SOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO



ormigón y acero

imas noticias de hormigón pretensado

93

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

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:

BELTHER. — Apartado 34. Benicarló (Castellón).

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.

NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A. — P.º de Pereda, 32. Santander.

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

PREFABRICACION PESADA Y PRETENSADOS. — Comandante Zorita, 2. Madrid-20.

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

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL. — General Perón, 20. Madrid-20.

S. A. ECHEVARRIA. — Apartado 46. Bilbao-8.

S.A.E. BBR. — Rosellón, 229. Barcelona-8.

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

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

La Pontificia Universidad Católica de Chile.

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

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

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.

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

La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).

El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires.

La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia.

La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco, México.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y acero

últimas noticias de hormigón pretensado

n. 93

4.º trimestre 1969

i.e.t.c.c.

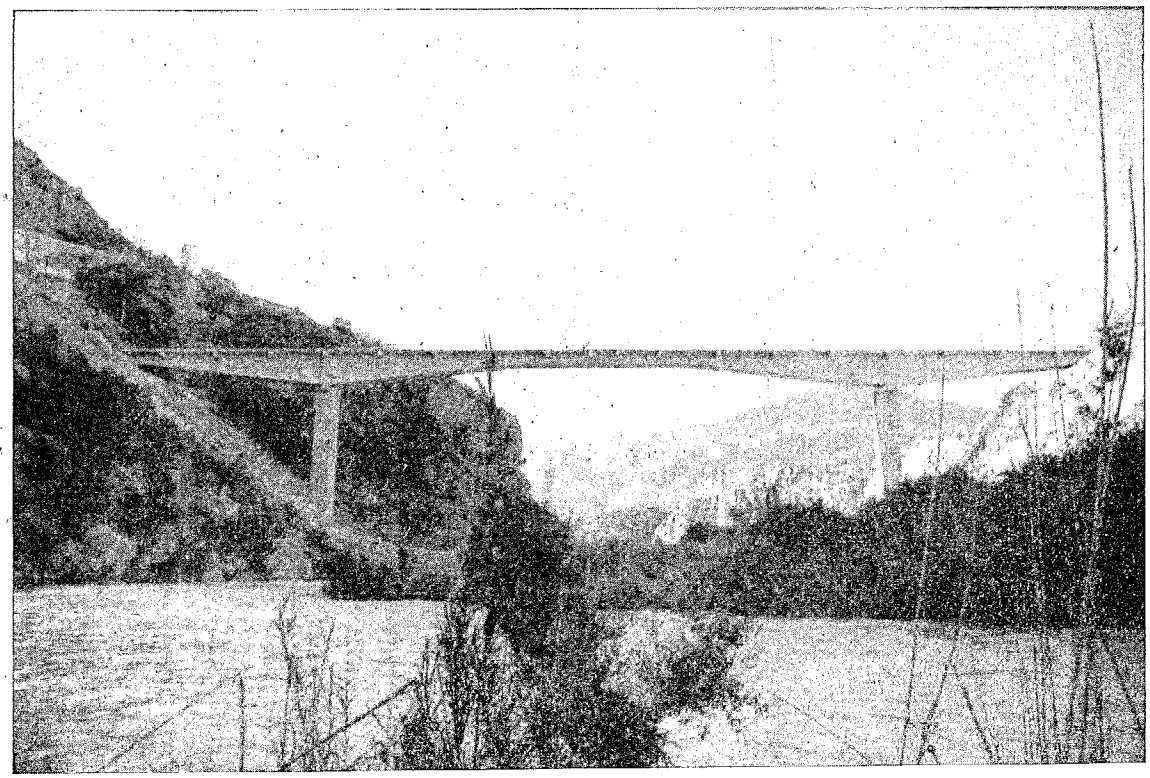
de la construcción y del cemento

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

postesado sistema Barredo



Acueducto de Loriguilla (Valencia)
Tramo central de 100 m.

Constructor: CONINSA **Postesado: BARREDO**

Gatos y bombas automáticos

SISTEMA BARREDO

Unidades de tensión 3ϕ de tracción equilibrada

SISTEMA MULTI-B

Unidades de tensión 12ϕ5, 12ϕ6, 12ϕ7, 12ϕ8, 9ϕ0'5", 9ϕ0'6", 12ϕ0'5", 12ϕ0'6", etc., con posibilidad bajo pedido de equilibrio de tensiones

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

asociación española del hormigón pretensado

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,—

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.

hormigón y acero n. 93

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

Páginas

457 - 9 - 17 ***Comisión de durabilidad de la F.I.P.*** — Resúmenes de trabajo núms 1 a 4 1

Commision de durabilité de la F.I.P. — Résumés de travail nos 1 à 4

F.I.P. Commission on Durability. — Summaries of work nos 1 to 4.

591 - 0 - 14 ***El edificio Philips, en Viena*** 13

L'édifice Philips à Vienne.

The Philips building in Viena

K. Schwanzer.

591 - 2 - 36 ***Adecuado empleo del hormigón ligero en la construcción de un viaducto excepcional.*** 29

L'emploi adéquat du béton léger dans la construction d'un viaduc exceptionnel.

Correct use of lightweight concrete in the construction of an exceptional viaduct.

A. J. Chr. Dekkes.

628 - 0 - 25 ***Estudios y ensayos relativos a la fatiga, a la relajación y a la adherencia de armaduras para hormigón armado y hormigón pretensado***. 41

Etudes et essais portant sur la fatigue, la relaxation et l'adhérence des armatures pour le béton armé et le béton précontraint.

Studies and tests on fatigue, relaxation and bond of reinforced an prestressed concrete reinforcements.

R. Baus.

628 - 0 - 26 ***La corrosión de las armaduras en los hormigones*** 77

La corrosion des armatures dans les bétons.

Concrete reinforcement corrosion.

J. Calleja.

Notas de la F.I.P. correspondientes a los meses de julio o diciembre de 1969 107

Nota de la A.E.H.P. Intercambio de publicaciones. 140

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

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.
BAGANT. — Castellón.
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.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
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 Y CONTRATAS, 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

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

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

FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.

FERROLAND, S. A. — Valencia.

FORJADOS "DOL". — Esquivias (Toledo).

FORMO, S. A. — Barcelona.

GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. — 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.

LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — 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.

OTAISA. — Sevilla.

OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.

V. PEIRO, S. A. — Valencia.

PIEZAS MOLDEADAS, S. A. — PIMOSA. — Barcelona.

PREFABRICACION DE ELEMENTOS PARA LA CONSTRUCCION. — PRELCONSA. — San Claudio (Oviedo).

PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA. — Vitoria (Alava).

PREFABRICADOS DE CEMENTOS, S. A. — PRECESA. — León.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada (Pamplona).
PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpétua de Moguda. — Barcelona.
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.
RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
S. A. E. M. — Valencia.
SAINCE. — Madrid.
SECOTEC. — Madrid.
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
SISTEMAS TAU, S. A. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.
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. — OBRASCON. — Córdoba.
TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
TENSACERO MADRILEÑA, S. A. — Madrid.
TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S. L. — Segovia.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Santa María de Barbará (Barcelona).
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. — TYPSA. — Madrid.
UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.
VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
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

COMISION MIXTA ARGENTINO-BOLIVIANA. — Buenos Aires (República Argentina).
EMPRESA DE CONSTRUÇOES CIVIS E INDUSTRIAIS, LDA. — Lourenço Marques (Mozambique).
ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Universidad Católica de Valparaíso. Valparaíso (Chile).
FACULTAD DE INGENIERIA (BIBLIOTECA). — Buenos Aires (Rep. Argentina).
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).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

comisión de durabilidad de la F.I.P.

resúmenes de trabajo nros. 1 a 4

Después de detenidos estudios por los miembros de la Comisión de Durabilidad y del propio Comité Ejecutivo de la F.I.P., se ha decidido sustituir las anteriores "Recomendaciones" de la citada Comisión por los presentes "Resúmenes de trabajo", sometidos actualmente a la aprobación de los diferentes Grupos Nacionales y presentados también al C.E.B. para su inclusión, previas las modificaciones que se estimen pertinentes, en las "Recomendaciones Prácticas" que el Comité Mixto F.I.P.-C.E.B. está preparando.

LA DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS CON ARMADURAS PRE O POSTESAS: SIGNIFICADO

Al redactar los presentes "RESUMENES", fruto de los trabajos desarrollados por su Comisión de Durabilidad, la F.I.P. ha procurado no imponer vetos ni prohibiciones absolutas a la utilización de materiales específicos o procedimientos, que podrían suponer una limitación a su desarrollo. Como excepción, ha prescindido de este criterio en el caso de determinados productos (tales como el cloro, azufre o cloruros), cuya acción perjudicial está unánimemente reconocida o de algunos efectos (como los electroquímicos y el efecto pila), capaces de originar la destrucción o rotura de ciertos componentes del hormigón pretensado. Su única intención consiste en publicar una serie de advertencias, especialmente útiles para los casos de proyectos normales, en los cuales el desconocimiento de determinados riesgos o la no adopción de ciertas precauciones podrían, con los materiales que ahora existen en el mercado y dentro de los límites de los conocimientos actuales, perjudicar a la durabilidad de las estructuras e, incluso en algunos casos, poner en peligro dicha durabilidad.

Por consiguiente, estos "RESUMENES" deben interpretarse siempre desde este punto de vista y únicamente al Proyectista es al que corresponde decidir qué es lo que debe o no debe hacerse. El será también el responsable de lo que les pueda ocurrir a las estructuras construidas de acuerdo con sus instrucciones y proyectos y el que debe indicar las Normas a que ha de ajustarse el Contratista para la ejecución de la obra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

resumen n.º 1

La Comisión de la F.I.P. sobre "Durabilidad de las estructuras de hormigón pretensado" considera que es de fundamental importancia:

1. Prohibir la adición de cloruros de cualquier tipo a los morteros de inyección o al hormigón.
2. Limitar rígidamente las cantidades de cloruros, sulfuros y sulfitos en los componentes del hormigón (cemento, agua de amasado, áridos, adiciones) y en el agua de curado.

resumen n.º 2

PREAMBULO

Este "Resumen número 2", relativo a los cementos aluminosos, ha sido redactado a la vista de los productos actualmente existentes en el mercado y teniendo en cuenta las investigaciones realizadas en los países que a continuación se indican:

— En Inglaterra, por la Institution of Structural Engineers, cuyas conclusiones han sido incluidas en un Informe del Comité para el empleo del cemento aluminoso en las estructuras (agosto 1964).

— En Alemania, por el Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule Munchen (Laboratorio de Munich).

— En Francia, bajo la dirección de la Commission permanente des liants hydrauliques et des adjuvants du béton (Comisión permanente sobre conglomerantes hidráulicos y aditivos para el hormigón), del Ministerio de la Construcción.

Debe señalarse que la designación de "cementos aluminosos" abarca productos muy diferentes, tanto por su naturaleza como por su fabricación.

Es preciso distinguir entre:

— los cementos aluminosos obtenidos a partir de escorias de horno alto, que contienen sulfuros corrosivos para el acero, y que deben ser proscritos, y

— los cementos aluminosos normales obtenidos a partir de caliza y bauxita.

En la fabricación de los cementos aluminosos se utilizan los tres procedimientos siguientes:

— mediante horno de reverbero,

— inmersión en agua,

— fundición en horno eléctrico.

El único tipo de cemento aluminoso considerado en este resumen es el *cemento fundido,* obtenido a partir de caliza y bauxita, trituradas, mezcladas y fundidas a tempera-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

tura muy elevada con el fin de obtener aluminatos cálcicos que no desprendan absolutamente nada de cal al fraguar y endurecer.

El empleo de estos cementos, si se realiza de forma inadecuada o sin adoptar las precauciones precisas, puede tener graves consecuencias. Por ello, la F.I.P. estima necesario:

1. Llamar la atención sobre este tema.
2. Especificar, con respecto a los productos existentes en el mercado y a la luz de los actuales conocimientos, las precauciones que no deben olvidarse cuando se utilizan estos cementos.

Pero no prohibe de un modo absoluto su utilización en las estructuras con armaduras pre o postesas.

Probablemente en fecha próxima aparecerán en el mercado otros productos que, por su naturaleza y condiciones de fraguado, no posean los inconvenientes que en épocas anteriores presentaba el empleo de algunos cementos aluminosos que originaban la descomposición del hormigón con ellos fabricado o una notable reducción de su resistencia, efectos ambos incompatibles con la durabilidad de las estructuras.

En estas circunstancias, y a la vista del probable desarrollo futuro, la F.I.P. formula el siguiente resumen de su trabajo:

resumen n.º 2

La Comisión de la F.I.P. sobre "Durabilidad de las estructuras de hormigón pretensado" llama la atención sobre los peligros que puede ocasionar el empleo de los cementos aluminosos si no se adoptan determinadas precauciones en relación con su fabricación, aplicación y condiciones ambientales. Se exige especialmente:

— Ausencia de azufre en estos cementos.

— Prohibir totalmente utilizar áridos que contengan álcalis libres.

— Utilizar arenas en las cuales la proporción de finos de menos de 0,5 mm sea mínima y en las que estos finos no se sustituyan por áridos de escorias, ya que el fraguado y endurecimiento pueden ser retardados en una magnitud que aumenta con la finura.

— Dosificar los morteros y hormigones con un mínimo de agua, de tal forma que la relación agua-cemento no exceda de 0,4.

— Que el contenido mínimo de cemento sea de 400 kg/m^3 para asegurar la adecuada consistencia y compacidad en ausencia de finos en la arena.

— Asegurar un mayor recubrimiento de las armaduras que el exigido con hormigones fabricados con cemento normal, ya que los hormigones de cemento aluminoso son menos básicos que los de cemento portland y porque la baja relación agua-cemento hace a los hormigones de cemento aluminoso más porosos y propensos a la carbonatación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

— Adoptar las medidas necesarias (especialmente mediante el riego) para evitar el sobrecalentamiento y la desecación superficial prematura al retirar el molde o encofrado durante cuarenta y ocho horas por lo menos, sobre todo en estructuras que contengan grandes masas de hormigón.

— Vigilar escrupulosamente el cumplimiento de todos los requisitos que quedan reseñados, tanto respecto a los materiales como a su utilización.

resumen n.º 3

PREAMBULO

Teniendo en cuenta que el fenómeno que mayores probabilidades presenta de afectar a la naturaleza de los aceros utilizados en las estructuras con armaduras pre o postesas es la corrosión bajo tensión, la cual se produce por efectos electroquímicos capaces de originar la rotura brusca del acero, con oxidación simultánea del metal (fisuración por corrosión bajo tensión) o sin oxidación del metal (fragilización por hidrógeno naciente), la F.I.P. estima necesario llamar la atención de los fabricantes y de los usuarios sobre ciertos métodos, prohibidos ya en las Instrucciones de algunos países, que pueden ser causa de que se produzca tal fenómeno mediante reacciones anódicas o catódicas. En consecuencia ha resuelto publicar el siguiente resumen de su trabajo.

resumen n.º 3

La Comisión de la F.I.P sobre "Durabilidad de las estructuras de hormigón pretensado", de conformidad con la opinión expresada por la IV Comisión Mixta F.I.P.-C.E.B. sobre "Aceros para pretensado", llama la atención sobre los peligros que puede originar la utilización de aceros recubiertos con, o en contacto electrolítico con otros metales, como consecuencia de:

— Los efectos pila capaces de producir corrosión y roturas bruscas y frágiles.

— La fragilización del acero que pueden originar determinados procesos galvánicos o la aplicación de otros metales.

— Los riesgos de fatiga en atmósferas corrosivas que aumentan notablemente con tales aplicaciones.

— La producción de hidrógeno naciente que produce, tanto la corrosión de los aceros como la formación de burbujas en la masa del hormigón con la consiguiente pérdida de adherencia, con todos sus inconvenientes (peligro de fisuración del hormigón y, sobre todo, de fatiga).

Todos estos son inconvenientes que, en el estado actual de nuestros conocimientos, no es posible eliminar totalmente.

Esta llamada de atención debe hacerse extensiva a las vainas y otros accesorios metálicos que si se fabrican con materiales inadecuados pueden producir efectos pila o dar

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

lugar a la formación de hidrógeno naciente y ocasionar la rotura, por corrosión bajo tensión, de las armaduras tesas. La elección de los materiales adecuados debe basarse en la experimentación.

resumen n.º 4

PREAMBULO: CABLES EXTERIORES

Al formular esta recomendación, la F.I.P. no se propone prohibir totalmente el empleo de cables exteriores. Los usuarios que lo deseen, y por razones especiales (retesado, sustitución de cables, etc.), podrán utilizarlos en determinadas condiciones, bajo una estrecha vigilancia y siempre que adopten las oportunas precauciones para evitar la corrosión del acero y garantizar la durabilidad de los anclajes y de las estructuras.

El propósito fundamental de la F.I.P., al publicar el presente resumen, es llamar la atención sobre los perjuicios y riesgos que entraña el empleo de cables exteriores en las estructuras corrientes cuando no se ejerce dicha vigilancia y no se garantiza el cumplimiento de las necesarias condiciones de seguridad y durabilidad.

resumen n.º 4

La F.I.P. desea llamar la atención sobre la necesidad de adoptar, en el caso de que se utilicen armaduras no adherentes o sin inyección, precauciones especiales para evitar el riesgo de corrosión de tales armaduras y sus anclajes. Asimismo desea señalar también que, en este caso, se reduce la resistencia a rotura por flexión, la resistencia de las piezas y de la armadura, como consecuencia del rozamiento y las tensiones transversales en los alambres, y aumentan las dimensiones de las fisuras.

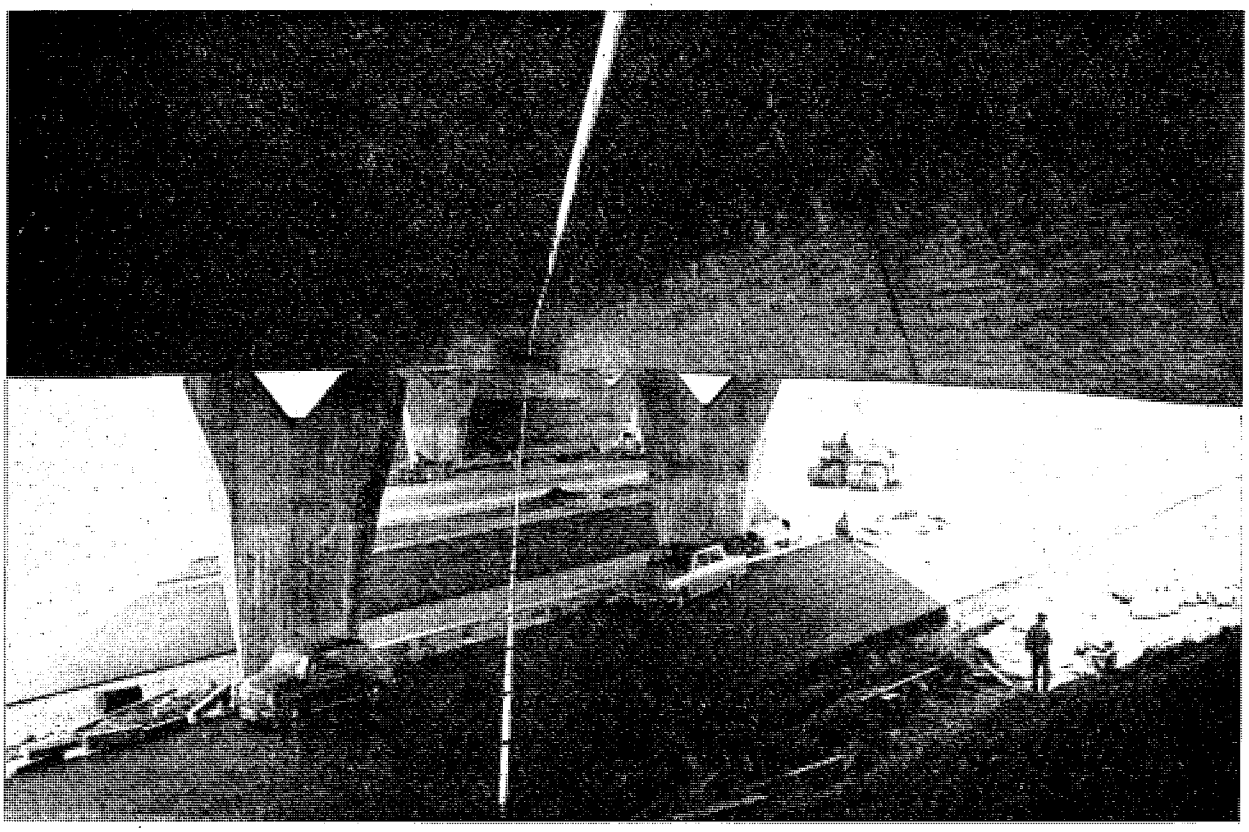
Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

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



PASO SUPERIOR EN AUTOPISTA DE MOLINS DEL REY - BARCELONA

STUP

SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAINTE. - 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

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

el edificio Philips, en Viena (*)

Prof. Arq. KARL SCHWANZER

El nuevo edificio para alojamiento de las oficinas de la casa Philips, en Viena, se compone de dos cuerpos de edificación desarrollados uno en altura y otro en longitud. El más interesante, tanto desde el punto de vista arquitectónico como desde el constructivo, es el primero de ellos, cuya imponente fachada, caracterizada por su estructura vista de hormigón armado, se proyecta sobre el panorama de las colinas vienesas, constituyendo, sin duda, el punto más sobresaliente del paisaje de la ciudad cuando se accede a ella por su entrada meridional.

El segundo edificio, más bajo y con el lado de mayores dimensiones colocado perpendicularmente a la fachada del primero, contribuye, pegándose al terreno, a resaltar armónicamente la mayor mole del edificio alto.

En correspondencia con el frente meridional del edificio alto y parcialmente a lo largo de la fachada lateral del edificio bajo se han dispuesto los aparcamientos necesarios.

El número de plantas por encima del terreno es de diez, a las que debe añadirse además una planta baja y dos plantas enterradas que se utilizan para todos los servicios comunes.

En la planta baja se han dispuesto, entre otros, locales abiertos al público para la exposición de varios productos, el centro contable y una sala de conferencias.

Las oficinas ocupan las plantas superiores, de la primera a la novena, mientras que las dos últimas plantas albergan la dirección con los servicios anejos.

La comunicación vertical entre las diferentes plantas está asegurada por dos bloques, cada uno de los cuales comprende una escalera y dos ascensores; por otra parte, entre las diversas instalaciones de servicio se han preparado las correspondientes comunicaciones.

Las dimensiones principales del edificio alto son 71×14 m, con una altura sobre el terreno de 50 m; las del edificio bajo son de 77×36 m, con una altura de 13 m.

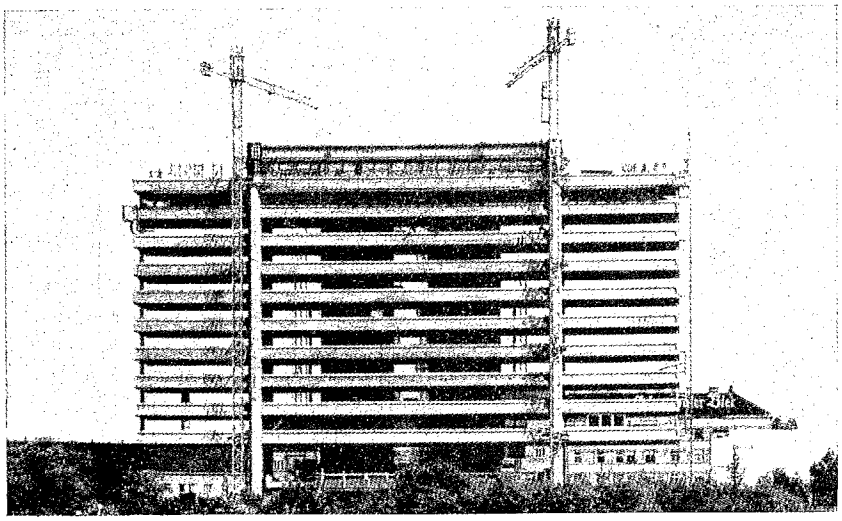
El volumen total del complejo es de cerca de 79.000 m^3.

El esquema adoptado para realizar la estructura resistente del edificio más alto difiere de los normalmente empleados en este tipo de construcciones, por cuanto todos los esfuerzos verticales se transfieren al terreno a través de cuatro únicos pilares, mediante las vigas de borde parcialmente voladas que corren a lo largo de las fachadas Norte y Sur. Estas vigas de borde, que se han dejado vistas a lo largo de la fachada, presentan una

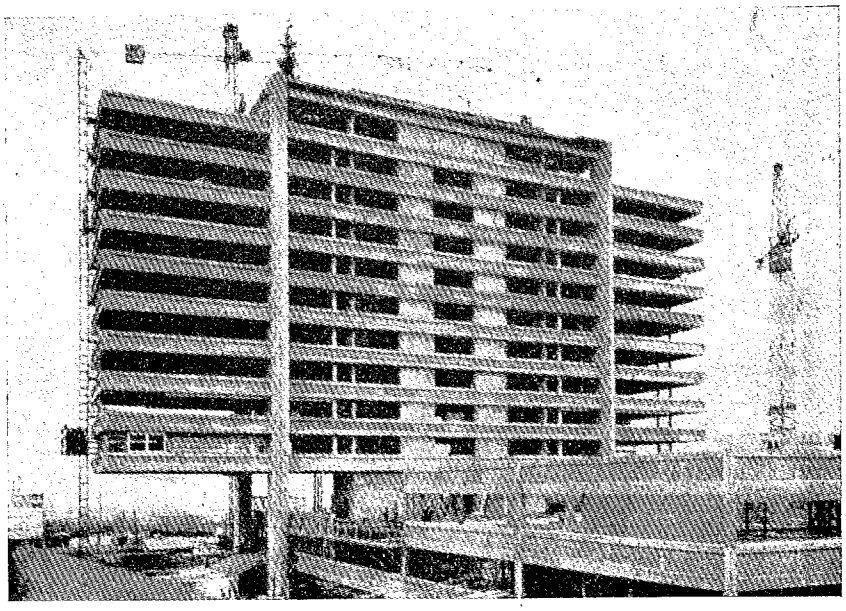
(*) Tomado de un artículo publicado en: *"L'Industria Italiana del Cemento"*, año XXXVIII, junio 1968.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

La estructura así constituida se rigidiza mediante los dos bloques de hormigón armado del grupo escalera-ascensores, situados en la fachada Norte; estos bloques suavizan el régimen estático de la viga de borde de la fachada Norte (que, por tanto, va menos armada que la Sur), pero sobre todo sirven para transmitir al terreno los esfuerzos horizontales debidos al viento o a eventuales movimientos sísmicos.



Figs. 11 y 12. — Dos aspectos de la estructura del cuerpo alto del edificio, en fase de realización avanzada. Cada viga de borde, de hormigón pretensado, tiene una luz central de 39 metros y dos voladizos laterales de 16 metros cada uno.



Para dar una idea del orden de magnitud de los esfuerzos soportados por la viga de borde se puede decir, a título de ejemplo, que a lo largo de la fachada Sur, el momento máximo en el empotramiento del voladizo sobre el pilar es de 1.050 m Mp, y el esfuerzo cortante es de 130 Mp.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

el edificio Philips, en Viena (*)

Prof. Arq. KARL SCHWANZER

El nuevo edificio para alojamiento de las oficinas de la casa Philips, en Viena, se compone de dos cuerpos de edificación desarrollados uno en altura y otro en longitud. El más interesante, tanto desde el punto de vista arquitectónico como desde el constructivo, es el primero de ellos, cuya imponente fachada, caracterizada por su estructura vista de hormigón armado, se proyecta sobre el panorama de las colinas vienesas, constituyendo, sin duda, el punto más sobresaliente del paisaje de la ciudad cuando se accede a ella por su entrada meridional.

El segundo edificio, más bajo y con el lado de mayores dimensiones colocado perpendicularmente a la fachada del primero, contribuye, pegándose al terreno, a resaltar armónicamente la mayor mole del edificio alto.

En correspondencia con el frente meridional del edificio alto y parcialmente a lo largo de la fachada lateral del edificio bajo se han dispuesto los aparcamientos necesarios.

El número de plantas por encima del terreno es de diez, a las que debe añadirse además una planta baja y dos plantas enterradas que se utilizan para todos los servicios comunes.

En la planta baja se han dispuesto, entre otros, locales abiertos al público para la exposición de varios productos, el centro contable y una sala de conferencias.

Las oficinas ocupan las plantas superiores, de la primera a la novena, mientras que las dos últimas plantas albergan la dirección con los servicios anejos.

La comunicación vertical entre las diferentes plantas está asegurada por dos bloques, cada uno de los cuales comprende una escalera y dos ascensores; por otra parte, entre las diversas instalaciones de servicio se han preparado las correspondientes comunicaciones.

Las dimensiones principales del edificio alto son 71×14 m, con una altura sobre el terreno de 50 m; las del edificio bajo son de 77×36 m, con una altura de 13 m.

El volumen total del complejo es de cerca de 79.000 m^3.

El esquema adoptado para realizar la estructura resistente del edificio más alto difiere de los normalmente empleados en este tipo de construcciones, por cuanto todos los esfuerzos verticales se transfieren al terreno a través de cuatro únicos pilares, mediante las vigas de borde parcialmente voladas que corren a lo largo de las fachadas Norte y Sur. Estas vigas de borde, que se han dejado vistas a lo largo de la fachada, presentan una

(*) Tomado de un artículo publicado en: *"L'Industria Italiana del Cemento"*, año XXXVIII, junio 1968.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

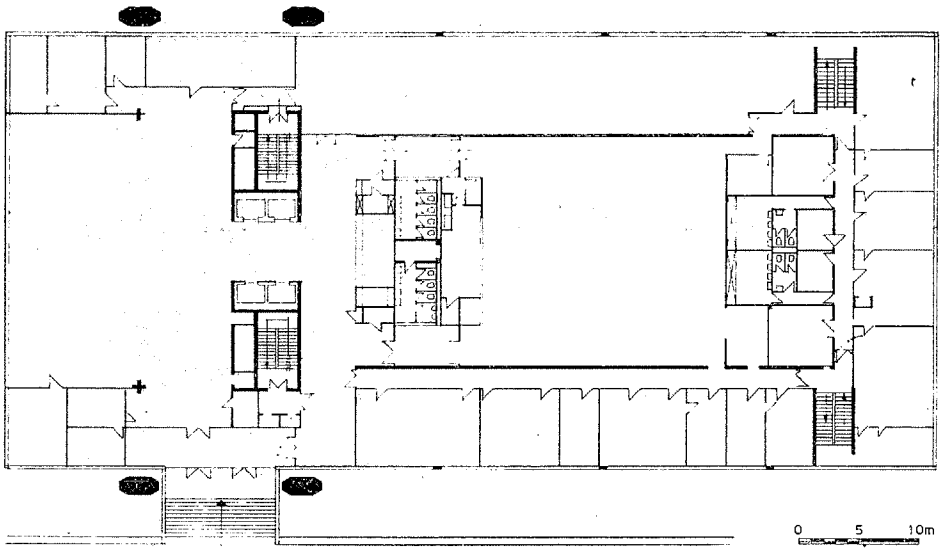


Fig. 1. — Planta tipo del cuerpo bajo del edificio del complejo Philips, en Viena. Sus dimensiones exteriores son de 77 × 36 metros, con una altura sobre el suelo de 13 metros.

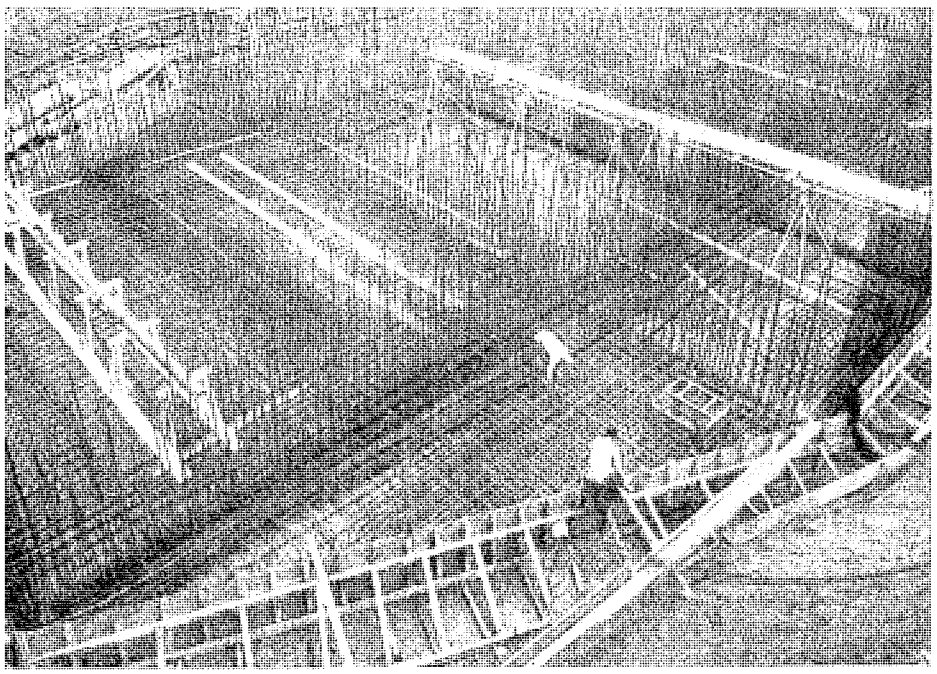


Fig. 2. — Ferralla de la cimentación del cuerpo bajo del edificio.

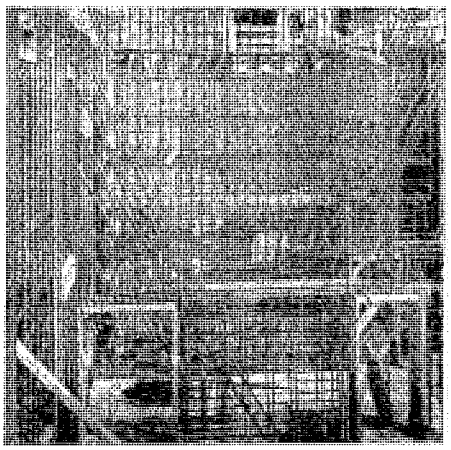


Fig. 3. — Detalle de la armadura colocada en los muros del núcleo escalera-ascensor del cuerpo alto del edificio.

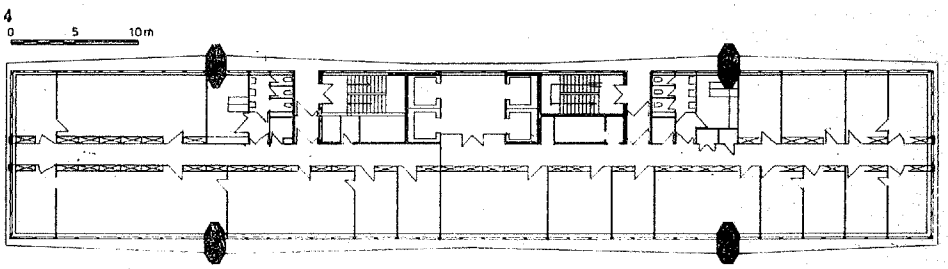


Fig. 4. — Planta tipo del cuerpo alto del edificio. Sus dimensiones exteriores son de 71 × 14 metros, con una altura sobre el suelo de 50 metros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

sección en doble T con altura constante de 1,70 m y con anchura que va aumentando desde el exterior del voladizo hasta el punto de apoyo en el pilar, volviendo a disminuir hasta el punto medio de la luz central.

