso que el de los cables libres. En realidad, todo autor de un proyecto en el que se utilicen cables con este tipo de protección debe ser consciente de los riesgos a que se encuentran sometidos los aceros y adoptar las medidas pertinentes para evitarlos.

Por otra parte, la protección proporcionada por el gunitado puede resultar totalmente ilusoria, como ocurrió en la presa de Bort les Orgues (sifón de Granges), en Francia.

En el transcurso de las Jornadas de Pretensado, celebradas en París, en mayo de 1967, se informó detalladamente sobre este accidente.

Las armaduras de pretensado, en forma de anillo, que habían permanecido sin protección durante dos años, se recubrieron después con gunita. Las roturas se produjeron después del gunitado. Seguramente se habrían producido de todos modos, pero no es posible saber si el plazo hubiera sido más corto o más largo.

En la comunicación de los señores Rehm y Rauen se insiste sobre la importancia fundamental del recubrimiento de las armaduras de pretensado con un hormigón, de buena calidad, que impida que éste se carbonate en la capa situada al nivel de las armaduras. La carbonatación desempeña un papel muy importante en el proceso de corrosión, ya que la presencia del CO_2 hace disminuir el pH del hormigón.

Si a esto se añade el hecho de que se crea un medio heterogéneo, ligeramente aireado que favorece el paso del agua, se comprende que un mal recubrimiento sea la peor protección posible.

Los miles de kilómetros de tuberías pretensadas que permanecen en servicio atestiguan, sin embargo, la posibilidad de dominar esta técnica que, por el contrario, resulta excesivamente peligrosa si no se aplica correctamente.

Cables situados en el interior del elemento de hormigón pretensado e inyectados (o adheridos).

Los accidentes ocurridos con este tipo de armaduras son los más alarmantes, puesto que contradicen la firme creencia actual de que no es posible la corrosión del acero en un medio fuertemente básico; hecho deducido de la experiencia y en el que se basa toda la técnica del hormigón, tanto armado como pretensado.

El insuficiente recubrimiento de las armaduras, anteriormente indicado al tratar de los cables gunitados, puede, igualmente, ser causa de accidentes, incluso cuando las armaduras están embebidas en el elemento de hormigón.

En la comunicación de los señores Rehm y Rauen se cita el ejemplo de algunos forjados de cerámica pretensada, con una deficiente protección de las armaduras en las juntas entre las piezas huecas cerámicas que sirven de encofrado a las viguetas.

Asimismo, los señores Z. Han y R. Kowalczyk comentan ejemplos de accidentes del mismo tipo, ocurridos en cerchas para cubiertas, construidas por elementos prefabricados enlazados mediante el pretensado. En estos casos, la dificultad que presenta la correcta ejecución de juntas de mortero de cemento, de poco espesor (1 a 2 cm); los defectos de estanquidad del material de cobertura, que favorece el paso del agua; las fisuras en los planos de junta ocasionadas por un insuficiente pretensado, etc., han contribuido, en mayor o menor grado, a suprimir la auto-protección de las armaduras por el hormigón.

En Francia, un puente de hormigón pretensado, expuesto a la acción del agua del mar, tiene que ser próximamente reconstruido, al cabo sólo de quince años de su terminación. El dimensionamiento de las vigas, de alma delgada (14 cm); el insuficiente recubrimiento de las armaduras — en la actualidad, es posible localizar su situación, por las manchas de óxido en el paramento —; la compacidad, sin duda escasa, del hormigón, ahora seriamente fisurado a lo largo de las armaduras, son las causas que han desencadenado un proceso (muy conocido, también, en el hormigón armado) que es inevitable cuando no se respetan las normas sobre recubrimientos mínimos. Estas prescripciones deben aplicarse también al hormigón pretensado, especialmente, cuando éste se halla en un ambiente agresivo.

Otra causa de accidentes la constituye la aportación imprevista de agentes corrosivos.

Estos agentes pueden provenir de los cementos, por los cloruros o sulfuros en ellos contenidos, o de los aditivos cuya composición es, generalmente, mal conocida.

Como consecuencia de esto, en algunos países se desconfía de ciertos tipos de cemento: cementos de escorias, aluminosos, etc. El informe alemán trata especialmente de este tema, ya que muchos de los accidentes registrados en dicho país son de este tipo.

Se conoce el caso de un puente, construido en un país semi-desértico, cuyo hormigón se amasó con agua de mar. Al cabo de ocho años la corrosión se había extendido de tal modo, que la obra tuvo que ser reconstruida. Se trata, evidentemente, de un caso extremo; pero resulta difícil, a veces, explicarse la acumulación anormal de agentes corrosivos, cuando se encuentra uno frente a roturas, cuya única característica conocida es su fragilidad.

Por el contrario, M. Dumas expone de forma muy detallada un accidente cuyas distintas causas, todas ellas achacables al propio acero, han sido fáciles de identificar. En este caso, la armadura estaba constituida por barras de aleación de acero laminado y patentado, que dejaron de fabricarse después del accidente. La adición de Cl_2Ca al hormigón ha podido también acelerar la fragilización de estos aceros.

El informe insiste en las excepcionales características del caso, por la acumulación de negligencias, tanto durante la fabricación como durante la puesta en obra de los aceros.

Cuando ni la naturaleza de los aceros ni las condiciones ambientales (en cuanto a agresividad) son suficientes para explicar el tipo frágil de las roturas observadas, se recurre, en general, a buscar la causa en la acción de pares galvánicos.

El informe de los señores J. H. Loenen y C. E. Etienne describe un accidente ocurrido, inmediatamente después de la inyección, en armaduras constituidas por alambres lisos, cuya naturaleza, no indicada en el informe, no parece haber influido. Las roturas, localizadas junto a manguitos de aluminio, inducen a pensar que fueron causadas por el par galvánico desarrollado al entrar en contacto el aluminio y el acero.

Es posible, sin embargo, que no haya sido ésta la única causa del accidente; el informe señala que se habían tesado ya sin dificultad 600 cables antes de producirse el accidente. Este ocurrió al principio de invierno, cuando se modificó la composición del mortero de inyección agregándole un producto de adición para acelerar su fraguado en tiempo frío. Se sabe que este aditivo no contenía Cl_2Ca , pero se ignora si llevaba algún producto que, no siendo peligroso para el acero en ausencia de la corriente eléctrica producida por el aluminio, pudiera serlo una vez concentrado por el efecto electrolítico.

La corrosión electrolítica originada por la acción de un par bimetálico ha sido también la causa de un accidente ocurrido recientemente en Francia, en unos cables inyectados hacía ya más de un año. Por haber sucedido en fecha muy reciente, no es posible todavía deducir de él ninguna conclusión válida. Se cita, sin embargo, como un ejemplo más que justifica la importancia que se concede en la actualidad a este tipo de accidentes.

Un último ejemplo francés se refiere a roturas de cables colocados, en esta ocasión, en vainas de plástico; se trataba de la reparación de un faro a la orilla del mar. Las armaduras verticales necesarias para esta reparación se colocaron a lo largo de la pared interna de la torre. Las vainas plásticas se inyectaron con mortero de cemento, a presión, en las condiciones habituales.

Por conveniencias de obra, la inyección de los cables no se hizo hasta que todos estuvieron colocados, es decir, que algunos de ellos no se inyectaron hasta dos meses después, por lo menos, de haberlos tesado. Algunas semanas después de la inyección se produjeron algunas roturas en cuatro cables (en total, hubo que reparar 36). Los aceros eran laminados, templados al aceite, de un tipo muy utilizado en Francia.

Se ha considerado que el motivo principal de estas roturas era el período transcurrido hasta que se efectuó la inyección, demasiado largo si se tienen en cuenta las especiales condiciones locales de agresividad del ambiente (niebla salina).

CONCLUSIONES

En primer lugar, se debe llamar la atención sobre la enorme dificultad con que se tropieza cuando se intenta reunir información sobre accidentes ocurridos, dificultades que aumentan con la distancia geográfica. Buena prueba de ello es el reducido número de informes recibidos. Se intentará, no obstante, deducir algunas ideas generales a partir de los datos sobre accidentes ocurridos en Francia, que son los que mejor conoce el Ponente.

Todo accidente constructivo obedece siempre a más de una causa, tanto en el caso de los aceros como en cualquier campo que se considere.

Si se compara el escaso número de accidentes registrados con la cantidad de acero producido (fabricado a escala industrial), se llega a la conclusión de que las roturas ocasionadas exclusivamente por un defecto de fabricación han de ser realmente excepcionales, sobre todo si se tiene en cuenta que, en la mayoría de los casos, las armaduras están constituidas por numerosos alambres individuales, que han pasado por varias fases sucesivas a lo largo del proceso de fabricación y que, por consiguiente, pueden considerarse como un muestreo que está estadísticamente garantizado por la calidad media de la producción.

Por tanto, es preciso intentar buscar las causas de los accidentes en las condiciones específicas de la puesta en obra y protección de los aceros. Estas causas pueden resultar más o menos importantes, según la fragilidad propia del acero, teniendo en cuenta que se suponen de antemano descartados aquellos aceros cuyo empleo exigiría adoptar precauciones incompatibles con las características de la obra de que se trata.

Aunque, como es sabido, los distintos procedimientos de fabricación no dan los mismos resultados en cuanto a fragilidad, debe hacerse notar que, entre los accidentes comen-

tados, el indicado por los señores Van Loenen y C. F. Etienne se refiere a aceros trefilados, mientras que en los demás (cuando su calidad es conocida) se trata de aceros laminados en frío.

Resulta fácil obtener información sobre los materiales que están en la obra en contacto con los aceros: hormigón, vainas, mortero de inyección (cuando se usa), etc. Quizá sea esta la razón por la cual son estos los materiales a los que, más frecuentemente, se les echa la culpa cuando se produce un accidente.

En cambio, suele ocurrir que en las encuestas no se presta la debida atención al estado de los aceros en el momento de su puesta en obra; a lo que les haya podido pasar desde su salida de fábrica hasta el momento en que se tesan; a cómo han sido almacenados y durante cuánto tiempo; así, han sufrido entalladuras o han sido sometidos a curvaturas anormales durante su puesta en obra. Se desconoce, igualmente, el estado local del hormigón, en el caso de rotura brusca, antes de producirse ésta. Una fuerte fisuración, por ejemplo, puede dar lugar a la fatiga y corrosión de las armaduras, si la obra está expuesta a la intemperie.

Se tropieza uno, por tanto, con numerosos interrogantes después de un accidente, y la obligación jurídica de encontrar una persona responsable, no simplifica en absoluto la tarea de los técnicos.

El número tan reducido de accidentes comprobados, como subraya M. Dumas en su informe, atestigua la calidad, generalmente satisfactoria, de los aceros.

Las comunicaciones relativas al tema "corrosión" deberían servir de acicate para, mediante los necesarios ensayos de laboratorio, intentar seleccionar de entre las diversas condiciones de empleo consideradas en principio como sospechosas, aquéllas que realmente tienen una importancia fundamental y las que sólo ejercen una influencia secundaria.

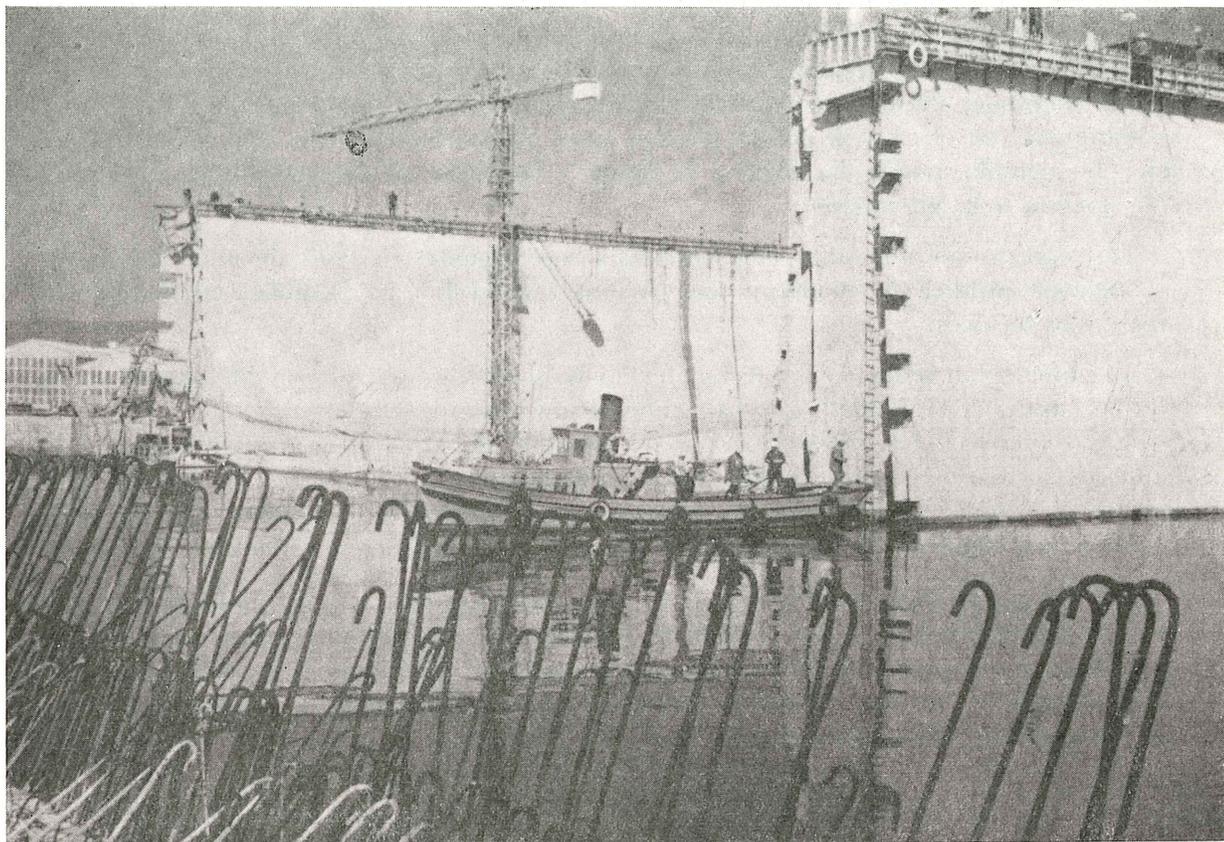
Por último, el Ponente desea expresar su agradecimiento a todos aquellos que con sus comunicaciones han hecho posible la redacción de este informe. Sería muy interesante llegar a completar las informaciones ya recibidas sobre aquellos accidentes cuyo origen todavía no aparece suficientemente claro, con el fin de eliminar las incertidumbres sobre las posibles causas de rotura.

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

PROCEDIMIENTOS

Freyssinet

DE HORMIGON PRETENSADO



Dique seco en el Ferrol del Caudillo, factoría Bazán.
Construye: EDEA, ENTRECANALES Y DRAGADOS, EMPRESAS ASOCIADAS
Pretensado longitudinal de costeros con cables Freyssinet, 12 T. 0,5''

STUP

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

notas de la F.I.P.

n. 14, julio 1968

M. R. ROS, DIPL. ING. ETH/SIA/MASCE.

La triste noticia del fallecimiento del Vicepresidente Mr. Mirko Robin Ros llegó a nosotros cuando el anterior número de las "Notas de la F.I.P." había sido ya publicado.

Mirko Robin Ros, Dipl. Ing. ETH/SIA/MASCE, Vicepresidente de la F.I.P., en representación del Grupo Suizo, desde su afiliación a la F.I.P. en 1955, falleció el lunes 15 de julio de 1968, en Zürich, tras larga y penosa enfermedad. Mr. Ros perteneció también, durante muchos años, al Comité Mixto FIP-CEB-RILEM, dedicado al estudio de "Ensayos y Normas sobre Aceros para hormigón armado y pretensado", y fue Presidente del V Comité FIP-CEB, que en septiembre de 1967 se transformó en la Comisión de la F.I.P. sobre "Aceros para Pretensado". Como Presidente de esta Comisión, Mr. Ros fue el encargado de la programación técnica del Simposio de la F.I.P. sobre "Aceros para Pretensado", celebrado en Madrid los días 6 y 7 de junio de 1968, y que por haber constituido un éxito tan extraordinario, marcará el camino a seguir en las futuras reuniones de este tipo, y ha establecido un elevado nivel que será preciso que la F.I.P. trate siempre de conseguir, desde ahora, en los próximos Simposios.

El Vicepresidente General, Dr. Ing. G. F. Janssonius, representó a la F.I.P. en los funerales, celebrados en Zurich, el 18 de julio.

Mr. M. Birkenmaier ha aceptado actuar como Presidente de la Comisión sobre "Aceros para Pretensado" hasta la próxima reunión de ésta, en noviembre de 1968.

R. J. LYMAN.

Mr. R. J. Lyman, Director Ejecutivo del Instituto del Hormigón Pretensado y Secretario del Grupo de Estados Unidos, afiliado a la F.I.P., falleció en accidente de automóvil ocurrido el 16 de julio de 1968. Su infatigable actividad en pro del desarrollo del hormigón pretensado y su carácter amable y bondadoso le habían granjeado la amistad de cuantos tuvieron ocasión de tratarle.

Los miembros de la F.I.P. han quedado hondamente impresionados al conocer la triste noticia y han expresado su profundo pesar a los colegas de Mr. Lyman en el PCI, por tan sensible pérdida.

Sirvan estas líneas como testimonio de nuestra admiración y respeto por sus realizaciones y actividad en el campo del hormigón pretensado.

REUNION DE LA COMISION F.I.P. SOBRE "HORMIGONES LIGEROS".

Celebrada, en Londres, el 31 de mayo de 1968.

La Comisión de la F.I.P. sobre "Hormigones Ligeros" celebró una reunión, en Londres, el día 31 de mayo de 1968, bajo la Presidencia de Mr. Ben C. Gerwick, Jr. (Estados Unidos). En dicha reunión, a la que asistieron la mayor parte de los miembros de la Comisión, se presentaron numerosos informes escritos de alta calidad sobre los temas siguientes:

Paneles compuestos, de hormigón celular (Rusia).

Hormigones fabricados con mezclas de áridos ligeros y espuma (Rusia).

Pistas de aterrizaje (Holanda).

Utilización de los hormigones ligeros en los países subdesarrollados (Inglaterra).

Pretensado parcial (Australia).

Fatiga (Checoslovaquia).

Por su parte, las correspondientes Comisiones de la RILEM y del C.E.B. presentaron informes verbales sobre temas relacionados con los hormigones ligeros. Se acordó, por unanimidad, distribuir los trabajos relativos a este tipo de hormigones de la siguiente forma:

La F.I.P. se encargará de estudiar las aplicaciones del hormigón ligero pretensado;

el C.E.B. estudiará el cálculo de las estructuras de hormigón ligero pretensado, y

la RILEM se dedicará al estudio de los materiales constituyentes del hormigón ligero pretensado.

Se estima que esta distribución de trabajo exigirá una estrecha colaboración e incluso un intercambio de personal entre los citados Organismos. Este punto de vista fue expuesto antes de la reunión del Consejo Administrativo de la F.I.P., celebrada en Madrid pocos días después.

El representante de Inglaterra presentó una propuesta de los apartados que se deben añadir a las "Recomendaciones Prácticas FIP-CEB para el Cálculo y Construcción de Estructuras de Hormigón Pretensado", con el fin de que las mismas cubran también el campo de las estructuras de hormigón ligero. Esta propuesta ha sido enviada a todos los miembros de la Comisión, incluso los que no asistieron a la reunión, para su correspondiente estudio y comentario.

Rumania envió un informe provisional sobre el tema de los ensayos a esfuerzo cortante en los anclajes. El representante de dicho país informó también que tenían en marcha un programa para comprobar la absorción de energía de los muros construidos con áridos de arcilla dilatada y escoria esponjosa, con vistas a la utilización de estos materiales en zonas sísmicas.

Al final de la reunión, el Presidente anunció su decisión de dimitir en un futuro próximo. Los miembros de la Comisión y, más tarde, el Consejo Administrativo de la F.I.P., aceptaron, con gran pesar, esta renuncia. Afortunadamente, Mr. J. A. Derrington (Inglaterra), ha aceptado la Presidencia vacante, con lo cual queda asegurado el éxito en la continuidad de los trabajos encomendados a la Comisión.

REUNION DE LA COMISION DE LA F.I.P. SOBRE "PREFABRICACION".

Celebrada el 5 de junio de 1968, en Madrid.

El 5 de junio (día libre entre los dos Simposios de la F.I.P. celebrados en Madrid), el Presidente de la Comisión sobre "Prefabricación", Mr. D. H. New, convocó una reunión en el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

A dicha reunión asistieron los miembros de la Comisión y un representante de la STUP, organismo que colabora con el subcomité designado para el estudio de la "Filosofía del Proyecto de las Estructuras Prefabricadas".

Actualmente, la Comisión, como todas las de la F.I.P., está preparando el informe sobre la labor desarrollada, que habrá de presentar en el próximo Congreso de Praga de 1970. El Presidente recordó a los miembros de la Comisión que, antes de que finalice el año 1969, dicho informe deberá estar concluido.

En una primera distribución de trabajos se encomendó a los señores Bernander y Mr. Bjuggren (Suecia), la preparación de uno de los capítulos del informe que se presentará en Praga. El capítulo que les fue asignado es el relativo al estudio de la deformación de los elementos prefabricados durante su almacenamiento. Por su parte, los representantes de Alemania Oriental prometieron enviar un breve informe acerca de sus normas sobre tolerancias.

El subcomité sobre "Filosofía del Proyecto" informó que ha preparado una propuesta de Cuestionario referente al proyecto y ejecución de edificios de una sola planta. En este Cuestionario se solicita información sobre una amplia gama de estructuras, pero su contestación no ofrece dificultades, ya que no es muy extenso. La propuesta ha sido enviada a todos los Grupos nacionales afiliados a la F.I.P., para su comentario, y se espera poder distribuir el Cuestionario definitivo a finales del mes de septiembre.

Debido a la utilización, cada vez más frecuente, de las resinas epoxi en las juntas, Mr. Bruggeling (Holanda) sugirió que la F.I.P. y la RILEM estudiaran, en colaboración, la naturaleza de estos materiales; el Consejo Administrativo de la F.I.P. ha expresado ya su aprobación a este proyecto.

PUENTE DE BURGH, EN SYDNEY, AUSTRALIA.

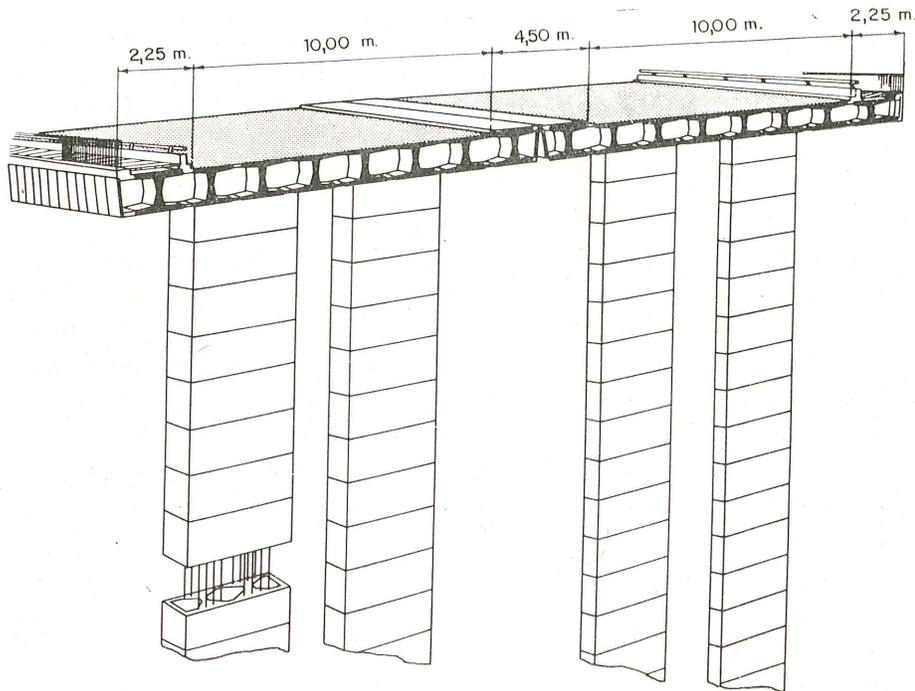
En la construcción del nuevo puente de Burgh, situado en la carretera metropolitana núm. 3 de circunvalación de Sydney, se utilizaron las modernas técnicas de prefabricación por dovelas, en hormigón pretensado.

El puente pasa sobre el río Lane Cove, a una altura de cerca de 34 m y consta de seis tramos, de luces comprendidas entre 24 m y 31 m, con una longitud total de 185 metros. Ha sido proyectado para seis vías de tráfico y el tablero tiene una anchura total de 29 m.

Había que dar paso a esta ancha carretera, a través de un profundo desfiladero rocoso, sin alterar la belleza natural del paisaje. Para ello, se proyectó una superestructura muy delgada, provista de esbeltas pilas. Se decidió que, el hormigón pretensado, podía propocionar una solución satisfactoria que cumpliese estos requisitos.

El tablero está formado por una delgada losa de hormigón, construida a base de elementos prefabricados que se enlazan, posteriormente, entre sí para formar una losa continua con una sola junta de dilatación. Estos elementos prefabricados son vigas de sección en I, de unos 6 m de longitud, que se construyeron en fábricas situadas próximas a la obra, desde las cuales se transportaban, después, por carretera. La unión entre los distintos elementos se realizaba *in situ* mediante juntas de hormigón de 76 mm de anchura nominal. No obstante, se hacía variar el espesor de la junta, aumentándolo en la parte superior para conseguir la curva vertical necesaria en la superficie de la calzada. A continuación, se postensaban las dovelas así ensambladas para obtener vigas auto-portantes, que se apoyan en las pilas y vuelan a ambos lados de ellas. Se origina así un sistema estructural, en el cual los momentos flectores positivos y negativos tienen la misma magnitud.