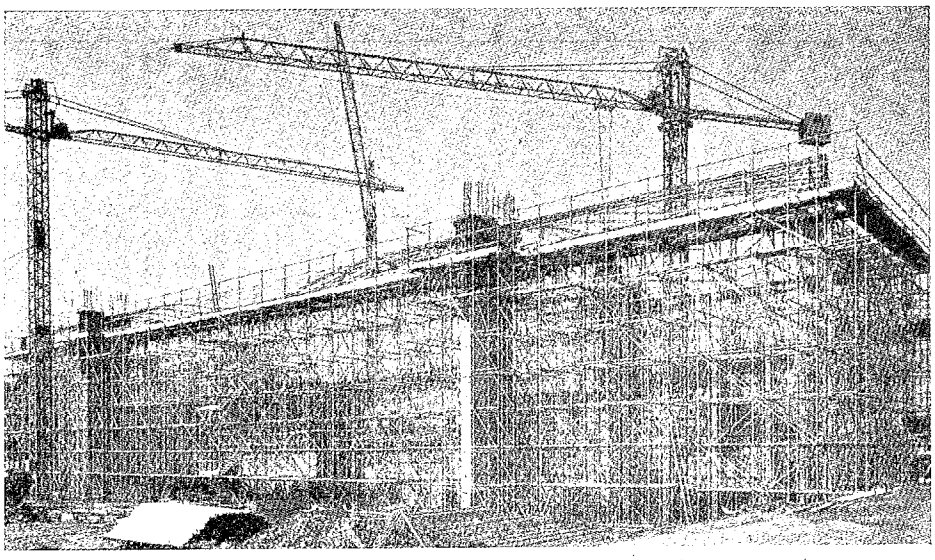


Fig. 5. — Complicada cimbra de apoyo del primer piso del cuerpo alto del edificio.

Esta viga de borde, realizada en hormigón pretensado, tiene una luz central de 39 m y dos voladizos laterales de 16 m.

La calidad de los materiales empleados es apropiada a los elevados esfuerzos que resultan en la estructura: para el hormigón, la resistencia específica mínima a compresión

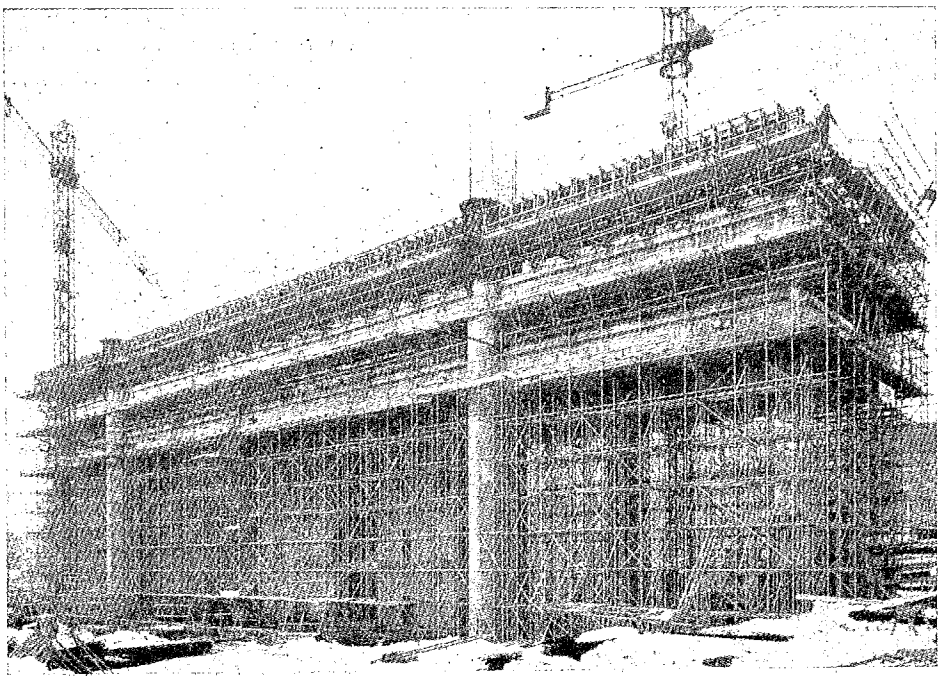


Fig. 6. — Hormigonado del tercer piso del cuerpo alto del edificio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

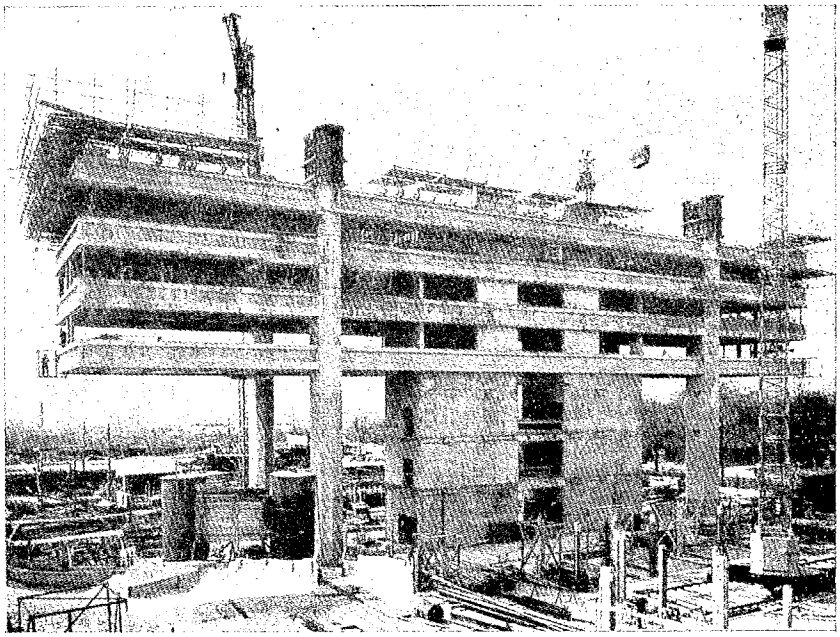


Fig. 7. — El esquema resistente de la estructura se manifiesta claramente en los pisos ya realizados. Todas las cargas verticales se transmiten al terreno a través de los cuatro soportes, mediante vigas de borde parcialmente voladas que corren a lo largo de las fachadas norte y sur. Los esfuerzos horizontales, a su vez, resultan absorbidos por el núcleo interior de servicios.

se fijó en 450 kp/cm²; para los cables se emplearon armaduras con resistencia específica a la tracción de 80 a 100 kp/cm².

El extremo del voladizo de la viga de borde va embrochalado en la viga transversal pretensada, formando así un bastidor rectangular que cubre todo el perímetro del solar. Por otra parte, para asegurar la igualdad de las deformaciones de la parte en voladizo de los diversos pisos incluso para cargas diferentes, las vigas transversales van unidas verticalmente por dos montantes que resisten, tanto a compresión como a tracción.

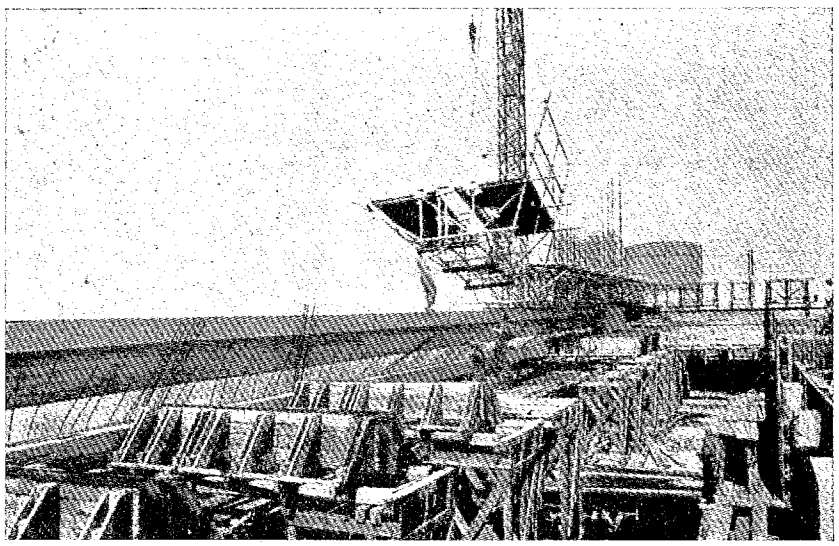


Fig. 8. — Colocación de las cimbras perimetrales para el hormigonado de las vigas de borde.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

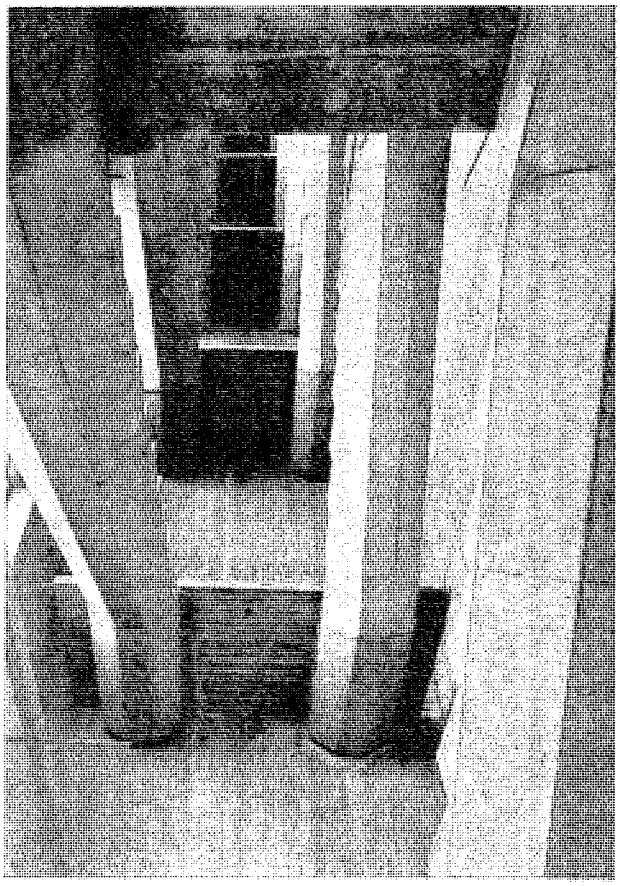


Fig. 9. — Una vista del complejo de rampas de las escaleras.

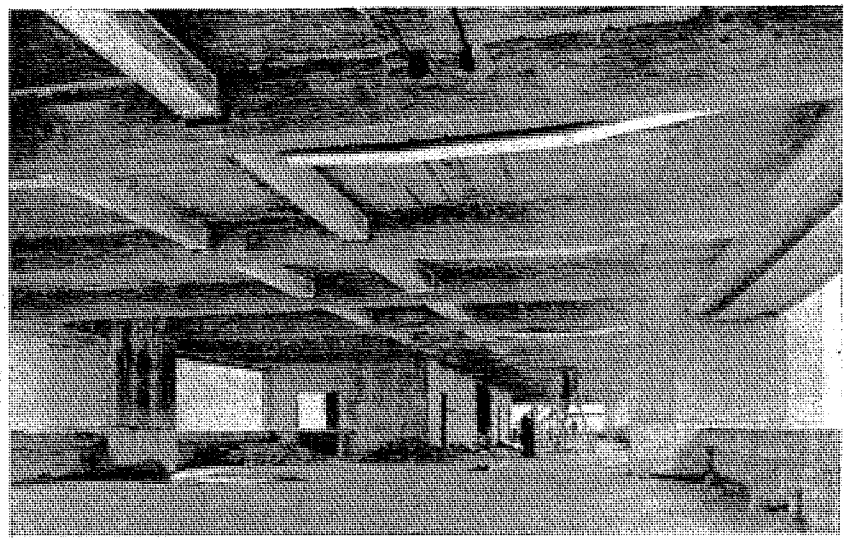
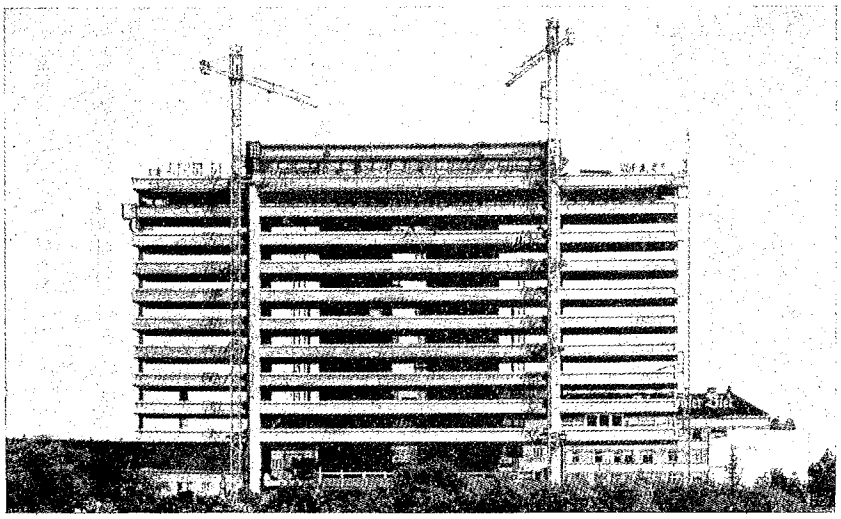


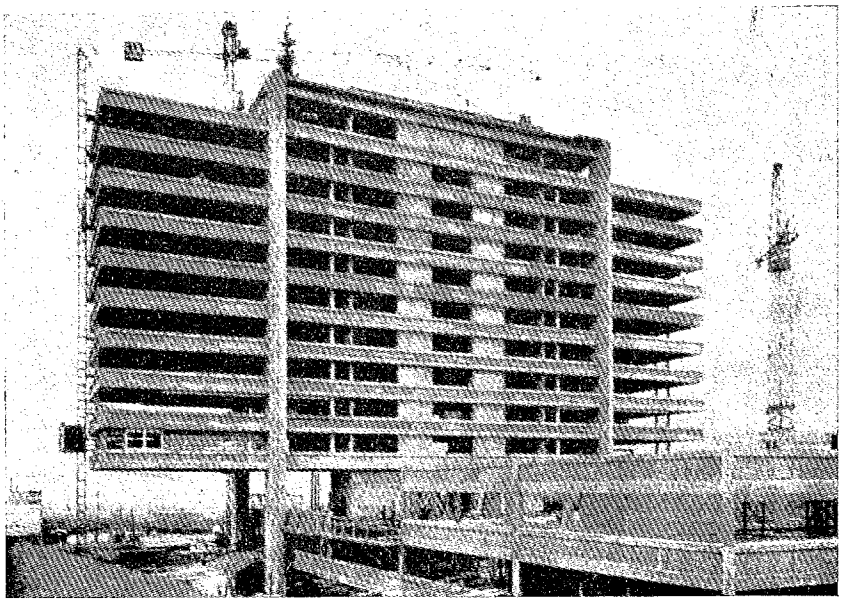
Fig. 10. — Interior de una planta tipo durante los trabajos de acabado. Se ve a la derecha la gran mole de uno de los cuatro soportes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

La estructura así constituida se rigidiza mediante los dos bloques de hormigón armado del grupo escalera-ascensores, situados en la fachada Norte; estos bloques suavizan el régimen estático de la viga de borde de la fachada Norte (que, por tanto, va menos armada que la Sur), pero sobre todo sirven para transmitir al terreno los esfuerzos horizontales debidos al viento o a eventuales movimientos sísmicos.



Figs. 11 y 12. — Dos aspectos de la estructura del cuerpo alto del edificio, en fase de realización avanzada. Cada viga de borde, de hormigón pretensado, tiene una luz central de 39 metros y dos voladizos laterales de 16 metros cada uno.



Para dar una idea del orden de magnitud de los esfuerzos soportados por la viga de borde se puede decir, a título de ejemplo, que a lo largo de la fachada Sur, el momento máximo en el empotramiento del voladizo sobre el pilar es de 1.050 m Mp, y el esfuerzo cortante es de 130 Mp.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Los forjados se apoyan en el marco de borde así constituido y en los elementos rígidos que unen los núcleos de las escaleras. El forjado consiste en vigas-losa normalmente armadas, apoyadas sobre los nervios inferiores de las vigas de borde. El apoyo es tal que no transmite ningún momento de empotramiento para no introducir esfuerzos de torsión peligrosos en la viga de fachada.

Los cuatro pilares principales tienen sección octogonal con superficie total de 4,6 m^2. En su base soportan un esfuerzo normal de 3.600 Mp y un momento flector de 1.050 m Mp.

Los dos bloques que contienen las escaleras y los ascensores van enlazados mediante vigas de arriostramiento; su función estática se ha indicado antes, y cada uno de ellos está formado por tres células con paredes perimetrales de hormigón de un espesor de 25 a 30 cm, teniendo una altura total, desde el suelo a la terraza, de unos 60 m.

CIMENTACIONES

Para realizar una estructura de este tipo era indispensable repartir sobre una amplia superficie las grandes cargas soportadas por los cuatro pilares y los dos grupos de escalera. Esto se ha conseguido construyendo un bloque de cimentación monolítico del tipo de cajón aligerado con unas dimensiones en planta de 70 $\times$ 30 m. La cota del plano de apoyo queda a 7,50 m de profundidad, casi rozando el nivel máximo de las aguas subálveas.

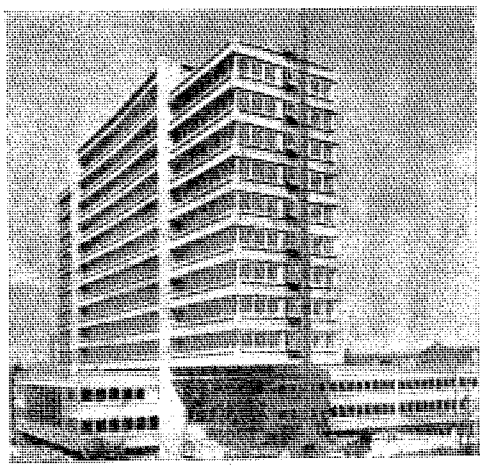


Fig. 13. — Detalle de las operaciones de acabado, a lo largo de la fachada oriental del edificio.

Se adoptó esta solución debido a la naturaleza del suelo, ya que éste estaba formado por una capa de terreno echadizo hasta una profundidad de 4 m, presentándose después una capa de arcilla amarilla y gris, a veces arenosa. Pudo detectarse además, mediante los correspondientes sondeos, la existencia de una capa de agua a una profundidad de 8 a 11 m, con una pequeña pendiente en dirección Oeste.

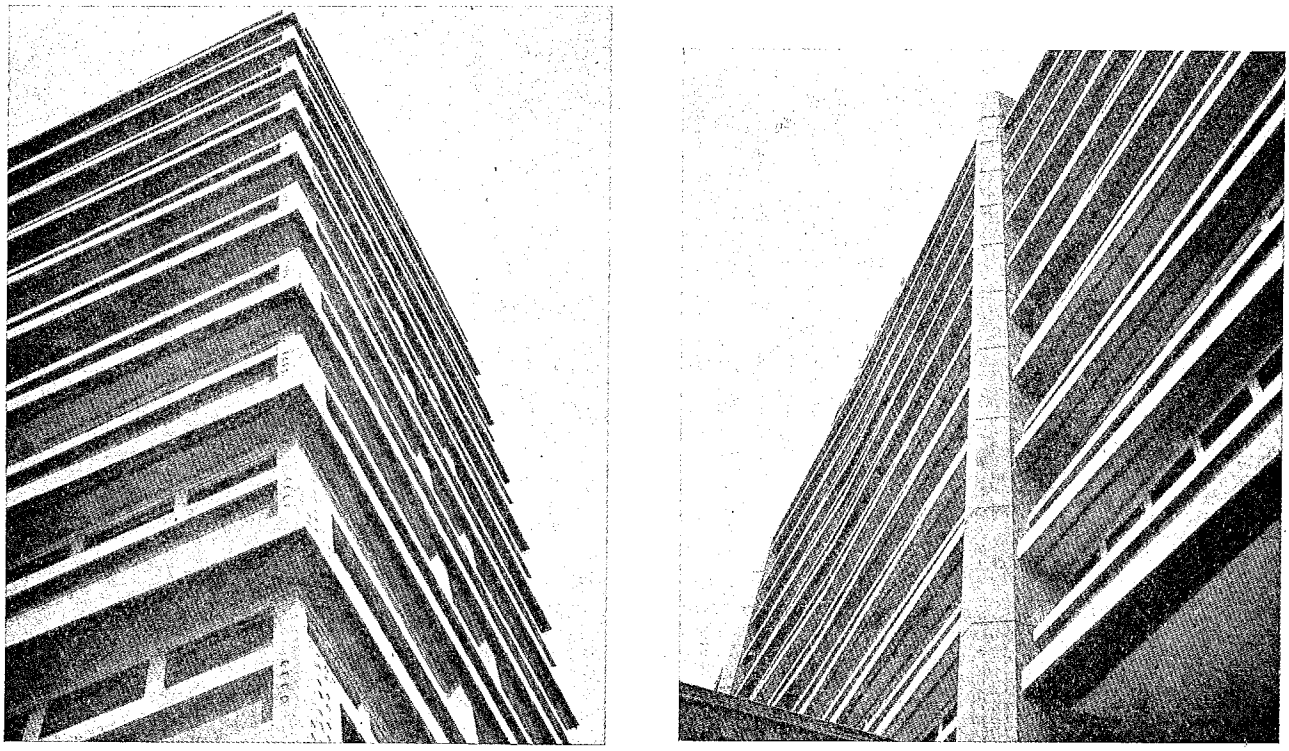
Así, pues, no se trataba de un buen terreno de cimentación, por lo que, aunque la carga prevista sobre el terreno no era más que de 2 kp/cm^2, se consideró oportuno fijar una cota de cimentación lo más baja posible para tener un plano de apoyo ya compactado por el peso de la tierra retirada.

Teóricamente, el plano de cimentación no tiene más variación de carga que la diferencia entre el peso de la construcción y el de la tierra excavada: esto es verdad, aunque in-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

mediatamente después de la excavación, el terreno puede esponjarse un poco, disminuyendo así la ventaja de la compactación. Unicamente si la cimentación se realiza con rapidez después de haber efectuado el vaciado pueden utilizarse una buena parte de las ventajas antes citadas.

Por una serie de circunstancias adversas no fue posible actuar por completo de acuerdo con el procedimiento propuesto, por lo que el plano inferior estuvo expuesto a la intemperie durante algunos meses, sin que actuase sobre él ninguna carga; únicamente se extendió una capa de tierra de 20 cm de espesor como protección contra el hielo. Durante el tiempo mencionado, el terreno tuvo un esponjamiento que le hizo elevarse unos



Figs. 14 y 15. — Dos vistas de la estructura resistente de la nueva sede social de la Philips, en Viena. Las superficies vistas de la estructura se integran eficazmente, desde el punto de vista de la composición, con las líneas limpias y ricas de efectos de claroscuro, de las vigas de borde.

3 cm. Debido a esta causa, el asiento del terreno al construir la obra fué mayor del previsto inicialmente, aunque no llegó a provocarse ningún daño en la estructura monolítica del bloque de cimentación ni tampoco en la del edificio.

En el curso de los trabajos fue necesario cuidar especialmente el respetar un ritmo apropiado en la ejecución de las distintas fases. No era posible, como se hace a menudo, completar la construcción de una planta con independencia del estado de avance en que se encontrase la siguiente; fue necesario, por el contrario, seguir un plan determinado con anterioridad en la ejecución de las diversas plantas; en definitiva, el montaje de los cajones, la ejecución de las vigas de borde, la aplicación del pretensado, la colocación de los pavimentos, etc., debía realizarse de tal forma que no quedase perjudicada la estabilidad de la obra construida. En particular, el pretensado se aplicó de un modo gradual, actuando simultáneamente sobre parejas de vigas de dos plantas sucesivas para graduar el incre-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

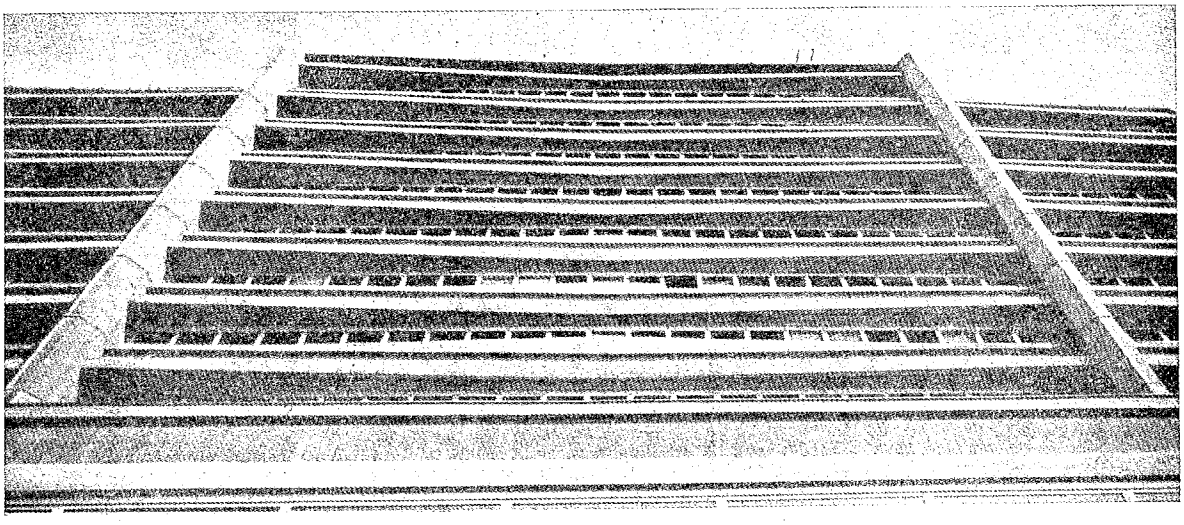


Fig. 16. — Vista desde abajo de la fachada norte. Los dos únicos elementos portantes verticales se destacan netamente del resto de la estructura.

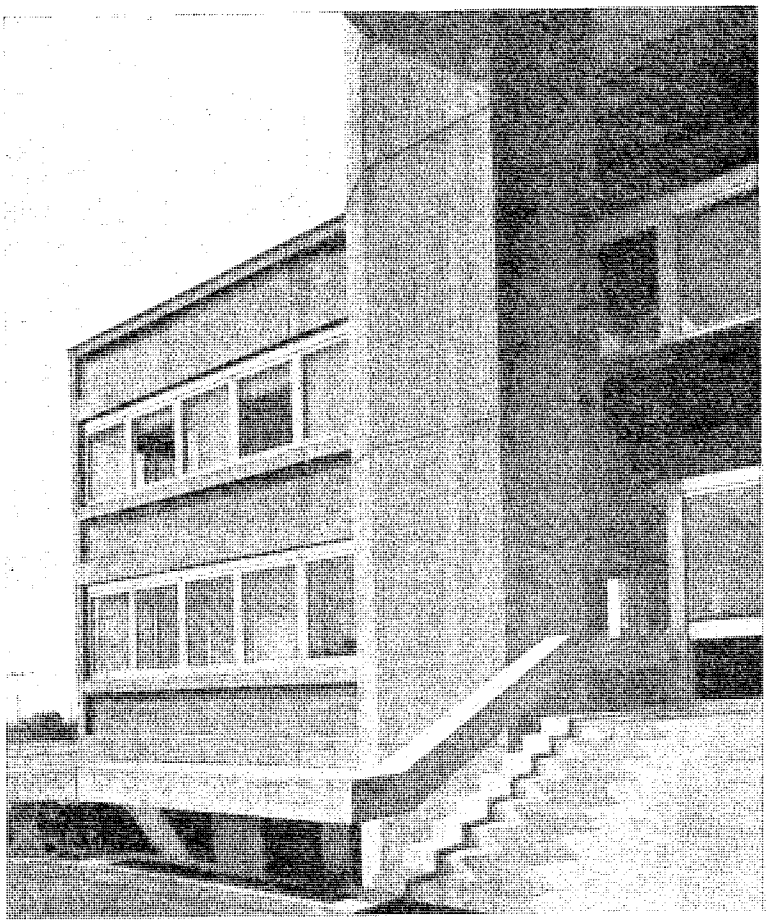
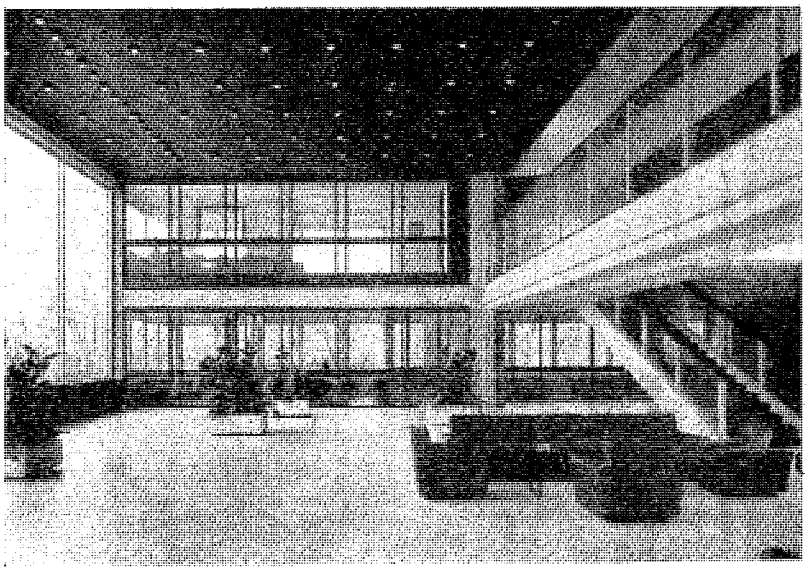
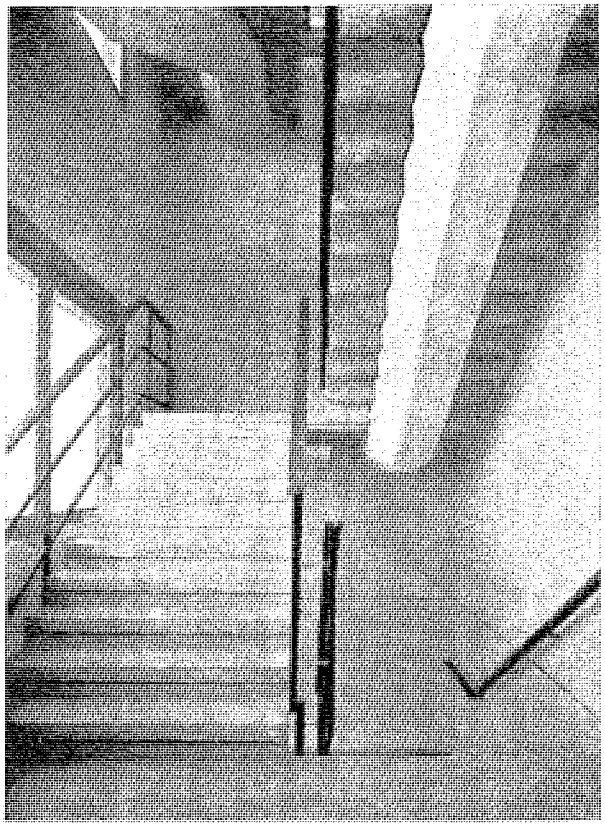


Fig. 17. — Detalle de la entrada al cuerpo bajo del edificio.

mento de los momentos flectores en los pilares. El pretensado de la viga inferior de cada pareja se completaba cuando se había terminado la colocación del forjado correspondiente. De esta forma, una pareja de vigas de borde, pretensadas la una parcialmente y la otra totalmente, debían soportar el peso de dos forjados y de la viga transversal recién colocada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026





Figs. 18 y 19. — También en el interior del complejo se han dejado muchas superficies vistas de hormigón. La sencillez formal del material adoptado respeta la linearidad de la arquitectura y del mobiliario interior.

Durante la construcción de la estructura principal se procedía también, simultáneamente, a la ejecución de algunos elementos secundarios. Por ejemplo, puesto que el extremo de la sección en voladizo de las vigas de borde se elevaba ligeramente al aplicar el pretensado, para volver a bajar en seguida a medida que se cargaba con el peso de los forjados y de las otras vigas, fue necesario construir simultáneamente algunos elementos, como los petos de ventanas y algunos tabiques que servían de arriostramiento frente a los

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

corrimientos verticales y horizontales de los puntos, correspondientes a las dos vigas de borde, enlazados por dichos elementos.

La obra de fábrica del edificio más bajo está constituida por una estructura de hormigón armado ordinario. Para conseguir una cierta afinidad estética con el edificio más alto se adoptaron también en este caso vigas perimetrales de hormigón visto.

La construcción se apoya a lo largo del borde Sur, en la cimentación del edificio alto, mientras que la parte Norte está cimentada sobre una viga continua; ambas partes van separadas por una junta.

REALIZACION DE LOS TRABAJOS

La primera operación que se realizó en la obra fue la excavación de 25.000 m^3, en la que debía colocarse la losa de cimentación de 1 m de espesor y una superficie de casi 1.800 m^2.

En el bloque de cimentación se emplearon 4.700 m^3 de hormigón y 570 Tn de acero 50/60, con 7.500 m^2 de encofrado.

Para la construcción de la superestructura se dispusieron dos plantas de hormigonado totalmente automáticas, con una capacidad máxima de producción de 8 m^3/hora.

La relación agua-cemento del hormigón de las vigas de borde se mantuvo entre 0,46 y 0,48 con una dosificación de cemento entre 350 y 375 kg/m^3

En la ejecución del edificio más alto se emplearon dos grúas fijas con brazos de 30 m y en la del edificio bajo, una grúa móvil con brazo de 33 m.

En primer lugar y mediante hormigonado continuo, se construyeron los cuatro pilares octogonales hasta una altura de 12 m, o sea, hasta cerca de 1 m por debajo de la primera viga de borde.

Hubo que mover los encofrados mediante una autogrúa a causa de su elevado peso (3 Tn cada uno) que sobrepasaba las posibilidades de la grúa que iba a emplearse para el resto de la construcción.

Al mismo tiempo, se prepararon los encofrados para la primera viga de borde, empleando una cimbra metálica tubular apoyada sobre la placa de cimentación. El paso siguiente fue la construcción de los muros de contorno de los huecos de escalera, que se elevaron hasta la misma cota alcanzada por los pilares.

Después se hormigonaron las vigas de borde y las transversales de la primera planta, introduciendo una precompresión parcial y continuando después con la ejecución de los forjados.

Para las plantas superiores se procedió en idéntico orden, dejando siempre en obra la cimbra que soportaba dos plantas consecutivas, además de la correspondiente al forjado de la planta baja.

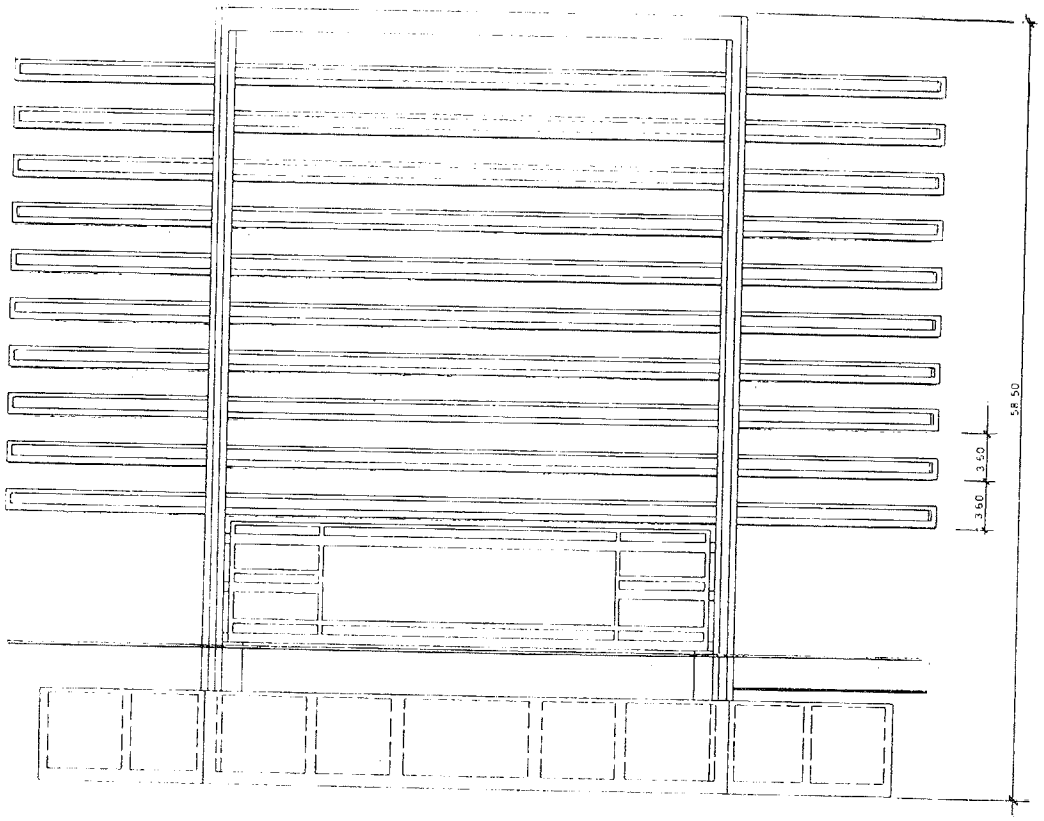
La cimbra podía descomponerse en trozos de 1 Tn de peso cada uno, que se transportaban de una planta a otra, con la grúa, simplificándose así las operaciones de montaje y desmontaje. Las diez plantas elevadas se construyeron al ritmo medio de una por mes. El tiempo mínimo invertido en la construcción de una planta fue de tres semanas.

La cubierta de la última planta se limita al rectángulo comprendido entre los pilares, quedando en este caso sin voladizo las vigas principales.

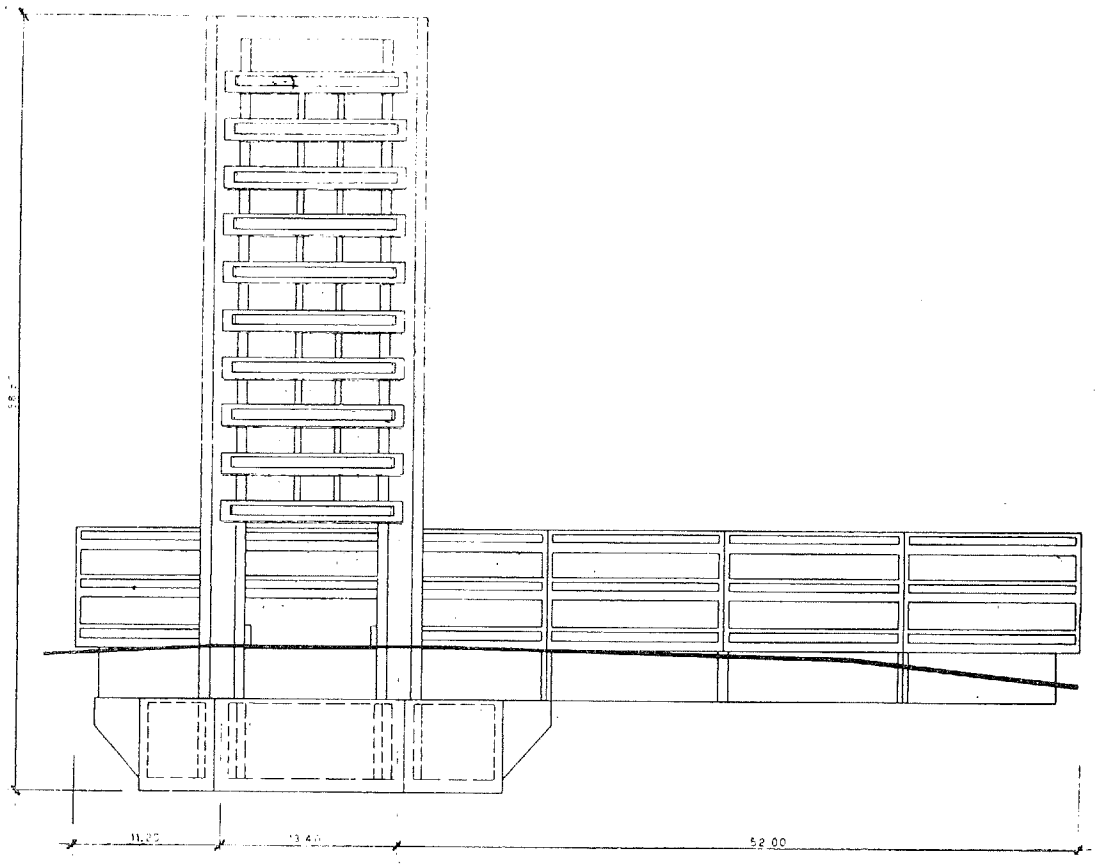
Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

LAMINA I

Perspectivas del edificio.



Alzado sur.

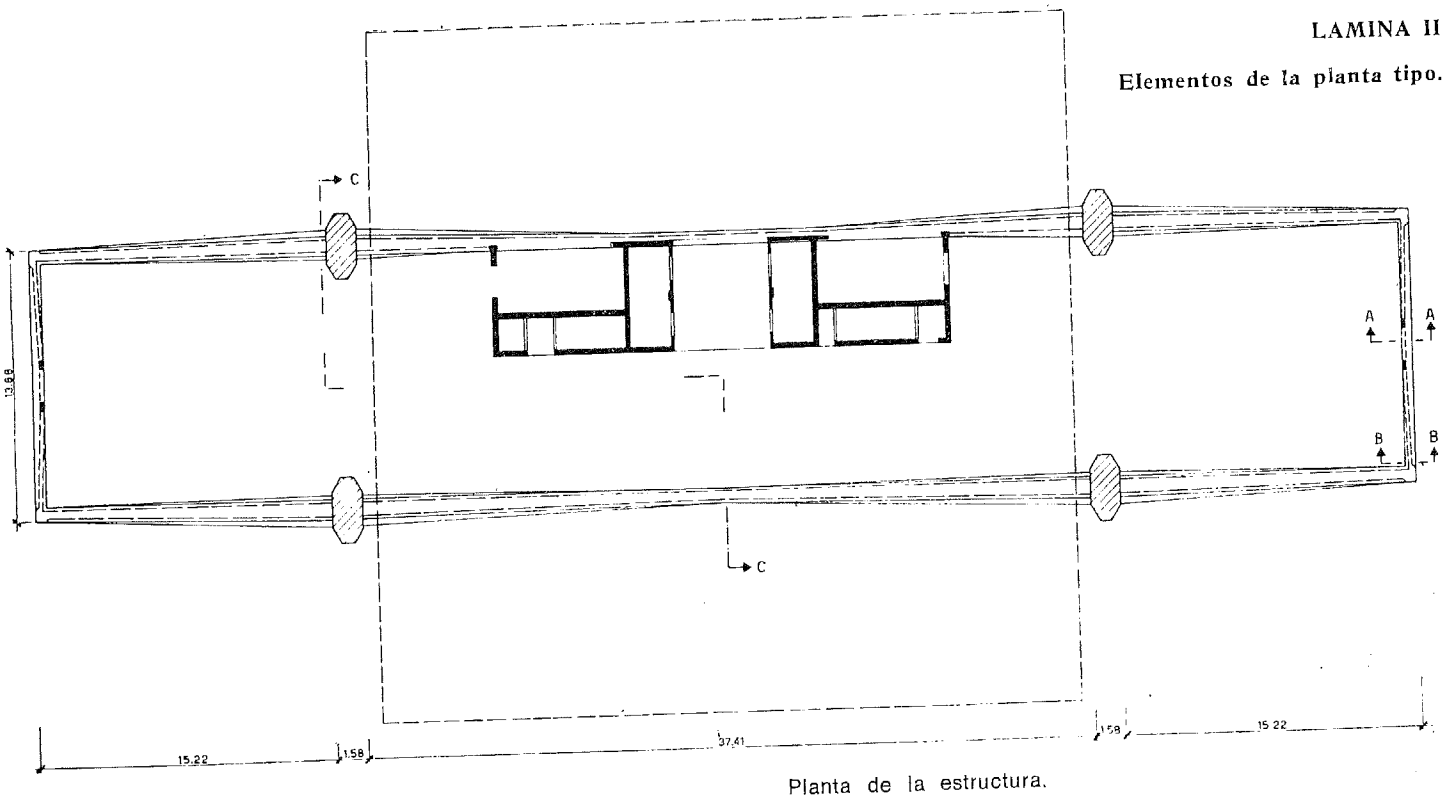


Alzado este

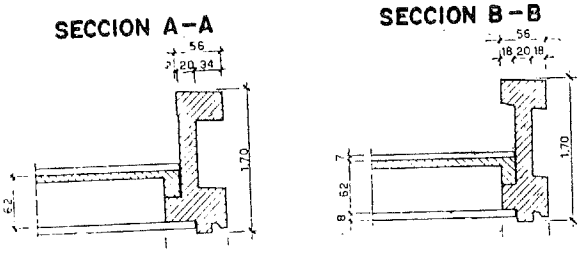
Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

LAMINA II

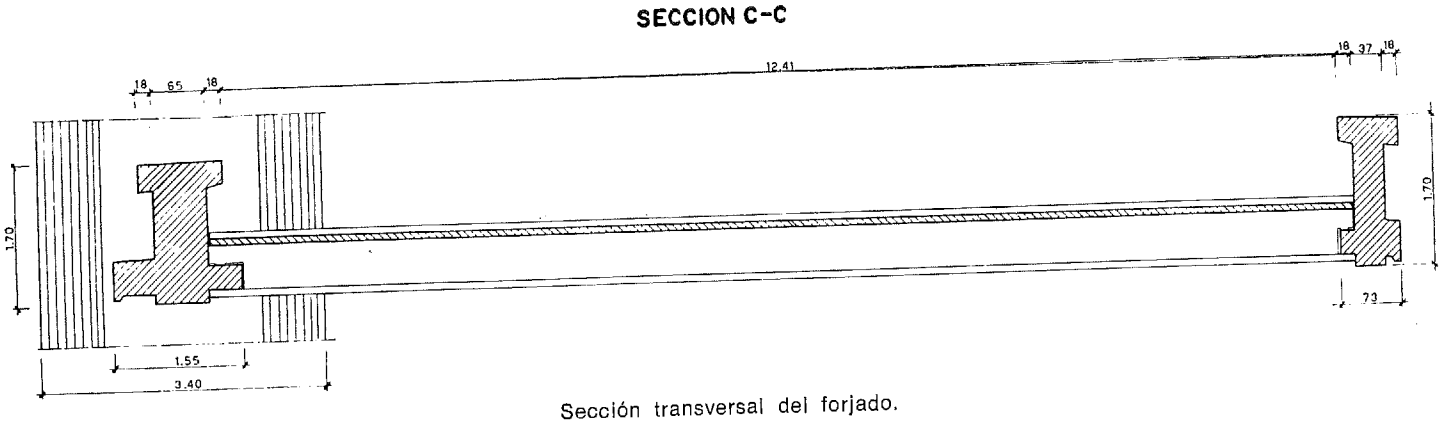
Elementos de la planta tipo.



Planta de la estructura.



Secciones transversales de la viga de borde, de hormigón armado, en las fachadas pequeñas.

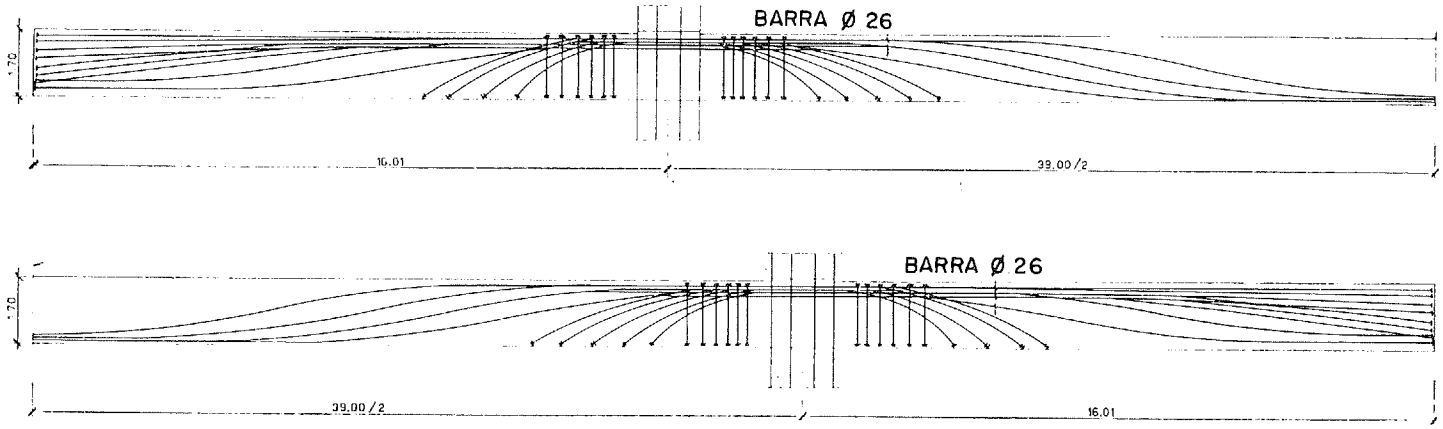


Sección transversal del forjado.

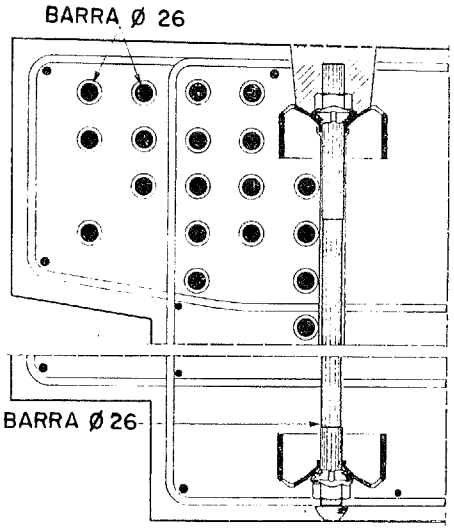
Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

LAMINA III

Vigas de borde, de hormigón pretensado: armadura de pretensado y cimbras.

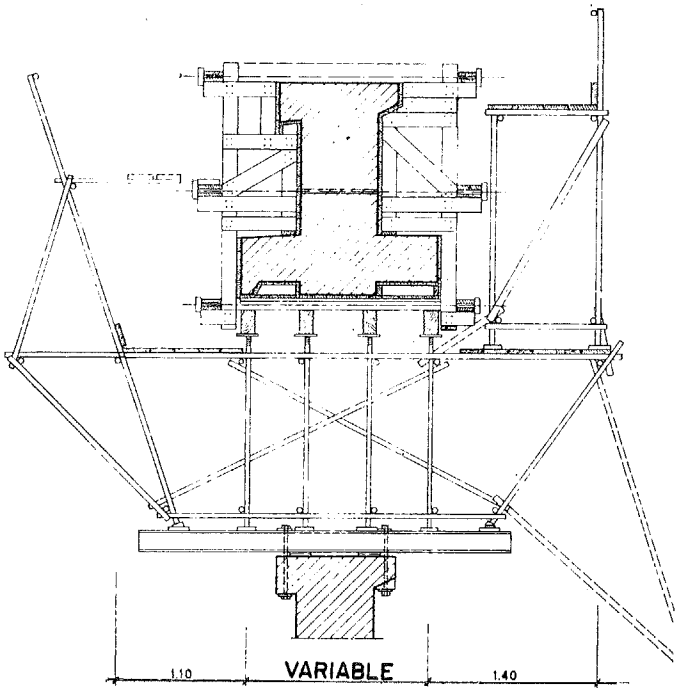


Sección longitudinal de la viga de borde, de hormigón pretensado, en las fachadas largas.

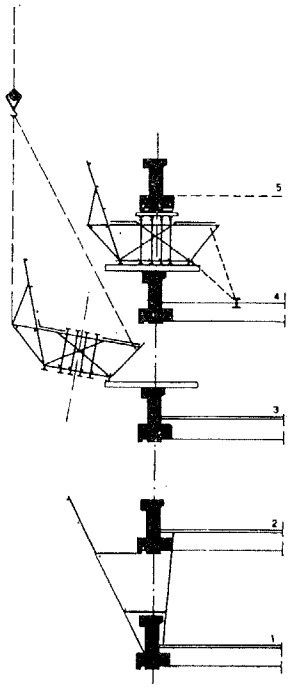


Sección transversal de la viga de borde en la zona de empotramiento al soporte.

Esquema del traslado de una cimbra a la planta inmediata superior.



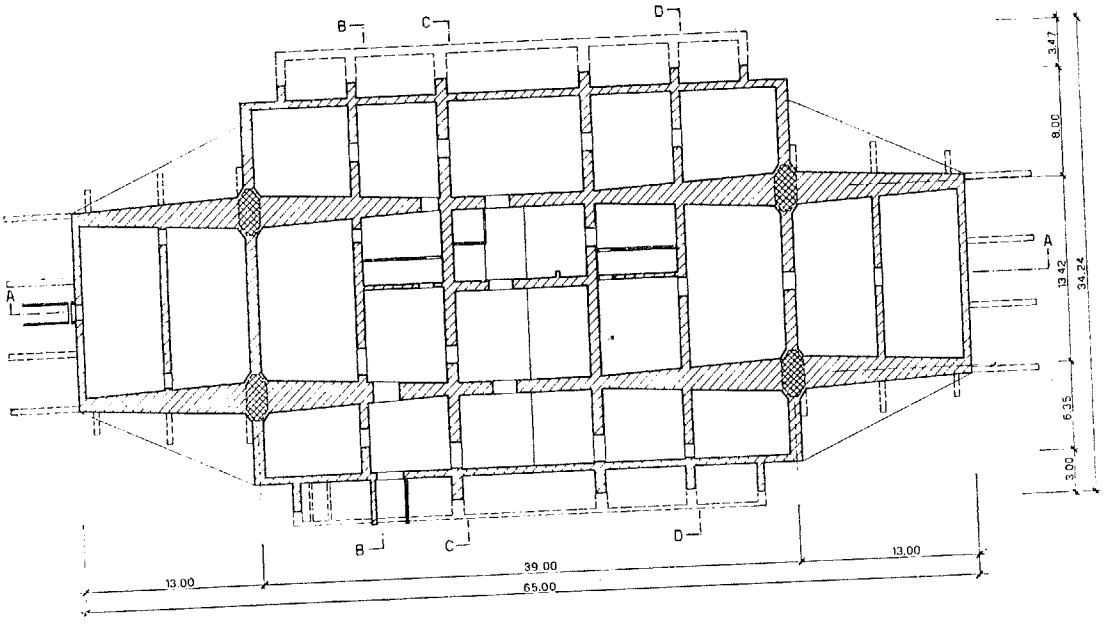
a cimbra móvil utilizada para sopor-
ır los encofrados de la viga de borde,
ɜ apoya sobre la correspondiente viga
inferior ya terminada.



Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

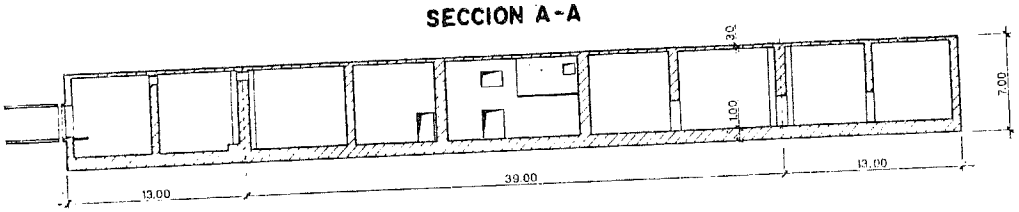
LAMINA IV

Cimentación del edificio.



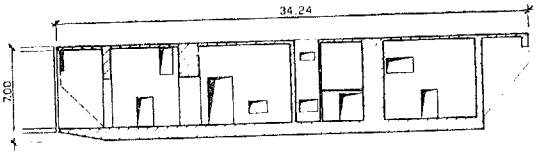
Planta.

SECCION A-A



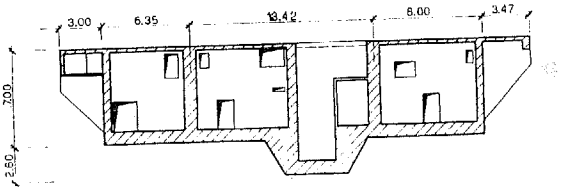
Sección longitudinal.

SECCION B-B

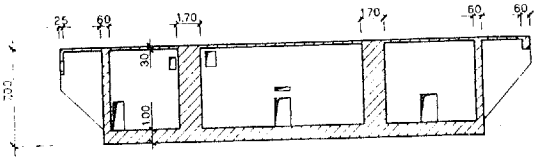


Secciones transversales.

SECCION C-C



SECCION D-D



Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

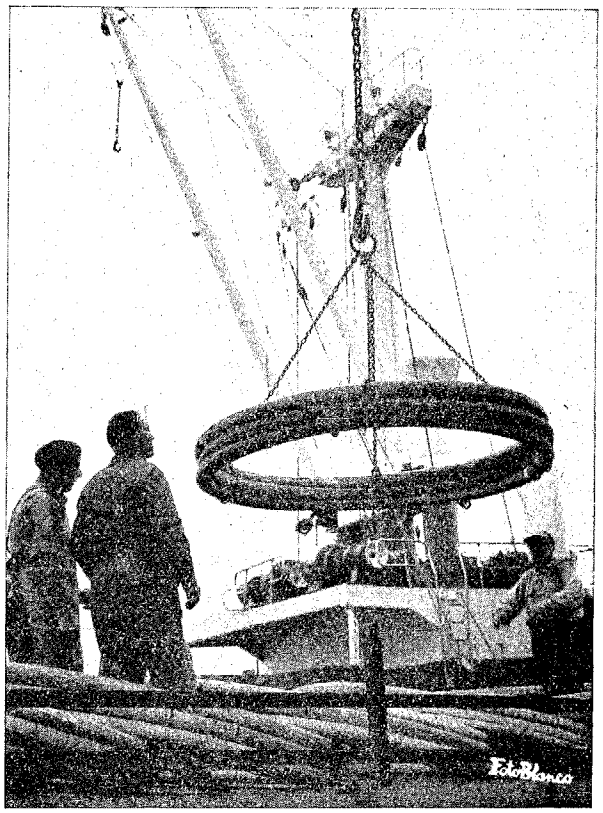
ACEROS

especiales para armaduras de hormigón

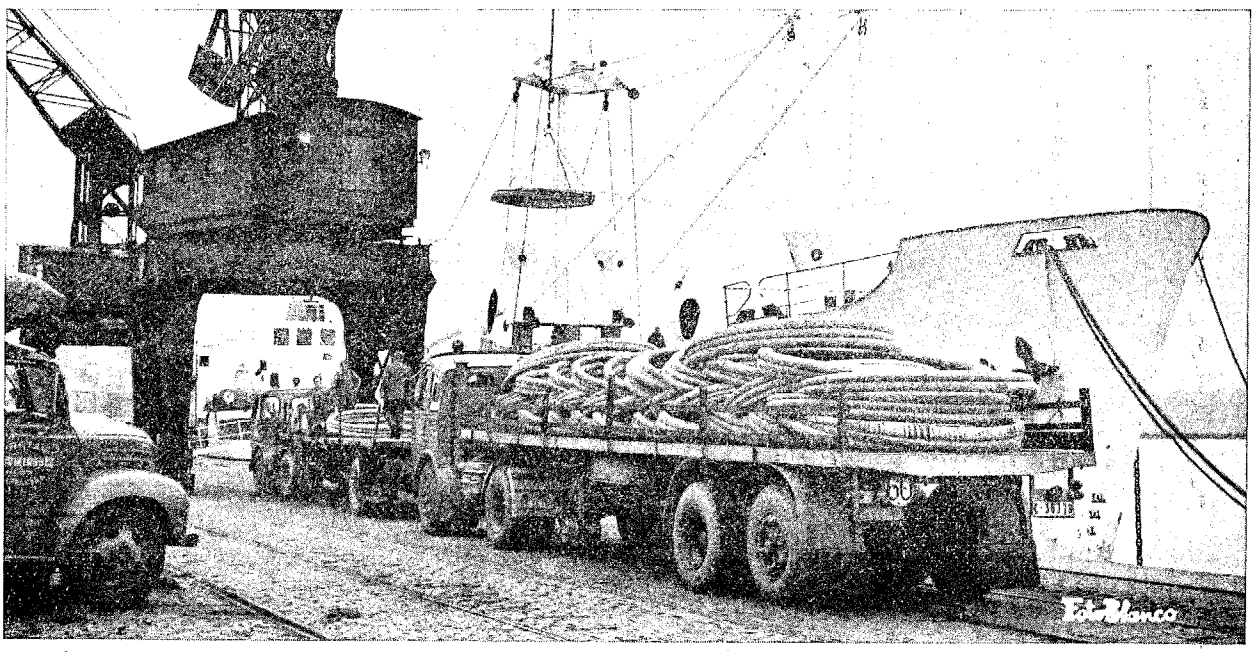
Pretesado

y

Postesado



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



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

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

591 - 2 - 36

adecuado empleo del hormigón ligero en la construcción de un viaducto excepcional (1)

Ir. A. J.: CHR. DEKKES

Ingeniero de la División de Túneles e Ingeniería Hidráulica del Departamento de Obras Públicas de Rotterdam.

INTRODUCCION

En un futuro próximo, el Departamento de Obras Públicas de Rotterdam emprenderá, entre otros trabajos, la construcción del viaducto Harmsen sobre la carretera Europoort. Esta estructura ha sido calculada para vehículos de 60 toneladas y se encuentra situada en la misma carretera que el puente metálico levadizo de Harmsen, sobre el canal

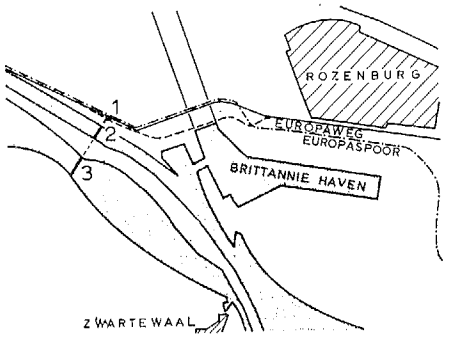


Fig. 1. — Situación del viaducto Harmsen (1), del puente Harmsen (2) y del puente sobre el Brielse Meer (3).

Hartel y el puente de hormigón pretensado sobre el Brielse Meer (fig. 1) (2). El arquitecto Ir. N. J. Van der Horn, del Departamento de Obras Públicas de Rotterdam, que intervino en el proyecto del viaducto Harmsen, ha concebido indudablemente estas tres estructuras como un conjunto arquitectónico único. Por ello, el viaducto ha sido proyectado (fig. 2) para que armonizase con el esbelto puente sobre el Brielse Meer (fig. 3), construido a expensas de las autoridades provinciales de Holanda meridional.

---

(1) Artículo publicado en la revista *Cement*, vol. XIX (1967), núm. 8, pp. 283-288, y distribuido en inglés entre los diversos Grupos Nacionales por la Comisión sobre Hormigones Ligeros de la F.I.P.

(2) Ver también el artículo de Ir. J. Van Herk: "El puente sobre el canal Hartel", 1. Generalidades. Revista *Cement*, vol. XIX (1967), núm. 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Las pilas extremas del citado viaducto están constituidas por puntales inclinados que forman, aproximadamente, ángulo recto con el talud del terreno y que, en combinación con el revestimiento de hormigón armado de dicho talud que constituye parte integrante del sistema estructural, forma una célula triangular que sirve de estribo en el que se apoya

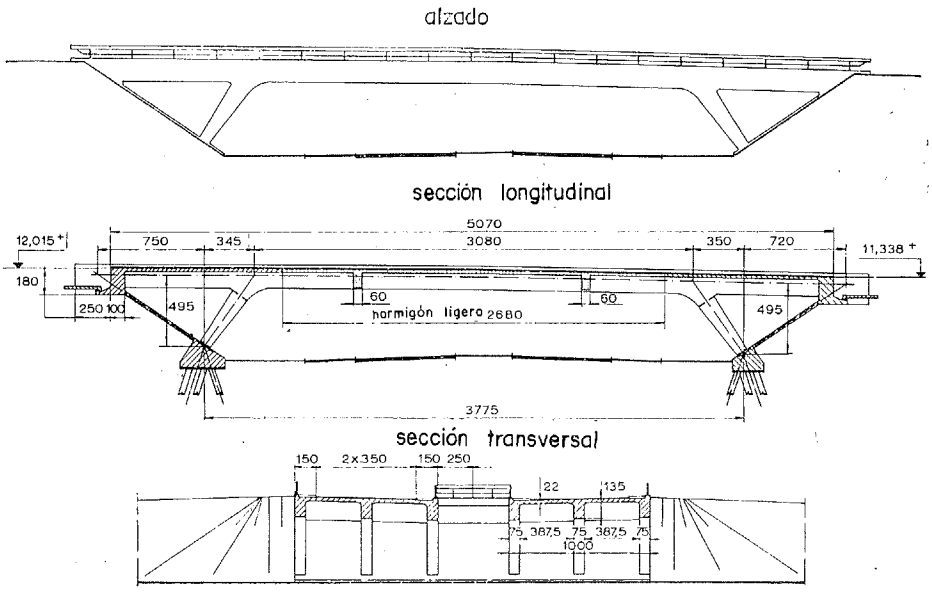


Fig. 2. — Alzado y secciones del viaducto Harmsen.

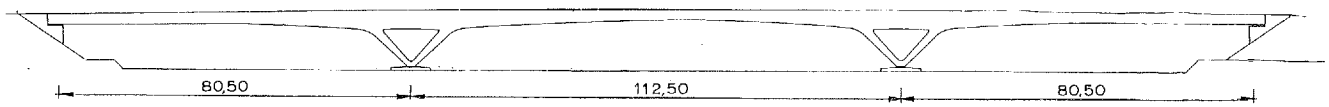


Fig. 3. — Alzado del puente sobre el Brielse Meer.

el viaducto. (Véase la sección longitudinal en la fig. 2.) El perfil del alzado longitudinal del viaducto queda realzado por el hecho de que las caras exteriores de las vigas de borde están enrasadas con las laterales de los puntales inclinados, lográndose así que la estructura presente una superficie lateral continua.

CALCULO Y CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Como puede apreciarse en la sección transversal de la figura 2, los puntales situados a cada lado, van unidos entre sí por una losa de hormigón armado. Todos estos puntales están provistos de articulaciones de hormigón, en sus extremos superior e inferior, y se apoyan sobre durmientes constituidos por vigas de hormigón armado cimentadas sobre pilotes.

El peso de la parte de la estructura comprendida entre los apoyos articulados de los extremos inferiores de los puntales inclinados (separados unos de otros 38,75 m) produce un empuje horizontal, hacia afuera, sobre la cimentación. Este empuje no puede ser contrarrestado por el que ejerce, hacia el interior, el relativamente corto voladizo $\overline{A_pB}$ (figura 4). Teniendo en cuenta que una cimentación sobre pilotes sólo es capaz de resistir una fuerza horizontal relativamente pequeña, resulta fundamental reducir todo lo posible el

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

peso de la estructura comprendida entre los apoyos articulados. Esto se ha conseguido utilizando hormigón ligero en la construcción de los 26,80 m centrales de la sección longitudinal del viaducto (véase la sección longitudinal de la fig. 2).

Era conveniente, asimismo, que el peso del voladizo extremo y, especialmente, su extremidad fuese lo mayor posible. Por esta razón, el voladizo de cada extremo del viaducto se construyó con hormigón ordinario ("pesado") y, además, se dispuso una viga de borde, relativamente pesada, provista de un resalto o ala en la parte posterior, sobre la cual se apoyan el terreno de relleno y una losa de enlace, de hormigón, que ejercen una carga adicional.

Como consecuencia del empleo de hormigón ligero, el momento flector en el centro de la luz y los momentos negativos sobre los puntales disminuyen sustancialmente sin que por ello aumente el precio de la estructura. La economía lograda en los pilotes y en la armadura de pretensado compensa sobradamente la diferencia de precio entre el hormigón ligero y el normal.

La estructura del viaducto, de 50,80 m de longitud, está formada por un emparrillado de vigas, pretensadas longitudinalmente, constituido por tres vigas longitudinales y cuatro transversales. La altura libre bajo la estructura es de 4,80 m y el canto máximo utilizable (determinado por las condiciones locales) de 1,35 m.

Se ha adoptado este canto, aun cuando se habría podido reducir a 1,15 m, para que las tensiones en el hormigón ligero tengan valores reducidos, obteniéndose así una reserva adicional de resistencia en esta primera aplicación estructural de este tipo de hormigón. Al propio tiempo se consigue así una estructura más económica, dado que el costo de la mayor cantidad de hormigón requerida queda compensado con exceso por el ahorro en el acero de pretensado. La parte de la estructura construida con hormigón ligero fue la que primero se hormigonó y se pretensó, separadamente, con barras Dywidag. A continuación se hormigonaron las zonas adyacentes y se pretensaron también con barras Dywidag unidas por medio de manguitos.

Cada viga longitudinal, de 75 cm de anchura, está apoyada sobre dos puntales inclinados, de la misma anchura, y las losas de hormigón armado del revestimiento. En el centro de la luz del emparrilado de vigas, la zona de compresión está formada por la losa monolítica del tablero por lo cual se puede emplear para el hormigón ligero un hormigón de 300 kp/cm^2 de resistencia, a los veintiocho días.

En cambio, sobre los puntales actúan grandes esfuerzos cortantes, mientras que la zona de compresión en esta parte está formada solamente por las vigas de 75 cm de anchura. Por esta razón la estructura, hasta un punto situado a más de 2 m más allá de la articulación teórica es de hormigón ordinario (pesado), con una resistencia a compresión de 400 kp/cm^2, como mínimo.

El revestimiento del talud está constituido por una losa de hormigón armado, de 25 cm de espesor, que actúa como un sistema de riostras y que, al mismo tiempo, proporciona una moderna solución al problema del recubrimiento del talud del terreno. Tradicionalmente, los taludes se revestían con mampostería de piedra, pero esto requería muchos cuidados de conservación, por los daños ocasionados por los juegos de los niños. Por esta razón se han empleado últimamente grandes losas prefabricadas de hormigón en el revestimiento de los taludes de algunos puentes construidos en Rotterdam.

Otra de las ventajas de este tipo de viaducto consiste en que los estribos, que frecuentemente tienen que ir cimentados sobre pilotes de gran longitud quedan suprimidos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

DOSIFICACION DEL HORMIGON LIGERO

El árido empleado es arcilla dilatada. Actualmente se está llevando a cabo una serie de ensayos para determinar la composición óptima de la mezcla. La dosificación adoptada fue la siguiente:

Cemento Portland de la clase B (endurecimiento moderadamente rápido) ...	350	kg/m³
Agua (relación agua-cemento: 0,54 %)	190	»
Arena fina (de 0 a 0,2 mm)	35	»
Arena (de 0 a 3 mm)	650	»
Arcilla dilatada (de 3 a 7 mm)	210	»
Arcilla dilatada (de 7 a 15 mm)	250	»
Plastificante retardador: 0,25 % del peso de cemento.		

Se añade la arena fina para que la mezcla posea un número suficiente de partículas finas, de tamaño inferior a 0,2 mm, que la hagan más manejable. Sin embargo, como la adición de esta arena requiere una operación adicional, conviene estudiar su posible eliminación.

Para las partículas de tamaño comprendido entre 0 y 3 mm, no se usa arcilla dilatada. De esta forma, el costo se reduce de manera considerable (aproximadamente 23 florines por m^3). El empleo de arena aumenta el peso específico del hormigón en unos 200 kg/m^3, elevándolo hasta los 1.700 kg/m^3 y, por consiguiente, también aumenta su resistencia a compresión y su módulo de elasticidad. Se espera que la resistencia a compresión, a los veintiocho días, ha de ser de unos 350 kp/cm^2 y el módulo de elasticidad aproximadamente de 170.000 kp/cm^2.

El coste de 1 m^3 de hormigón ligero de la composición indicada es superior en unos 35 florines al de 1 m^3 de hormigón ordinario. Este coste del hormigón ligero podría, sin embargo, reducirse si se utilizase en la cantidad suficiente para que el transporte de los áridos hasta la obra, en barcazas, resultase rentable.