Para el pretensado se utilizaron cables, de 19 alambres, de 28,5 mm de diámetro, que se tesaban desde ambos extremos.



Una vez pretensadas las piezas se colocaban en su sitio por medio de una viga de lanzamiento. Durante la construcción del tablero, las vigas se apoyaban sobre placas curvas de acero dulce colocadas sobre los pilares y en los voladizos, permitiéndose así su libre giro y ajuste bajo la acción de las cargas temporales variables a que se encontraban sometidas durante esta etapa. Estas juntas se fijaban más tarde, transformándose así las piezas en vigas continuas. Las juntas de dilatación van situadas cerca del punto de inflexión de uno de los tramos centrales. El tablero está dividido, en dirección transversal, en dos secciones idénticas, mediante una junta longitudinal de 12,5 mm de anchura. En cada mitad, las alas superior e inferior de las adyacentes secciones en I, están unidas rígidamente, formando así una losa monolítica de hormigón con un canto total de 1,10 m, y una relación luz-canto máxima de 33,3.

Dos soportes rectangulares de 3,3 m de ancho y 0,80 m de espesor sirven de unión entre cada mitad del tablero y las pilas. Sobre las cabezas de los soportes, el tablero se maciza mediante un diafragma construido *in situ*, hormigonando los huecos longitudinales entre vigas y efectuando un postensado. Los altos soportes del centro del puente están constituidos por bloques huecos de hormigón, prefabricados, de 1,60 m de altura, unidos mediante juntas de mortero de 6 mm de espesor y postensados por medio de 16 barras, de acero de alta resistencia, de 32 mm de diámetro. Los pilares extremos, de menor altura, se fabricaron *in situ*.

En la figura adjunta se representa la sección transversal del tablero y los soportes de apoyo.

Agradecemos a la revista "Main Roads" su autorización para publicar la descripción de este puente.

CENTRAL TERMICA EN RUMANIA.

Se ha recibido información sobre una interesante estructura construida a base de elementos prefabricados, pretensados, de forma especial. Se trata de una central térmica, en la ciudad de Roman, que fue terminada en 1967.

La central, de planta circular de unos 25 m de diámetro, está constituida por un anillo de soportes exteriores prefabricados en forma de V; una chimenea central construida por medio de encofrados deslizantes y unas placas pretensadas que forman la cubierta plegada.

Las placas pretensadas, que son de forma trapezoidal, llevan las armaduras dispuestas según trayectorias de distinta inclinación. Se adoptó esta disposición, después de realizados una serie de ensayos, con el fin de eliminar las fisuras que aparecían en las piezas cuando el pretensado se efectuaba a lo largo de líneas rectas paralelas. Las placas se moldearon horizontalmente, unas sobre otras, y son de espesor variable. Se transportaron en posición vertical a lo largo de unos 70 Km, sin que sufriesen ningún daño ni durante el transporte ni durante su colocación.

ESTADIO DEPORTIVO CUBIERTO CONSTRUIDO, EN RUMANIA, A BASE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS PRETENSADOS.

A principios de 1967 se terminó en Rumania la construcción de un estadio deportivo cubierto, en el que se utilizaron placas plegadas prefabricadas y pretensadas.

La estructura está constituida por una serie de pórticos de 8,5 m de altura y 22 m de luz. Los montantes, triangulares en alzado, están formados por placas plegadas y los elementos de la cubierta tienen una anchura constante de 4 m y son también placas plegadas.

Para fijar la junta entre los montantes y los elementos de la cubierta se dejaron unas armaduras salientes en la cabeza de los soportes, las cuales pasan a través de orificios, adecuadamente dispuestos en las vigas de la cubierta.

Los soportes se hormigonaron, horizontalmente, en tres capas: en la primera, de 6 centímetros de espesor, se utilizó un hormigón B-250; la segunda, de 14 cm de espesor, es

de hormigón B-100, y en la última, de 8 cm de espesor, el hormigón es también de la calidad B-250. Cada soporte pesa 22 toneladas.

Los elementos de la cubierta, de 40 toneladas de peso, se construyeron sobre el suelo; tienen un espesor medio de 8 cm que aumenta en la lima hoya, y fueron fabricados con hormigón pobre (B-100). Las placas plegadas de la cubierta se pretensaron con armaduras de trazado recto, de las cuales las inferiores atravesaban las placas en toda su longitud, y las superiores se terminaban a 6 m de cada extremo. Los elementos de cubierta, una vez sacados del molde, se trasladaban 200 m en unas plataformas móviles especiales hasta el lugar de su ubicación definitiva. No se les dio ningún acabado por la parte interior, dejándose el hormigón visto, tal como sale del molde, con un fino rayado vertical que le da un aspecto muy agradable.

GRUPO BELGA DE LA F.I.P.

Informe de sus actividades durante el año 1967.

Miembros.

El grupo belga tiene 101 miembros, de los cuales 61 son individuales y 40 colectivos.

Reuniones.

Durante el año 1967 celebró cuatro reuniones:

El 4 de abril, Mr. Gamski y Mr. Baus presentaron un informe titulado: "Contribución del Centro de Lieja a los trabajos de la Comisión para el Estudio de los Aceros de Pretensado".

El 25 de mayo, Mr. Muller, ingeniero francés, disertó sobre el tema: "Puentes Prefabricados construidos por el sistema de voladizos"; después de la conferencia se proyectó una película sobre el viaducto de Oléron.

El 30 de noviembre, Mr. Dehousse y Mr. Richelle pronunciaron una conferencia con el título: "Estudio experimental sobre pérdidas de tensión, por rozamiento, de los cables y alambres de pretensado"; esta conferencia completó la pronunciada por Mr. Lambotte el 18 de diciembre de 1966, sobre el mismo tema.

En la última reunión del año, celebrada el 11 de diciembre, Mr. Peltier presentó un informe sobre "Nuevas directrices en las Normas francesas sobre hormigón pretensado".

Visitas.

En colaboración con la STUVO se realizaron dos visitas a Holanda: una, el 10 de mayo, al puente sobre el Hartelkanaal, próximo a Rotterdam, y la otra, el 27 de septiembre, a las obras en construcción en una carretera cercana a Amberes.

Consejo Administrativo.

El Consejo Administrativo del Grupo Belga celebró una reunión el 16 de noviembre, en la cual se discutió el programa de actividades propuesto para 1968. Entre ellas se incluye la participación en las Reuniones especiales que se celebrarán con motivo del cuadragésimo aniversario de la ABEM (Asociación Belga para el Estudio, Ensayo y Empleo de los Materiales).

notas de la F.I.P.

n. 15, agosto 1968

FUTURAS ACTIVIDADES TECNICAS DE LA F.I.P.

Resumen del discurso de apertura pronunciado por el Dr. Ing. F. Levi, Presidente de la F.I.P., durante la Sesión Inaugural de los Simposios Técnicos Internacionales celebrados, en Madrid, del 3 al 7 de junio de 1968.

“Esta Sesión de apertura me brinda la ocasión propicia para informar sobre algunos aspectos de la organización de estos Simposios Técnicos, que inician una nueva etapa en el desarrollo de las actividades de la F.I.P.

Como todos ustedes saben, durante muchos años, la forma clásica utilizada por la F.I.P. para exponer públicamente sus actividades, ha sido la organización de grandes Congresos, cada cuatro años. La celebración de estos Congresos se alternaba con la de los organizados por la A.I.P.C. (Asociación Internacional de Puentes y Estructuras). Indudablemente, en el futuro, estos Congresos Internacionales continuarán celebrándose, ya que proporcionan a nuestros colegas y asociados una magnífica ocasión para reunirse y discutir, de un modo general, sobre los distintos problemas relacionados con el pretensado, teniendo en cuenta los diferentes puntos de vista de todos los interesados en nuestra técnica (científicos, ingenieros, constructores, industriales y otros profesionales). Pero es evidente que, aun estando convencidos de que nada puede sustituir a los Congresos como método idóneo para establecer un amplio intercambio de ideas y experiencias, la extraordinaria vitalidad del pretensado complica enormemente la organización de estas reuniones, en las cuales el número de participantes es cada vez más elevado, con lo que se corre, además, el riesgo de que las discusiones pierdan rigor científico y se hagan demasiado generales desde el punto de vista estrictamente técnico. Como consecuencia, ha ocurrido frecuentemente que, al finalizar un Congreso, los especialistas participantes en el mismo han expresado su pesar porque los temas que para ellos revestían mayor interés habían sido tratados un tanto superficialmente. Para poner remedio a esta situación, el Comité Ejecutivo de la F.I.P. ha decidido proseguir sus actividades en dos direcciones paralelas.

Por una parte, se ha decidido perfeccionar la organización de los Congresos, con el fin de que las distintas categorías de participantes puedan obtener una síntesis lo más completa posible de las últimas investigaciones y de los progresos realizados en los diferentes campos de aplicación de la técnica del pretensado. En el próximo Congreso de Praga se pondrá ya en práctica esta idea, con lo que se espera que, desde este punto de vista, dicho Congreso constituya un nuevo paso adelante respecto al de París, el cual, a su vez, superó en este aspecto a los anteriores.

Por otra parte, se ha decidido también dar una orientación más técnica a todas las actividades de la F.I.P., incluyendo reuniones de carácter técnico incluso en los progra-

mas de todas las Sesiones del Comité Ejecutivo y el Consejo Administrativo. Las dos reuniones que hoy inauguramos en Madrid constituyen el paso más importante dado hasta ahora en este sentido, ya que tienen el carácter de verdaderos Simposios abiertos a los especialistas de todas las naciones.

Durante las últimas semanas, la Secretaría de la F.I.P. ha venido distribuyendo, entre los futuros asistentes a estos Simposios, copias de varias de las comunicaciones técnicas presentadas. A pesar del extraordinario esfuerzo realizado por dicha Secretaría ha sido materialmente imposible, por diferentes razones, distribuir con antelación todas estas comunicaciones y traducirlas a los distintos idiomas oficiales de los Simposios, como se había previsto. Pero aun así, seguramente habrán podido apreciar la alta calidad y el interés de estos trabajos, que constituyen una revisión clara y completa de los dos temas, objeto de estas reuniones.

Este éxito debe interpretarse como una evidente prueba del gran poder de atracción que la F.I.P. ejerce sobre los técnicos del mundo entero, lo que nos estimula y halaga, animándonos a perfeccionar y desarrollar más y más nuestra organización y nuestro trabajo. Pero no debemos olvidar que a este éxito han contribuido también, en gran medida, los que planearon los Simposios, los Ponentes Generales y todos aquellos que han presentado comunicaciones individuales.”

REUNION DE LA COMISION DE LA F.I.P. SOBRE “RESISTENCIA AL FUEGO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO”.

Se celebrará del 28 al 30 de octubre de 1968 en Wexham Springs, Buckinghamshire (Inglaterra).

La Comisión de la F.I.P. sobre: “Resistencia al fuego” celebrará una nueva reunión en el Centro de Investigaciones de la Cement and Concrete Association, en Wexham Springs, Slough, durante los días 28, 29 y 30 de octubre de 1968. En ella se someterá a discusión la versión final del texto de las “Normas para Edificios” que esta Comisión ha venido preparando durante los últimos años.

COLOQUIO INTERNACIONAL SOBRE “PROGRESOS EN LAS ESTRUCTURAS LAMINARES DURANTE LOS ULTIMOS DIEZ AÑOS Y SU FUTURO DESARROLLO”.

Tendrá lugar en Madrid, del 30 de septiembre al 3 de octubre de 1969.

El Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción y la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, en colaboración con la Asociación Internacional de Estructuras Laminadas, han organizado un Coloquio Internacional sobre “Progresos en las estructuras laminadas durante los últimos diez años y su futuro desarrollo”, que se celebrará en Madrid, con motivo del Décimo Aniversario de la Fundación de la IASS y en honor de su primer Presidente y Fundador, Profesor Dr. h.c. Eduardo Torroja.

En dicho Coloquio se tratarán todos los aspectos del cálculo, análisis, construcción e investigación de las estructuras laminares. Los asistentes a las sesiones dispondrán de un servicio de traducción simultánea a los tres idiomas de trabajo: francés, inglés y español.

El plazo de inscripción y de envío de solicitudes para presentar comunicaciones se cierra el día 1 de noviembre de 1968.

Para solicitar información más detallada pueden dirigirse a:

IASS Secretariat, Colloquium of Madrid, Alfonso XII, 3, Madrid-7 (España).

SEXTO CONGRESO INTERNACIONAL DE LA INDUSTRIA DE PREFABRICADOS DE HORMIGON.

Se celebrará en Amsterdam, del 17 al 23 de mayo de 1969.

El Bureau International du Béton Manufacturé (BIBM) está programando el Sexto Congreso Internacional de la Industria de Prefabricados de Hormigón, que se celebrará, del 17 al 23 de mayo de 1969, en el International Congressentrum RAI, en Amsterdam, organizado por el Grupo holandés del BIBM, la "Bond van Fabrikanten van Betonwaren" de Holanda (BFBM).