CALCULO DE LA ESTRUCTURA

Ir. A. Van der Niet ha publicado ya un artículo sobre el cálculo de la estructura de un puente de este tipo (*). Sin embargo, debido al considerable número de problemas planteados en este caso por la gran luz del viaducto, la cimentación sobre pilotes y el pretensado, se hace aconsejable un estudio más detenido de su cálculo.

El viaducto está apoyado sobre dos articulaciones y, por lo tanto, tiene estáticamente un grado de hiperestaticidad. Así, sobre cada articulación actúa, además de la reacción vertical, otra horizontal, cuyo valor es función de las relaciones de forma y rigidez de la estructura. Tomando momentos con respecto a la articulación *E* (fig. 4a), se aprecia que la reacción vertical de dicho sistema hiperestático es independiente de la magnitud de *H*, ya que el brazo de palanca de la reacción *H* respecto al punto *E* es cero. Esto significa que la reacción vertical puede calcularse como si la estructura fuese estáticamente determinada.

(*) Ir. A. Van der Niet: "Het viaduct op de Kruisweg over Rijkssweg nr. 75". Revista *Cement*, vol. XIII (1961), núm. 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Para hallar la reacción horizontal H_A, se considera la estructura estáticamente determinada introduciendo, para ello, un apoyo deslizante en A (fig. 4a). Después se determinan gráficamente la elástica del tablero del puente para una fuerza horizontal $H_A = 1$ Mp, así como el corrimiento horizontal del apoyo deslizante.

Mediante el teorema de Maxwell se demuestra que la elástica del tablero del puente es también la línea de influencia trazada a una cierta escala, de las reacciones horizontales en los apoyos articulados, para el sistema hiperestático primitivo, suponiendo que actúa una carga vertical de 1 Mp sobre el tablero del puente.

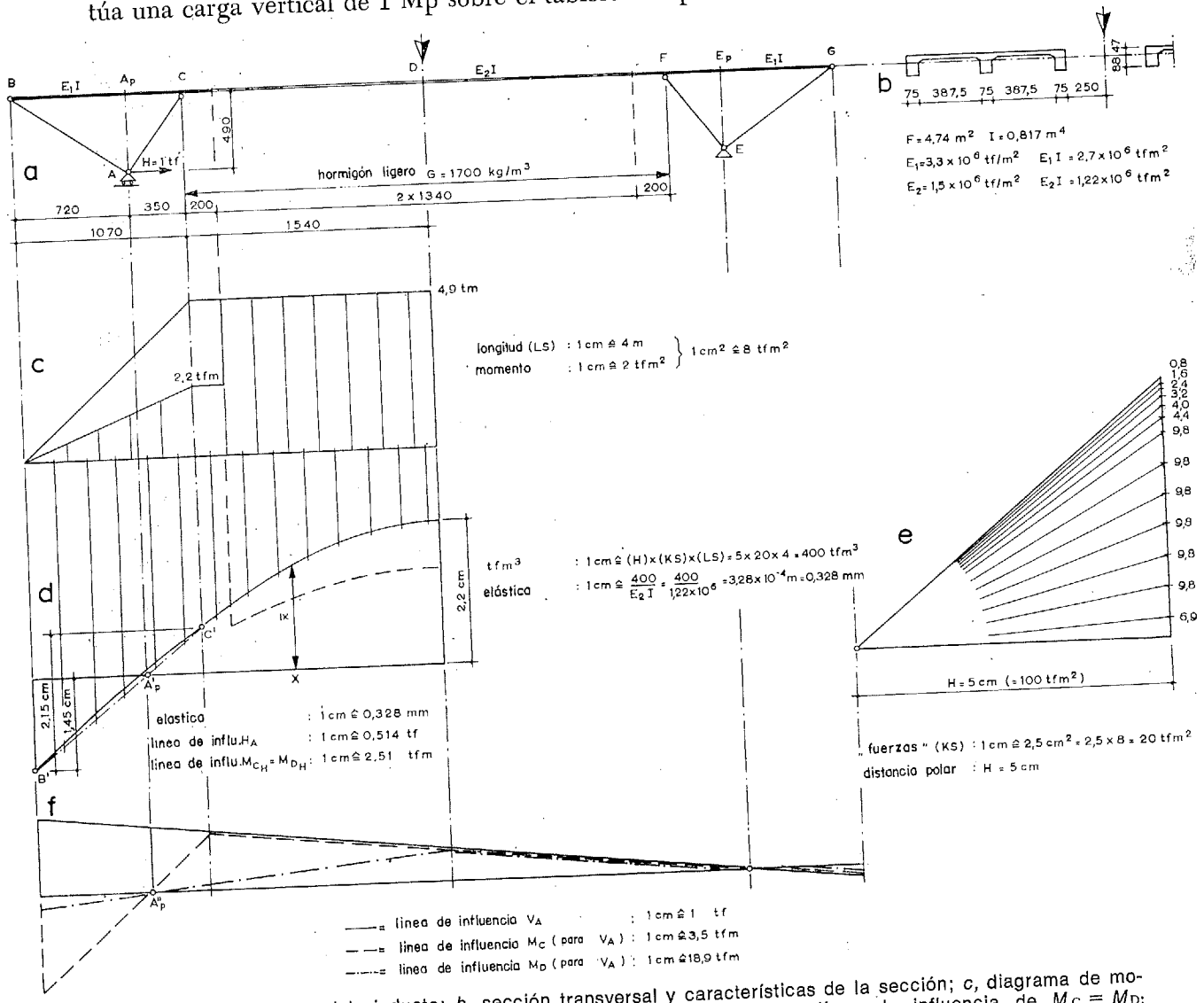


Fig. 4. — *a*, esquema del viaducto; *b*, sección transversal y características de la sección; *c*, diagrama de momentos flectores; *d*, elástica de la estructura, línea de influencia de H_A, línea de influencia de $M_C = M_D$; *e*, polígono polar; *f*, línea de influencia de V_A, línea de influencia de M_C, línea de influencia de M_D.

El problema queda así resuelto en principio, ya que valiéndose de las líneas de influencia, se puede calcular el valor hiperestático de H para cualquier carga vertical.

El procedimiento gráfico está desarrollado en la figura 4. La figura 4a representa, esquemáticamente, la estructura; la figura 4b muestra su sección transversal con indicación de sus características; en la figura 4c se expone el diagrama de momentos flectores origi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

nados por la fuerza horizontal $H_A = 1$ Mp, expresados de acuerdo con la rigidez del hormigón ligero (*). En la figura 4e se representa el polígono polar correspondiente a este diagrama de momentos flectores. La figura 4d muestra la elástica del tablero del puente (determinada con ayuda del polígono polar) correspondiente a una fuerza horizontal $H_A = 1$ Mp. La posición de la línea de cierre se determina de acuerdo con las siguientes consideraciones:

Si A sufre un corrimiento pequeño con relación a la longitud $\overline{AA_p}$ (fig. 4a), el punto A_p situado en la recta que une B con C no experimentará ningún corrimiento vertical. La línea de cierre, por consiguiente, pasará por el punto A'_p, situado sobre la línea $B'C'$, mientras los puntos B' y C' están situados sobre la elástica. En el diagrama se indica que el factor de escala, S, es 1 cm $\equiv$ 0,328 mm. La rotación angular del segmento lineal $B'A'_pC'$ es igual a $\frac{2{,}15}{10.700} \times S$. El corrimiento de A, con relación al punto A_p es, por lo tanto, igual a $0{,}0002 \times S \times \overline{AA_p}$. El punto E_p experimenta un corrimiento de igual magnitud, con relación a la articulación E. El corrimiento total del apoyo deslizante A es, por consiguiente, de:

$$0{,}0004 \times \overline{AA}_p \times S \qquad \text{mm/Mp} \tag{1}$$

o sea:

$$0{,}0004 \times 4.900 \times 0{,}328 = 0{,}64 \text{ mm/Mp} \tag{1a}$$

Como $H_A = 1$ Mp, el corrimiento vertical del punto X es igual a $\bar{x} \cdot S = \bar{x} \cdot 0{,}328$ mm (fig. 4 *d*). Si se aplica en X una fuerza vertical $P = 1$ Mp, en virtud del teorema de Maxwell, el corrimiento horizontal que sufrirá el apoyo deslizante A será también igual a $\bar{x} \cdot S$. mm. Para anular este corrimiento (en el supuesto de que la cimentación tenga una rigidez infinita en dirección horizontal) se precisa una fuerza de la siguiente magnitud:

$$\frac{x \cdot S}{0{,}0004 \times \overline{AA}_p \times S} = \frac{\bar{x}}{0{,}0004 \times \overline{AA}_p} \text{ Mp} \tag{2}$$

o sea:

$$\frac{\bar{x}}{0{,}0004 \times 4900} = 0{,}514\, \bar{x} \text{ Mp} \tag{2a}$$

De donde se deduce, que la elástica del tablero del puente coincide con la línea de influencia de H_A en el sistema hiperestático siendo 1 cm $\equiv$ 0,514 Mp.

Como los momentos de la fuerza horizontal H_A, con relación a los puntos C y D valen $H_A \times \overline{AA_p}$, la línea de influencia de H_A es, así mismo, la línea de influencia de los momentos en C y D siendo:

$$1 \text{ cm} \equiv \frac{1}{0{,}0004 \times \overline{AA}_p} \cdot \overline{AA}_p = \frac{1}{0{,}0004} \text{ mm} \times \text{Mp} \tag{3}$$

(*) Esto significa, seguramente, que las ordenadas del diagrama están multiplicadas por la relación entre los módulos de elasticidad del hormigón ligero (E_2) y del hormigón ordinario (E_1). (Nota del traductor inglés.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

o también:

$$1 \text{ cm} \equiv 0{,}514 \times 4{,}9 = 2{,}51 \text{ m} \times \text{Mp}$$

Para obtener los anteriores factores de escala se ha supuesto que los apoyos son infinitamente rígidos en dirección horizontal. Realmente, sin embargo, los apoyos sobre pilotes de cimentación no lo son. Al calcular la rigidez en dirección horizontal se ha tenido en cuenta la resistencia del terreno al deslizamiento de los pilotes y de las vigas durmientes (empuje pasivo). Para una fuerza horizontal de 200 Mp, el deslizamiento de la base de cimentación se ha estimado en 5 mm. Para el conjunto de las dos cimentaciones, su valor es de 0,05 mm/Mp. Por consiguiente, al no ser infinitamente rígidos los apoyos, el corrimiento del apoyo deslizante con relación a la viga-durmiente (en el sistema ficticio estáticamente determinado obtenido por la introducción de este apoyo deslizante) se reduce de 0,64 mm/Mp (factor de escala 1 *a*) a 0,59 mm/Mp. De los factores de escala 2 y 3 se deduce que la reacción horizontal y los momentos por ella originados se reducen, igualmente, en un 7,8 por 100.

Para el cálculo de la estructura se ha adoptado el siguiente procedimiento: Si la reducción de H produce un efecto favorable sobre un valor determinado, no se tiene entonces encuenta esta disminución en los cálculos, o sea, se considera el apoyo infinitamente rígido. En cambio, en el caso de que dicha disminución ejerza un efecto desfavorable se aplica una reducción del 15 por 100, es decir, se supone que el apoyo tiene sólo la mitad de la rigidez antes deducida.

Para dar una idea aproximada de la magnitud de las fuerzas horizontales que actúan sobre la cimentación se indican, a continuación, los valores máximos de las fuerzas originadas por la sobrecarga. La que actúa sobre la zona $\overline{A_pE_p}$ (fig. 4a) produce una fuerza horizontal dirigida hacia afuera de 202 Mp, y la situada sobre los voladizos $\overline{A_pB}$ y $\overline{E_pG}$ da lugar a una fuerza horizontal, dirigida hacia el interior, de 70 Mp.

La figura 4f muestra la línea de influencia correspondiente a la reacción vertical V_A; la escala es 1 cm = 1 Mp. De ella se puede deducir la línea de influencia del momento de V_A con respecto al punto C. A la derecha de C, la línea de influencia de V_A coincide con la de M_C. Si en el punto A_p actúa una carga $P = 1$ Mp entonces $R_A = 1$ Mp, es decir, que el momento de R_A con respecto a C es ignal a $1 \times \overline{A_pC}$ m $\times$ Mp. El factor de escala, por tanto, es: 1 cm $\equiv \overline{A_pC}$ *m x* Mp = 3,5 m $\times$ Mp. Si la fuerza $P = 1$ Mp actúa sobre el punto A_p, el momento con respecto a C de dicha fuerza valdrá, igualmente, $\overline{A_pC}$ m $\times$ Mp, pero será de signo contrario que el momento de R_A con relación a C. La línea de influencia a la izquierda de C pasa, por consiguiente, por el punto A_p (fig. 4f).

La línea de influencia del momento de V_A con respecto al punto D se obtiene, igualmente de la línea de influencia para V_A. El factor de escala vale: 1 cm = $\overline{AD}$ m $\times$ Mp = = 18,90 m $\times$ Mp.

CONCLUSIONES DEDUCIDAS DE LOS CALCULOS

1.ª De la fórmula (1) se deduce que el corrimiento de los apoyos deslizantes es directamente proporcional a la altura $\overline{AA}_p$ y al factor de escala S. Como por otra parte, C es inversamente proporcional a E_2I (fig. 4) resulta que si se multiplica la rigidez de to-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

das las secciones transversales por un factor α, el corrimiento de los apoyos deslizantes será $\frac{1}{\alpha}$ veces mayor, es decir, si la rigidez de la estructura aumenta α veces, el corrimiento horizontal se multiplica por $\frac{1}{\alpha}$.

El empleo de hormigón ligero en una parte de la estructura produce un gran aumento del corrimiento del apoyo deslizante. Los cálculos demuestran que en este caso, el corrimiento es de 0,64 mm/Mp; en cambio, si se utilizase hormigón ordinario sería de 0,354 mm/Mp (fig. 4a; factor de escala 1a). Como resultado del empleo del hormigón ligero, el corrimiento de la cimentación antes citado, cuyo valor era de 0,05 mm/Mp, produce, por consiguiente, una disminución de la reacción horizontal de apoyo igual al $\frac{0{,}354}{0{,}64} \times$ $\times\ 100 = 55$ por 100 de la reducción que se obtendría empleando hormigón ordinario en toda la longitud del tablero del puente. Lo mismo ocurre respecto a la reducción de la reacción horizontal debida al acortamiento del tablero como consecuencia de la retracción y la contracción térmica.

2.ª De la fórmula (2) se deduce que la reacción H_A es independiente de S e inversamente proporcional a la altura $\overline{AA}_p$. Por lo tanto, el valor de H no se altera por el aumento o disminución uniformes de la rigidez. Sin embargo, la reacción horizontal puede disminuir si la viga-durmiente de la cimentación se coloca a mayor profundidad, ya que entonces aumenta la altura $\overline{AA}_p$. Sin embargo, en el presente caso esto no resulta aconsejable.

3.ª Del factor de escala 3 y del punto 2 se deduce que el valor del momento negativo en el emparrillado de vigas, debido a la reacción en la articulación, es independiente de S y, por consiguiente, de la rigidez de la estructura. Pero también es independiente de la altura $\overline{AA}_p$. Por lo tanto, el momento en el tablero del puente, originado por la reacción en la articulación, depende sólo de la forma de la elástica del emparrillado de vigas, es decir, de la relación entre las rigideces de las distintas secciones de la estructura y de la posición relativa de los puntos B, A_p, C y D.

4.ª Si la estructura de este tipo de viaducto se construye de hormigón armado, son entonces aplicables las siguientes conclusiones:

a) De la línea de influencia de la reacción H_A en la articulación (fig. 4d) se deduce que, debido a la desfavorable relación $\frac{\overline{A_pD}}{\overline{BA}_p}$; la carga permanente puede producir una gran reacción horizontal.

Dado que la forma de la línea de influencia de la reacción horizontal H_A, en el caso de un tablero de puente construido totalmente de hormigón ordinario, difiere poco de la línea de influencia aquí deducida, cabe también señalar las siguientes conclusiones: La pesada viga extrema B y el empleo del hormigón ligero (véase la línea de trazos) reducen considerablemente la reacción horizontal originada por la carga permanente, lo cual es importante cuando se cimenta sobre pilotes.

b) De la línea de influencia de M_C (fig. 5) se deduce que las pesadas vigas de los extremos del viaducto no influyen, prácticamente, en el valor de M_C, y que, igualmente, las áreas de las líneas de influencia de las dos partes del puente construido con hormigón ordinario, se anulan simultáneamente casi por completo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

La línea de influencia de M_D indica que la carga localizada sobre las dos partes construidas con hormigón ordinario tiene una influencia despreciable sobre el valor de M_D. Así, aunque sólo se emplee hormigón ligero en algo más de la mitad del viaducto, la reducción de la carga permanente disminuye, sin embargo, el valor de los momentos en el centro de la luz y en los apoyos, aproximadamente en la relación $\frac{1.700}{2.500} = 0{,}68$.

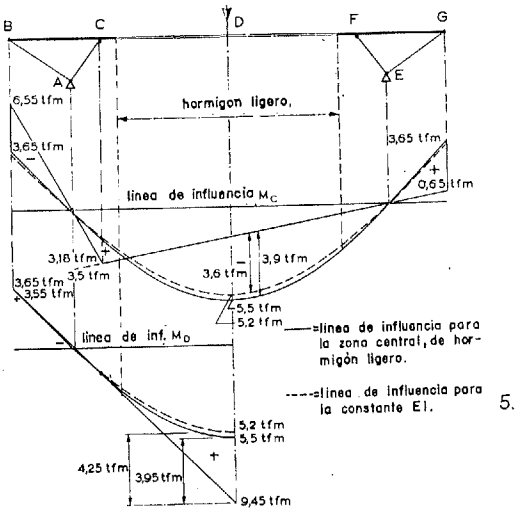


Figura 5.

Es necesario, no obstante, introducir una corrección en este factor de reducción, ya que si la estructura estuviese construida íntegramente en hormigón ordinario, las líneas de influencia tendrían una forma algo distinta, como indica la línea de trazos de la figura 5. El factor corregido para el momento M en el apoyo es: $\frac{0{,}68 \times 3{,}9}{3{,}6} = 0{,}74$, y para el momento M_D en el centro de la luz: $\frac{0{,}68 \times 3{,}95}{4{,}25} = 0{,}651$.

5.ª Si la estructura del viaducto es pretensada, como sucede en el viaducto de Harmsen, las deformaciones originadas por el pretensado influyen en la distribución de los momentos y de los esfuerzos internos.

Para mostrar claramente el efecto del pretensado deberá primero, considerarse de nuevo las características de las fuerzas debidas a la carga permanente. En el sistema convertido en estáticamente determinado, de acuerdo con la figura 4a, el tablero del puente bajo la acción de la carga permanente sufrirá una deformación debido a la cual el apoyo deslizante se moverá hacia afuera. La reacción horizontal de 130 Mp, necesaria para devolver el apoyo a su posición original, produce un aumento del momento en el apoyo y una disminución del momento en el centro de la luz, de 640 m $\times$ Mp. Como consecuencia de la retracción del hormigón y del corrimiento horizontal de los pilotes, la reacción horizontal se reduce en unos 35 Mp lo que da lugar a un momento flector positivo en el tablero del puente. Los momentos provisionales originados por la carga permanente resultan entonces: $M_C = -765$ m $\times$ Mp y $M_D = +575$ m $\times$ Mp. Ambos tienen, por tanto, el mismo orden de magnitud.

Cuando se pretensa el tablero, las flechas se convierten en contraflechas y la reacción horizontal cambia de signo. El acortamiento producido por el pretensado origina, a su vez,

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

una pequeña reacción dirigida hacia afuera. Así pues, a causa del pretensado, aparece un momento positivo en el tablero del puente. Como esto origina una distribución de momentos relativamente desfavorable, la parte construida con hormigón ligero en el viaducto de Harmsen se pretensó por separado. En consecuencia, bajo la acción del pretensado, en la parte central del hormigón ligero aparece una flecha hacia arriba (contraflecha) hasta que pasa a integrarse en la estructura hiperestática.

La única consecuencia de esto es que el peso del tablero ya no se distribuye uniformemente a lo largo de la estructura de apoyo (*), sino que se concentra en los extremos. En estas condiciones se construyen las zonas adyacentes con hormigón ordinario y una vez endurecido éste se pretensan con barras Dywidag empalmadas mediante manguitos. En la provisional estructura hiperestática, según esto, el peso de la parte central se encuentra concentrado en dos cargas puntuales de 116 Mp (fig. 6). En el centro queda sólo la carga uniforme $q_2 = 2{,}45$ Mp/m, originada por el pavimento de la calzada.

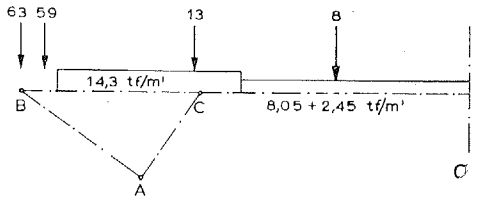


Fig. 6, *a.* — Distribución de la carga permanente en la estructura de hormigón armado.

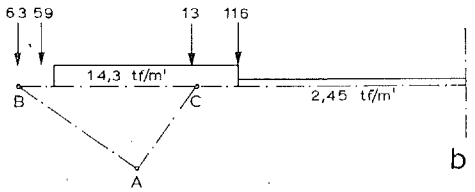


Fig. 6, *b.* — Distribución de la carga permanente cuando la zona central se pretensa con anterioridad.

De la línea de influencia de la reacción horizontal H_A se deduce que la carga puntual de 116 Mp produce una reacción horizontal menor que la debida a la carga uniformemente distribuida y, por consiguiente, la reacción horizontal experimenta una reducción, desde 130 hasta unos 45 Mp, en la hipótesis preliminar de que los apoyos son infinitamente rígidos.

Las zonas extremas, de hormigón ordinario, se pretensan cuando la estructura trabaja ya como hiperestática. Las deformaciones de los extremos bajo la influencia del pretensado afectarán, por consiguiente al valor de la reacción horizontal. A cada lado del soporte *C*, las barras Dywidag de pretensado se colocan por encima de la fibra neutra; en cambio, en la zona central de *BC* se sitúan por debajo de ella. Si las barras de pretensado se disponen lo más lejos que se pueda, por encima de la fibra neutra, en la mayor parte posible de su trazado y lo más cerca que se pueda, por debajo de dicha fibra, en la menor longitud posible se obtiene una elástica, de tal forma, que aparece una pequeña reacción horizontal dirigida hacia dentro. Esta reacción aumenta como consecuencia de la deformación lenta del hormigón.

La reacción horizontal se reduce por el acortamiento elástico y la deformación lenta de las zonas extremas, así como también, por el acortamiento y curvatura de la zona central a causa de la deformación lenta que se produce cuando dicha zona pasa a formar parte de la estructura hiperestática. La reacción horizontal se reduce, también, por la retracción.

Por todas estas causas, la reacción horizontal originada por la carga permanente y el pretensado, no alcanza un valor importante. Tanto es así, que para este estudio, dicha reacción horizontal se supone exactamente nula. La cimentación sobre pilotes puede resistir así

(*) Probablemente quiere decirse sobre la cimbra provisional. (Nota del traductor inglés.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

más fácilmente la fuerza horizontal de 202 Mp producida por la sobrecarga en la zona $\overline{A_p E_p}$ (fig. 4a)

Al no tener en cuenta la reacción horizontal de 95 Mp, el momento M_C en el apoyo es de -300 m $\times$ Mp y el momento M_D en el centro de la luz de $+$ 1.040 m $\times$ Mp.

Estos momentos no son ya del mismo orden de magnitud. Sin embargo, para la sección transversal adoptada, esto no resulta desfavorable si se considera conjuntamente con el efecto del pretensado, porque, en la zona central, la distancia entre la fibra extrema inferior y el borde inferior del núcleo central de la sección es grande, por lo cual se puede resistir económicamente un gran momento flector debido a la carga permanente. En el apoyo C, la distancia entre la fibra extrema superior y el borde superior del núcleo central es pequeña y solamente se puede resistir un pequeño momento debido a la carga permanente sin detrimento de la capacidad para soportar el momento flector originado por la sobrecarga.

CONCLUSIONES

1.ª Utilizando hormigón ligero en la zona central se reduce el valor de la fuerza horizontal debida a la carga permanente que actúa sobre los pilotes de la cimentación.

2.ª La utilización del hormigón ligero reduce la suma de los momentos M_C en el apoyo y M_D en el centro del tramo, aproximadamente, en la relación:

$$\frac{\text{densidad del hormigón ligero}}{\text{densidad del hormigón ordinario}}$$

aunque el hormigón ligero se utilice solamente en la mitad de la longitud del viaducto.

3.ª Si se pretensa toda la estructura cuando trabaja como hiperestática, la reacción horizontal del apoyo cambia de signo, lo cual afecta perjudicialmente a la relación entre el momento en el apoyo y el momento en el centro de la luz, originados por la carga permanente.

4.ª Si la parte central de hormigón ligero se pretensa antes de que pase a formar parte de la estructura hiperestática y si las zonas adyacentes se construyen con hormigón ordinario y se pretensan después de haber endurecido el hormigón, el valor de la reacción horizontal debida a la carga permanente es aproximadamente cero, lo cual hace que los pilotes de la cimentación resistan, con mayor facilidad, la fuerza horizontal de 202 Mp producida por la sobrecarga.

Al no haber reacción horizontal, el momento negativo es menor que el que existiría en una estructura no pretensada. Dicha reducción se logra a expensas de un incremento del valor del momento flector en el centro de la luz. Esta redistribución de los momentos originados por la carga permanente beneficia a la forma de la sección transversal de la superestructura (encofrado más sencillo). Ello se debe a que en el caso del momento positivo, la distancia entre la armadura pretensada y el borde inferior del núcleo central es grande, mientras que, cuando existe momento negativo, la distancia entre la armadura tesa y el borde superior del núcleo es pequeña.

5.ª En el viaducto Harmsen existía la posibilidad de utilizar secciones de gran canto. Esta posibilidad se ha aprovechado para que así el hormigón trabaje a una tensión

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

reducida con lo que se consigue una reserva suplementaria de la resistencia de la estructura, muy aconsejable teniendo en cuenta que era la primera vez que se utilizaba el hormigón ligero.

Cuando ya se posea mayor experiencia sobre el hormigón ligero se podrá reducir el canto en unos 20 ó 30 cm y utilizar, en este tipo de viaductos, estructuras más esbeltas.

6.ª La conclusión final es que el hormigón ligero resultaba muy adecuado para la construcción de un viaducto de estas especiales características y más aún si se tiene en cuenta que constituirá una experiencia muy valiosa, que contribuirá en gran medida a que el hormigón ligero pueda ser utilizado en ulteriores proyectos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

628 - 0 - 25

estudios y ensayos relativos a la fatiga, a la relajación y a la adherencia de armaduras para hormigón armado y hormigón pretensado (*)

investigaciones experimentales sobre el alargamiento de los alambres y sobre el hormigón armado pretensado

R. BAUS

Encargado de Curso de la Universidad de Lieja

Los diversos resultados presentados en los cinco resúmenes que siguen son el fruto de estudios, ensayos e investigaciones efectuados desde hace muchos años en los Laboratorios de Ensayo de Construcción de Ingeniería Civil de la Universidad de Lieja, bajo el impulso dinámico y clarividente del llorado profesor Louis, por un equipo de colaboradores, investigadores y técnicos que continúan, con todo el entusiasmo que les legó su Maestro, perfeccionando los conocimientos en el campo del hormigón armado y del hormigón pretensado.

Estos resultados tratan, respectivamente:

1. De la fatiga de las armaduras en las condiciones de solicitación de las tres clases de hormigón pretensado.
2. De los ensayos de relajación de alambres y cables.
3. De los ensayos de adherencia sobre barras de hormigón y alambres de pretensado.
4. De la determinación del alargamiento máximo en carga de las armaduras de pretensado y de los valores mínimos que hay que imponer a esta característica.
5. De ensayos comparativos de vigas armadas, pretensadas y armadas-pretensadas.

(*) Comunicación presentada al V Congreso de la Federación Internacional del Pretensado. Traducción del original recibido en la A.E.H.P. a través del servicio de intercambio de publicaciones organizado por la F.I.P.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

I. - fatiga de las armaduras en las condiciones de solicitación de las tres clases de hormigón pretensado

1. FINALIDAD DE LOS ENSAYOS

Las tres clases de hormigón pretensado se pueden definir como sigue:

CLASE 1.—Pretensado total: prohibida toda tensión de tracción en el hormigón:

$$(F_{\text{máx}} \leq F_{\text{descompresión}})$$

CLASE 2.—Pretensado parcial: la tracción del hormigón se limita a un valor suficientemente bajo para evitar, en principio, la fisuración:

$$(F_{\text{máx}} \leq F_{\text{fisuración}})$$

CLASE 3.—Pretensado parcial: se admite la fisuración, como en hormigón armado, con un límite para la anchura de las fisuras:

$$(F_{\text{máx}} \leq F_{\text{correspondiente a una anchura dada}})$$

En pretensado parcial, el efecto de las sobrecargas produce variaciones de tensión $\Delta\sigma$ más importantes que las que aparecen en pretensado total; además, las tensiones máxima $\sigma_{\text{máx}}$ bajo las sobrecargas son, en general, más elevadas.

Las solicitaciones dinámicas imponen limitaciones a las aplicaciones del pretensado parcial a causa del peligro de fatiga de las armaduras y de la importancia que pueden adquirir las deformaciones de fluencia bajo la acción de este tipo de solicitación.

En razón de los imprecisos conocimientos experimentales en este terreno se han prohibido actualmente en clase 3 las repeticiones de carga que pueden provocar fatiga. Apuntemos que las normas de la A.S.P. acaban de dar un paso adelante al introducir, para todos los aceros admitidos, garantías de resistencia a fatiga, con objeto de cubrir la seguridad de las construcciones pretensadas de las clases 2 y 3; los ensayos de tracción oscilante están previstos entre el 65 y el 75 por 100 de la carga de rotura.

El objeto de los ensayos de fatiga llevados a cabo por la Universidad de Lieja es suministrar datos básicos para los principales tipos de armaduras y para la gama de solicitaciones posibles, tanto desde el punto de vista del peligro de fatiga como de la importancia de la fluencia bajo cargas dinámicas.

Para una armadura de un tipo determinado, los ensayos deben permitir obtener, en las condiciones de solicitaciones de las tres clases, los límites de endurancia y de fatiga, así como el orden de magnitud de las deformaciones de fluencia.

Es esperable que sea posible fijar, sobre la base de estos ensayos, por una parte, los límites de aplicación en fatiga del pretensado normal para cada tipo de armadura, y por otra, las condiciones a imponer a los suministros de aceros, destinados a las construcciones sometidas a solicitaciones dinámicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

2. CONDICIONES DE SOLICITACIONES ADOPTADAS EN LOS ENSAYOS

Sean σ_r la tensión de rotura de las armaduras, σ_i la tensión inicial después del anclaje, σ_o ($\simeq 0{,}85\ \sigma_i$) la tensión estabilizada después de las pérdidas, $\sigma_{mín}$ y $\sigma_{máx}$ las tensiones extremas adoptadas en tracción oscilante.

Se conviene en adoptar los valores de σ_o como tensiones mínimas $\sigma_{mín}$.

Basándose en las normas americanas, belgas y polacas, los valores extremos de σ_i están comprendidos entre 0,55 y 0,72 σ_r. Otras normas tienden a la adopción de valores de σ_i más elevados, de suerte que el límite superior de σ_i se toma igual a 0,85 σ_r, en lugar de 0,72 σ_r. Los valores extremos correspondientes de σ_o son, respectivamente, 0,47 y 0,72 σ_r, estando el valor más corriente próximo a 0,60 σ_r. Las tensiones mínimas empleadas en los ensayos son las siguientes:

$$\sigma_{mín} = 0{,}5\ \sigma_r\ ;\ 0{,}6\ \sigma_r\ ;\ 0{,}7\ \sigma_r\ .$$

Tomando por base un gran número de ejemplos numéricos se puede concluir que el orden de magnitud de los incrementos de tensión $\Delta\sigma$, bajo la acción de las sobrecargas, conduce, para las tres clases de hormigón pretensado, a los valores extremos de la relación $\frac{\Delta\sigma}{\sigma_r}$ que figuran en el cuadro 1.

CUADRO 1.—*Valores extremos de* $\frac{\Delta\sigma}{\sigma_r}$ *en %*

	$\sigma_{mín} = 0{,}5\ \sigma_r$	$\sigma_{mín} = 0{,}6\ \sigma_r$	$\sigma_{mín} = 0{,}7\ \sigma_r$
Clase 1	5 %	6 %	7 %
Clase 2	14 %	16 %	18 %
Clase 3 (anchura máx. de las fisuras): 0,1 mm	16 %	17 %	19 %
0,2 mm	21 %	21 %	21 %
0,3 mm	26 %	26 %	26 %

El orden de magnitud de los valores mínimos de $\frac{\sigma_{mín}}{\sigma_{máx}}$ correspondientes a los valo- extremos de la relación $\frac{\Delta\sigma}{\sigma_r}$ se dan en el cuadro 2.

El campo de las solicitaciones dinámicas que interesan a las tres clases de hormigón está representado por la superficie rayada *ABCD* (fig. 1) en el sistema de ejes $\frac{\sigma_{mín}}{\sigma_{máx}}$, $\frac{\sigma_{mín}}{\sigma_r}$. Los campos de solicitaciones dinámicas que intervienen en cada clase en particular están igualmente representados en la figura 1. Al indicar en el diagrama de la figura 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

CUADRO 2.—*Valores mínimos de* $\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{máx}}$.

	$\frac{\sigma_{mín}}{\sigma_r} = 0{,}5$	$\frac{\sigma_{mín}}{\sigma_r} = 0{,}6$	$\frac{\sigma_{mín}}{\sigma_r} = 0{,}7$
Clase 1	0,91	0,91	0,91
Clase 2	0,78	0,79	0,80
Clase 3 (anchura máx. de las fisuras):			
0,1 mm	0,76	0,78	0,79
0,2 mm	0,71	0,74	0,77
0,3 mm	0,67	0,71	0,73

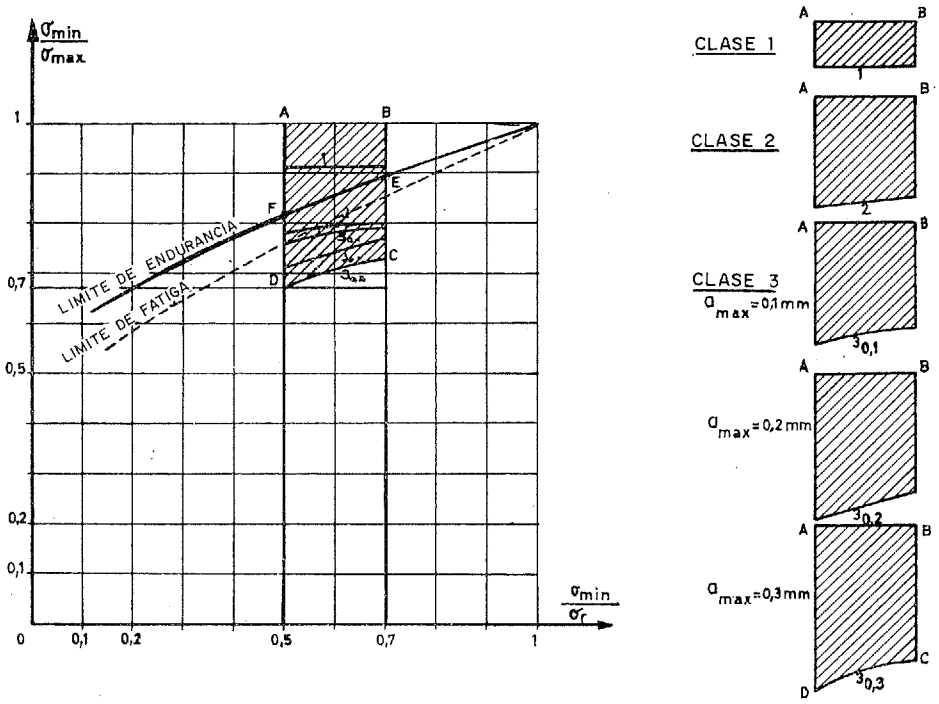


Figura 1.

el límite de endurancia experimental y los límites de fatiga que corresponden a cada tipo de armadura se obtienen los límites de aplicación por fatiga del pretensado parcial. La superficie *ABEF* representa el campo de las solicitaciones que no suponen ningún riesgo de fatiga de las armaduras. Cuanto más pequeña es el área *ABEF*, con relación al área *ABCD*, más limitadas son las posibilidades de utilización del tipo de armadura correspondiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Es importante conocer, para cada tipo de armadura, la evolución en la zona de valores $\frac{\sigma_{min}}{\sigma_r}$ comprendidos entre 0,5 y 0,7 de:

— El límite de endurancia (tomado convencionalmente igual al de fatiga para 5.10^6 ciclos).

— El límite de fatiga para 2.10^6 ciclos.

— El límite de fatiga para 1.10^6 ciclos.

Estos diferentes límites adquieren importancia según el destino de las diferentes construcciones. Por otra parte, parece que el límite de fatiga para 2.10^6 ciclos resulta ampliamente suficiente en la gran mayoría de los casos.

3. RESULTADOS DE ENSAYOS SOBRE ALAMBRES Y CABLES

Desde hace varios años se vienen efectuando en la Universidad de Lieja numerosos ensayos de fatiga, pero sin orientación sistemática; comprenden, entre otros, 178 ensayos sobre cables de 7 mm y 71 ensayos sobre cables de 1/2" (7 Ø 4 mm) y de 3/8" (7 Ø 3 mm).

La frecuencia de carga en tracción oscilante es de 500 ciclos por minuto.

Los resultados obtenidos deben completarse con un estudio sistemático, actualmente en curso, sobre otros tipos de armadura y con otros diámetros, con determinación precisa en cada caso de la importancia de la fluencia bajo cargas dinámicas.

Sin embargo, es posible desde ahora sacar ciertas conclusiones con respecto a los límites de aplicación, por fatiga, del pretensado parcial.

Las figuras 2, 3 y 4 dan, a título de ejemplo, la evolución del límite de endurancia en

ACERO CON TRATAMIENTO POSTERIOR

(ø 7 mm)

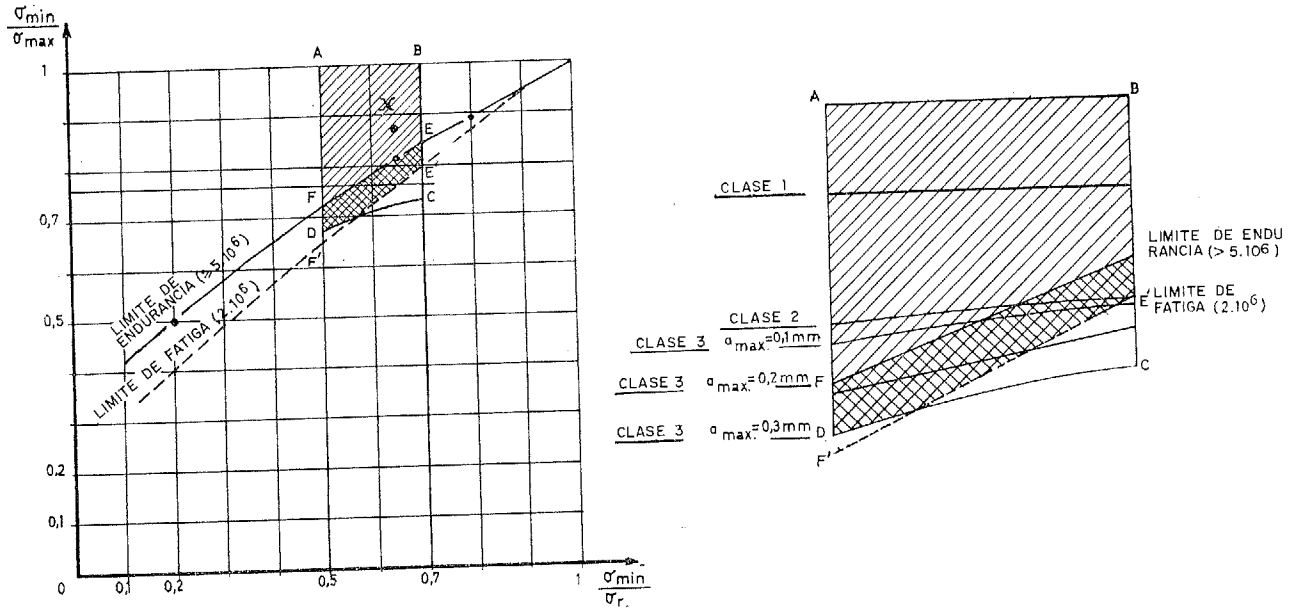


Figura 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

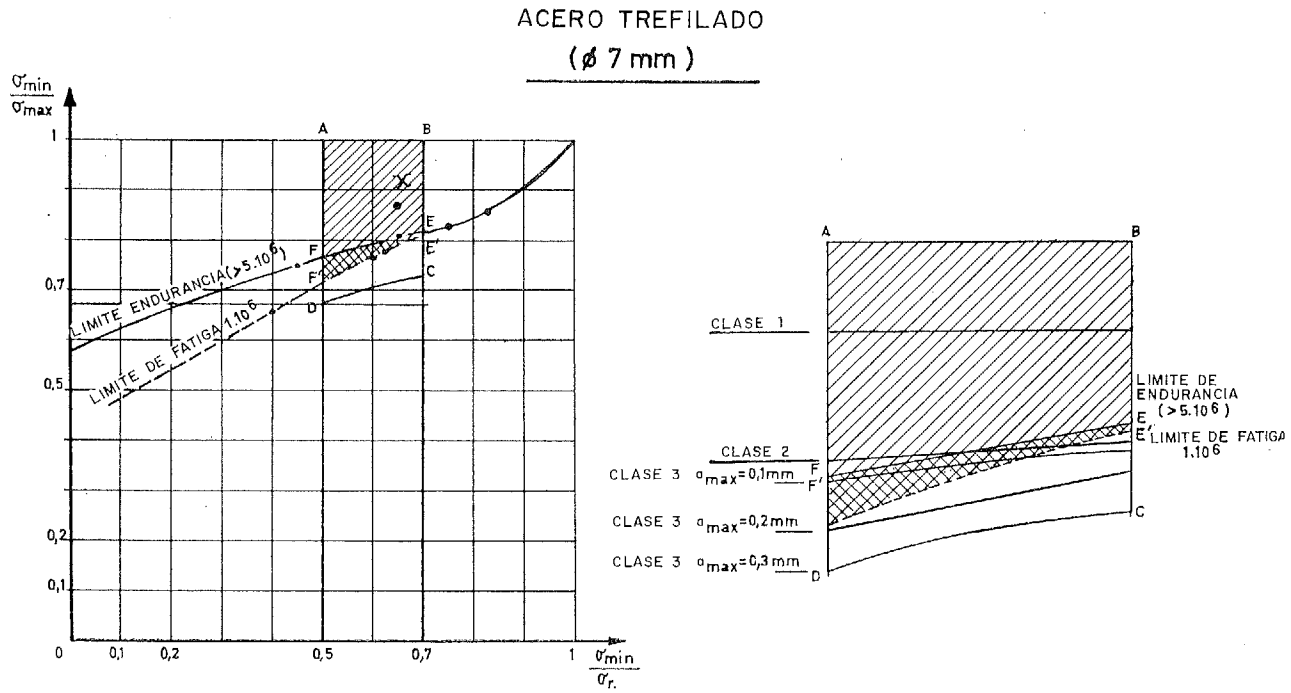


Figura 3.

el sistema de ejes adoptado en la figura 1, respectivamente, para armaduras de 7 mm lisas, de acero con tratamiento posterior; para armaduras de 7 mm lisas, de acero trefilado, y para cables de 1/2" (7 ∅ 4 mm), de acero con tratamiento posterior.

A pesar del número insuficiente de resultados relativos a los límites de fatiga para

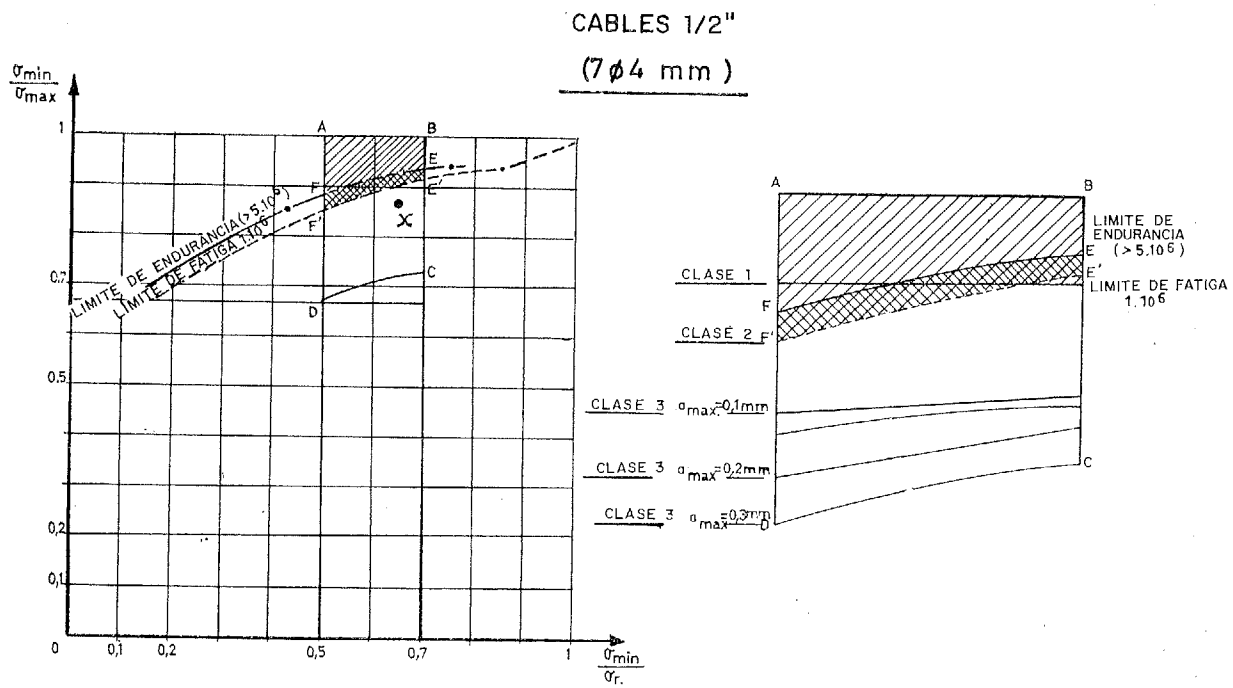


Figura 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

1.10^6 y 2.10^6 se puede prever, sin embargo, con bastante buena aproximación, la forma de las curvas correspondientes, dibujadas de trazos en los tres diagramas.

Se comprueba, con arreglo a los diagramas, que las posibilidades de utilización de los diferentes tipos de armaduras, que se pueden representar por la relación entre el área rayada *ABEF* o la *ABE'F'* y el área *ABCD*, son muy diferentes para los tres tipos de armaduras y que, en particular, son muy reducidos para los cables y apenas bastan para satisfacer las condiciones más severas de la clase 1.

Los aceros con tratamiento posterior podrían convenir en las condiciones más severas de la clase 3 con tal de que la tensión de pretensado no sea muy importante; con estos aceros se cumplen las condiciones más severas de la clase 2.

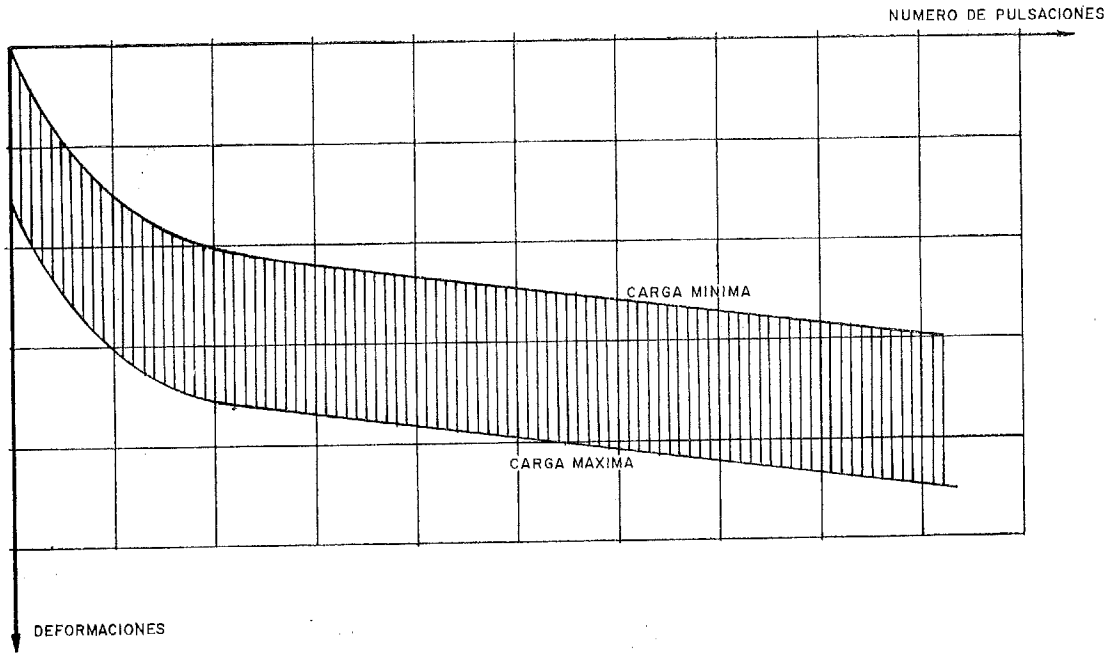
Los aceros trefilados dan resultados parecidos, pero con curvas un poco más próximas a la horizontal.

Los cables están evidentemente excluidos de la clase 3 y prácticamente también de la clase 2, salvo para aplicaciones en las que la fatiga sea muy limitada.

El punto señalado con *X* en cada uno de los tres diagramas corresponde a las condiciones de carga consideradas por las normas de la A.S.P. El control de este punto da, evidentemente, una información interesante; sin embargo, no es suficiente para garantizar todas las aplicaciones posibles.

Los estudios relativos a la fluencia dinámica están aún en sus principios. Actualmente están en curso ensayos sobre 2 tipos de alambres de 5 mm de diámetro.

La figura 5 da la forma de una curva de fluencia dinámica obtenida sobre un alambre de 5 mm de diámetro.



FLUENCIA DINAMICA

Figura 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

4. RESULTADOS DE ENSAYOS SOBRE ARMADURAS DE HORMIGON ARMADO

Desde hace varios años se vienen realizando ensayos de fatiga sobre un gran número de barras de aceros semiduros de adherencia mejorada de diferentes tipos, así como sobre barras lisas de acero dulce.

La tensión mínima adoptada en estos ensayos varía entre el 25 y el 30 por 100 del límite elástico de las barras y corresponde a un orden de magnitud habitual en las tensiones registradas en hormigón armado bajo cargas fijas.

Todos estos ensayos demuestran que el límite de endurancia de las barras lisas de acero dulce es superior al 90 por 100 de su límite elástico, mientras que varía con la naturaleza de los aceros semiduros y, sobre todo, con la forma de sus corrugaciones de superficie; los límites de endurancia de acero semiduros varían entre el 65 y el 85 por 100 de su límite elástico.

La principal conclusión que se saca de los ensayos es la de que los límites de endurancia, aunque muy variables con los tipos de barras, son todos superiores al 60 por 100 del límite elástico; es decir, a las tensiones máximas admitidas en el hormigón armado.

Si los tipos de armaduras más frágiles van bien en las condiciones más severas de solicitaciones de las construcciones de hormigón armado no sucede lo mismo cuando las armaduras se utilizan como armaduras pasivas de las piezas parcialmente pretensadas.

En las clases 2 y 3, las armaduras pasivas, comprimidas en el momento de pretensado, se descomprimen en seguida, y luego entran en tracción bajo la acción de las sobrecargas.

En las condiciones normales de utilización de las piezas trabajando a fatiga, las tensiones en las armaduras pasivas pueden ser, alternativamente, de compresión bajo la acción de las cargas fijas y de tracción bajo la acción de las sobrecargas máximas.

Aunque los resultados de los ensayos de armaduras bajo solicitaciones alternadas sean muy poco numerosos se comprende que los límites de endurancia correspondientes a estas solicitaciones pueden ser mucho más bajos que en el caso de solicitaciones repetidas. Es, pues, peligroso utilizar en pretensado parcial, armaduras pasivas que presenten características mediocres de resistencia a fatiga.

Convendría extender los ensayos sobre barras, a los casos de solicitación alternada.

El peligro de fatiga de las armaduras pasivas de las piezas parcialmente pretensadas se puso en evidencia durante un ensayo dinámico sobre viga; el tipo característico de rotura por fatiga sobrevino en las armaduras pasivas de acero semiduro de alta adherencia, mientras que las roturas de los alambres de pretensado, que ocurrieron a continuación, presentaron todas estricción previa.

II. - ensayos de relajación de alambres y cables

El progreso de los conocimientos relativos a la relajación y la validez de los controles efectuados sobre esta característica están subordinados al establecimiento de un ensayo normalizado que permita comparar entre sí los resultados procedentes de diversos laboratorios.

Actualmente, la A.S.P. tiende a unificar las condiciones de realización de los ensayos de relajación precisando de manera detallada el procedimiento a seguir y las características que deben satisfacer las máquinas de ensayo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Para los ensayos de control, las condiciones de carga se definen de manera precisa e invariable: la tensión inicial σ_i debe ser igual al 75 por 100 de la resistencia media garantizada manteniendo la probeta en ensayo de fluencia durante dos minutos, bajo la carga correspondiente a σ_i. El final de estos dos minutos señala el origen de tiempo, a partir del cual se procede a las medidas de relajación.

Los ensayos de control en condiciones fijas, evidentemente, resultan insuficientes para permitir definir las pérdidas de tensión posibles en las múltiples condiciones prácticas de empleo de los aceros.

Conviene efectuar ensayos en los que, los diferentes factores que pueden influir en la relajación sean tomados, sucesivamente, como variables.

Muchos ensayos de este tipo se han realizado, desde hace bastantes años, en el Laboratorio de la Universidad de Lieja, bajo la dirección de los profesores Campus, Louis y Gamski; una gran parte de estos ensayos se efectuó en colaboración con el Sr. Dumas y a petición suya.

La mayoría son ensayos a ciento veinte horas o a mil horas; algunos, sin embargo, se han prolongado durante siete u ocho años y están aún actualmente en curso.

Estos ensayos, realizados con dispositivos por peso de acuerdo con los principios adoptados por la A.S.P., han permitido comprobar la influencia de los principales factores que intervienen en la relajación:

- La importancia de la relajación aumenta con la tensión inicial σ_i permaneciendo, sin embargo, el valor de la tensión subsistente tanto mayor cuanto más elevada es la tensión inicial.
- Un preestirado de las armaduras, que produce un alargamiento por fluencia previa bajo tensión constante, puede conducir a una disminución de la relajación. Esta disminución es tanto más elevada cuanto más fuerte es la tensión de preestirado y más prolongado su tiempo de aplicación.
- Ciclos de calentamiento y enfriamiento sucesivos, incluso para variaciones débiles de temperatura, crean tensiones internas en el metal, estabilizan las propiedades mecánicas y disminuyen o incluso anulan la relajación ulterior.

Los procesos de reducción de la relajación por preestirado y por aplicación de ciclos de temperatura han sido estudiados con detalle por Dumas y aparecen expuestos en varias de sus publicaciones.

Dado el gran número de resultados obtenidos con los mismos tipos de máquinas y en las mismas condiciones de temperatura, velocidad de puesta en carga y procedimientos de medida, Dumas ha sugerido la idea de intentar deducir enseñanzas de orden estadístico, especialmente en lo relativo a dispersiones.

Este trabajo, todavía en curso, sólo permite, actualmente, formular algunas conclusiones parciales.

Al considerar los ensayos realizados, al menos cuatro veces en las mismas condiciones y sobre los mismos tipos de acero, se encuentran los diferentes valores del error cuadrático o dispersión relativa σ, en tanto por ciento que figuran en el cuadro 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

CUADRO 1.

ALAMBRES TREFILADOS (Ø = 7 mm)		
Estirado preliminar durante 2′		
$\frac{\sigma_{estirado}}{\sigma_r} = 0{,}975$		
$\frac{\sigma_i}{\sigma_r}$	Número de ensayos (n)	σ (%)
0,91	9	9,1
0,88	9	29,1
0,85	10	18,8
0,80	10	9,2
0,71	7	17,4
0,65	11	14,1
0,59	10	15,4
$\frac{\sigma_{estirado}}{\sigma_i} = 1$		
0,91	4	12,5
0,85	4	30,0
0,80	4	12,0
0,71	4	36,3
Sin estirado		
0,91	4	16,8
0,88	5	13,7
0,85	4	3,2
0,80	4	11,8

ALAMBRES TREFILADOS (Ø = 9 mm)		
Sin estirado		
$\frac{\sigma_i}{\sigma_r}$	Número de ensayos (n)	σ (%)
0,80	6	30,8
0,75	4	23,5
0,70	6	21,5
0,65	4	9,7
ALAMBRES DE ACERO CON TRATAMIENTO POSTERIOR (Ø = 7 mm)		
Sin estirado		
0,80	4	2,7
0,75	4	3,7
0,70	4	23,0
0,65	4	6,6
ALAMBRES ENVEJECIDOS (Ø = 7 mm)		
Sin estirado		
0,80	7	17,0
0,75	4	15,8
0,70	4	18,2
0,65	4	31,5
CABLES 1/2″		
σ_i	n	σ (%)
136,5 kg/mm²	4	36,9
144 kg/mm²	4	26,1

Aunque el cálculo de dispersiones a partir de sólo 4 pruebas no sea muy seguro permite, sin embargo, hacerse una idea sobre el orden de magnitud de las dispersiones relativas a los ensayos de relajación. Las dispersiones obtenidas sobre series homogéneas de 10 resultados son, por otra parte, del mismo orden que las obtenidas con series de 4 resultados.

Para ensayos sobre alambres, el valor medio $\overline{\sigma}$ y el error cuadrático σ_σ de las dispersiones, son los siguientes:

— Considerando sólo las 10 series para las cuales n es al menos igual a 6: $\overline{\sigma} = 15{,}5$ por 100; $\sigma_\sigma = 47$ por 100.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

— Considerando sólo las 16 series para las cuales n es igual a 4: $\overline{\sigma} = 16{,}1$ por 100; $\sigma_\sigma = 65$ por 100.

— Considerando las 27 series: $\overline{\sigma} = 16{,}8$ por 100; $\sigma_\sigma = 54$ por 100.

Se puede contar, pues, para las medidas de relajación, con una dispersión media del orden del 16 por 100 y un error cuadrático de alrededor del 50 por 100. La dispersión que corresponde a un 5 por 100 de probabilidades de encontrar un lote más disperso es del orden del 30 al 35 por 100.

Son muy semejantes las dispersiones obtenidas con diferentes tipos de alambres. Para cables, las dispersiones son más importantes.

Para un mismo tipo de alambre, las dispersiones varían considerablemente con la tensión inicial, pero sin que esta variación presente un carácter sistemático.

Las prescripciones de la A.S.P. prevén para tener en cuenta las dispersiones en ensayos de control únicos y aislados, que la relajación real medida no debe sobrepasar en más del 20 por 100 la relajación anunciada por el proveedor.

Si los ensayos se efectúan sobre lotes diferentes que provienen de una misma colada, la media de las relajaciones reales sobre n ensayos no debe sobrepasar el $\frac{20 \text{ por } 100}{\sqrt{n}}$ de la relajación anunciada.

Teniendo en cuenta la magnitud de las dispersiones, para satisfacer las condiciones impuestas, con probabilidad razonable, es preciso que las relajaciones anunciadas sean claramente más elevadas que las relajaciones medias.

Conviene hacer notar que en las dispersiones citadas anteriormente intervienen, entre otros, ensayos efectuados desde hace muchos años y que la calidad de los aceros, indiscutiblemente, ha evolucionado estos últimos años en el sentido de una mejora constante, principalmente en lo que concierne a las dispersiones.

El diagrama representado en la figura 1 da la evolución media de la relajación al cabo de ciento veinte horas, medida sobre diferentes tipos de alambres, en función de la relación $\frac{\sigma_i}{\sigma_r}$ entre la tensión inicial y la tensión de rotura. Las medias se hallan, en cada caso, sobre aceros de la misma procedencia, ensayados en las mismas condiciones, sin estirado previo.

Los resultados medios demuestran que los alambres simplemente trefilados presentan las mejores características de relajación, salvo para tensiones iniciales pequeñas, para las cuales dan resultados ligeramente más favorables los alambres de 7 mm con tratamiento de martempering.

Los alambres envejecidos presentan resultados medios comparables a los de los alambres trefilados. Por el contrario, los alambres de acero con tratamiento posterior y los alambres de 5 mm sometidos a martempering conducen a pérdidas de relajación mucho más importantes.

El diagrama de la figura 1 pone de manifiesto que la influencia del diámetro de los alambres sobre las pérdidas de relajación tiene un valor relativamente débil como media, salvo para alambres con tratamiento de martempering y para las pequeñas tensiones iniciales de los alambres trefilados.

Los numerosos ensayos realizados con alambres trefilados de 7 mm de diámetro per-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

COMPARACION ENTRE LOS RESULTADOS MEDIOS DE ALAMBRES SOMETIDOS A RELAJACION SIN ESTIRADO

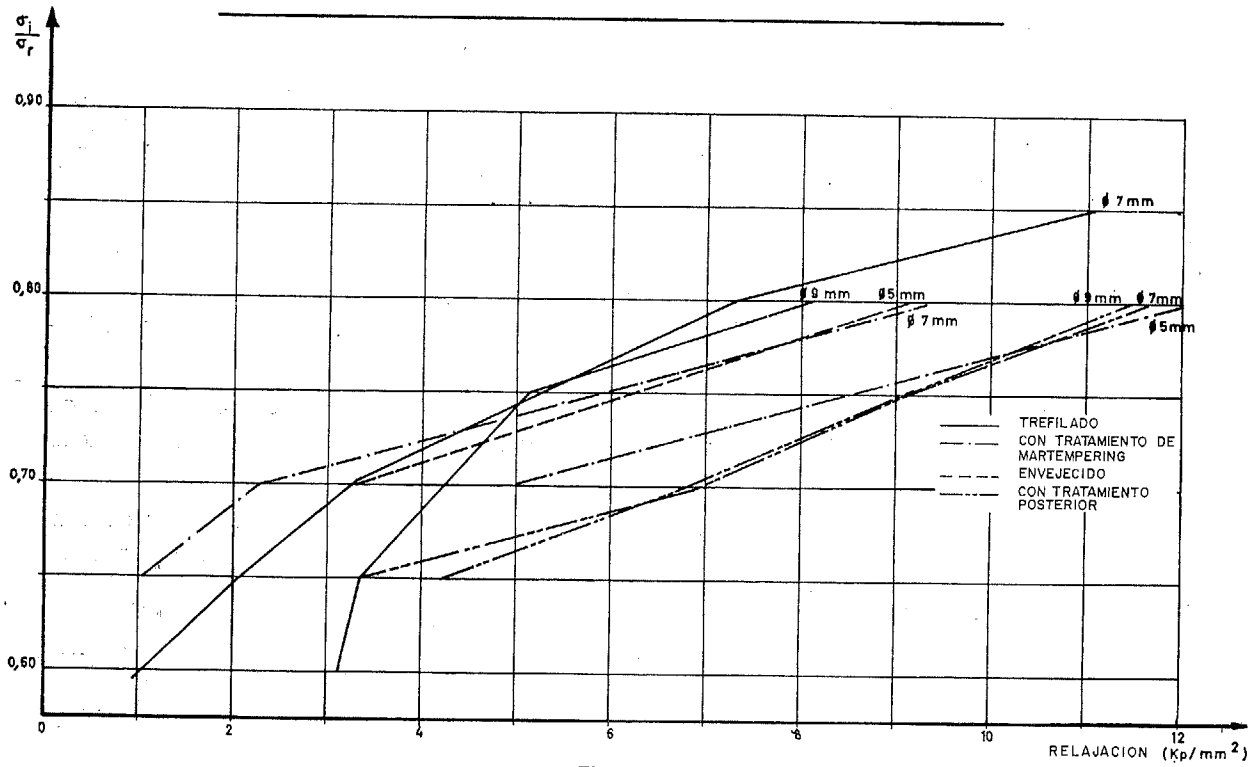


Figura 1.

INFLUENCIA DEL PREESTIRADO SOBRE LA RELAJACION – ALAMBRES TREFILADOS Ø7mm

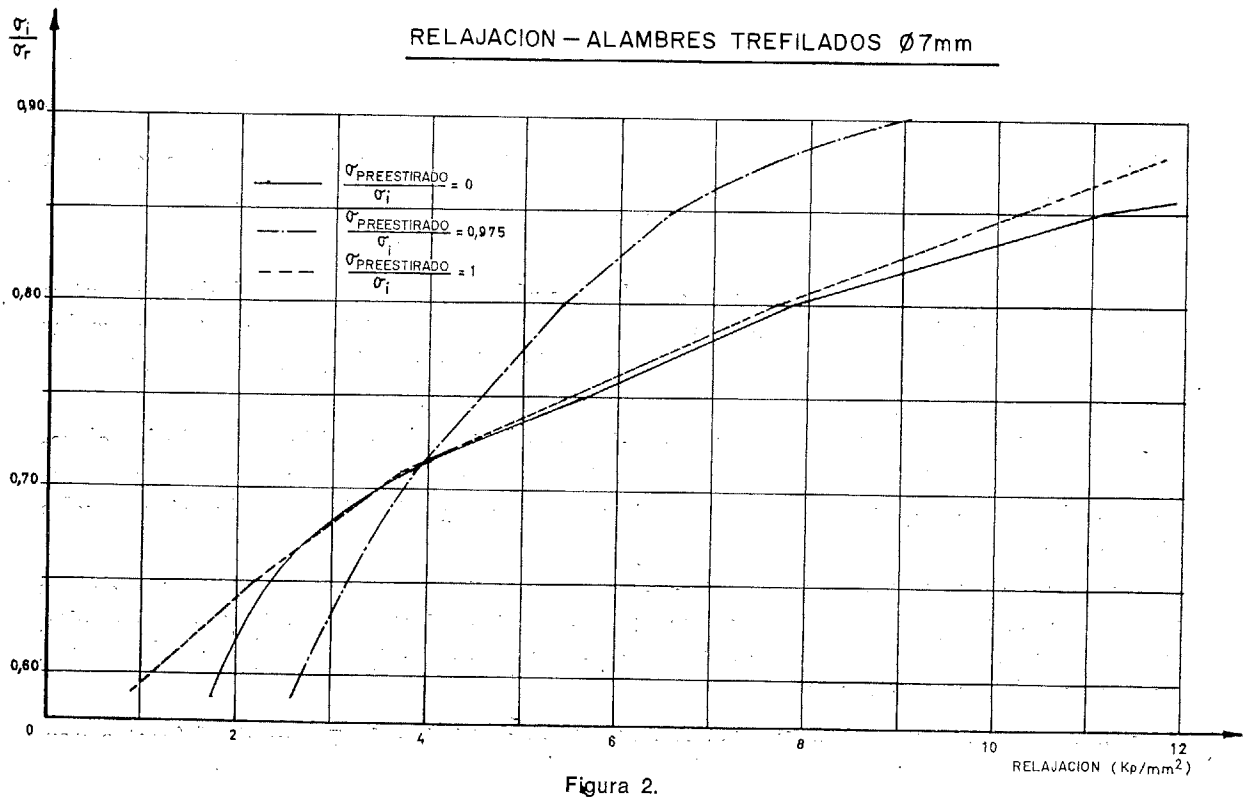


Figura 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

miten hacer aparecer, claramente, en los resultados medios, el efecto del preestirado estudiado con detalle por Dumas. Las curvas dibujadas en el diagrama de la figura 2 dan la evolución, en función de $\frac{\sigma_i}{\sigma_r}$, de las pérdidas por relajación para tres relaciones entre la tensión de preestirado y la tensión inicial, iguales, respectivamente, a $0{,}975\,\frac{\sigma_i}{\sigma_r}$, 1 y 0.

Se comprueba que, para este tipo de alambres, el preestirado mejora notablemente las condiciones de relajación posterior con tal de que las tensiones iniciales σ_i sean superiores al 70 por 100 aproximadamente de σ_r; mientras que para tensiones iniciales inferiores se ha observado el efecto inverso.

Debe señalarse que los ensayos a las 1.000 h y los ensayos de larga duración, no son suficientes actualmente para permitir obtener las evoluciones medias en las características de relajación.

III. - ensayos de adherencia sobre barras para hormigón y alambres de pretensado

En lo relativo a las barras para hormigón, se manifiesta cada vez más en Bélgica la tendencia a adoptar un ensayo normalizado del tipo "beam test". El esquema de este ensayo se representa en la figura 1.

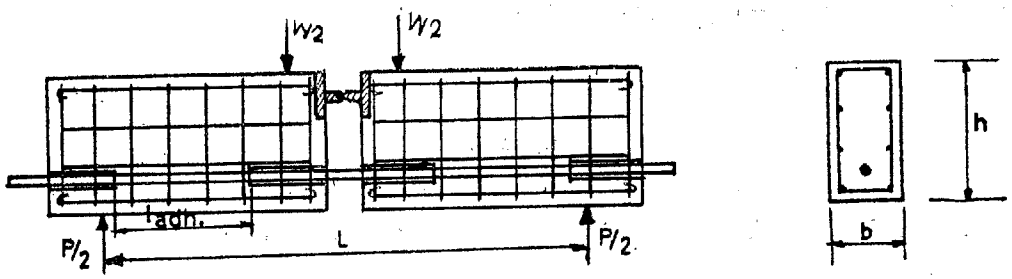


Figura 1.

Las principales investigaciones basadas en el "beam test" se han referido a un estudio sobre la influencia de la armadura transversal en las zonas de anclaje y sobre las características de adherencia de las barras agrupadas, en contacto.

En el campo de los aceros de pretensado, los estudios experimentales se refieren principalmente a la adherencia de alambres, al mortero de inyección y a la puesta a punto de ensayos para determinar las longitudes de anclaje, según las prescripciones de la A.S.P.

1. INVESTIGACIONES RELATIVAS A LAS BARRAS PARA HORMIGON

Numerosos ensayos "beam test" permitieron, con anterioridad, determinar los factores principales que influyen en la tensión media de rotura de adherencia τ_{dr}, así como la forma de las leyes de variación de τ_{dr} en función del tipo y del diámetro de las armaduras, de la resistencia del hormigón y de la longitud de adherencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

El punto fundamental que queda por esclarecer se refiere a la influencia de la armadura transversal en la zona de anclaje, sobre τ_{dr}.

Diversas investigaciones han sido emprendidas en la Universidad de Lieja, desde hace dos años, sobre esta cuestión, así como sobre la adherencia de barras agrupadas, en contacto. Estas investigaciones han sido realizadas por Arda, auxiliar en la Universidad Técnica de Estambul, en el curso de la preparación de su tesis doctoral.

1.1. Influencia de la armadura transversal sobre la adherencia.

Se llevan realizados 274 ensayos de adherencia del tipo "beam test" (63 sobre probetas normalizadas y 211 sobre probetas especiales), así como 13 ensayos de vigas con barras principales recubiertas con vainas.