Los temas elegidos para las sesiones de trabajo son: el control de calidad en la industria de prefabricados de hormigón; mecanización y aplicaciones estructurales del hormigón ligero en sus aspectos técnico y económico.

Los participantes dispondrán de un servicio de traducción simultánea a los idiomas: alemán, francés, inglés y holandés. Asimismo, todos los informes y comunicaciones se editarán en estos cuatro idiomas.

Durante el Congreso habrá una exposición de la maquinaria y equipos utilizados en la industria de prefabricados de hormigón y se efectuarán también algunas visitas técnicas.

Los que deseen recibir más información sobre este Congreso pueden dirigirse a:

Organisatie Bureau Amsterdam, PO Box 7205, Amsterdam (Holanda).

PASARELA EN VOLADIZO CONSTRUIDA EN HORMIGON PRETENSADO.

Como parte de las obras de ampliación de la Universidad de Hofstra, en Hempstead, Long Island, Nueva York, se ha construido una pasarela sobre una carretera principal, de gran tráfico, con el fin de comunicar los edificios ya existentes y las nuevas instalaciones de cafetería, librería y dormitorios. La pasarela va suspendida de los voladizos principales que le sirven de cubierta.

La figura 1 muestra el alzado de esta estructura que ha sido construida en dos mitades independientes, una después de otra. De esta forma, la cimbra ocupó sólo la mitad de la carretera, cada vez, dejando siempre libre, como mínimo, un anchura de 15,20 m.

La sección estructural básica, tanto en los voladizos como en las pilas, está constituida por una placa plegada de 23 cm de espesor. La cubierta es de sección en U, de canto variable (ver fig. 2) y va postensada. Los proyectistas pusieron especial cuidado en la comprobación de las posibilidades de pandeo, y llegaron a la conclusión de que una pequeña disminución en el espesor de las paredes de la sección podría ocasionar la inestabilidad de la estructura proyectada.

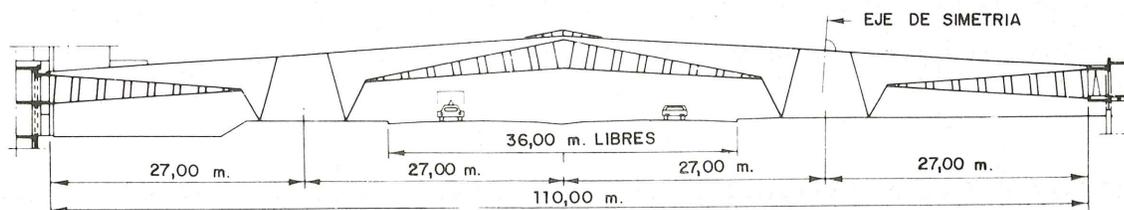


Fig. 1. — Alzado.

El tablero de la pasarela, constituido por elementos prefabricados de hormigón ligero, va suspendido de la estructura de la cubierta por medio de angulares metálicos, que sirven también como marcos de las vidrieras. Estas piezas están recubiertas con una capa de hormigón ligero de 5 cm de espesor, armada con una malla metálica electrosoldada.

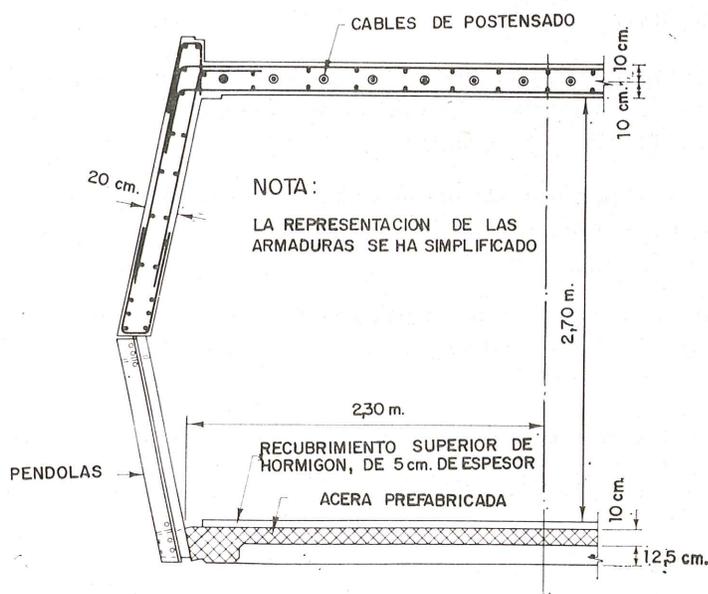


Fig. 2. — Sección típica.

La armadura principal del voladizo se compone de 14 cables capaces de introducir un esfuerzo inicial total de pretensado de 1.360 t. El trazado de los cables era prácticamente recto, para simplificar su colocación y reducir las pérdidas por rozamiento.

Las pilas se hicieron muy anchas para poder alojar en ellas unos transformadores.

Como la pasarela se construyó en dos mitades, se prestó gran atención al problema de las flechas. Las calculadas para los extremos de los voladizos, en las distintas etapas de la construcción y bajo carga, variaban entre 45 mm hacia arriba y 13 mm hacia abajo. Las flechas reales medidas en obra coincidieron sensiblemente con las teóricas previstas.

PLACAS CONTINUAS POSTENSADAS SOBRE APOYOS AISLADOS, CON ABACO Y CAPITEL.

Una publicación reciente del "Civil Engineering, ASCE" (abril 1968), contiene un artículo original de Keith Thornton, MASCE, sobre el cálculo de un conjunto de edificios constituido por bloques de varias plantas para oficinas, y un aparcamiento para coches. En este artículo se incluyen varios datos interesantes para la F.I.P. y sus Comisiones.

En general, el empleo de placas planas de gran luz postensadas, de hormigón, sobre apoyos aislados, con ábacos y capitel, reduce considerablemente el número de soportes necesarios, a cambio de un pequeño aumento en el costo. Como consecuencia, se consigue una mayor facilidad de aparcamiento y una gran libertad para la distribución de los espacios libres con vistas a su utilización para oficinas.

Se describen varios de estos edificios, pero el más típico está constituido por recuadros de unos 4 m² de superficie. La placa tiene 20 cm de espesor, con ábacos de 1,30 metros cuadrados y 25 cm de espesor.

Para el cálculo se sigue el método normal de dividir la placa en bandas de soportes y bandas centrales. La carga de las bandas centrales se transmite a las de soportes por medio de cables pretensados de trazado parabólico. A su vez, los cables de las bandas de soportes transmiten las cargas a los capiteles, y éstos, a los soportes. Debe destacarse que equilibrando el peso propio con las componentes verticales de los esfuerzos de pretensado, se puede conseguir que la placa no presente flechas ni contraflechas.

A continuación se reproducen dos gráficos que permiten apreciar las grandes ventajas que ofrecen las estructuras pretensadas de este tipo en lo relativo a espesores de las placas y cuantía de las armaduras de pretensado.

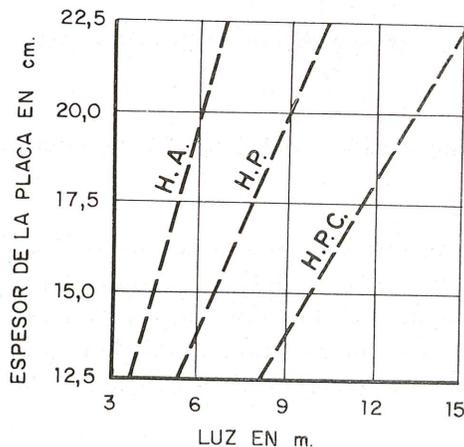


Gráfico 1. — Comparación de los espesores de placa necesarios según se trate de placas planas de hormigón armado (H. A.); placas planas de hormigón pretensado (H. P.); placas continuas, pretensadas, con ábaco y capitel (H. P. C.).

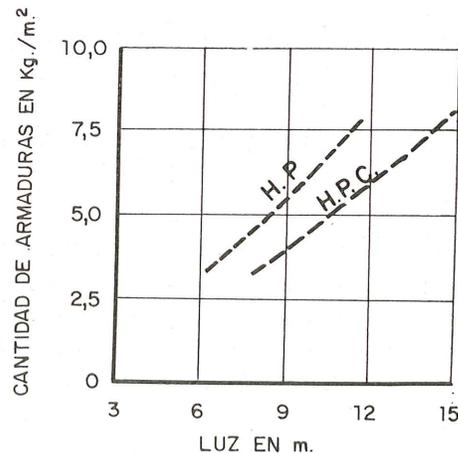


Gráfico 2. — La cantidad de armadura de pretensado necesaria resulta sensiblemente menor en el caso de placas continuas sobre apoyos aislados, con capitel.

Otra característica interesante de estos edificios consiste en que todos los forjados fueron construidos con hormigón ligero, de 2 t/m³ de peso específico, para reducir el peso propio.

En la cimentación se utilizó un cemento especial sin retracción para mejorar la impermeabilidad.

notas de la F.I.P.

n. 16, septiembre 1968

EL PRETENSADO ELECTROTERMICO EN LA URSS.

(Informe Especial de la F.I.P.), por N. G. Matkov.

En la reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Prefabricación de Estructuras de Hormigón Pretensado", celebrada en Estocolmo, en agosto de 1967, Mr. N. G. Matkov presentó un informe sobre el tema: "Pretensado de barras de acero de alta resistencia, mediante calentamiento eléctrico". Dicho trabajo ha sido publicado por la F.I.P. como "Informe Especial", y se ha distribuido entre los diversos Grupos Nacionales a ella afiliados. Los interesados en adquirir copias de este informe deberán solicitarlas a la Oficina Administrativa de la F.I.P. El precio de cada ejemplar es de diez chelines.

XIV ASAMBLEA ANUAL DEL INSTITUTO DEL HORMIGON PRETENSADO.

Tuvo lugar en el Hotel Olympic de Seattle, Estados Unidos, del 6 al 10 de octubre de 1968.

Durante la XIV Asamblea Anual del P.C.I. se celebraron once sesiones técnicas y de investigación de mercados. Los informes presentados trataron de los siguientes temas: diversos aspectos de la fabricación en serie de elementos pretensados; empleo de elementos de hormigón prefabricado en arquitectura; nuevas estructuras notables de hormigón pretensado; nuevos sistemas constructivos patentados; instalaciones e investigación de mercados.

Como acto final de esta Asamblea, se realizó un viaje de seis días de duración (del 11 al 16 de octubre). En el transcurso del mismo se visitaron distintos lugares, entre ellos Hawaii, donde se celebró otra sesión técnica.

Quienes deseen obtener información más detallada sobre estos actos, deberán dirigirse a:

The Prestressed Concrete Institute,
205 West Wacker Drive,
Chicago, Illinois, Estados Unidos.

TEORIA Y CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO, TENIENDO EN CUENTA LOS EFECTOS DE LAS DEFORMACIONES DIFERIDAS.

por **I. I. Ulitsky (Rusia).**

El profesor I. I. Ulitsky ha publicado recientemente, en Rusia, un libro titulado "Teoría y cálculo de las estructuras de hormigón armado, teniendo en cuenta los efectos de las deformaciones diferidas" ("Budivelnik", Kiev, 1967, pp. 347, fig. 169, bibl. 419), en el que se estudian los métodos para el cálculo de estructuras de hormigón armado ordinario y de hormigón pretensado, teniendo en cuenta la deformación lenta y la retracción, la variación del módulo de elasticidad a largo plazo y los fenómenos de relajación. Presta especial atención a las pérdidas de pretensado por deformación diferida elástica y plástica.

CURSOS SOBRE HORMIGON PRETENSADO.

Organizados por la Cement and Concrete Association, en Fulmer Grange, Slough, Inglaterra.

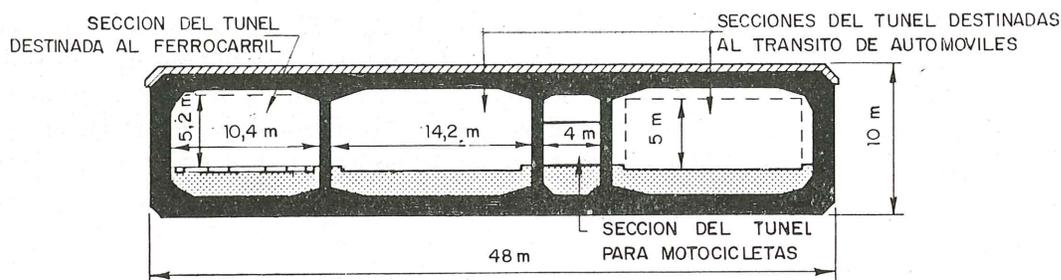
Cálculo del hormigón armado y pretensado para ingenieros.	30 septiembre a 25 octubre de 1968. 3-28 marzo de 1969.
Cálculo de tableros de puente, en hormigón armado y pretensado (I).	16-20 septiembre de 1968. 14-18 abril de 1969.
Cálculo de tableros de puente, en hormigón armado y pretensado (II).	23-27 septiembre de 1968. 21-25 abril de 1969.
Cálculo y construcción del hormigón pretensado.	30 de junio a 4 julio de 1969.