Se ha utilizado, como armadura principal, un mismo tipo de barra con dos diámetros distintos. El esquema de las probetas especiales, armadas con dos barras principales en contacto con las armaduras transversales, se da en la figura 2.

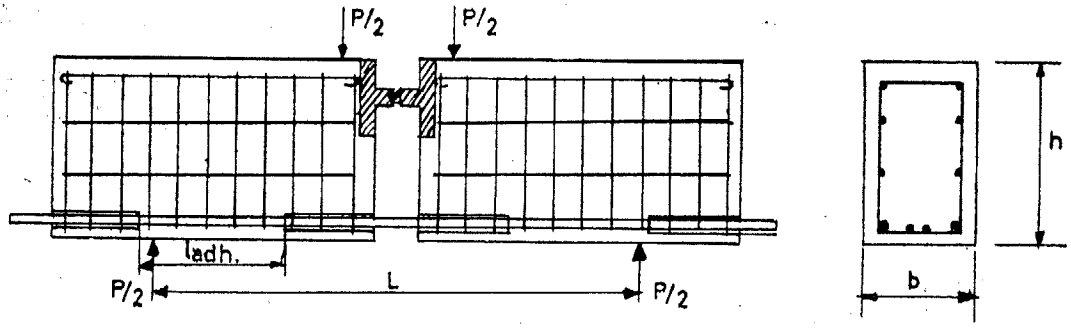


Figura 2.

Las variables estudiadas durante los ensayos son las siguientes:

— el diámetro $\varnothing_t$ de las armaduras transversales;
— la distancia t entre estas armaduras;
— su inclinación α respecto de la dirección de las barras principales;
— su forma de fijación (por atado o por soldadura);
— la resistencia en compresión del hormigón σ'_{br};
— el diámetro $\varnothing$ de las barras principales.

Un estudio estadístico efectuado sobre todos los resultados obtenidos, condujo a la fórmula siguiente:

$$\tau_{dr} = \tau_{dr\,(w=0)} + k\frac{\phi_t^n}{t},$$

donde

$\tau_{dr\,(w=0)}$ = tensión media de rotura de adherencia sin armaduras transversales.

τ_{dr} = tensión media de rotura de adherencia en presencia de una armadura transversal caracterizada por ϕ_t y t.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

El término $k\frac{\varnothing_t}{t}$ representa el aumento de adherencia debido a la armadura transversal y en él intervienen dos coeficientes, k y n:

$$k = f(\alpha) \quad \text{y} \quad n = f(\sigma'_{br})$$

Si se emplea árido rodado, τ_{dr} $(w = 0)$ es de la forma siguiente:

$$\tau_{dr\,(w=0)} = \beta \log_{10} \frac{\sigma'_{cub.}}{30}; \quad \text{con } \beta = f \text{ (tipo de armadura y } \phi)$$

Ensayos de vigas sobre dos apoyos, sometidas a dos cargas simétricas, con barras principales recubiertas en la zona de momento constante, han permitido verificar la validez de las fórmulas precedentes en su aplicación al establecimiento de las longitudes de recubrimiento en función de las armaduras transversales.

1.2. Influencia del agrupamiento de barras en contacto sobre la adherencia.

Se han efectuado ensayos sobre barras lisas de acero dulce y sobre barras de acero semiduro de alta adherencia, colocadas en contacto por grupos de dos o de tres. Sobre la base de 96 ensayos de adherencia y 9 ensayosde flexión sobre vigas se han comparado detalladamente las características de adherencia y de fisuración de barras en contacto, de

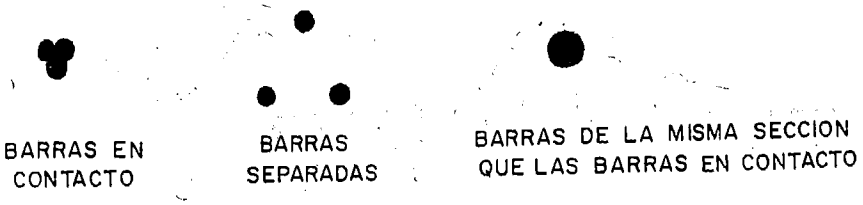


Figura 3.

barras separadas y de barras de diámetros mayores con la misma sección que las barras en contacto (fig. 3). Las principales conclusiones de estos ensayos son las siguientes:

— Las características de adherencia y fisuración de las barras en contacto son siempre superiores a las de las barras de gran diámetro y de la misma sección.

— Las características de adherencia de las barras en contacto son siempre superiores a las de las barras aisladas.
Para barras lisas, el agrupamiento en contacto transforma la curva de deslizamiento propia de las barras lisas en la curva característica de las barras de alta adherencia. Para barras de alta adherencia, el agrupamiento en contacto disminuye claramente los deslizamientos con relación a los obtenidos en barras aisladas.

— Las características de fisuración de barras lisas agrupadas en contacto ocupan una posición intermedia entre las barras separadas y las barras de gran diámetro y de la misma sección.
Las barras de alta adherencia agrupadas en contacto tienen características de fisuración sensiblemente iguales a las de las barras separadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

2. ESTUDIOS EXPERIMENTALES RELATIVOS A ALAMBRES DE PRETENSADO

2.1. Adherencia de alambres a los morteros de inyección.

Los ensayos efectuados sobre adherencia de alambres a los morteros de inyección forman parte de una investigación de conjunto,realizada por la señora Brenneisen, bajo la dirección del señor Gamski, sobre morteros de inyección y efecto de los aditivos. El propósito de estos ensayos es comparar la adherencia de dos alambres de 5 mm de diámetro, uno liso y otro grafilado, para diferentes tipos de pastas y morteros de inyección.

Las seis mezclas básicas estudiadas presentan la misma relación agua-cemento y se componen de:

— Una pasta pura de cemento sin aditivos, la misma pasta con aditivo expansivo y la misma pasta con aditivo plastificante.

— Un mortero sin aditivo, el mismo mortero con aditivo expansivo y el mismo mortero con aditivo plastificante.

Las comparaciones se efectuaron todas con ensayos tipo *beam test* sobre longitudes de adherencia iguales a 10 ó a 30 veces el diámetro de los alambres. El número total de ensayos fue de 112, habiéndose repetido cada ensayo dos veces. Durante el hormigonado de las probetas se dejaron conductos sin vaina, de ∅ 22 mm, para el paso de los alambres (fig. 4); después del endurecimiento del hormigón se inyectaron a presión estos conductos. Los ensayos tuvieron lugar veintiocho días después de la inyección. Las resistencias a compresión variaban, según las composiciones, entre 400 y 580 kp/cm², disminuyendo la resistencia el aditivo expansivo, mientras que el plastificante la aumentaba.

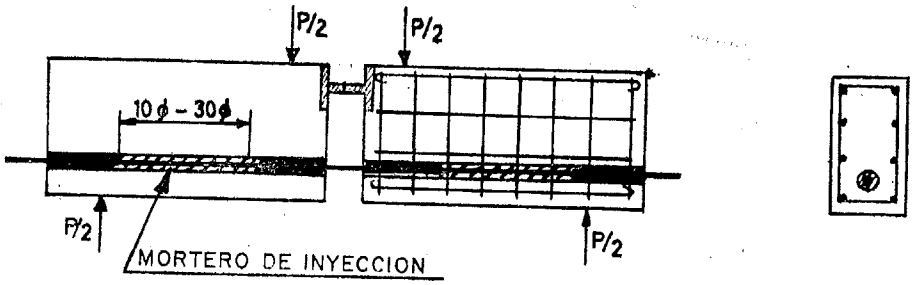


Figura 4.

Las conclusiones generales de los ensayos son las siguientes:

— Para ensayos sobre alambres lisos, los diagramas proporcionan la variación del deslizamiento en función de la tensión media de adherencia y tienen forma horizontal, mientras que para alambres grafilados se encuentra en estos diagramas la forma característica de las barras de alta adherencia (fig. 5).

— La adherencia a los morteros resulta mayor que la adherencia a las pastas puras de cemento; la diferencia es, como media, del 5 al 10 por 100 para alambres lisos, y del 10 al 20 por 100 para alambres grafilados.

— La presencia de aditivos expansivos no modifica prácticamente las características de adherencia de los alambres lisos, mientras que aumenta la adherencia de los alambres grafilados en una proporción del orden del 50 por 100.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

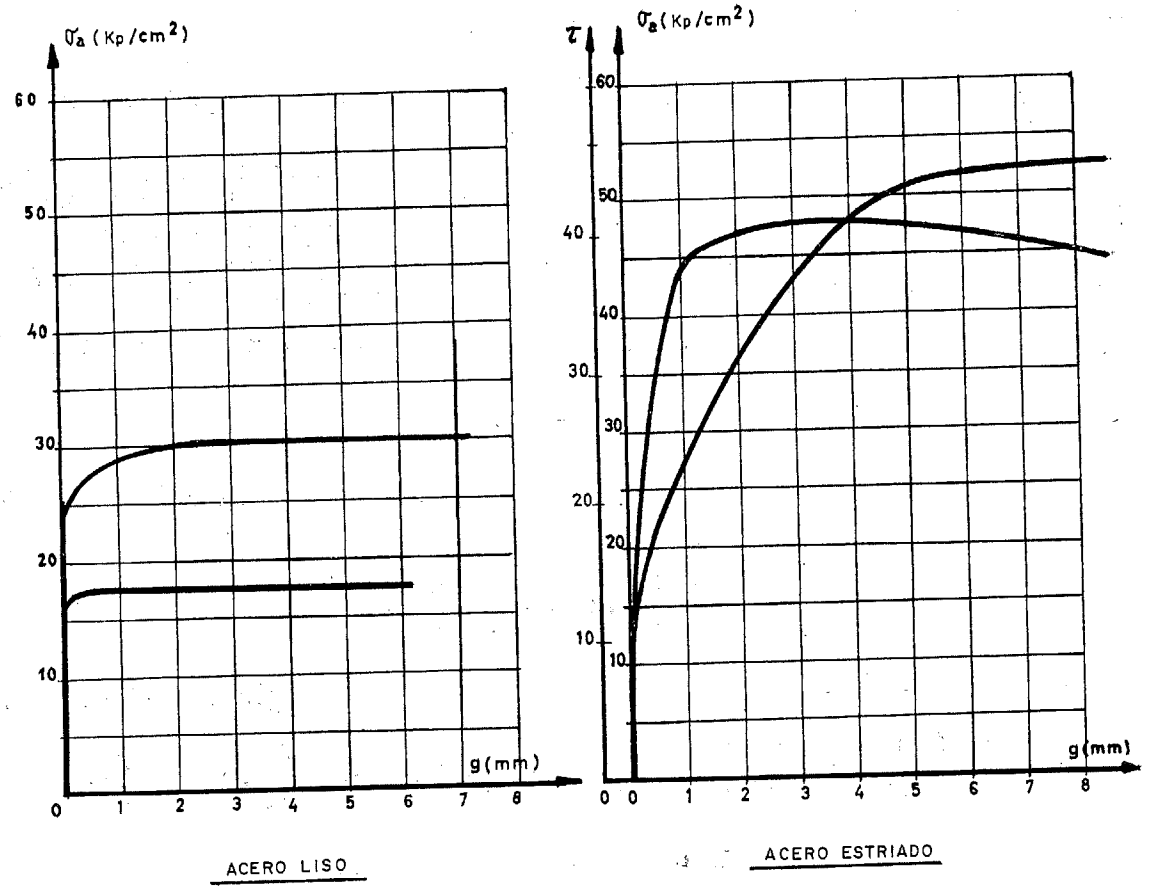


Figura 5.

— La presencia de aditivos plastificantes disminuye la adherencia en un 20 por 100 en los alambres lisos, y alrededor de un 10 por 100 en aceros grafilados.

— A título comparativo se efectuaron una serie de ensayos con vainas metálicas en el caso de pasta pura sin aditivo; la presencia de vainas disminuye en todos los casos las características de adherencia: alrededor de un 20 por 100 para alambres grafilados, y de un 40 por 100 para alambres lisos.

— Las tensiones medias de rotura de la adherencia varían, según los tipos de ensayo, entre los siguientes límites:

	Alambres lisos	Alambres grafilados
Longitud de adherencia $= 10\,\varnothing$	10 a 24 kp/cm²	37 a 70 kp/cm²
$= 30\,\varnothing$	10 a 43 kp/cm²	16 a 43 kp/cm²

A título comparativo, la adherencia al hormigón de alambres grafilados iguales, determinada por el *beam test*, conduce a tensiones medias de rotura de la adherencia dos veces mayores que las obtenidas en el caso de morteros de inyección.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

2.2. Ensayos para determinar las longitudes de anclaje.

La longitud de anclaje es la longitud de recubrimiento necesario para asegurar la transmisión del esfuerzo máximo de pretensado.

En el instante en que se suelta un alambre embebido en una probeta de hormigón, el esfuerzo P, que existía en el alambre, se transmite progresivamente al hormigón debido a la adherencia. Anulado fuera de la probeta el esfuerzo en el alambre toma el valor P a una distancia l_s del extremo. En la longitud l_s, el acortamiento del hormigón vale Δb mientras que el del alambre es igual a Δa. Se produce un deslizamiento relativo entre el acero y el hormigón en la longitud l_s; este deslizamiento se traduce en una entrada Δl del alambre en el extremo de la probeta:

$$\Delta l = \Delta a - \Delta b .$$

Suponiendo que el esfuerzo en el alambre y en el hormigón varía linealmente entre O y P en la distancia l_s se tiene:

$$\Delta a = \frac{P \cdot l_s}{2 E_a \cdot A} , \text{ y } \Delta b = \frac{P \cdot l_s}{2 E_b \cdot B} ,$$

siendo A y B las secciones del alambre y de la probeta de hormigón, respectivamente.

$$\Delta l = \frac{P \cdot l_s}{2} \left(\frac{1}{E_a \cdot A} - \frac{1}{E_b \cdot B} \right) = \frac{P \cdot l_s}{2 E_a \cdot A} (1 - m \cdot \omega_a) , \text{ con } m = \frac{E_a}{E_b} , \text{ y } \omega_a = \frac{A}{B} .$$

Midiendo Δl se puede determinar l_s mediante la expresión:

$$l_s = \frac{\Delta l \cdot 2 E_a \cdot A}{P (1 - m \cdot \omega_a)} .$$

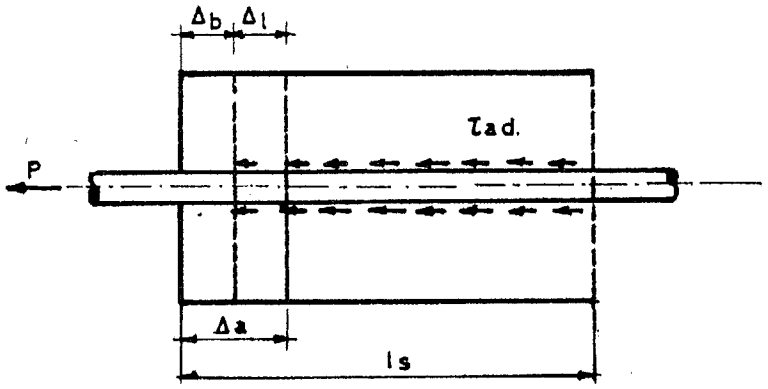


Figura 6.

Si el alambre está sometido a tensión, inicialmente, bajo un esfuerzo $P_i = \alpha \, . \, R_{mG}$, siendo R_{mG} la resistencia media garantizada del alambre, el esfuerzo en el momento de soltarlo, teniendo en cuenta las pérdidas (η), valdrá:

$$P = \alpha \cdot \eta \cdot R_{m\,G}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

de donde:

$$l_s = \frac{2\,\Delta l \cdot E_a \cdot A}{\alpha \cdot \eta \cdot R_{m\,G}\,(1 - m \cdot \omega_a)} = \frac{k \cdot \Delta l \cdot E_a \cdot A}{R_{m\,G}} \text{ [1] con } k = \frac{2}{\alpha \cdot \eta\,(1 - m \cdot \omega_a)}$$

De acuerdo con las normas de la A.S.P., los alambres se tesan inicialmente a 0,8 R_{mG} y se sueltan en el instante en que el hormigón de la probeta alcanza una resistencia de 250 kp/cm², en probeta cilíndrica. La sección B de la probeta es tal que $\frac{P}{B}$ vale 150 kp/cm²:

En estas condiciones, la longitud de anclaje viene dada por la expresión:

$$l_s = 3{,}5 \cdot \frac{E_G \cdot A_G}{R_{m\,G}} \cdot \Delta l\,.$$

Esta expresión se deduce directamente de [1], puesto que en ella, ahora:

$$k = \frac{2}{\alpha \cdot \eta\,(1 - m \cdot \omega_a)} = 3{,}5\,, \text{ ya que: } \begin{cases} \alpha = 0{,}8 \\ \eta = 0{,}8 \text{ a } 0{,}9 \\ m = 10 \text{ a } 15 \\ \omega_a = \dfrac{A}{B} = \dfrac{150}{0{,}8\,R_{m\,G}} \end{cases}$$

En el laboratorio de la Universidad de Lieja, el ensayo se realizó con probetas prismáticas, de sección rectangular, estando los alambres simétricamente repartidos en las secciones transversales. Las probetas se confeccionaron con un hormigón de tipo ordinario ligeramente vibrado, cuya resistencia evoluciona lentamente hasta 250 kp/cm², más o menos. La variación de la resistencia se determina por medio de ensayos de compresión sobre testigos cilíndricos confeccionados al mismo tiempo que las probetas y ensayados todos los días cuando la resistencia del hormigón se va aproximando a 250 kp/cm². Los alambres se sueltan el día en que la resistencia alcanza los 250 kp/cm².

El laboratorio está equipado con bancos que permiten el tesado de alambres y cables de todos los diámetros situados en locales mantenidos a temperatura y humedad constantes.

Los alambres, puestos en obra en el mismo estado en que se reciben de fábrica, se tesan separadamente a 0,8 R_{mG}, veinticuatro horas antes del hormigonado. En el instante del hormigonado, las pérdidas se compensan restableciendo los esfuerzos iniciales en cada alambre, por separado.

Los alambres van provistos de bulbos en sus extremos para impedir todo deslizamiento en los anclajes.

La longitud de los bancos de pretensado es tal que permite el hormigonado simultáneo de 4 probetas en serie, en una misma línea de alambres tesos.

La maniobra de soltar los alambres debe efectuarse de manera lenta y progresiva, con el fin de evitar choques; todos los alambres se sueltan simultáneamente.

La entrada de los alambres en el hormigón se mide en los dos extremos de cada probeta, por medio de elongámetros de una sensibilidad de $\frac{1}{100}$ mm, fijos a los alambres mediante un anillo dispuesto a una distancia d de las caras extremas de las probetas ($d =$ = 20 a 30 mm).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

DETERMINACION DE LA LONGITUD DE ANCLAJE

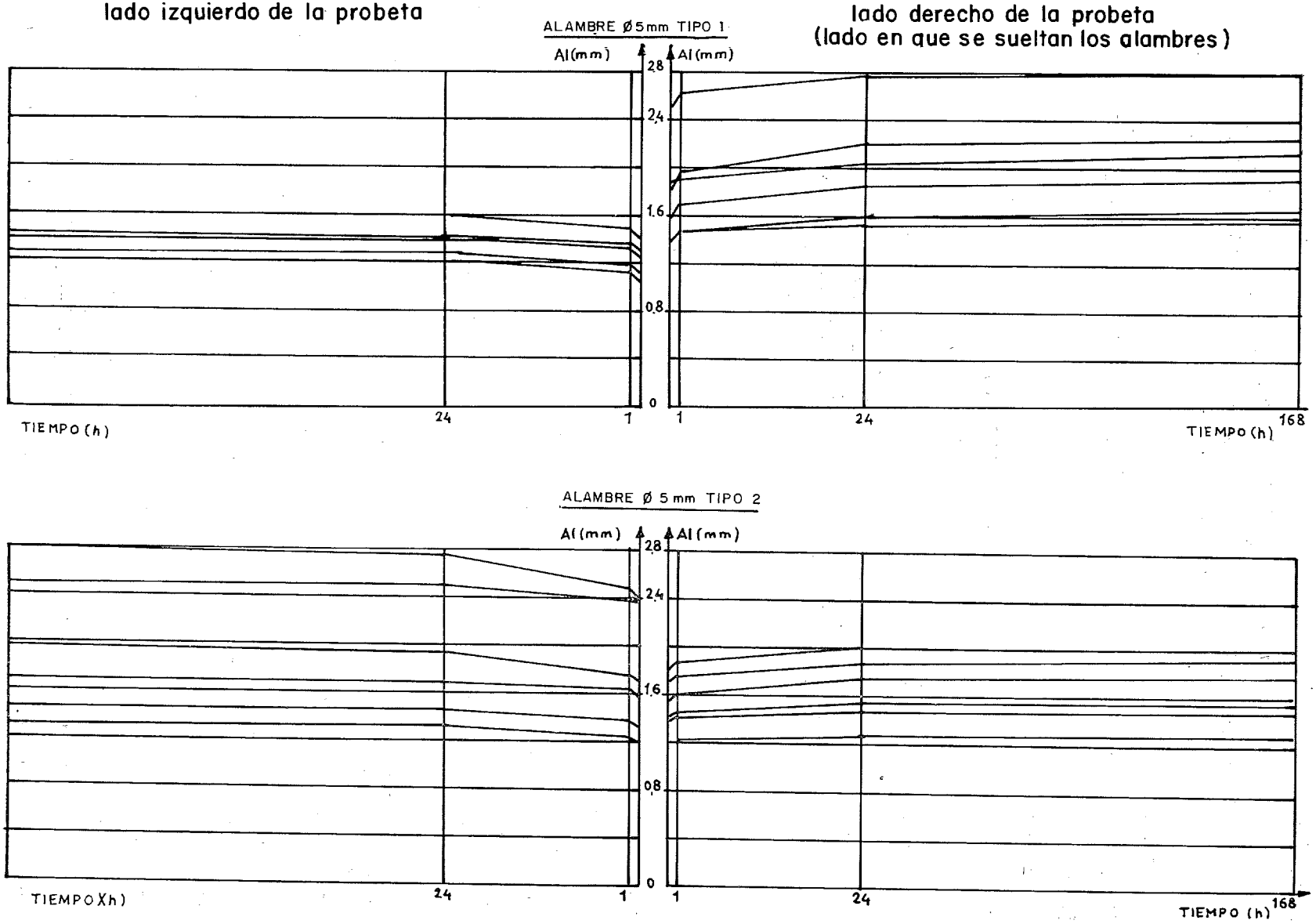


Figura 7.

La entrada Δl de un alambre viene dada por la expresión:

$$\Delta l = L - \varepsilon d,$$

con:

L = lectura en el elongámetro.

ε = deformación proporcional del alambre después de soltarlo.

Las medidas se efectúan en el momento de soltar los alambres, así como después de una hora, veinticuatro horas y siete días.

Con el fin de controlar la regularidad del reparto de tensiones de compresión en el hormigón se miden igualmente las deformaciones del hormigón en diferentes secciones de la probeta.

La figura 7 da, a título de ejemplo, la variación de la entrada de los alambres Δl en función del tiempo, para dos clases de alambres de 5 mm. Las curvas se refieren a resultados individuales de 6 alambres, obtenidos en cada extremo de la probeta de hormigón.

Estas curvas permiten sacar las siguientes conclusiones:

— Las dispersiones de los resultados pueden ser muy importantes, como cabe esperar en todos los tipos de ensayos de adherencia. La obtención de un valor medio de la longitud de anclaje digno de confianza se encuentra condicionada a la realización de un número de ensayos bastante importante (3 a 4 probetas de hormigón, con un mínimo de 12 valores de Δl).

— La entrada de los alambres se estabiliza, prácticamente, veinticuatro horas después de soltarse éstos. Las medidas de control efectuadas a los siete días podrían reducirse, sin peligro, a dos días solamente.

— Tanto el lado en que se sueltan los alambres, como el lado opuesto, dan resultados válidos; en efecto, no se observa ningún fenómeno sistemático propio de uno de los dos lados presentándose las dispersiones más importantes al azar, tanto en un lado como en el otro.

IV. - determinación del alargamiento máximo, en carga, de las armaduras de pretensado y de los valores mínimos exigibles para esta característica

1. DETERMINACION DEL ALARGAMIENTO MAXIMO, EN CARGA, $\varepsilon_{máx}$

La característica de deformación más representativa del comportamiento de las armaduras en su estado último, es el alargamiento máximo en carga, $\varepsilon_{máx}$; medido fuera de la zona de rotura.

Como consecuencia de numerosos ensayos de tracción sobre distintos alambres de pretensado se han podido deducir las siguientes conclusiones:

1.ª $\varepsilon_{máx}$ no puede deducirse de los alargamientos remanentes determinados después de la rotura de las probetas, y los cuales, por sí solos, presentan poco interés.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

2.ª La determinación experimental de $\varepsilon_{máx}$ en el instante en que la carga aplicada comienza a decrecer, no presenta ninguna dificultad particular y no pone en peligro prácticamente el aparato que sirve para medir las deformaciones; el tiempo que transcurre entre la obtención del esfuerzo máximo y la rotura de la probeta es suficiente para retirar el aparato sin riesgo de destruirlo.

3.ª Para tensiones superiores al límite de proporcionalidad, las deformaciones dejan de ser uniformes en toda la longitud de la probeta. Las deformaciones son más importantes en una zona de longitud aproximadamente igual a 10 veces el diámetro ∅ del alambre, situada alrededor de la sección donde va a producirse la rotura. Fuera de esta zona las deformaciones son prácticamente uniformes hasta rotura. Para obtener un valor representativo de $\varepsilon_{máx}$ uniforme, bajo carga, la base de medida debe estar situada en la zona en que las deformaciones son prácticamente uniformes. Para que sea válida una medida de $\varepsilon_{máx}$ es preciso que la distancia entre la sección de rotura y el borde más próximo de la base de medida sea como mínimo de 5 ∅. Para una completa seguridad, sería deseable que esta distancia fuera, como mínimo, de 10 ∅.

4.ª La longitud de la base de medida o influye en los valores de $\varepsilon_{máx}$ dado que las deformaciones medidas fuera de la zona de estricción son uniformes, Sin embargo, como resulta imposible localizar *a priori* la zona de estricción, interesa determinar las deformaciones sobre una base relativamente pequeña (por ejemplo, 40 ó 50 mm), para no tener que eliminar un número demasiado grande de resultados.

5.ª Ensayos recientes demuestran que es igualmente posible determinar la $\varepsilon_{máx}$; en carga, a partir de medidas de los alargamientos remanentes, utilizando el siguiente procedimiento:

La carga aplicada a la probeta se mantiene hasta el momento en que se nota que comienza a decrecer, debido a la estricción (fig. 1, punto *a*). En vez de dejar que progrese la estricción hasta la rotura, que tendría lugar en el punto *b*, se descarga la probeta progresiva y lentamente a partir del punto *a* para, finalmente, llevarla sin que se rompa hasta el punto *c*. Después de descargada, la zona en que ha comenzado la estricción se reconoce fácilmente por la disminución local de sección resultante.

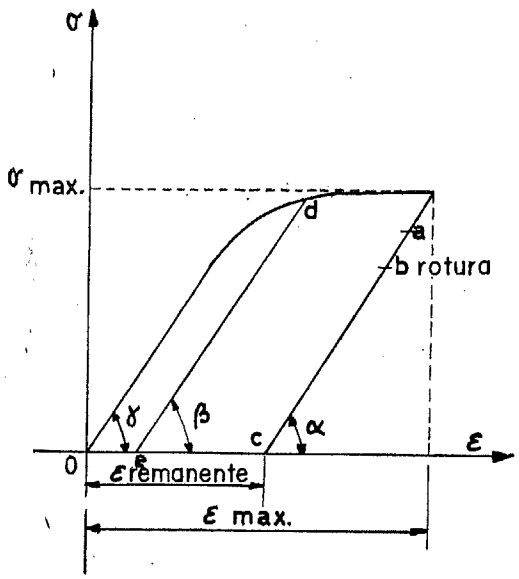


Figura 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

La deformación remanente $\overline{0_c} = \varepsilon_{remanente}$ medida sobre una base cualquiera suficientemente alejada (10 ∅) de la zona de estricción, permite determinar el valor de $\varepsilon_{máx}$ bajo carga, siempre que se conozca la inclinación α de la recta de descarga.

Los ensayos muestran que esta inclinación es la misma prácticamente que la inclinación β de una recta de descarga cualquiera, por ejemplo $\overline{de}$, y que difiere muy poco de la inclinación γ de la recta elástica.

$$\alpha = \beta \simeq \gamma \; ; \quad \tan \alpha = \tan \beta \simeq \tan \gamma = E.$$

Si se conoce el módulo de elasticidad E del acero se puede determinar $\varepsilon_{máx}$ por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{max} = \varepsilon_{remanente} + \frac{\sigma_{max}}{E} .$$

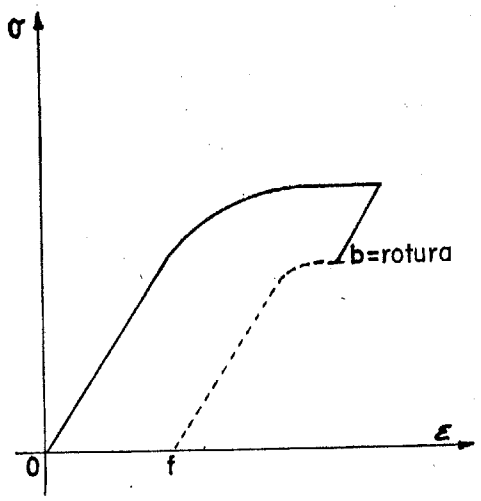


Figura 2.

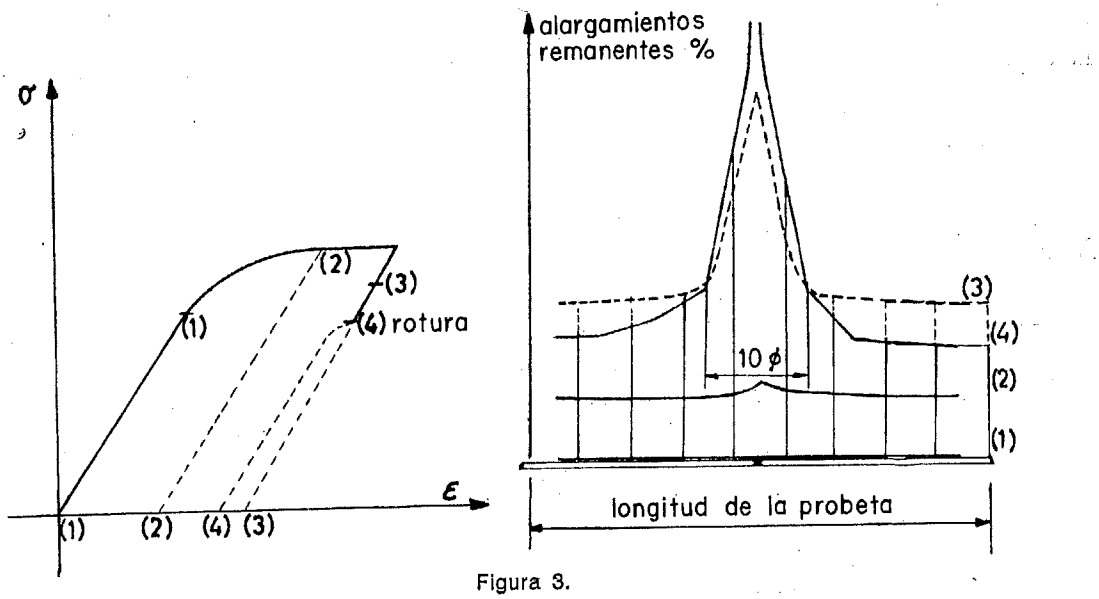


Figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Con ayuda de esta expresión es posible determinar la deformación máxima en carga $\varepsilon_{máx}$ sin efectuar ninguna medida de deformación durante la puesta en carga; en efecto, $\sigma_{máx}$ se puede calcular a partir de la carga máxima alcanzada en el transcurso del ensayo y la $\varepsilon_{remanente}$ fuera de la zona de estricción se puede determinar midiendo la longitud de de diferentes bases antes y después del ensayo. Obsérvese de nuevo que la deformación remanente fuera de la estricción, después de la rotura (fig. 2, *Of*) difiere considerablemente de $\varepsilon_{remanente}$ y no sirve para la determinación de $\varepsilon_{máx.}$ La figura 3 da, a título de ejemplo, el reparto, a lo largo de una probeta, de los alargamientos remanentes después de la descarga efectuada en diferentes estadios del proceso de carga.

2. VALORES MINIMOS QUE HAY QUE IMPONER A $\varepsilon_{máx}$

Una viga pretensada puede presentar tres tipos principales de rotura:

a) Si la cuantía de armadura es extremadamente pequeña puede sobrevenir una rotura brusca por fractura limpia de los alambres en el momento de la fisuración. Este caso se presenta si la resistencia de los alambres es inferior a la resistencia de la zona en tracción.

b) Para cuantías mayores, la rotura puede presentarse por fractura limpia de los alambres sin que se produzca la rotura del hormigón comprimido, después de producida la fisuración de la viga.

c) La rotura se puede producir igualmente por aplastamiento de la zona comprimida antes de que la capacidad de deformación de la armadura se haya agotado, bien sea cuando el acero se encuentra aún en su fase elástica, o bien cuando ha sufrido ya grandes deformaciones plásticas.

Los casos de rotura del hormigón, después de que la armadura haya sufrido grandes deformaciones plásticas lo mismo que el caso de rotura simultánea del acero en tracción y del hormigón comprimido (rotura mixta), son los más interesantes desde el punto de vista práctico, a causa del carácter lento y no brusco que presenta la rotura y porque entonces la capacidad resistente de los dos materiales se utiliza al máximo en este estado límite.

Considerando deseable el agotamiento simultáneo del acero y del hormigón se puede encontrar la condición de deformabilidad mínima que debe imponerse a las armaduras de pretensado.

La capacidad mínima de deformación de la armadura, es decir, el valor mínimo que debe imponerse a $\varepsilon_{máx,}$ debe poder absorber:

— por una parte, el alargamiento ε_0 debido al pretensado, deducidas las pérdidas a lo largo del tiempo y teniendo en cuenta las deformaciones parásitas que pueden aparecer, debidas a irregularidades en las longitudes iniciales de los alambres; y

— por otra parte, la deformación disponible, ε_{ad}, bajo carga, antes de la rotura de la pieza, es decir, antes del agotamiento de la capacidad de deformación del hormigón comprimido.

Por tanto: Valor mínimo de $\varepsilon_{máx} = \varepsilon_0 + \varepsilon_{ad}$ (fig. 4).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Los valores del alargamiento ε_0 debido al pretensado, varían de un caso a otro y, en general, se pueden hallar con suficiente precisión; por ejemplo, en el caso de un alambre teso inicialmente hasta los 7/10 de su resistencia, igual a 170 kp/mm², se encuentra, admitiendo un 15 por 100 de pérdidas, e irregularidades del orden de 5 cm para una longitud de 20 metros:

$$\varepsilon_0 = 0{,}76\ ‰ .$$

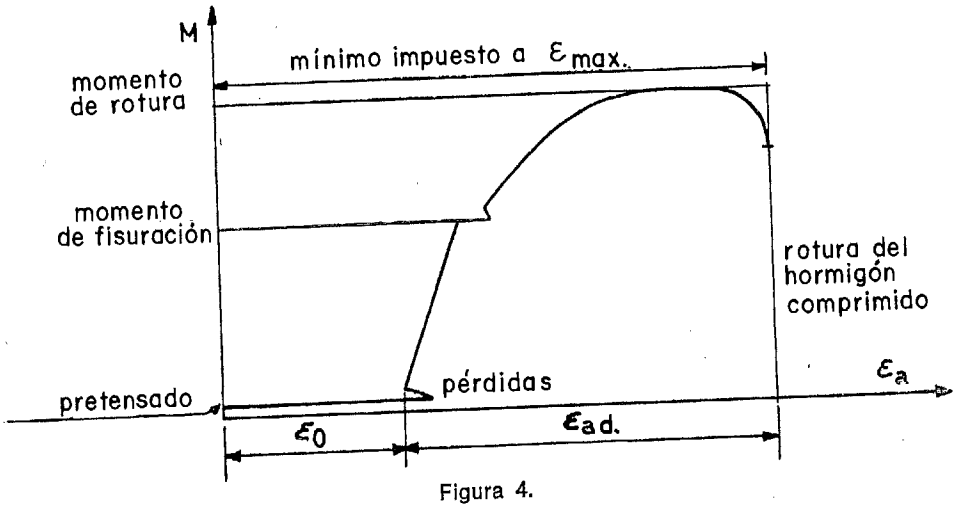


Figura 4.

Para determinar el mínimo exigible a $\varepsilon_{máx}$ queda por hallar el margen disponible de alargamiento ε_{ad}, que depende de la cuantía mecánica de la armadura, $\bar{\omega}_a$, de las vigas:

$$\bar{\omega}_a = \text{cuantía geométrica } x \frac{\sigma_{ar}}{\sigma'_{cil}} .$$

En el sistema de ejes ε_{ad}, $\bar{\omega}_a$, la curva $\varepsilon_{ad} = f(\bar{\omega}_a)$ delimita una zona superior correspondiente a roturas por aplastamiento del hormigón y una zona inferior correspondiente a la rotura por fractura de los aceros, representando la curva el lugar geométrico de los puntos correspondientes a roturas mixtas (simultáneamente por aplastamiento del hormigón y por fractura de los aceros).

La curva $\varepsilon_{ad} = f(\bar{\omega}_a)$ se ha determinado experimentalmente a partir de muchas series de ensayos estáticos sobre vigas pretensadas y parcialmente pretensadas, que presentaban diferentes cuantías mecánicas y diversos tipos de armaduras.

En la figura 5 se representan los resultados de los ensayos efectuados sobre unas cincuenta vigas. Las cinco vigas que han conducido a roturas mixtas corresponden a puntos de paso de la curva experimental buscada.

La ecuación de esta curva es la siguiente:

$$\varepsilon_{ad} = \frac{37{,}5}{\bar{\omega}_a} - 0{,}75 \quad (\varepsilon_{ad} \text{ y } \bar{\omega}_a \text{ se expresan en tanto por ciento}) .$$

El valor mínimo exigible a $\varepsilon_{máx}$; viene dado por la expresión:

$$\varepsilon_{máx} = \varepsilon_0 + \frac{37{,}5}{\bar{\omega}_a} - 0{,}75 .$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Admitiendo que ε_0 vale 0,76 por 100, se encuentra:

para

$$\overline{\omega}_a = 10\ \% \qquad \varepsilon_{max} \geq 3{,}8\ \%$$

$$\overline{\omega}_a = 15\ \% \qquad \varepsilon_{max} \geq 2{,}5\ \% \quad .$$

$$\overline{\omega}_a = 20\ \% \qquad \varepsilon_{max} \geq 1{,}9\ \%$$

Estos valores no tienen en cuenta ningún coeficiente de seguridad ni ninguna dispersión. En la práctica habría que aumentarlos.

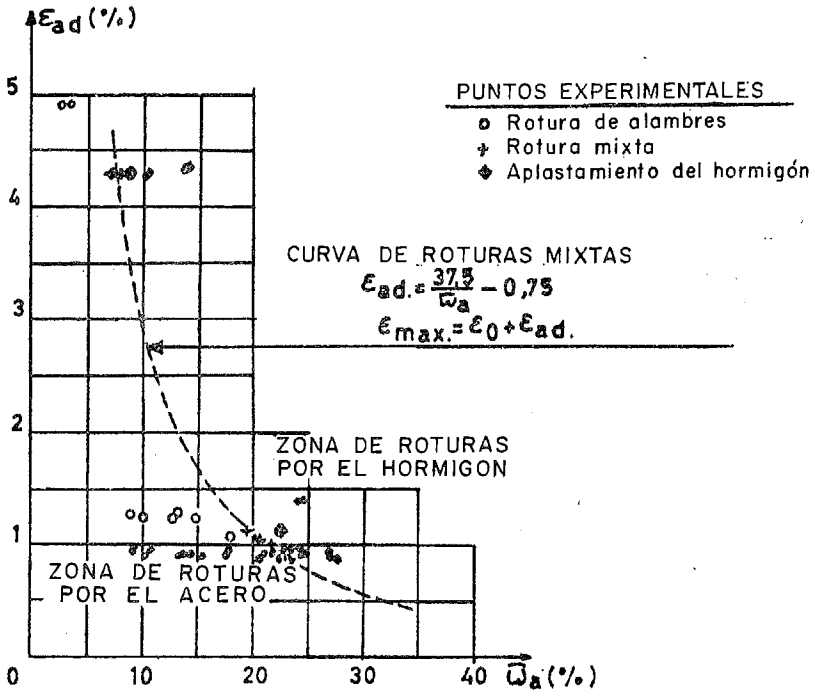


Figura 5.

Si se desea obtener un límite inferior único de $\varepsilon_{máx}$ para imponer a todos los aceros de pretensado, es preciso comenzar por definir un valor mínimo de la cuantía geométrica de la armadura, del cual no se puede bajar; y determinar el valor correspondiente de $\varepsilon_{máx}$; escogiendo para ε_0 el valor más elevado que se puede encontrar en la práctica.

Las solicitaciones dinámicas pueden conducir a una curva de roturas mixtas diferente de la obtenida para solicitaciones estáticas. Se han emprendido actualmente ensayos dinámicos sobre vigas con objeto de comprobar la influencia de la fatiga en el tipo de rotura. Pero estos ensayos no se encuentran todavía lo bastante avanzados como para poder sacar conclusiones válidas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

V. - ensayos comparativos de vigas armadas, pretensadas y armadas-pretensadas

1. PROPOSITO Y PROGRAMA DE LOS ENSAYOS

La finalidad de los ensayos consiste en comprobar en qué medida se puede admitir que superponiendo en una misma pieza una armadura de hormigón armado y otra de pretensado, el comportamiento de la pieza es como de hormigón pretensado hasta decompresión, y como de hormigón armado después de la decompresión.

La comparación completa debería realizarse: bajo cargas estáticas de corta duración, bajo cargas dinámicas y bajo cargas de larga duración. Hasta ahora sólo se han llevado a efecto ensayos bajo los dos primeros tipos de carga.

Las dimensiones y principales características de las vigas se dan en el cuadro 1 y en la figura 1.

CUADRO 1

Tipo de vigas	Notaciones	Armadura pretensada	Armadura no pretensada	CUANTIA DE ARMADURAS	
				Geométrica	Mecánica
Armadas (3).	$A_{1,2\,y\,3}$	—	3 Ø 10 mm	0,63 %	≃ 6 %
Pretensadas (3).	$P_{1,2\,y\,3}$	2 cables de 3 Ø 5 mm	—	0,30 %	≃ 12 %
Armadas pretensadas (3).	A - $P_{1,2\,y\,3}$	2 cables de 3 Ø 5 mm	3 Ø 10 mm	0,93 %	≃ 18 %

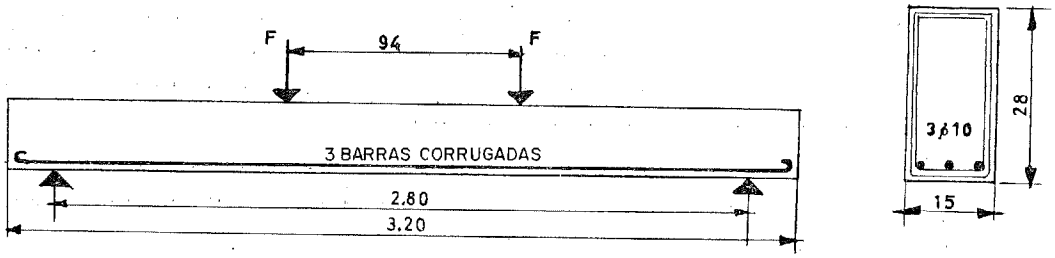
En el cuadro 2 se indican las principales características de los aceros y del hormigón utilizado.

CUADRO 2

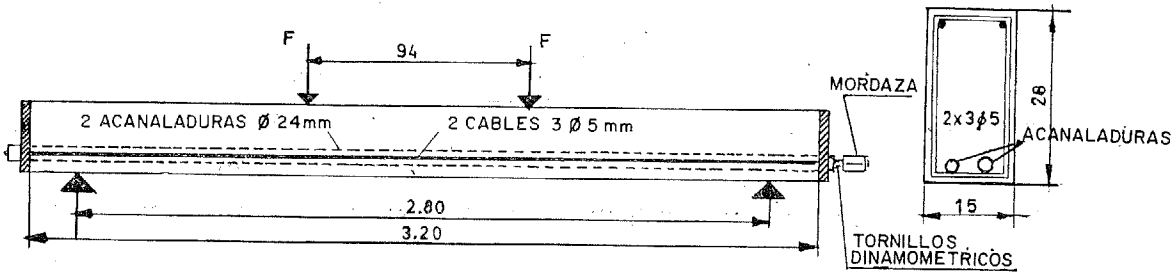
	Alambres de pretensado	Barras no pretensadas	Hormigón
Diámetros.	5 mm	10 mm	Composición:
Tipos de superficie.	Grafilados	Corrugadas	Grava rodada . . . 1.200 kg
Resistencia ($\sigma_{máx}$)	185 kp/mm²	59,3 kp/mm²	Arena del Rhin . . . 700 "
Límite elástico ($\sigma_{0,2}$).	167,5 kp/mm²	43,4 kp/mm²	Cemento portland de alta resistencia 365 "
Alargamiento máx. (A_{10}).	5,7 %	25,8 %	Agua . . . . . 155 l
Estricción (s).	48 %	52 %	Resistencia a compresión en probetas cúbicas de 20 centímetros:
$\varepsilon_{máx}$ en carga.	2 %	17 %	— En el momento del tesado . . . 460 kp/cm²
MORTERO DE INYECCION			— En el momento de la carga . . 580 "
Pasta de cemento portland de alta resistencia.	Resistencia a compresión . . . . . 550 kp/cm²		Resistencia a tracción por flexión . . . . . 55 "
Relación $\frac{\text{Agua}}{\text{Cemento}} = 0{,}4$	Resistencia a tracción . . . . . 40 kp/cm²		$E \simeq 300.000$ kp/cm²

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

VIGA ARMADA



VIGA PRETENSADA



VIGA ARMADA-PRETENSADA

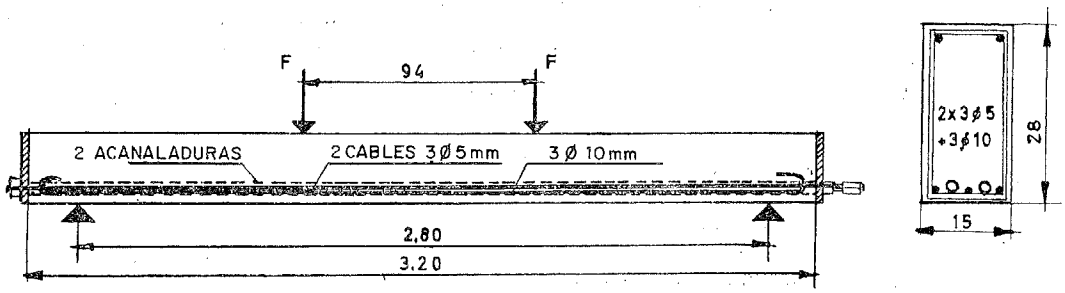


Figura 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Los cables se colocaron en conductos sin vaina, inyectados directamente después del tesado. Los extremos de los alambres iban provistos de bulbos; los anclajes, constituidos por mordazas y tornillos dinamométricos, permitían un control preciso del esfuerzo de pretensado e impedían cualquier deslizamiento. Los cables se sometían a un estirado previo a 0,8 $\sigma_{máx}$; se aflojaron después y se tesaron de nuevo, anclándolos bajo una tensión inicial: $\sigma_i = 0{,}75\ \sigma_{máx}$: El tesado se efectuó a los veintiocho días.

En la figura 2 se representan los diagramas de tensiones iniciales de las vigas tipo *P* y *AP*. Debido a la importancia de los esfuerzos de tracción en las fibras superiores se han colocado dos barras de 10 mm en esta zona.

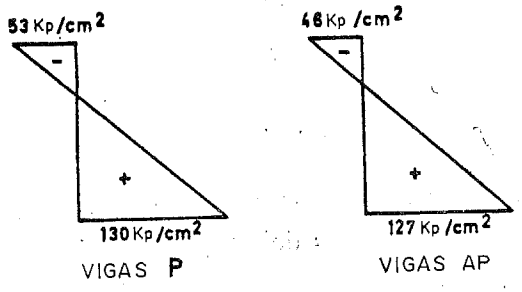


Figura 2.

Los tres tipos de vigas tienen las mismas dimensiones y sólo se diferencian en sus armaduras. La armadura de las vigas *AP* es igual a la suma de las armaduras no pretensadas de las vigas armadas *A* y de las armaduras pretensadas de las vigas *P*. Las armaduras pretensadas y no pretensadas van colocadas al mismo nivel en los tres tipos de vigas.

Si se admite que las vigas *P* y *AP* tienen la misma carga de decompresión y que las vigas *AP* se comportan igual que las *A* después de la decompresión, excepto en lo referente a las flechas, habría que adoptar como carga de servicio de las vigas *AP* la suma de las cargas de servicio de las vigas *A* y de las vigas *P*.

Igualmente, como carga de rotura de las vigas *AP* debería tomarse la suma de las cargas de rotura de las vigas *A* y de las vigas *P*.

Calculando la carga de servicio de las vigas *A* sobre la base de una tensión de 24 kp/mm² y adoptando como carga de servicio de las vigas *P* la carga de decompresión calculada, admitiendo un 15 por 100 de pérdidas, resultan las cargas de servicio y de rotura siguientes:

	Cargas de servicio calculadas (Por gato)	Cargas de rotura calculadas (Por gato)
Vigas *A*	1.350 kp	3.000 kp
Vigas *P*	2.200 "	5.300 "
Vigas *AP*	3.550 kp	8.300 kp

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

En lo que se refiere a las cargas de fisuración y a las cargas correspondientes a una misma abertura de las fisuras se debería encontrar también la simple relación:

$$\text{Carga de las vigas } A + \text{ carga de decompresión de las vigas } P = \text{carga de las vigas } AP.$$

Las diferencias entre estas hipótesis y la realidad se deben a múltiples causas, tales como, por ejemplo, las diferencias de pérdidas entre las vigas P y AP, las diferencias en las cargas de decompresión, los efectos de las cargas dinámicas, etc.

El programa de ensayos tenía por objeto el tratar de hacerse una idea de la importancia de estas diferencias. La parte actualmente terminada del programa comprende los ensayos de 3 series de 3 vigas:

1.ª SERIE.—Vigas A_1, P_1, AP_1 (ensayos estáticos):

1.° Carga hasta sobrepasar la fisuración a la edad de cuarenta y dos días; o sea, catorce días después del tesado.

2.° Carga hasta rotura a los ciento cinco días de edad; o sea, setenta y siete días después del tesado.

2.ª SERIE.—Vigas A_2, P_2, AP_2 (ensayos estáticos):

Carga a los ciento cinco días de edad; o sea, setenta y siete días después del tesado.

3.ª SERIE.—Vigas A_3, P_3, AP_3 (ensayos de fatiga):

Carga a los cuarenta días de edad; o sea, doce días después del tesado.

Las series 1 y 2 difieren en la edad en el momento de la primera puesta en carga (catorce o setenta y siete días después del tesado); permiten valorar la diferencia de pérdidas de tensión a los catorce y a los setenta y siete días, mediante las curvas de relajación de los alambres y mediante las medidas de las deformaciones efectuadas en las vigas.

Los valores de la relación $\frac{\sigma_o}{\sigma_i}$ entre la tensión de los alambres en el instante de la puesta en carga y la tensión inicial en el instante del tesado se dan en el cuadro 3.

CUADRO 3

Vigas	$\frac{\sigma_o}{\sigma_i}$ a los 14 días	$\frac{\sigma_o}{\sigma_i}$ a los 77 días
P_1	0,91 (primer ciclo de fisuración)	0,80 (segundo ciclo)
AP_1	0,92 (primer ciclo de fisuración)	0,85 (segundo ciclo)
P_2	—	0,87 (primer ciclo de fisuración)
AP_2	—	0,89 (primer ciclo de fisuración)

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Como se ve, las pérdidas son, en todos los casos, menores para las vigas *AP* que para vigas *P*. Por otra parte, el cargar las vigas por encima del valor de la carga de fisuración cuando la viga es aún joven aumenta los valores de las pérdidas a una edad más avanzada.

2. CARGAS DE ROTURA EXPERIMENTALES (POR GATO)

Ensayos estáticos.

CUADRO 4

Vigas	Cargas de rotura P_r	Vigas	Cargas de rotura P_r	Cargas calculadas
A_1	3.400 kp	A_2	3.200 kp	3.000 kp
P_1	5.500 "	P_2	5.500 "	5.300 "
AP_1	8.200 "	AP_2	8.250 "	8.300 "

El cuadro 4 muestra una buena concordancia entre las cargas experimentales y las calculadas.

Se puede deducir que, desde el punto de vista de las cargas estáticas de rotura, la hipótesis "carga de vigas A + carga de vigas P = carga de vigas AP" se verifica de una manera satisfactoria.

Ensayos dinámicos.

La relación entre $P_{máx}$ y $P_{mín}$ se mantuvo constante e igual a 0,5, mientras que las cargas pulsatorias se aumentaron progresiva y escalonadamente hasta rotura. En cada uno de los cuatro primeros escalones se aplicó un millón de ciclos, y en los últimos sólo se aplicaron 250.000. Entre cada escalón se realizó una subida estática con toma de medidas de las diferentes características.

CUADRO 5

Vigas	$P_{máx}$ en el momento de la rotura	Número de ciclos antes de la rotura	Tipos de rotura
A_3	3.250 kp $\simeq$ P_r estática	5×10^6	Rotura de barras.
P_3	4.800 kp $\simeq 0{,}87P_r$ estática	$4{,}6 \times 10^6$	Estallido del hormigón, seguido de rotura de los alambres, con estricción.
AP_3	6.400 kp $\simeq 0{,}78P_r$ estática	$5{,}2 \times 10^6$	Rotura por fatiga de las barras, seguida de la rotura de los alambres, con estricción.

Carga de la viga $AP_3 = 6.400$ kp $= 0{,}80 \times 8.050 = 0{,}80 \times$ (carga de la viga A_3 + + carga de la viga P_3).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Como el número de ciclos antes de la rotura es, en todos los casos, de aproximadamente 5×10^6; se comprueba que, para roturas dinámicas con una relación $\frac{P_{mín}}{P_{máx}} = 0{,}5$, la viga AP sufre una pérdida del 20 por 100 con relación a la suma de las cargas máximas de las otras dos vigas.

La hipótesis "carga de la viga A_3 + carga de la viga P_3 = carga de la viga AP_3" no se verifica. Hay que sustituirla por: 0,80 (carga de la viga A_3 + carga de la viga P_3) = = carga de la viga AP_3.

Es interesante observar que esta pérdida no se debe a rotura por fatiga de los alambres de pretensado, sino a rotura por fatiga de las barras de hormigón. Conviene, por ello, insistir sobre el peligro de rotura de las armaduras pasivas en las piezas de hormigón armado-pretensado, a consecuencia de la solicitación alternada a que pueden verse sometidas estas armaduras.

3. FISURACION

Los diagramas de las fisuras 3, 4 y 5 muestran la evolución de las aberturas máximas de las fisuras en función de la carga por gato P (o $P_{máx}$ en el caso de solicitaciones dinámicas).

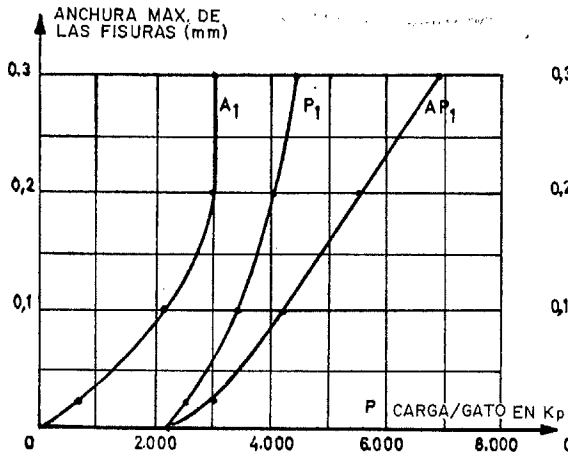


Figura 3.

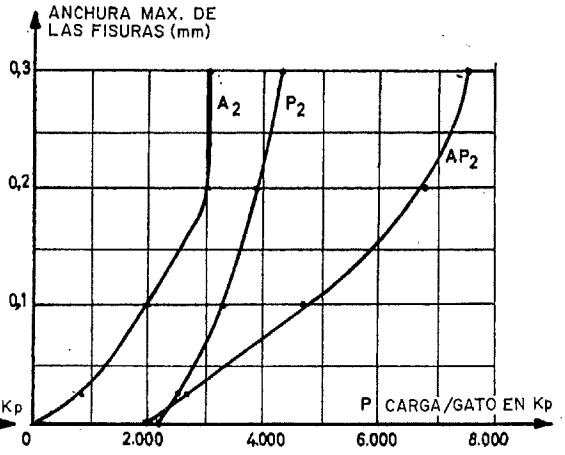


Figura 4.

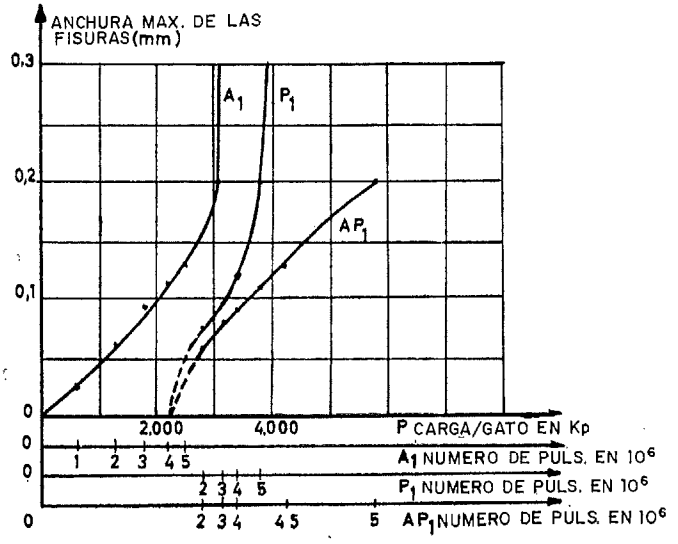


Figura 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

El cuadro 6 da, para cada viga: el número de fisuras después de la rotura; las cargas de aparición de fisuras en transcurso del primer ciclo; las cargas de decompresión (iguales a las cargas de reapertura de fisuras en el transcurso del segundo ciclo), y las cargas correspondientes a diversas aberturas de fisuras.

CUADRO 6

Vigas	Número de fisuras después de la rotura	Cargas de fisuración (1.º ciclo) en kp	Cargas de decompresión (2.º ciclo) en kp	Cargas correspondientes a diferentes aberturas máximas de las fisuras (2.º ciclo) en kp			
				$Ab_{máx}$ = 0,025 mm	0,1 mm	0,2 mm	0,3 mm
A_1	29	740		780	2.090	3.020	3.060
P_1	14	3.470	2.200	2.550	3.450	4.020	4.490
AP_1	28	3.425	2.200	3.100	4.250	5.600	7.000
A_2	30	760		860	2.000	3.020	3.050
P_2	13	2.950	2.150	2.600	3.330	3.900	4.350
AP_2	28	3.000	2.000	2.660	4.680	6.800	7.550
Vigas	Número de fisuras después de la rotura	Valores de $P_{máx}$ para los cuales aparece la fisuración (en kp)		Valores de $P_{máx}$ para los cuales aparecen por primera vez las aberturas máximas de fisuración (en kp)			
A_3	27	650			2.050	3.200	3.080
P_3	17	2.200			3.275	3.780	4.240
AP_3	25	2.800			3.580	5.920	—

Queda comprobado que el número de fisuras, después de la rotura, es sensiblemente igual para las vigas *A* y *AP*, lo que demuestra que las armaduras no pretensadas y adherentes representan el mismo papel respecto al reparto de fisuras, tanto si están colocadas en una viga simplemente armada, como si lo están en una viga armada-pretensada. El número de fisuras de las vigas *P* es dos veces menor.

Para solicitaciones estáticas, las cargas de fisuración son prácticamente las mismas para las vigas *P* y *AP*. Las claras diferencias entre las cargas de fisuración de las vigas de la primera y segunda serie representan el efecto global de las pérdidas durante sesenta y tres días.

Para solicitaciones dinámicas, las cargas de fisuración son menores que para solicitaciones estáticas, sobre todo en las vigas *P*.

Las cargas de fisuración son netamente más importantes que las cargas de decompresión, sobre todo para las vigas de la primera serie. La intervención del hormigón en tracción es muy importante en el caso de vigas cargadas poco tiempo después del tesado; esta intervención resulta prácticamente independiente de la presencia de armaduras no pretensadas.

Las cargas de decompresión son más débiles en las vigas de la segunda serie que en las de la primera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

A continuación se indica, para los diferentes casos, cómo se verifica la hipótesis:

Carga de las vigas A + Carga de decompresión de las vigas P = Carga de las vigas AP

	Carga de las vigas A en kp	+	Carga de decompresión de las vigas P en kp	(= Σ)	=	Carga de las vigas AP en kp
Cargas de fisuración:						
Estática: A_1, P_1, AP_1 ...	740	+	2.200	(= 2.940)	<	3.425
Estática: A_2, P_2, AP_2 ...	760	+	2.150	(= 2.910)	≃	3.000
Dinámica: A_3, P_3, AP_3 ...	650	+	2.200	(= 2.850)	≃	2.800
Cargas correspondientes a una abertura máxima de 0,025 milímetros:						
Estática: A_1, P_1, AP_1 ...	780	+	2.200	(= 2.980)	≃	3.100
Estática: A_2, P_2, AP_2 ...	860	+	2.150	(= 3.010)	>	2.660
0,1 milímetros:						
Estática: A_1, P_1, AP_1 ...	2.090	+	2.200	(= 4.290)	≃	4.250
Estática: A_2, P_2, AP_2 ...	2.000	+	2.150	(= 4.150)	<	4.680
Dinámica: A_3, P_3, AP_3 ...	2.050	+	2.200	(= 4.250)	>	3.580
0,2 milímetros:						
Estática: A_1, P_1, AP_1 ...	3.020	+	2.200	(= 5.220)	<	5.600
Estática: A_2, P_2, AP_2 ...	3.020	+	2.150	(= 5.170)	<	6.800
Dinámica: A_3, P_3, AP_3 ...	3.030	+	2.200	(= 5.230)	<	5.920

Se observa que la valoración de las cargas de las vigas AP, a partir de la carga correspondiente de las vigas A y de las cargas de decompresión de las vigas P, da resultados satisfactorios en casi todos los casos teniendo en cuenta las dispersiones inevitables en los fenómenos de fisuración. Solamente para dos casos resulta insegura la hipótesis aditiva, pero en cuantía poco importante.

Los ensayos dinámicos no son todavía, sin embargo, lo suficientemente numerosos como para poder sacar conclusiones seguras.

En particular aplicando esta hipótesis al caso de las cargas de servicio calculadas se encuentra, de acuerdo con los diagramas de las figuras 3, 4 y 5:

	Cargas de servicio calculadas (Por gato)	ANCHURA MAXIMA DE LAS FISURAS		
Viga A .	1.350 kp	A_1 0,055 mm	A_2 0,055 mm	A_3 0,060 mm
Viga P .	2.200 "	P_1 0	P_2 0	P_3 0
Viga AP .	3.550 kp	AP_1 0,055 mm	AP_2 0,055 mm	AP_3 0,085 mm

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

La concordancia sobre la abertura de fisuras es excelente, en particular, en el caso de solicitaciones estáticas.

4. FLECHAS

Los diagramas de evolución de las flechas en el centro de la luz, para las vigas de las dos primeras series, están representados en las figuras 6 y 7.

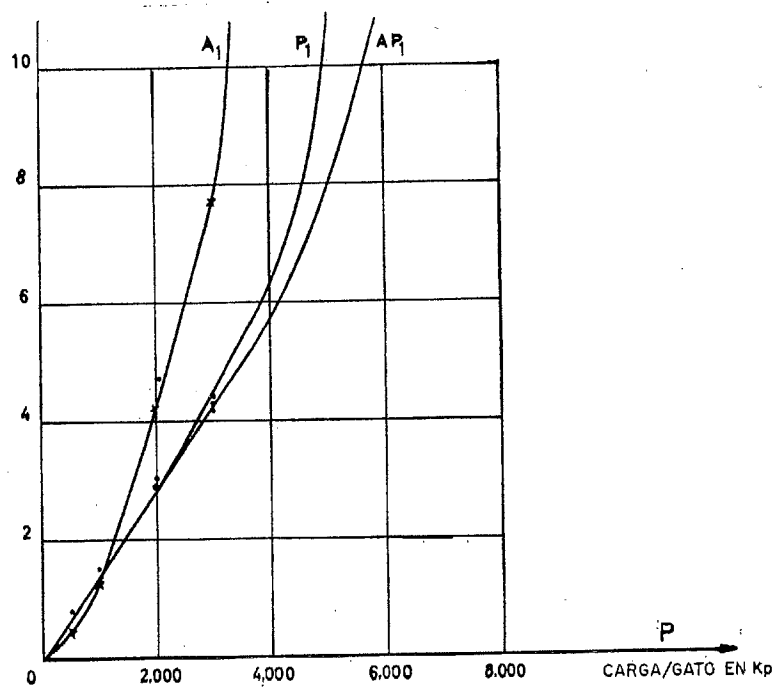


Figura 6.

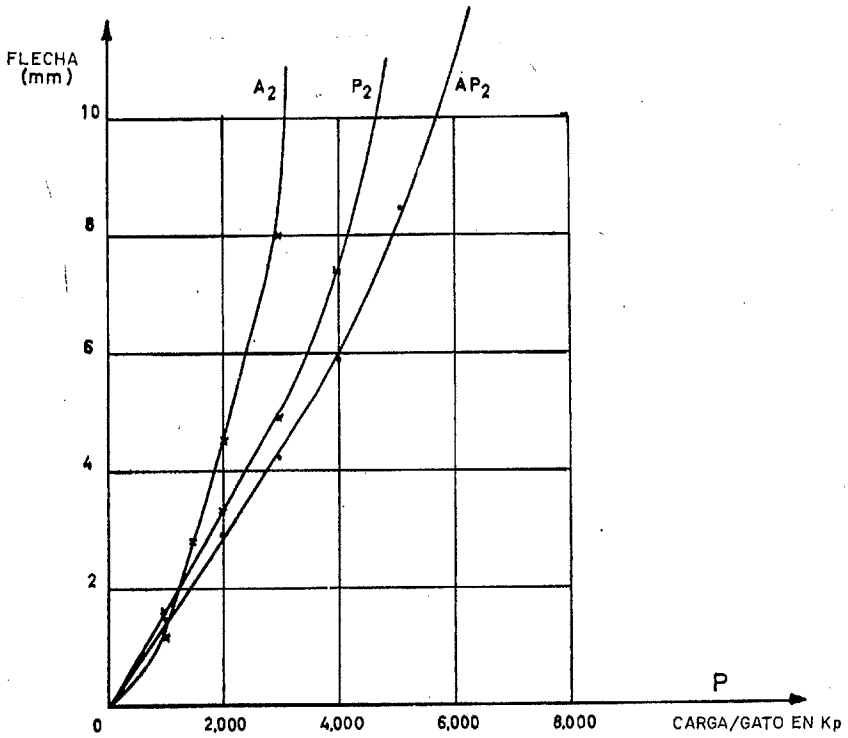


Figura 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Se comprueba, por los diagramas, que los tres tipos de vigas presentan flechas concordantes hasta las cargas de fisuración de las vigas armadas. Más allá de estas cargas, el aumento de rigidez de las vigas pretensadas con relación a las vigas armadas y de las vigas armadas-pretensadas con relación a los otros dos tipos se traduce en diferencias de flechas, que crecen, progresivamente, con la importancia de las cargas.

5. CONCLUSIONES

Los ensayos muestran que para solicitaciones estáticas de corta duración:

1.º La carga de rotura de una viga armada-pretensada se puede calcular sumando las cargas de rotura de las vigas armadas y de las vigas pretensadas que tengan las mismas dimensiones y la misma armadura parcial.

2.º La carga de servicio de una viga armada-pretensada se puede calcular con suficiente aproximación a partir de las cargas de las vigas armadas y de las pretensadas, de las mismas dimensiones y con la misma armadura parcial, en lo relativo a la aparición de fisuras o a la obtención de una determinada anchura máxima de ellas. Basta sumar la carga de decompresión de la viga pretensada y la carga de la viga armada correspondiente, lo mismo para la fisuración que para la obtención de la anchura máxima admitida.

3.º La rigidez de una viga armada-pretensada se debe poder determinar, a partir de la rigidez de las vigas armadas y pretensadas que tengan las mismas dimensiones y la misma armadura parcial. La hipótesis para esta determinación es, sin embargo, menos simple que para la de las cargas de rotura y de fisuración.

En el caso de solicitaciones dinámicas, los ensayos muestran que la suma pura y simple de las cargas de rotura de las vigas armadas y pretensadas correspondientes conduce a una inseguridad del orden del 20 por 100 en la valoración de la carga de rotura de las vigas armadas-pretensadas.

Los ensayos dinámicos, aún no son lo suficientemente abundantes como para sacar conclusiones numéricas precisas acerca de las cargas de rotura y del fenómeno de fisuración.

Sin embargo, han evidenciado el peligro de rotura por fatiga de la armadura no pretensada de una viga armada-pretensada, bajo la acción de la solicitación alternada que en la misma puede presentarse.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

628-0-26

la corrosión de las armaduras en los hormigones

J. CALLEJA

Doctor en Ciencias Químicas. Investigador Científico, Jefe del Departamento de Química del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Patronato «Juan de la Cierva» de Investigación Científica y Técnica, Consejo Superior de Investigaciones Científicas

SINOPSIS

La corrosión de armaduras en los hormigones armados y pretensados es un caso particular y específico de la corrosión metálica en general con graves repercusiones técnicas y económicas.

Entre los múltiples y distintos factores que afectan a la corrosión de las armaduras merecen mención y son objeto de atención especial en este estudio la naturaleza de los cementos, el estado de tensión de los alambres, la presencia de aceleradores de fraguado y endurecimiento en el hormigón, la interpretación y valoración de los resultados de los ensayos sobre corrosión y la prevención de ésta en el caso de las armaduras.

En el primero de los aspectos citados se hacen las debidas distinciones entre hormigón de cemento portland y hormigón de cemento aluminoso. En el segundo se describen casos de corrosión por defectos de planteamiento y realización de elementos estructurales y de obras. En el tercero se analiza en detalle la corrosión producida por la presencia de cloruros en el hormigón. En el cuarto se glosan las dificultades para el establecimiento de normas, limitaciones y métodos de ensayo para el estudio y previsión de la corrosión de las armaduras. En el quinto se detallan las recomendaciones que sirven de base a un código de buena práctica en el proyecto y ejecución de obras de hormigón armado y pretensado para prevenir la corrosión de las armaduras mediante una protección directa, así como los medios de protección indirecta de las mismas.