CONSTRUCCION DE TUNELES A BASE DE SECCIONES, PREFABRICADAS Y PRETENSADAS.

Bajo el río Schelde, en Antwerp (Bélgica), se está construyendo un túnel, con capacidad para seis vías para el tránsito de automóviles, dos líneas de ferrocarril y una vía para motocicletas. La construcción se está realizando en 5 tramos, cada uno de los cuales mide 101,5 m de longitud y pesa 47.000 toneladas. La sección transversal está dividida en cuatro células o cajones.

El método constructivo elegido por los ingenieros daneses Christiani y Nielsen A/S de Compenhague, prevé la prefabricación de cada uno de los tramos en un dique seco, desde donde serán transportados por flotación a lo largo de un canal hasta el lugar de su ubicación, y una vez allí, sumergidos para colocarlos en su posición definitiva.

Las secciones del túnel van pretensadas mediante cables Freyssinet de 200 toneladas. En total, los cinco tramos contienen 2.000 cables, cada uno de ellos constituidos por 12 alambres de 15 mm de diámetro, dispuestos transversalmente en las losas superior e inferior de la sección. Para contrarrestar los efectos de la retracción y evitar la fisuración de los grandes tramos durante su construcción, se han dispuesto 5 juntas transversales y tres longitudinales, en dichas losas superior e inferior. Estas juntas, una vez finalizada la retracción, se rellenarán con hormigón.



Una lámina de acero, de 5 mm de espesor, recubierta exteriormente con una resina epoxi, protege la superficie inferior de las secciones, en tanto que los costeros y la parte superior se impermeabilizarán con asfalto. En el cajón del túnel destinado a las líneas electrificadas de ferrocarril, las láminas de acero se protegerán con pintura epoxi, para evitar un posible corto circuito. El asfalto de impermeabilización va protegido, en los costeros, por un recubrimiento de hormigón y madera, y en la parte superior, por una capa de hormigón de 10 cm de espesor.

Una vez alineados y colocados los tramos del túnel a una altura aproximada de un metro sobre el fondo de la zanja de cimentación, se inyecta arena para formar una base firme de apoyo. Finalmente, se unen los distintos tramos mediante dos gatos hidráulicos de 150 toneladas de fuerza cada uno, colocados a ambos lados del túnel.

UTILIZACION DEL HORMIGON LIGERO PRETENSADO.

Ben C. Gerwick, Jr.

El informe, cuyo resumen se incluye a continuación, fue presentado por Mr. Ben C. Gerwick, Jr., en el Congreso Internacional sobre Hormigones Ligeros celebrado, en Londres, del 27 al 29 de mayo de 1968.

En los últimos años se ha observado un gran incremento en la utilización de los hormigones ligeros en estructuras y se ha despertado un gran interés por el empleo de dichos hormigones en las construcciones pretensadas. Este informe pretende dar a conocer algunas propiedades características del hormigón ligero pretensado y exponer unas bases técnicas y económicas para su más eficaz utilización.

De la historia del desarrollo del hormigón ligero pretensado se deducen tres conclusiones fundamentales:

1. La utilización del hormigón ligero pretensado en elementos de estructuras normales de edificios está perfectamente justificada por su reducido peso unitario, su alto aislamiento térmico y su resistencia al fuego.

2. En un gran número de casos el reducido peso de estos elementos permite utilizar una serie de nuevos sistemas constructivos para estructuras de ingeniería, en las cuales otros tipos de piezas resultarían muy pesadas y, por tanto, difíciles de manejar y colocar.
3. La tercera conclusión constituye el tema fundamental de este informe. Los áridos ligeros confieren a estos hormigones una serie de propiedades, además de su pequeño peso específico, que los hacen particularmente aptos para su aplicación en técnicas muy especiales. Estas propiedades son, principalmente: bajo módulo de elasticidad, reducida sensibilidad térmica, sus buenas condiciones para flotar y su gran poder de absorción de energía.

Bajo módulo de elasticidad.

El hormigón ligero pretensado, con su bajo módulo de elasticidad y su gran capacidad de deformación antes de la rotura, flexa bajo las cargas de impacto y absorbe más del doble de la energía absorbida por el hormigón ordinario de la misma resistencia. El período de la vibración puede alargarse y el amortiguamiento es, generalmente, más eficaz.

Buenas condiciones para flotar.

Esta propiedad lo hace especialmente apto para el empleo en estructuras flotantes, tales como gabarras, diques secos y embarcaciones. Normalmente, el peso propio de una embarcación fabricada con hormigón ligero es igual a los $\frac{3}{4}$ del de otra análoga de hormigón ordinario. Debido a esto, su calado, tanto en vacío como cargada, se reduce en un 25 por 100, o, dicho de otra forma, para un calado máximo dado, la capacidad de carga puede aumentar en un 25 por 100.

Reducida sensibilidad térmica.

Las vasijas a presión, de hormigón pretensado, están sometidas a las tensiones originadas por los gradientes de temperatura. La tensión inicial, antes de su puesta en servicio, produce a veces tensiones críticas de compresión en la cara interna de la vasija. La utilización de paneles prefabricados de hormigón de áridos ligeros podría, quizá, proporcionar una buena solución para estos casos. Su gran poder de aislamiento térmico reduciría el gradiente de temperatura a través del hormigón de la vasija, en tanto que su reducido módulo de elasticidad impediría la sobretensión en la capa interna del hormigón ligero.

La Comisión de la F.I.P. sobre "Hormigón Ligero Pretensado" ha emprendido ahora un estudio relativo a la utilización del hormigón ligero en pavimentos y pistas de aterrizaje. Las tensiones principales que aparecen en las pistas de aterrizaje son tensiones térmicas y, por consiguiente, éstas son fundamentalmente las que determinan la magnitud del esfuerzo de pretensado necesario. El hormigón fabricado con áridos ligeros tiene una reducida sensibilidad térmica debido a sus propiedades aislantes y a su bajo coeficiente de dilatación térmica. Por otra parte, su pequeño módulo de elasticidad hace que

las tensiones originadas por las coacciones que coartan su libre movimiento sean muy reducidas. Todo ello hace al hormigón ligero pretensado muy apto para estas aplicaciones.

El hormigón ligero pretensado ha demostrado también ser muy adecuado para resistir todo tipo de acciones compuestas. Los elementos pretensados sometidos a tracción (barras pre-tesas), o los cilindros comprimidos de hormigón (barras de alta resistencia arrolladas en hélice, que se tesan durante su colocación y después se sueltan) ofrecen posibilidades muy atractivas al combinarlos con el hormigón ligero.

El propósito de este informe ha sido subrayar que existen numerosos nuevos campos para la utilización del hormigón ligero pretensado. Su pequeño módulo de elasticidad, bajo coeficiente de dilatación térmica, buenas condiciones de flotación y favorable comportamiento dinámico, lo hacen especialmente apto para nuevas aplicaciones técnicas. Se trata de un nuevo material que es preciso utilizar adecuadamente.

HORMIGONES AIREADOS DE ARIDOS LIGEROS.

por **N. A. Kornev (M.T.S.), Rusia.**

Por su gran interés se reproduce a continuación el informe presentado por Mr. Kornev, a la reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Hormigones ligeros", celebrada el 31 de mayo de 1968.

El presente informe describe algunos procedimientos especiales de fabricación de hormigones ligeros y pretensados utilizados en Rusia. Dado el considerable incremento que últimamente ha experimentado el empleo de los hormigones ligeros, se estima que la difusión de dicho informe ha de resultar altamente instructiva e interesante para nuestros lectores.

Como es sabido, el hormigón ligero fabricado con áridos porosos, empleado en la fabricación de estructuras de hormigón armado, tiene un peso específico variable entre 800 y 1.800 kg/m³, según la resistencia del hormigón y el peso de los áridos. Asimismo, este peso puede reducirse si en lugar de arena natural se utiliza arena porosa ligera. Para conseguir una reducción aún mayor habrá que incorporar aire o airear la pasta de cemento.

Así, en Rusia, se están fabricando ahora nuevos tipos de hormigones ligeros a base de áridos gruesos porosos y pasta aireada. Se conocen con los nombres de "hormigón espumoso, de árido ligero, para estructuras", "hormigones gaseados", etc. La introducción de burbujas de aire en el hormigón se consigue empleando una mezcla espumosa o un producto aireante.

El peso específico de este tipo de hormigones combinados puede llegar a ser un 15 ó 20 por 100 menor que el del hormigón de áridos ligeros.

Otra de las ventajas que se obtienen al airear la pasta de cemento en el hormigón ligero, estriba en que se mejora sensiblemente su trabajabilidad, lo que facilita su vertido en los moldes, aun en el caso de secciones de muy poco espesor, con lo que se simplifica la producción, se mejora la calidad y se reduce la mano de obra necesaria para la fabricación.

No obstante, la principal ventaja que presenta este hormigón en comparación con el

hormigón ligero normal la constituye el hecho de que permite reducir sustancialmente la cantidad de áridos porosos. Este factor es de gran importancia en muchos países.

Estos hormigones aireados y de áridos ligeros se fabrican con resistencias que varían entre 35 y 100 kg/cm². Para obtener en este tipo de hormigones altas resistencias sería preciso aumentar excesivamente la dosificación de cemento.

El hormigón ligero aireado difiere de los hormigones ligeros normales en algunas propiedades. Por ejemplo, su módulo de elasticidad en compresión es un 20 por 100 más bajo que el del hormigón de "haydita" (arcilla expansiva), y su resistencia instantánea a tracción un 30 por 100 menor. El hormigón aireado de áridos ligeros experimenta, aproximadamente, la misma retracción que el de haydita, pero su fluencia es 1,5 veces mayor. Por lo que respecta a la adherencia con la armadura, la de estos hormigones es casi un 20 por 100 menor que la del hormigón de haydita normal.

Teniendo en cuenta la baja resistencia de los hormigones ligeros aireados, es conveniente utilizarlos en estructuras o piezas mixtas, combinados con elementos pretensados, planos o nervados de forma análoga a como se hace en Rusia con las estructuras de hormigón ligero para cubiertas y muros de edificios industriales. La armadura de pretensado de estos elementos se coloca en una capa de hormigón ligero normal (no aireado). Hasta ahora, los hormigones aireados de áridos ligeros se utilizan en Rusia sólo para piezas con armadura de acero ordinario (paneles, muros de contención, edificios industriales, hornos y cercas). La armadura, en las piezas fabricadas con hormigón aireado de áridos ligeros, se protege contra la corrosión por los mismos procedimientos que en el hormigón celular,

En Rusia se utilizan losas mixtas nervadas, de hormigón ligero, laminadas y pretensadas, como cubiertas de edificios industriales. Los nervios son de hormigón de haydita, suficientemente resistente, y las losas, de hormigón de haydita de baja resistencia. Los paneles laminados para muros se construyen de tres capas planas (en forma de "sandwich"): las externas, de hormigón de haydita o de hormigón ordinario normal, y la del centro, de hormigón de haydita de baja resistencia (celular o aireado).

Las estructuras homogéneas (de una sola capa) pretensadas, construidas con hormigón aireado de áridos ligeros, se encuentran aún en fase experimental.

nota de la asociación española del hormigón pretensado

intercambio de publicaciones

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

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

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

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

Revista *Prestressing*, vol. 10, núm. 2, abril 1968.

1. "Proyecto de la sección de una pasarela de hormigón pretensado", por H. SATO y K. NAKAMURA (en japonés).

Sinopsis: Debido al incesante incremento del tráfico y con el fin de evitar accidentes, las autoridades japonesas han aprobado un ambicioso programa de construcción de pasarelas para independizar el tráfico rodado y los cruces para peatones.

En el artículo se describe el proyecto de la sección tipo adoptada para estas pasarelas.

2. "Proyecto y construcción del puente de Shinyutaka", por B. OTAM y T. KIMOTO (en japonés).

Sinopsis: Este puente se construyó sobre el río Toyohira, en la carretera nacional RN 230. Se trata de un puente con armaduras postesas y de sección en π .

En este artículo se describe el método constructivo utilizado y las experiencias realizadas para determinar las variaciones de tensión, durante la ejecución, y las pérdidas por rozamiento.

3. "Ensayos de pilotes de hormigón pretensado", por A. WATANABE y otros (en japonés).

Sinopsis: En los casos de cimentación por pilotes es necesario, en algunas ocasiones, cortar la cabeza de los mismos. Con el fin de estudiar el comportamiento del anclaje por adherencia en los pilotes de hormigón pretensado, después de cortada su cabeza, así como también las pérdidas de pretensado originadas por las deformaciones lentas del hormigón, los autores han realizado una serie de ensayos sobre cuyos resultados se informa en el presente artículo.

4. "Estudio de la anchura efectiva de las vigas de hormigón pretensado", por H. ISHIHARA y otros (en japonés).

Sinopsis: Es frecuente la construcción de estructuras constituidas por vigas de hormigón pretensado, prefabricadas, a las cuales se les añade, después, una losa o tablero de hormigón construido *in situ*, con lo que el conjunto adquiere la forma de vigas en T.

Con el fin de estudiar la anchura de tablero que, en estos casos, colabora con cada viga o, en definitiva, la anchura efectiva del ala superior de las vigas en T pretensadas, se han realizado estudios sobre los cuales se informa en el presente artículo.

5. "Ensayo de los anclajes sistema Leoba", por K. YAMADA (en japonés).

Sinopsis: El sistema Leoba para el anclaje de armaduras de pretensado había sido ensayado en 1962 para una tensión máxima de 100 t. Como durante los últimos años la capacidad de estos anclajes se ha aumentado sensiblemente, se ha estimado conveniente realizar nuevos ensayos para las condiciones actuales.

En el presente artículo se describen estos ensayos.

6. "Últimos avances en la construcción en Estados Unidos de vasijas de presión, en hormigón pretensado, para centrales nucleares", por T. HANAJIMA (en japonés).

Sinopsis: El presente artículo es un informe general sobre las vasijas de presión, en hormigón pretensado, que actualmente se construyen en Estados Unidos con destino a centrales nucleares.

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

Revista *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 13, núm. 2, abril 1968.

7. "Resistencia de soportes esbeltos de hormigón pretensado", por S. ARONI.

Sinopsis: Se hace un informe sobre los resultados obtenidos en un trabajo de investigación realizado con el objeto de determinar la resistencia de los soportes esbeltos, axialmente pretensados y sometidos a carga excéntrica.

Se discute la influencia de los siguientes factores: esfuerzo de pretensado, excentricidad, esbeltez, resistencia en compresión y en tracción del hormigón, curvatura inicial y cuantía de armaduras.

8. "Resistencia a torsión de los elementos de hormigón pretensado, de sección rectangular, sin armadura transversal", por T. C. Hsu.

Sinopsis: En el presente artículo se demuestra que la resistencia a torsión de las vigas de hormigón pretensado es igual a la de las vigas no pretensadas, multiplicada por un coeficiente que tiene en cuenta el efecto del pretensado. Se propone que, para los cálculos prácticos, se utilice este coeficiente. Finalmente, se comparan los resultados obtenidos utilizando este procedimiento con los registrados en una serie de ensayos realizados sobre piezas pretensadas.

9. "Informe sobre el comportamiento de los forjados constituidos por placas planas de hormigón, con armaduras postesas, sin adherencia, y áridos de arcilla dilatada", por Underwrites' Laboratories Inc.

Sinopsis: Se reproduce el informe presentado por los Underwrites' Laboratories para determinar la resistencia al fuego de los forjados constituidos por placas planas de hormigón con áridos de arcilla dilatada y armaduras postesas, sin adherencia. Se dan detalles sobre dichos ensayos y se establece una clasificación de este tipo de forjados desde el punto de vista de su resistencia al fuego.

Revista *PCI tems*, vol. 14, núm. 3, marzo 1968.

10. "Estadios", anónimo.

Revista *PCI tems*, vol. 14, núm. 4, abril 1968.

11. "Edificios de varias plantas", anónimo.
Revista *PCI tems*, vol. 14, núm. 5, mayo 1968.
12. "Paneles prefabricados de hormigón pretensado", anónimo.
Revista *PCI tems*, vol. 14, núm. 6, junio 1968.
13. "Edificios comerciales con estructuras de hormigón pretensado", anónimo.
Revista *PCI tems*, vol. 14, núm. 7, julio 1968.
14. "Diversas estructuras de hormigón pretensado construidas en Seattle", anónimo.

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

- Revista *Hormigón y hormigón armado*, núm. 3, marzo 1968.
15. "Estudio de la relación existente entre las propiedades mecánicas y reológicas de las barras de acero de alta resistencia para armaduras", por S. A. Madatian (en ruso).
 16. "La aparición de fisuras durante la fabricación y su influencia en el comportamiento de las estructuras de hormigón pretensado", por G. V. MARTCHUKAITIS (en ruso).
Revista *Hormigón y hormigón armado*, núm. 4, abril 1968.
 17. "El pretensado de depósitos circulares de hormigón mediante cables", por B. A. FURMANOV y T. A. SHAMOVA (en ruso).
 18. "Resultado del concurso celebrado en Rusia para determinar el dispositivo más adecuado para el control del esfuerzo de pretensado introducido en las armaduras", por R. O. KRASSNOWSKY y otros (en ruso).
 19. "Distribución de tensiones en las zonas de anclaje de las armaduras constituidas por barras corrugadas", por I. A. TRIFONOV y M. I. DODONOV (en ruso).
Revista *Hormigón y hormigón armado*, núm. 5, mayo 1968.
 20. "Piezas de hormigón pretensado construidas con hormigones celulares de alta resistencia", por M. M. ISRAÉLITE y B. B. VEYNER (en ruso).
 21. "Estudio del anclaje de las armaduras en elementos construidos con hormigón celular", por V. V. MAKARICHEV y otros (en ruso).
 22. "Pérdidas de pretensado en las armaduras de las piezas planas construidas con hormigón ligero", por Y. I. MESHKAUSKAS y V. P. CHEKANAVICHYUS (en ruso).
 23. "El curado por calentamiento eléctrico de paneles de hormigón ligero", por S. F. BUGRUM e Y. I. SLEPOKUROV (en ruso).
Revista *Hormigón y hormigón armado*, núm. 6, junio 1968.
 24. "Movimientos longitudinales en los tableros continuos de puentes de hormigón", por I. A. KHAZAN y otros (en ruso).
 25. "Elementos de unión entre piezas de hormigón celular", por G. S. KOBRINSKI (en ruso).
 26. "La construcción de emparrillados constituidos por elementos pretensados en dos direcciones", por G. G. KOTLOV (en ruso).
 27. "Dilatación térmica de los hormigones ligeros", por G. I. GORCHAKOV y otros (en ruso).
 28. "Sobre el cálculo de las estructuras compuestas de hormigón pretensado, teniendo en cuenta la fisuración", por P. I. KRIVOSHEYEV y otros (en ruso).
Revista *Hormigón y hormigón armado*, núm. 7, julio 1968.

29. "Estudio de las láminas esféricas de revolución, sometidas a cargas concéntricas y anulares", por A. N. DOBROMISLOV (en ruso).
30. "El empleo de hormigones de alta resistencia en la construcción de vigas de hormigón pretensado, para cubiertas, en el estado II", por I. I. NICOLAYEV y A. G. FYEDOROV (en ruso).

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

Revista *Cement*, núm. 3, marzo 1968.

31. "Hormigón armado o pretensado", por A. S. G. BRUGGELING (en holandés).

Sinopsis: En este artículo el autor empieza por examinar las diferencias existentes entre el comportamiento del hormigón armado y del hormigón pretensado. Amplía su estudio a los estados límites (fisuración, deformación, fatiga, etc.) y deduce que existe un intervalo de transición entre el hormigón pretensado y el hormigón armado. Para confirmar su deducción expone los resultados obtenidos en el ensayo de una viga construida con dos tipos de armaduras distintos y que denomina "elemento de hormigón armado pretensado". De esta forma demuestra que el pretensado limitado se relaciona estrechamente con la admisión de fisuras y de deformaciones importantes.

Según el autor, para poder formar un juicio sobre si se puede aceptar o no el pretensado limitado, es preciso tener en cuenta los siguientes aspectos: *a)* ¿se puede admitir la formación de fisuras en el hormigón pretensado?; *b)* ¿se puede admitir la variación importante de tensiones en las armaduras de pretensado?; *c)* ¿cómo deben juzgarse las grandes deformaciones por flexión?; y *d)* ¿en qué casos resultará sensato aplicar el pretensado limitado? Al final del artículo se exponen las contestaciones a estas preguntas dadas por el autor.

32. "Estudio económico de las estructuras de hormigón", por la Comisión CUR-E1 (en holandés).

Sinopsis: Dentro del programa de investigaciones de la Comisión CUR-E1, dedicada al estudio de la economía de las estructuras de hormigón, se ha desarrollado un método para comparar la influencia de las distintas variables que intervienen en el costo de dichas estructuras.

En el presente artículo los autores desarrollan un método semejante, mediante el cual los proyectistas podrán valorar, de un modo justificado, en fase de anteproyecto, las ventajas económicas de las diferentes soluciones que pueden utilizarse para la construcción de una estructura de hormigón.

Revista *Cement*, núm. 4, abril 1968.

33. "El primer puente holandés construido en hormigón ligero", por J. F. A. BROECKHOVEN (en holandés).

Sinopsis: En las proximidades de Haarlem, en la carretera paralela a la autopista nacional Amsterdam-Haarlem, se ha construido un puente que puede considerarse como el primer ejemplo de aplicación, en Holanda, del hormigón ligero en la construcción de estructuras. El puente tiene 10 m de anchura y se compone de tres tramos iguales de 15,50 m de luz. Cada tramo está constituido por 16 vigas, pretensadas por el sistema Dywidag, cada una de ellas armada con tres barras de 32 mm de diámetro.

En el artículo se describe someramente la ejecución de la obra, dándose más importancia a los aspectos tecnológicos del hormigón utilizado y a las investigaciones que fue necesario realizar para estudiar la composición más conveniente de la mezcla. Durante la fabricación de las vigas se realizó también un cierto número de ensayos para estudiar las pérdidas de pretensado en los elementos fabricados con hormigones ligeros.

34. "Excursión a Suiza organizada por la STUVO (II)", anónimo (en holandés).

Sinopsis: Este artículo es continuación del publicado en el número, de la misma revista, correspondiente a noviembre de 1967.

En esta segunda parte se discuten los detalles más interesantes del proyecto y la ejecución de los diversos puentes y viaductos visitados, todos ellos construidos en hormigón pretensado.

35. "Estudio económico de las estructuras de hormigón (II)", por la Comisión CUR-EI (en holandés).

Sinopsis: Este artículo es continuación de otro, ya reseñado, publicado en el número de la revista *Cement* correspondiente a marzo de 1968. En la citada reseña se incluye el resumen correspondiente también a esta segunda parte.

Revista *Cement*, núm. 5, mayo 1968.

36. "Deformación de una estructura de hormigón ligero", por J. BRAKEL (en holandés).

Sinopsis: La rigidez de una sección fisurada de hormigón armado depende del módulo de elasticidad E'_b del hormigón y del momento de inercia I'_b de la sección.

El autor demuestra que la reducción de la rigidez $E'_b \cdot I'_b$ a que da lugar el valor inferior de E'_b de los hormigones ligeros respecto al de los hormigones normales, se compensa, en gran parte, por el aumento de I'_b y, como resultado, la deformación de una estructura de hormigón ligero resulta muy semejante a la de las construidas con hormigón normal.

37. "Estructuras hiperestáticas y vigas continuas", por TH. MONNIER (en holandés).

Sinopsis: Con el fin de determinar la distribución de momentos en una estructura hiperestática es necesario estudiar, no sólo los problemas relativos al equilibrio, sino también las deformaciones.

En el presente artículo se hace un detenido estudio del comportamiento de las vigas continuas y otras estructuras hiperestáticas, llegándose a la conclusión de que es necesario realizar una investigación más detallada con el fin de determinar la relación existente entre momentos y curvaturas.

Revista *Cement*, núm. 6, junio 1968.

38. "La economía de las estructuras de hormigón ligero", por J. BRAKEL (en holandés).

Sinopsis: En este artículo se trata de demostrar que las estructuras de hormigón ligero, prefabricadas o construidas *in situ*, pueden resultar ya, en muchos casos, más económicas que las construidas con hormigón normal. Se indican cuáles son los factores y circunstancias especialmente favorables para la aplicación de los hormigones ligeros. El artículo termina indicando las condiciones y los casos en los cuales la aplicación del hormigón ligero está justificada desde un punto de vista económico, las condiciones en las que las ventajas proporcionadas por el hormigón ligero pueden todavía calificarse de importantes y, finalmente, aquellos casos en los que la utilización de este tipo de hormigón no resulta ya aconsejable.

Revista *Cement*, núm. 7, julio 1968.

39. "Influencia de la retracción en los empotramientos de las vigas prefabricadas de hormigón pretensado", por H. J. KIST y otros (en holandés).

Sinopsis: Durante el período 1958-1967 se ha estudiado el comportamiento de los puentes constituidos por vigas prefabricadas, pretensadas, enlazadas sobre los apoyos para constituir una estructura continua, con el fin de determinar cuáles son los momentos que, a consecuencia de la retracción, se originan sobre dichos apoyos. Los resultados de las investigaciones realizadas durante los mil primeros días han sido publicados en las Memorias de la A. I. P. C., vol. 22, págs. 93-111. Los valores teóricos de los momentos ahora calculados, teniendo en cuenta el efecto elástico secundario, parecen concordar mejor con los valores experimentales, que los indicados en las Memorias antes citadas.

40. "El Congreso Internacional sobre Hormigones Ligeros, celebrado en Londres", anónimo (en holandés).

Sinopsis: Se incluye un informe sobre los diversos temas discutidos durante dicho congreso.

Revista *Cement*, núm. 8, agosto 1968.

41. "Momentos en los apoyos de los puentes hiperestáticos", por C. J. SPAARGAREN (en holandés).

Sinopsis: En el artículo se describen una serie de ensayos que tienen por objeto determinar el método más eficaz para absorber los momentos de empotramiento que se originan en los puentes hiperestáticos construidos con vigas prefabricadas de hormigón pretensado.

Revista *De B. A. B. Bouwt*, núm. 47, marzo 1968 (en holandés y sin índice ni resúmenes en ningún otro idioma).

Revista *De B. A. B. Bouwt*, núm. 48, junio 1968 (en holandés y sin índice ni resúmenes en ningún otro idioma).

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

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 12, núm. 3, marzo 1968.

42. "La autopista de Wellington", por H. A. FULLARTONY.

43. "Características principales de la autopista de Wellington", por R. B. FISHER.

Sinopsis: En estos artículos se describen las principales características de esta autopista, con un paso elevado, en su primer tramo, necesario para la ordenación del sistema de comunicaciones entre la ciudad de Wellington y su comarca.

Se pasa revista a los principales problemas que fue necesario resolver durante la realización de este proyecto.

44. "Algunos aspectos del paso elevado de Thorndon", por J. B. S. HUIZING.

Sinopsis: El paso elevado de Thorndon, descrito en el presente artículo, está situado al sur de la ciudad de Wellington y enlaza su extremo meridional con la autopista que nace en el centro de la ciudad.

La estructura consiste en dos puentes paralelos, de tres vías de circulación cada uno, con una longitud aproximada de 1.340 m. Cada puente tiene 13 m de anchura y está dividido en tramos de 20, 27,5 y 41 m de luz.

El tablero está constituido por una losa de hormigón armado de 15 cm de espesor, que se apoya y enlaza a vigas, de hormigón pretensado, de sección en I. Dichas vigas tienen un canto de 1,60 m en los tramos de 20 y 27,5 m y 2,30 m en los tramos de 41 m. Las vigas de mayor longitud pesan unas 75 t.

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 12, núm. 4, abril 1968.

45. "Paso inferior de hormigón pretensado", anónimo.

Sinopsis: Recientemente se ha iniciado la construcción de un paso inferior bajo la línea ferroviaria que parte de la ciudad de Hamilton. La estructura está constituida por una placa de hormigón pretensado y se construyó en dos mitades. Una de ellas al lado de la vía de ferrocarril, ripándose después hasta su posición definitiva, una vez concluidas las pilas. La otra mitad se construyó *in situ*.

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 12, núm. 5, mayo 1968.

46. "Torre en la Plaza Australia", anónimo.

Sinopsis: Se describe el primer rascacielos construido, en Australia, con estructura de hormigón ligero. El edificio tiene forma de torre, de 180 m de altura y 40 m de diámetro. Consta de 46 plantas y está situado en la Plaza Australia, de Sidney.

En el artículo se describen las principales características estructurales de este notable edificio y los detalles más importantes de su proceso constructivo.

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 12, núm. 6, junio 1968.

47. "Palacio de exposiciones en hormigón pretensado", anónimo.

Sinopsis: El Waikato Show Trust's ha inaugurado, en Claudelands (Hamilton), un nuevo palacio de exposiciones, que se construyó en once meses a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado.

La nota más destacada de la estructura de este edificio la constituyen las grandes vigas, de sección en Y, utilizadas en los forjados de piso y cubierta. Estas vigas tienen una longitud total de 37 m y pesan 36 t. Son los mayores elementos prefabricados de hormigón pretensado construidos y utilizados, hasta la fecha, en Nueva Zelanda.

En el artículo se describen las principales características y detalles constructivos de la estructura de este edificio.

48. "Depósitos de hormigón pretensado", por A. D. CHAMBERS.

Sinopsis: Recientemente se ha terminado de construir, en Australia, una interesante estructura cuyas características fundamentales son las siguientes: a) construcción de un depósito, de hormigón pretensado, que rodea y se incorpora a otro depósito circular, antiguo, de hormigón armado; b) ampliación de la cimentación, hacia el exterior, del antiguo depósito e incorporación al mismo de vigas circulares, pretensadas, de refuerzo; c) utilización de una lechada de cemento, en lugar del mortero normal seco, para el relleno de las juntas verticales entre los elementos prefabricados que constituyen la pared del nuevo depósito, y d) utilización de piezas prefabricadas y pretensadas, de sección en T, para la cubierta del depósito.

En el artículo se indican las principales características de esta original estructura.

49. "Estructura de hormigón pretensado para un aparcamiento subterráneo en espiral", anónimo.

Sinopsis: Este aparcamiento, el primero en su clase construido en Inglaterra, ha sido terminado recientemente y forma parte de la nueva sede de la Ipswich Corporation. Tiene 55 m de diámetro y 14 de profundidad. Está constituido por una rampa en espiral, de 17 metros de anchura, que se apoya en vigas radiales que parten de un núcleo central y descansan, por el otro extremo, en el muro perimetral sin ningún soporte intermedio. Las vigas, prefabricadas y pretensadas, son de sección en T invertida. La rampa en espiral completa, aproximadamente, tres vueltas y media, y la capacidad total del aparcamiento es de 330 coches.

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 12, núm. 7, julio 1968.

50. "Torre de hormigón ligero", anónimo.

Sinopsis: Se describe un edificio-torre, de 32 plantas, construido en Tulsa, Oklahoma. Su altura es de 100 m y en la base tiene una anchura de 46 m.

En este edificio se acomodarán una serie de apartamentos, comercios, garaje, etc.

Toda la estructura del edificio ha sido construida en hormigón ligero, con una resistencia de 350 kg/cm² a los veintiocho días y un peso específico máximo de 1.600 kg/m³.

Publicaciones enviadas por el "South African Prestressed Concrete Development Group", Africa del Sur.

Revista *Prestress*, vol. 17, marzo 1968.

51. "Influencia de la deformación lenta y la retracción en las estructuras circulares de hormigón pretensado", por S. ARTHANARI y C. W. YU.

Sinopsis: Se estudia la influencia de la deformación lenta y la retracción en las estructuras

circulares de hormigón. Se deducen unas expresiones para el cálculo de la variación de tensiones y deformaciones, con el tiempo, en vigas pretensadas sometidas a un gradiente de temperatura.

52. "Pista flotante en el aeropuerto de La Guardia, en Nueva York", anónimo.

Sinopsis: Recientemente, se ha terminado de construir una ampliación, sobre el agua, de una de las pistas del aeropuerto de La Guardia, en Nueva York. Se trata de una de las pistas más anchas del mundo y ha sido construida, en hormigón pretensado, utilizando el sistema BBRV. En el cálculo se han previsto las cargas originadas por los nuevos tipos de reactores.

Revista *Prestress*, vol. 17, junio 1968.

53. "Método para suprimir la adherencia de los cables de pretensado en determinadas secciones de las piezas", por B. J. BELL.

Sinopsis: La eliminación de la adherencia en algunas zonas de los cables de pretensado tiene por objeto conseguir que el esfuerzo originado por los mismos actúe, únicamente, en determinadas secciones de las piezas de hormigón.

En el presente artículo se exponen los métodos que pueden utilizarse para lograr esto y, al final, se incluye un ejemplo de aplicación al caso de una viga continua de dos tramos.

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

Revista *New release*, abril 1968.

54. "Primer puente británico en el que se han utilizado las resinas epoxi para las juntas", anónimo.

Sinopsis: Se describe el nuevo puente de Rawcliffe sobre el río Dutch, que es el primero que se construye en Inglaterra utilizando las resinas epoxi en la construcción de las juntas entre los elementos prefabricados que constituyen la estructura del puente. Se hace un informe de los ensayos previos realizados para comprobar el comportamiento de este tipo de juntas y se resumen las principales conclusiones obtenidas en los mismos, todas ellas favorables.

Revista *News release*, 6 de junio de 1968.

55. "Cubierta cónica, constituida por vigas pretensadas, para la nueva iglesia de la abadía de Worth", anónimo.

Sinopsis: Se describe la original estructura de la cubierta de la nueva iglesia construida en la abadía de Worth. Dicha cubierta está constituida por una viga inferior circular de hormigón pretensado construida *in situ*, de 1,50 m de canto y 1,20 de ancho, con una longitud total de 105 m; va pretensada, circunferencialmente, mediante cuatro cables de 12 alambres de 15 mm de diámetro. En la parte superior va situada otra viga circular y sobre ambos anillos se apoyan 100 vigas prefabricadas y pretensadas, de sección en T, que completan la estructura de la cubierta. Dichas vigas tienen 11,5 m de longitud.

Revista *News release*, 18 de junio de 1968.

56. "Forjado de hormigón pretensado para unos almacenes, en Portsmouth", anónimo.

Sinopsis: En Portsmouth, la White and Company Limited ha construido unos nuevos almacenes, cuyo forjado está constituido por una placa de hormigón, de 15 cm de espesor, pretensada en dos direcciones ortogonales. Dicho forjado se ha calculado para que sea capaz de soportar una carga de 4 t, en cualquier punto.

Las dimensiones totales del forjado, sin juntas, son de 73 m por 300 m.

Esta placa de forjado se ha calculado como si se tratase de un pavimento rígido, utilizando la fórmula de Westergaard.

Revista *Concrete*, vol. 2, núm. 2, febrero 1968.

57. "Algunas nuevas estructuras de hormigón para edificios", por A. E. J. MORRIS.

Sinopsis: Se describen algunas de las principales nuevas estructuras de hormigón para edificios construidas en diversos países y en las cuales se utilizó el hormigón pretensado.

Destacan por su importancia: el edificio-torre de la Plaza Australia, en Sidney; el edificio de la ópera de Sidney; el del Teatro Nacional del Japón; una central nuclear construida en Mihama, al oeste de Tokio; el nuevo Hotel Hilton, en Barbados, y el nuevo edificio para el banco London & South America, en Buenos Aires.

58. "Ultimos avances en cables de pretensado", por K. W. LONGBOTTOM.

Sinopsis: Se describe un nuevo tipo de cable de pretensado, especialmente compacto, que permite obtener mayores esfuerzos con una menor sección transversal. Este nuevo tipo de cables se designa con el nombre de "Dyform".

Revista *Concrete*, vol. 2, núm. 3, marzo 1968.

59. "Investigaciones realizadas en el Imperial College", por A. L. L. BAKER.

Sinopsis: Con este artículo se inicia la publicación de una serie de trabajos en los cuales se pasa revista a las investigaciones que actualmente se están realizando, en Inglaterra, en el campo de la tecnología del hormigón. Se exponen y discuten los resultados de los ensayos de mayor interés hasta ahora efectuados.

60. "Algunas nuevas estructuras de hormigón para edificios (II)", por A. E. J. MORRIS.

Sinopsis: Como continuación al artículo publicado, con este mismo título, en el número anterior de esta revista, se describen los edificios más notables, con estructura de hormigón, últimamente construidos en Canadá.

Entre ellos destacan, por su interés, el Hotel Champlain y el edificio de la IBM, en la plaza del Ayuntamiento, en Montreal.

Revista *Concrete*, vol. 2, núm. 4, abril 1968.

61. "Aplicación de los métodos de cálculo basados en los estados límite", por R. D. ANCHOR.

Sinopsis: Se discuten algunos de los problemas relativos a la filosofía del cálculo de acuerdo con los métodos de los estados límite, y se dan detalles sobre algunas de las más importantes prescripciones incluidas, sobre el particular, en las vigentes normas británicas para estructuras de hormigón.

Los estados límite considerados en dichas normas son: rotura, deformación y fisuración.

62. "Cálculo de grandes cubiertas parabólicas pretensadas", por G. D. NASSER.

Sinopsis: Se estudian los esfuerzos transversales originados en las cubiertas laminares pretensadas, de gran longitud, en las cuales las armaduras van situadas en el interior de la lámina. Se deducen las ecuaciones que permiten calcular los esfuerzos horizontales y cortantes en una cubierta parabólica. Se incluye un ejemplo de cálculo.

Revista *Concrete*, vol. 2, núm. 5, mayo 1968.

63. "Estudio sobre hormigones ligeros", anónimo.

Sinopsis: En este artículo se hace, primeramente, un estudio sobre la fabricación y el curado en autoclave de los hormigones aireados. En la segunda parte, se trata de los áridos ligeros

y, finalmente, se estudian algunas aplicaciones del hormigón ligero en la construcción de estructuras y se describen las principales características de las mismas.

64. "El cálculo racional de los hormigones de alta calidad", por B. P. HUGHES.

Sinopsis: Se estudia la influencia relativa de los principales factores que intervienen en la dosificación de las mezclas de hormigón, de acuerdo con los resultados obtenidos en las más recientes investigaciones.

Revista *Cement*, vol. 2, núm. 6, junio 1968.

65. "El puente de Rawcliffe, en West Riding", anónimo.

Sinopsis: Se describen las principales características de este puente constituido por vigas pretensadas de sección en U, sobre las cuales, una vez colocadas *in situ*, se hormigona un tablero de 25 cm de espesor.

Una de las principales características de esta estructura es que las juntas entre las distintas dovelas que forman las vigas han sido construidas con resina epoxi.

66. "Los hormigones ligeros: algunos datos prácticos", por J. D. LLEWELLIN.

Sinopsis: Se resumen los trabajos presentados al Congreso internacional sobre Hormigones Ligeros celebrado en Londres del 27 al 29 de mayo de 1968.

Con especial detenimiento se estudia la dosificación, transporte y colocación de los hormigones fabricados con áridos ligeros y se explican los puntos fundamentales que deben tenerse en cuenta cuando se desea obtener hormigones ligeros de buena calidad y a un precio razonable.

67. "Vigas prefabricadas, de sección en TT, de 36,50 m de longitud", anónimo.

Sinopsis: Se describen las vigas utilizadas en la construcción de la cubierta de la nueva fábrica de la firma Rembrandt Dresses Limited, en Stockton-on-Tees.

La superficie total cubierta es de 2.300 m². Se utilizaron 27 vigas de sección en TT, de 36,50 m de longitud, construidas en hormigón pretensado.

Revista: *Cement*, vol. 2, núm. 7, julio 1968.

68. "Pasarela en Southampton", anónimo.

Sinopsis: Se describe esta pasarela cuya estructura está constituida por un tablero, de sección en T, con una losa superior cuyo espesor varía entre los 9 y 12 cm.

Ha sido construida a base de piezas prefabricadas, postensadas mediante el sistema C.C.L.

69. "Armaduras para las estructuras de hormigón", J. L. BANNISTER.

Sinopsis: Se inicia, con este artículo, una serie de trabajos en los cuales se hará un detallado estudio de los diversos tipos de armaduras utilizados en las estructuras de hormigón. En ellos se pasará revista a las principales características de dichos materiales y a su comportamiento, de acuerdo con los resultados obtenidos en una serie de ensayos realizados a la temperatura ambiente y a elevadas temperaturas.

Revista *Concrete*, vol. 2, núm. 8, agosto 1968.

70. "Los simposios de Madrid sobre hormigón pretensado", anónimo.

Sinopsis: Se hace un amplio informe sobre los diversos temas tratados en los dos simposios que, organizados por la F.I.P., se celebraron en Madrid, en el Instituto Eduardo Torroja, en junio de 1968. Los títulos de dichos simposios han sido: "Elementos prefabricados de hormigón pretensado" y "Aceros para pretensado".

71. "Armaduras para las estructuras de hormigón (II)", por J. L. BANNISTER.

Sinopsis: En este artículo, continuación del publicado en el número anterior de la misma

revista, se estudian los cables utilizados como armaduras de las piezas de hormigón pretensado.

Revista *Concrete Quarterly*, núm. 76, enero-marzo 1968.

72. "Edificios en las Universidades de Oxford y Cambridge", anónimo.

Síntesis: Se describen los dos nuevos edificios siguientes: el edificio Wolfson, en el colegio Somerville, de la Universidad de Oxford y el Centro Universitario de la Universidad de Cambridge.

En ambos edificios las estructuras correspondientes han sido construidas utilizando la técnica del hormigón pretensado.

73. "El puente de Dyckerhoff", anónimo.

Síntesis: Se describen las principales características de este puente, que es el primero del mundo, construido en voladizo con estructura de hormigón ligero.

Está situado a la entrada del puerto de Wiesbaden Schierstein, en Alemania, y tiene 154 metros de longitud.

74. "Dos recientes edificios construidos en Italia", anónimo.

Síntesis: Se describe un edificio para vivienda construido en San Martino di Castrozza y un garaje edificado en Bolonia. En la cubierta de este garaje se han utilizado vigas de sección en Y, pretensadas utilizando el sistema BBRV, y de 10 m de anchura. La cubierta está constituida por cinco de estas vigas, de 59,6 m de luz, sin apoyos intermedios.

75. "El viaducto de Polcevera", anónimo.

Síntesis: Se describe esta nueva obra, del ingeniero Morandi, construida en Génova.

El puente consta de 10 tramos, de los cuales los tres primeros son rectos y de gran longitud (200, 210 y 140 m) y los siguientes son tramos curvos. El puente ha sido construido en hormigón pretensado y las pilas son en forma de V.

Se dan detalles sobre las características generales de la obra y el método de construcción utilizado.

Revista *Concrete Quarterly*, núm. 77, abril-junio 1968.

76. "Cubierta construida a base de vigas de sección en V para una piscina", anónimo.

Síntesis: Se describen las principales características de esta original cubierta, construida para una piscina que tiene, en planta, forma de L. La cubierta está constituida por vigas de sección en V, de 37 m de longitud, apoyadas, únicamente en sus extremos, en esbeltos soportes de hormigón.

Publicaciones enviadas por el "Grupo Portugués de Preeforçado", Portugal.

Revista *Boletim GPPE*, núm. 1, mayo 1968.

77. "Informe del Comité Mixto F.I.P.-C.E.B. sobre las recomendaciones prácticas para el proyecto y construcción de estructuras de hormigón pretensado", por el Comité Mixto F.I.P.-C.E.B.

Síntesis: Se resumen los trabajos del Comité Mixto F.I.P.-C.E.B. desde el verano de 1962 hasta la reciente publicación de sus "Recomendaciones provisionales", que pueden considerarse como una ampliación de las ya publicadas por el C.E.B. para el hormigón armado. En dichas recomendaciones se adoptan los mismos principios, es decir, que los cálculos se basen en el método de los llamados "estados límites" que definen las condiciones críticas en las cuales debe considerarse una estructura fuera de servicio. Se admiten también los criterios semiprobabilísticos para la determinación de la seguridad. En el presente artículo se discuten todos estos conceptos y se indica cómo deben ser aplicados en el campo del hormigón pretensado.

78. "Puente de Tomar", anónimo.

Sinopsis: Se describe este puente construido en hormigón pretensado en la ciudad de Tomar, sobre el río Nabao.

El puente está constituido por seis vigas continuas de tres tramos, con una luz máxima de 47,5 m en el vano central. Para el pretensado se ha utilizado el sistema BBRV.

Publicaciones enviadas por el "Grupo Argentino del Pretensado", Argentina.

Revista *Cemento Portland*, núm. 64, marzo 1968.

79. "Puentes y viaductos carretero-ferroviarios para la vinculación con la Mesopotamia", anónimo.

Sinopsis: Se comenta en este artículo el proyecto presentado por la firma Italconsult, con el asesoramiento del profesor Ricardo Morandi, al concurso convocado por la Dirección Nacional de Vialidad de la República Argentina para resolver el problema de los enlaces, por ferrocarril y carretera, entre la Mesopotamia y el resto del país. Dentro de este proyecto se incluyen dos importantes puentes sobre el río Paraná: el de Las Palmas y el de Guazú. Cada uno de estos puentes consta de tres tramos de 117,5-340-117,5 m con voladizos extremos de 15 m que permiten una luz libre central, para la navegación, de 300 m. La estructura consiste en una sección compuesta de vigas de hormigón y acero para permitir en su interior el paso de la vía férrea. Esta estructura va coronada superiormente con una losa de hormigón armado de 16 cm de espesor que constituye la calzada de la carretera. El conjunto tendrá una altura constante de 8,40 m.

80. "Cubierta de la central termoeléctrica Alto Valle, en la provincia de Neuquen", anónimo.

Sinopsis: La utilización combinada de la prefabricación y el hormigón pretensado, ha permitido una interesante solución al problema planteado en la construcción de la cubierta de la central termoeléctrica del Alto Valle.

Las vigas prefabricadas que forman la estructura de dicha cubierta tienen 28 m de luz y son de sección en I, de altura variable entre 1,90 m en el centro y 0,80 m sobre los apoyos, con un espesor de alma de 16 cm y un peso total de 32 t. La armadura está constituida por 165 cables compuestos de tres alambres de 2,4 mm de diámetro.

En el artículo se indican los principales detalles constructivos de esta cubierta.

Publicaciones enviadas por la "Associazione Nazionale Italiana del Cemento Armato Precompresso", de Italia.

Revista *Bollettino di Informazioni*, núm. 4, mayo 1968.

81. "Las Jornadas del Pretensado 1967 en Santa Margherita Ligure", anónimo.

Sinopsis: Se hace un informe sobre las Jornadas del Pretensado celebradas por la A.N.I.C.A.P., en 1967. Se resumen los diversos temas tratados en las diferentes sesiones de trabajo y se incluye una breve descripción de las distintas obras visitadas con motivo de dichas jornadas.

Publicaciones enviadas por el "Polish Member Group", Polonia.

Comunicación: "Los postes de hormigón pretensado en Polonia", por W. GRZEGORZEWSKI.

82. Sinopsis: Se reproduce el texto de la comunicación presentada por el Grupo Polaco a la sesión dedicada al estudio del tema "Postes de hormigón pretensado", en el curso del Simposio Técnico Internacional de la F.I.P. sobre: "Elementos prefabricados de hormigón pre-

tensado”, celebrado en Madrid, en junio de 1968. Se indica que existen en Polonia tres fábricas de postes pretensados para líneas eléctricas. En dos de ellas se fabrican con armaduras pretesas y en la otra con armaduras postesas. En el informe se dan detalles técnicos sobre los distintos tipos de postes fabricados en dichas tres industrias.

Comunicación: “Influencia de la tensión en la corrosión de los alambres. Capacidad de protección de la capa de mortero de cemento”, por S. KAJFASZ.

83. Sinopsis: Se reproduce el texto de la comunicación presentada por el Grupo Polaco a la sesión dedicada al estudio del tema “Corrosión de las armaduras de pretensado”, en el curso del Simposio Técnico Internacional de la F.I.P. sobre: “Aceros para pretensado”, celebrado en Madrid en junio de 1968. En dicho informe se resumen los resultados obtenidos en una serie de ensayos realizados con el fin de obtener datos sobre el comportamiento, en ambiente corrosivo, de los cables de pretensado colocados en el interior de vainas con inyección de mortero.

Comunicación: “Corrosión de los alambres de pretensado. Resultados de las observaciones realizadas sobre estructuras industriales en condiciones de servicio”, por Z. HAN y R. KOWALCZYK.

84. Sinopsis: Se reproduce el texto de la comunicación presentada por el Grupo Polaco a la sesión dedicada al estudio del tema “Roturas”, en el curso del Simposio Técnico Internacional de la F.I.P. sobre: “Aceros para pretensado”, celebrado en Madrid en junio de 1968. En dicho informe se resumen las observaciones y conclusiones obtenidas del examen y estudio de diversas estructuras industriales polacas, en las cuales se han podido detectar algunos pequeños defectos de construcción.

Comunicación: “Defectos de los alambres utilizados en el hormigón pretensado”, por Z. STEININGER.

85. Sinopsis: Se reproduce el texto de la comunicación presentada por el Grupo Polaco a la sesión dedicada al estudio del tema “Roturas”, en el curso del Simposio Técnico Internacional de la F.I.P. sobre: “Aceros para pretensado”, celebrado en Madrid, en junio de 1968. En dicho informe se indican los principales factores que influyen en la calidad de los aceros de pretensado y los defectos que, con más frecuencia, suelen presentar los mismos.

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.
NEUE 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 23 de octubre del presente año, se trató sobre los deseos de estrechar los lazos de unión con el I.E.T.c.c., expresados por el Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Buenos Aires.

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).
El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires.

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

INDICE DE LOS ULTIMOS NUMEROS DE:

Informes de la Construcción. Núm. 204.

Asilo de ancianos en Eichhof (Suiza); por E. Bürgi, Dipl. arquitecto BSA-SIA.
 Grandes almacenes en Ginebra (Suiza); por P. Braillard, arquitecto SIA-AGA.
 Nueva escuela en Weggis (Suiza); por Dr. J. Dahinden, Dipl. arquitecto SIA.
 Iglesia de San Esteban en Arlen (Alemania); por Dr. J. Dahinden, Dipl. arquitecto SIA.
 Edificio de apartamentos en Münster (Alemania); por H. Deilmann, arquitecto, Prof., Dipl. ingeniero.
 La nueva prefectura de Bamberg (Alemania); por Friedrich F. Haindl, arquitecto.
 Hotel en Wiesbaden (Alemania); por Rambald v. Steinbüchel-Rheinwall y A. Giefer, arquitectos.
 Edificio deportivo en Ludwigshafen (Alemania); por R. Rainer, Prof. arquitecto.
 Puente de hormigón pretensado sobre el río Ter; por Arturo Rebollo, ingeniero de Caminos.
 Construcción de un pavimento rígido de autopistas (la variante de Torrejón de Ardoz); por Alvaro García Meseguer y Rafael Fernández Sánchez, Dres. ingenieros de Caminos.

Informes de la Construcción. Núm. 205.

XIX Olimpiada (Méjico).
 Acueductos de Mérida (España); por C. Fernández Casado, Dr. ingeniero de Caminos.
 Pista de pruebas para automóviles de la Opel (Alemania); por H. Stark, Dipl. ingeniero.

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)	
	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)
	Pesetas	\$
Suscriptor	500	10.00
Número suelto	60	1.80
Número extraordinario	75	2.25
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.