Se concluye con la necesidad de prevenir la corrosión mejor que curar sus efectos, para lo cual es necesario un conocimiento del problema, la observancia de reglas y recomendaciones de acuerdo con un *modus operandi* totalmente ortodoxo y la adopción de medidas y precauciones de todo orden con vistas a eliminar riesgos seguros o probables.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

0. ANTECEDENTES

El problema de la corrosión metálica bien puede calificarse de plaga por cuanto que sus desfavorables repercusiones técnicas y económicas son extraordinarias. Para darse idea de ello bastaría consultar las estadísticas de las destrucciones anuales producidas en el mundo, en obras y estructuras metálicas de todo tipo, a causa de la corrosión. Estas destrucciones ascienden a millones de toneladas y, paralelamente, las pérdidas se elevan a miles de millones de pesetas.

De aquí que se haya desarrollado tanto en los últimos tiempos el estudio de los métodos de protección contra la corrosión, basados en el conocimiento del fenómeno, de sus causas y del modo de producirse en cada caso.

En la construcción intervienen elementos y estructuras metálicas puras con las que se siguen estos métodos de protección. Pero intervienen también estructuras y elementos mixtos en que los metales (y concretamente el hierro y el acero) se alían con otros materiales pétreos y, en particular, con conglomerantes hidráulicos. Por ello, en muchas ocasiones, el acero se encuentra sometido a acciones y fuerzas de tipo mixto, físico y químico que implican formas especiales o específicas de corrosión.

La técnica de la construcción conoce y padece los efectos de la corrosión, pero, en general, conoce poco o mal las causas que la producen y los remedios que la evitan, y así, si bien los casos de corrosión de esta clase "registrados" no son muchos, son en cambio muchísimos los que se dan real y prácticamente. Sin embargo, cada día es mayor la justa preocupación por ser mayores el conocimiento del tema y la difusión del mismo. Así lo pueden atestiguar los laboratorios de ensayos de materiales, donde van siendo frecuentes las consultas sobre esta materia. Así lo confirman los ensayos realizados y los informes emitidos por el Departamento de Química del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

El fin que persigue esta comunicación es uno y simple; y modesto o ambicioso, según se mire, llevar conocimiento y despertar interés, y si es posible, inquietud en los medios técnicos de la construcción y de las obras públicas por los graves problemas de la corrosión de las armaduras en los hormigones.

Para ello no se va a tratar de los aceros, cosa que ya se ha hecho en otras comunicaciones, y por otros autores con profundidad y acierto, sino que se va hacer referencia al otro elemento activo, *el cemento*, empleando un lenguaje y unos términos que deben serles familiares a los técnicos de la construcción. Y se va a procurar, por vía de ejemplo, poner el dedo sobre varias llagas o cuestiones-punta en relación con el tema, a saber:

Hormigón de cemento portland.

Hormigón de cemento aluminoso.

Hormigón pretensado.

Aditivos aceleradores para hormigón.

Normas.

Prevención de la corrosión de las armaduras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

1. INTRODUCCION

El hormigón es un *conglomerante* pétreo artificial formado por unos *áridos* pétreos naturales, generalmente considerados como inertes, aunque no siempre con razón, un *conglomerante* activo (cemento) *agua* y, eventualmente, alguna *adición* en pequeña dosis para conseguir una cierta propiedad o comportamiento deseados.

El hormigón constituye un material estructural cuya misión es *resistir y durar*. Resistir mecánicamente los esfuerzos para los que está calculado y durar lo más posible en el tiempo y en las condiciones de servicio sin perder ninguna de sus propiedades y, en particular, las mecánico-resistentes.

Así, pues, *resistencia mecánica* y durabilidad, *durabilidad* y resistencia mecánica, son las dos características más destacadas del hormigón.

La resistencia mecánica depende, en forma compleja, de una serie de factores que no es del caso analizar.

La durabilidad depende, a su vez, de las interacciones entre el hormigón y el ambiente particular en que éste se encuentra. Estas interacciones son, en general, de *naturaleza química*, por lo cual la durabilidad del hormigón puede considerarse como su *resistencia* o su *capacidad de resistencia química*.

Las interacciones entre el hormigón y su medio ambiente guardan relación muy compleja con las características de uno y otro, y en particular incluso con la resistencia mecánica del primero.

El hormigón, tal y como se ha definido, puede considerarse, en cierto modo, como un *material homogéneo*. Su evolución, tendente a conseguir cada vez mayores resistencias mecánicas con menores secciones, por motivos estéticos o económicos, ha dado lugar a la alianza del material pétreo con un material metálico, el *acero*, resultando de ella unos conglomerados *heterogéneos* como son el *hormigón armado* y el *hormigón pretensado*.

La mejora en el aspecto de las resistencias mecánicas es evidente, y así lo prueba el amplio desarrollo experimentado por los citados materiales y las correspondientes técnicas.

Pero en cuanto a la durabilidad de los mismos se refiere entran en juego nuevos factores, ya que no se trata tan sólo de la relativa al *material pétreo* (hormigón), sino que hay que tener también en cuenta la del *material metálico* (armaduras de acero).

La durabilidad de las armaduras depende igualmente de las interacciones entre ellas y el ambiente particular en que se encuentren. Este ambiente puede ser *directo* o *inmediato*: el hormigón en cuya masa se hayan embebidas; e *indirecto* o *exterior*: el propio medio ambiente en que esté situado el hormigón.

2. FACTORES QUE AFECTAN A LA CORROSION DE ARMADURAS EN EL HORMIGON

Constituyen o pueden constituir medios electrolíticos agresivos *externos* los siguientes:

I. Los suelos más o menos salinos.

II. El agua del mar.

III. Las aguas naturales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

IV. Los desagües industriales.

V. Las diversas sustancias contenidas en depósito de hormigón o transportadas por conducciones de este material.

VI. La atmósfera húmeda contaminada o no por agentes agresivos, etc.

Por otra parte, *la alcalinidad* y los compuestos del cemento fraguado, y eventualmente las *adiciones químicas* añadidas al hormigón constituyen el medio electrolítico *directo o inmediato* en el que las armaduras se encuentran.

El acero de las armaduras puede contener como *elementos secundarios* carbono, azufre, silicio, manganeso, etc., y, además, *escamas de laminación* (el acero laminado en caliente), las cuales forman recubrimientos discontinuos y *herrumbre*. Otras alteraciones son debidas a los tratamientos o a las condiciones de almacenamiento y conservación de los aceros. Todas estas circunstancias, por suponer heterogeneidades, coadyuvan a la formación de *microelementos galvánicos de corrosión*. Otras heterogeneidades en la superficie de las armaduras pueden ser debidas a distribución irregular de los áridos o de la pasta conglomerante, lo que origina huecos, a juntas de hormigonado deficientes, a empleo de conglomerantes distintos en una misma estructura o en parte de la misma, a la existencia o formación de fisuras, etc.

El hormigón puede ser irregularmente *poroso y permeable* y presentar zonas con distinta accesibilidad para la humedad y los agresivos electrolíticos eventuales. La porosidad y la permeabilidad dependen de algunos de los factores acabados de señalar y, además y principalmente, de los siguientes:

I. De la naturaleza y granulometría de los áridos.

II. De la naturaleza y dosificación de cemento (relación cemento-áridos).

III. De la cantidad de agua de amasado y de la relación agua-cemento.

IV. Del sistema de puesta en obra (picado, apisonado, vibrado, proyectado, centrifugado, etc.).

V. De las condiciones de curado, etc.

Aun siendo uniformemente poroso, el hormigón puede tener partes enterradas o sumergidas, difícilmente accesibles al aire y partes exteriores más fácilmente accesibles al mismo (pilotes). Si está totalmente enterrado (conducciones, tuberías, galerías), la parte inferior y más profunda es siempre más difícilmente accesible al aire que la superior. El terreno en que se encuentre el hormigón puede ser más o menos permeable al aire según su condición arcillosa o arenosa en cada caso. Exterior, sumergido o enterrado, y aun siendo de porosidad uniforme, el hormigón puede tener armaduras más o menos superficiales; es decir, revestidas por un *recubrimiento* de material pétreo de espesor mayor o menor. En todos estos casos pueden crearse *elementos o pilas de aireación diferencial.*

El hormigón puede contener en su masa sales, y concretamente cloruros (sódico o cálcico) como consecuencia de utilizar estas sales para eliminar el hielo (cloruro sódico o cálcico) en el caso de pistas; como consecuencia de adiciones hechas al hormigón en fresco para acelerar su fraguado y endurecimiento o para mejorar su resistencia a las heladas (cloruro cálcico) o como resultado de emplear como áridos arenas de playa no lavadas (cloruros alcalinos y cloruro magnésico). En tales casos, estas sales, por una desigual distribu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

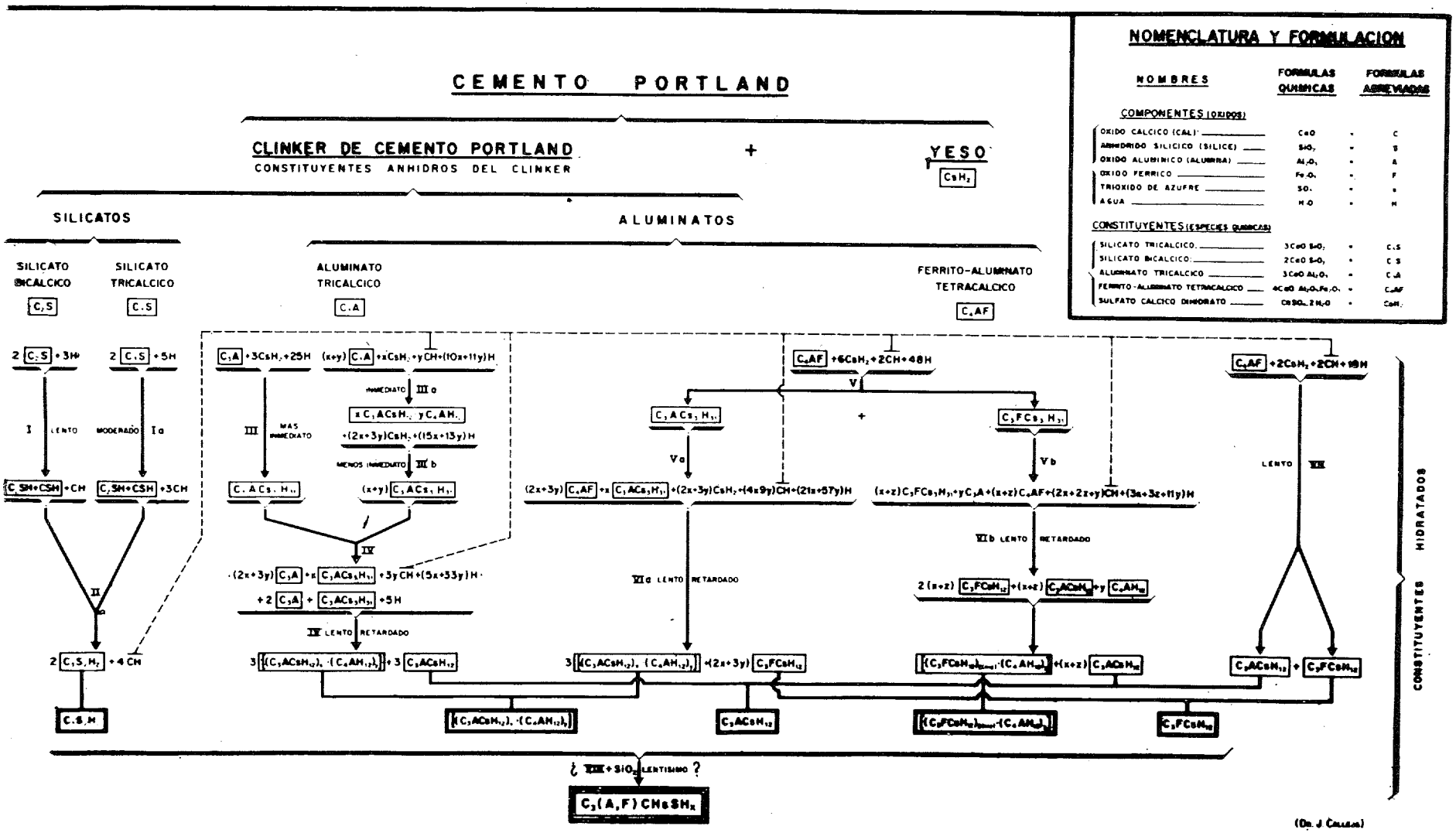


Figura 1.

ción atribuible a causas diversas, pueden dar lugar a *pilas de concentración.* Al mismo tiempo aumentan la *conductividad* del hormigón y contribuyen con ello a producir o a acelerar la corrosión.

El hormigón puede verse sometido a un proceso electrolítico por paso de *corrientes vagabundas* o derivadas a través de sus armaduras, siendo facilitado dicho paso e intensificados sus efectos por la presencia o concurrencia de alguna o algunas de las circunstancias señaladas y, sobre todo, por la acción de las sales solubles.

3. HORMIGON DE CEMENTO PORTLAND

El cuadro de la *hidratación* del *cemento portland* es muy complejo y aun hoy poco conocido. Un esquema, interpretación personal y simplificada del mismo, abierto a toda discusión, es el representado en la figura 1.

Es de destacar en el esquema la hidratación de los *silicatos cálcicos* que ocupa muy poco espacio al lado izquierdo y es aparentemente sencilla, y la hidratación de los *aluminatos cálcicos, simples* y *complejos* mucho más complicada, que ocupa toda la parte central y derecha. A pesar de ello, los silicatos, dada su gran proporción (80 por 100), tienen mucha mayor importancia en el caso del cemento portland.

La hidratación de los silicatos se aprecia con más detalle en la figura 2.

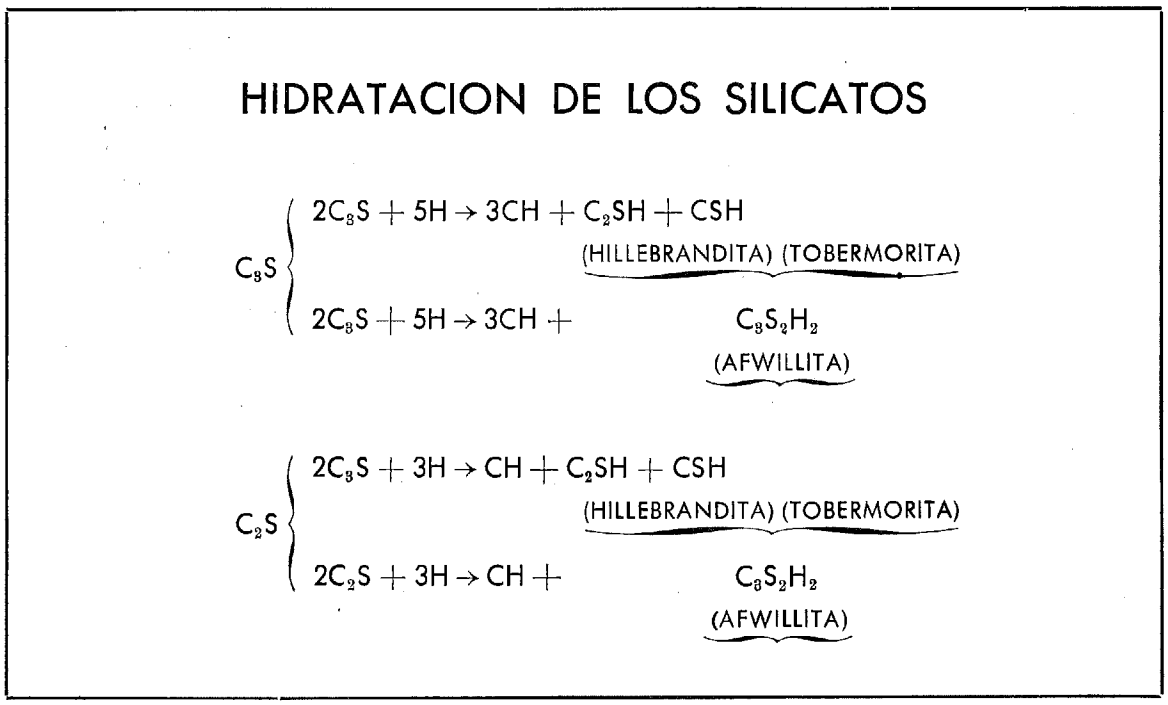


Figura 2.

En estos esquemas se utilizan los símbolos aceptados internacionalmente para designar los compuestos de la química del cemento (fig. 3). Y así se ve que la *hidrólisis parcial* de los *silicatos bicálcico* y *tricálcico* libera hidróxido cálcico —*portlandita*— en distinta, pero abundante proporción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

COMPONENTES Y CONSTITUYENTES DEL CEMENTO

NOMENCLATURA	FORMULACION	FORMULA ABREVIADA
Componentes (óxidos)		
Oxido cálcico	CaO	C
Anhídrido silícico	SiO_2	S
Oxido alumínico (alúmina)	Al_2O_3	A
Oxido férrico	Fe_2O_3	F
Trióxido de azufre	SO_3	s
Agua	H_2O	H
Constituyentes (especies químicas)		
Silicato tricálcico	$3CaO.SiO_2$	C_3S
Silicato bicálcico	$2CaO.SiO_2$	C_2S
Aluminato tricálcico	$3CaO.Al_2O_3$	C_3A
Ferrito-aluminato tetracálcico	$4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$	C_4AF
Sulfato cálcico dihidrato (yeso)	$CaSO_4.2H_2O$	CsH_2

Figura 3.

HIDRATACION DE LOS ALUMINATOS

C_3A

$$(3x + y + z)C_3A + (3x + y)CsH_2 + zCH + (30x + 10y + 11z)H \rightarrow$$
$$\rightarrow 3xC_3ACsH_{12} + (C_3ACsH_{12})_y \cdot (C_4AH_{12})_z$$

C_4AF

$$(3x + 3y + z)C_4AF + (18x + 12y + 2z)CsH_2 + (6x + 5y + 2z)CH +$$
$$+ (144x + 109y + 18z)H \rightarrow 3xC_3ACs_3H_{31} + 3xC_3FCs_3H_{31} + (C_3ACs_3H_{31})_y \cdot$$
$$\cdot (C_3FCs_3H_{31})_{3y} + zC_3ACsH_{12} + zC_3FCsH_{12} + yC_2AH_8 + yC_3AH_6$$

Figura 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

La hidratación de los aluminatos representada en la figura 4, si bien más compleja, es secundaria a los efectos que nos ocupan, dada la relativamente escasa proporción de aquéllos (15 por 100 en total) en el cemento portland. En todo caso interesa destacar que esta hidratación no sólo no produce *cal de hidrólisis*, sino que en alguno de sus mecanismos o etapas puede *consumirse* una parte de la *cal de hidrólisis* de los silicatos.

Debe señalarse también la formación de *sulfoaluminatos cálcicos complejos* sobre la que se insistirá después.

El pH de la pasta del portland es mayor o igual que 12 y su reserva alcalina (*alcalinidad potencial*) grande. En consecuencia, el cemento portland hidratado es un medio en el que el acero se mantiene pasivo y protegido hasta el punto de que uno de los procedimientos más simples y baratos de proteger el hierro, cuando se puede hacer y ello basta, es recubrirlo de pasta de cemento portland.

4. HORMIGON DE CEMENTO ALUMINOSO

El cuadro de la *hidratación* del *cemento aluminoso* es distinto y mucho más simple (fig. 5). Por carecer prácticamente de silicatos queda reducida a la del *aluminato monocálcico anhidro* que intervienen en una proporción superior al 80 por 100, el cual da un *hidrato hexagonal metaestable* que a temperatura superior a 25° C, y a favor de condiciones externas propicias, se transforma en otra *fase cúbica estable.*

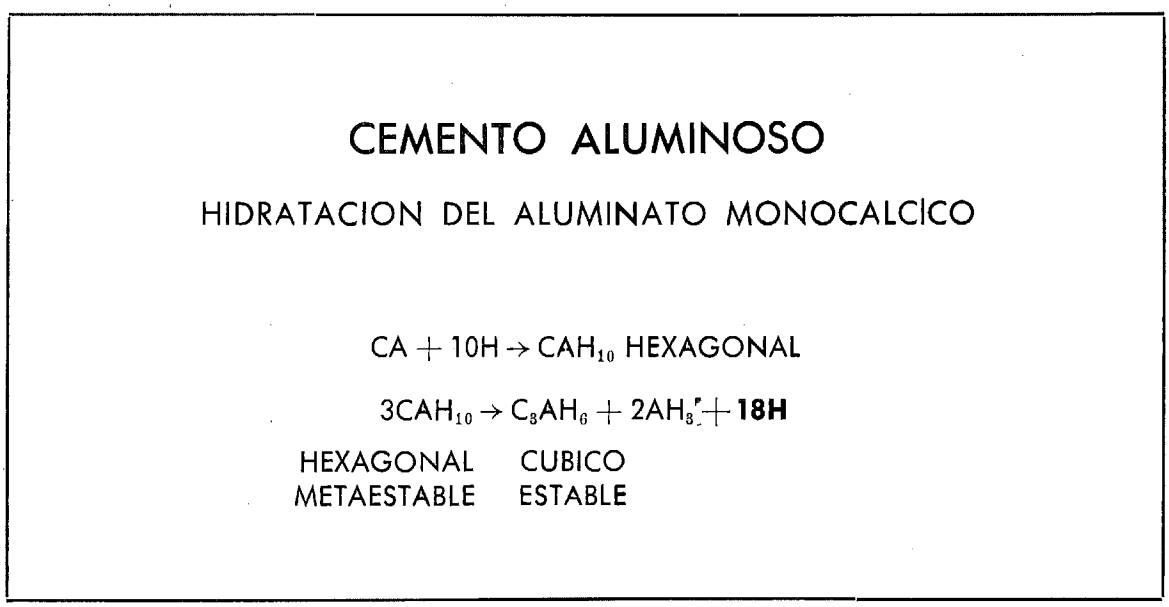


Figura 5.

La hidratación del cemento aluminoso prácticamente no libera cal de hidrólisis, por lo que el pH de su pasta es igual o menor que 9, y su *reserva alcalina* es además muy escasa. En consecuencia, el cemento aluminoso hidratado es un medio en el que el acero está muy escasa e inseguramente protegido.

Pero, además, la transformación de la *fase hexagonal* en *cúbica* transcurre con cesión de agua y creación de *porosidad,* lo cual hace vulnerable al hormigón del cemento alumi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

noso y a sus armaduras, frente a los agresivos externos. El fenómeno, en conjunto, produce además una *merma de resistencia mecánica* que, a veces, puede llegar a ser del 75 por 100 de la resistencia máxima; es decir, que queda reducida al 25 por 100, descenso que no enjugan ni los más generosos coeficientes de seguridad.

5. HORMIGON PRETENSADO

En el *hormigón pretensado* las armaduras, en lugar de ser *redondos* de acero de 8, 10 o más milímetros, son *alambres* de tan sólo 2 ó 3 milímetros, sometidos a tensión, en los que la *corrosión intergranular fisurante,* intensificada por el *estado tensional* pueden tener su asiento en condiciones favorables para ello.

Sin embargo, la corrosión de alambres en el hormigón pretensado no es frecuente en circunstancias normales, por el consabido hecho de que el hormigón, y más concretamente la pasta de cemento, constituye una buena protección para el acero, y porque el hormigón pretensado suele ser un material de proyecto, ejecución y vigilancia muy cuidados.

Claro está que en otras circunstancias puede haber corrosión y entonces ésta es, a la vez, *más fácil y rápida y más grave* que en el hormigón armado. Más fácil y rápida, porque los alambres sometidos a tensión son más susceptibles y pueden combinar dicha tensión con la corrosión ordinaria dando lugar a tipos mixtos de corrosión, de *evolución más*



Figura 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026



Figura 7.

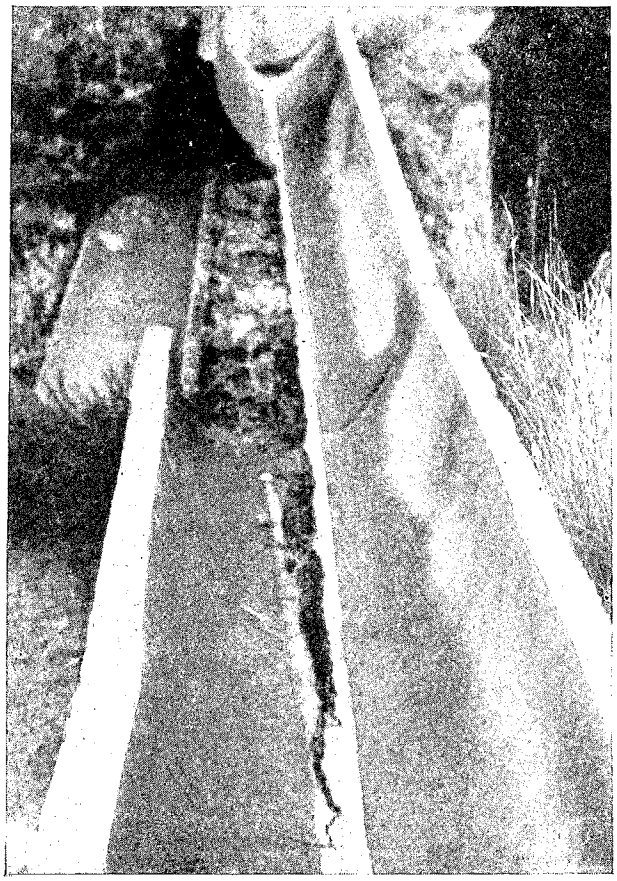


Figura 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

acelerada. Más grave, porque, dada la pequeña sección de los alambres, moderadas corrosiones que serían innocuas en el caso del hormigón armado con redondos gruesos, en el caso del pretensado pueden ocasionar disminuciones de sección tales que provoquen la rotura de las armaduras.

Que esto es así, lo prueba el hecho de que en secciones de tuberías de hormigón pretensado, con armaduras longitudinales sin tesar y armadura helicoidal tesa, ésta se corroe mucho más que aquéllas.

Así, pues, cualquier causa que en el hormigón armado pueda promover un efecto corrosivo tolerable, en el hormigón pretensado puede ocasionar un verdadero desastre.

Sin entrar en detalles se llama la atención sobre el hecho de que, paradójicamente a lo que va expuesto, el empleo de cemento aluminoso resulta más sugestivo que el del portland —en general— para fabricar elementos estructurales pretensados (viguetas, forjados, canaletas, tubos, etc.), por razones obvias.

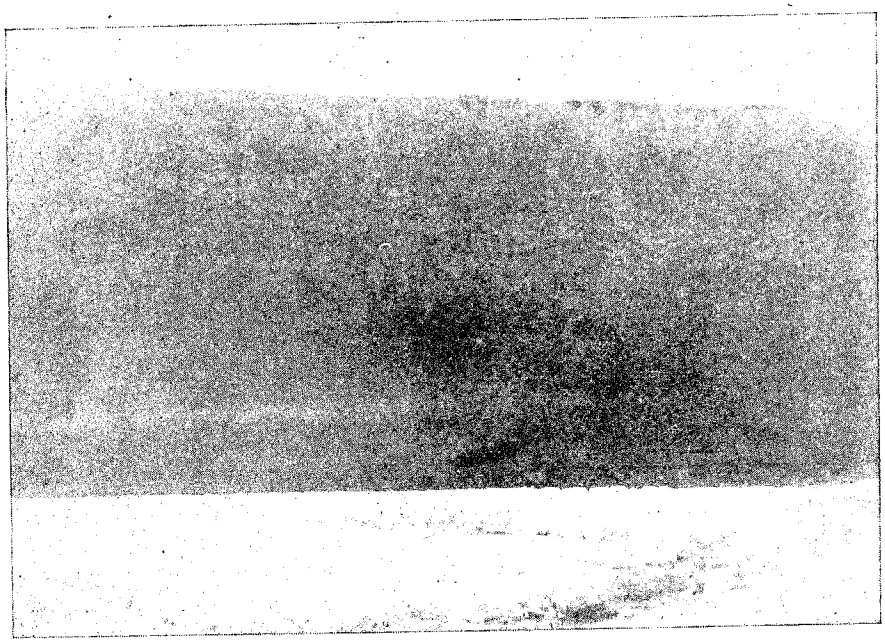


Figura 9.

Y así sucede que, a los pocos meses, o a los muchos años (cuatro, seis, doce o veinte), las estructuras fallan porque la transformación de la fase hexagonal metaestable en la cúbica estable, de ordinario *lenta,* puede acelerarse mucho por cambios de las condiciones externas o internas del hormigón.

Las figuras 6 a 10 muestran aspectos de un plan de regadío, de gran extensión en cada una de sus fases, realizado a base de elementos de hormigón pretensado; los más, de *cemento aluminoso,* y los menos de *cemento portland.* Los primeros, al cabo de unos años, están fallando a razón de muchos por día, siendo sustituidos por los segundos, que siguen manteniéndose desde el primer momento. Esto es una prueba a gran escala de que la práctica obedece y sigue muchas veces a la teoría.

Por todos los indicios hasta el momento se deduce que las roturas se producen por corrosión de los alambres, insuficientemente recubiertos y protegidos por el hormigón de

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

cemento aluminoso, que probablemente ha experimentado y está experimentando la transformación cristalina.

La figura 6 muestra una canaleta en la que se señala una *fisura interna longitudinal y centrada,* probablemente debida a manipulación y transporte defectuosos.

La figura 7 presenta la parte central de una canaleta con una *grieta transversal* producida por rotura de uno o más alambres corroídos. Esta rotura da lugar a un gran esfuerzo de flexión, el cual provoca tracciones máximas en la parte inferior y más cóncava de la canaleta, donde comienza a producirse la grieta que se propaga hacia los bordes.

La figura 8 muestra una canaleta con tres *grietas*: una central que ha producido la rotura, y dos laterales. A la rotura longitudinal en la caída ha contribuido la *fisuración* señalada en la figura 6.

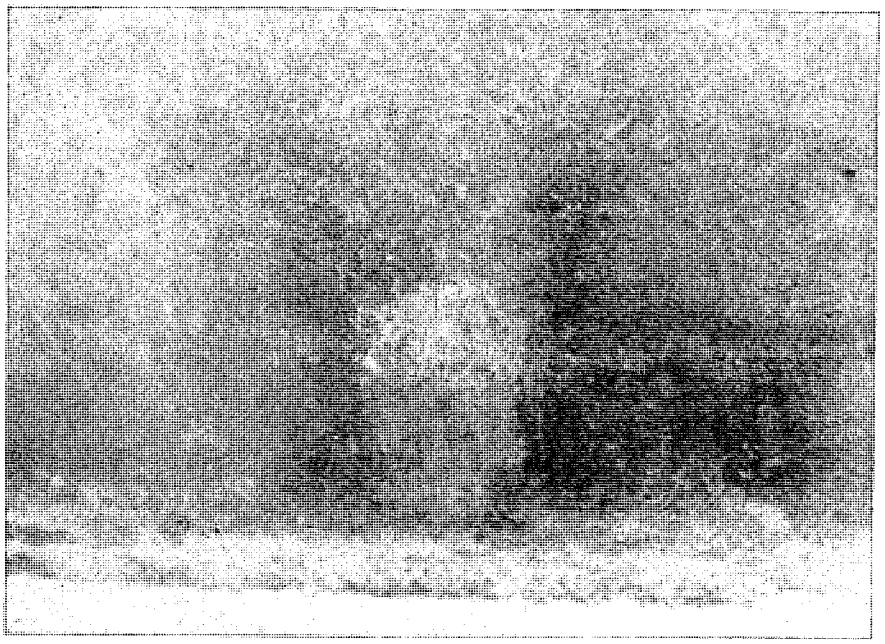


Figura 10.

Las figuras 9 y 10 muestran zonas de la parte externa de las canaletas por las que rezuma agua, debido a la porosidad del hormigón. Esta porosidad, en parte, más que a defecto de fabricación y de compacidad del hormigón puede atribuirse a la *transformación cristalina* experimentada por el cemento aluminoso, con cesión y liberación *de agua* de cristalización por parte del hidrato hexagonal menos estable. Estas zonas permiten detectar, con mucha precisión, los lugares en los que se van a producir las roturas de los alambres por corrosión.

La Administración francesa en 1947, y la alemana, con posterioridad, han dictado disposiciones drásticas *prohibiendo* el empleo del cemento aluminoso en el hormigón pretensado, a causa de los casos de fallos habidos (sobre todo en Baviera), de todo lo cual se ha hecho eco la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.). Estas disposiciones parecen en vías de suavizarse un tanto, en vista de los resultados de recientes investigaciones sobre nuevos cementos aluminosos con *constitución y estructura* distintas de las usuales has-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

ta el presente. Estos nuevos cementos pueden calificarse, en principio, de *híbridos* entre portland puros y aluminosos puros, lo cual, es otra confirmación, indirecta, de lo correcto de las hipótesis sobre la corrosión de las armaduras en uno y otro caso.

En efecto, la solución, no dada a conocer en detalle por el momento, parece consistir en un *cemento aluminoso rico en silicato tricálcico,* con lo cual, o se *inhibe* totalmente la transformación cristalina de los aluminatos hexagonales en cúbicos, o se *produce desde el primer instante* la fase cúbica estable. Además, la *alcalinidad actual y potencial* producida por la hidrólisis del silicato contribuye al mantenimiento del acero en *estado pasivo* y *protegido.*

6. ADITIVOS ACELERADORES PARA HORMIGON

La *prefabricación* de elementos estructurales se impone en la industria de la construcción, y ello exige *acelerar* procesos para ahorrar moldes y espacios, y acortar períodos de curado y plazos de puesta en obra y servicio.

El acelerador clásico del fraguado y del endurecimiento del hormigón es el *cloruro cálcico,* o los productos comerciales que lo contienen.

Y aquí está el problema: El acero, que normalmente es pasivo en el hormigón armado o pretensado de cemento portland, y se halla bien protegido, puede dejar de estarlo en presencia de *ión cloro.* En estas condiciones, la corrosión de los redondos de armadura tiene importancia secundaria, si no es intensa o continuada; pero la de los alambres pretensados tiene importancia siempre.

Antes de tratar de la acción del cloruro cálcico sobre las armaduras, conviene considerar la que ejerce sobre el propio hormigón o, mejor, sobre el cemento.

Uno de los constituyentes principales del *clínker* de cemento portland es el *aluminato tricálcico:* $3CaO \cdot Al_2O_3 = C_3A$, que reacciona muy rápidamente con el agua y es el responsable de que en alguna circunstancia se dé el indeseado fenómeno del *fraguado rápido.* Para evitar éste, al moler el clínker en las fábricas de cemento se le añade *yeso* para convertirlo precisamente en *cemento.*

La gran tendencia del C_3A a hidratarse rápidamente se ve contenida por la formación, en presencia de sulfato cálcico y en el *medio alcalino fuerte* (saturado de hidróxido cálcico $Ca(OH)_2$; pH = 12) de la pasta de cemento, de sales complejas de *escasa solubilidad:* los sulfoaluminatos cálcicos $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3SO_4Ca \cdot 30\text{-}32H_2O$ (trisulfato) y $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot SO_4Ca \cdot 10\text{-}12H_2O$ (monosulfato) formulados abreviadamente por $C_3AC_3S_3H_{31}$ y C_3ACSH_{12}, respectivamente. Estos sulfoaluminatos protegen y aislan al C_3A, retardando su reacción con el agua y haciendo que el fraguado sea normal en vez de rápido. De aquí que todos los cementos de tipo portland contengan sulfato cálcico (preferentemente yeso dihidrato, o anhidrita, o mezcla de ambos) como *retardador* o *regulador* del fraguado (figura 11).

Para el contenido de yeso de los cementos se establecen en las Normas relativas a los materiales conglomerantes, *máximos,* pero no *mínimos,* siendo así que cada clínker, según su contenido de C_3A principalmente, requeriría un *óptimo* de yeso. Esto hace que, en general, los cementos tengan contenidos de yeso inferiores a los óptimos.

El cloruro cálcico Cl_2Ca forma con el C_3A complejos análogos a los del sulfato cálcico, y precisamente el *cloroaluminato cálcico* o sal de Friedel, de fórmula $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

. Cl_2Ca . 8-10H_2O (monoclorado: C_3AClH_8). De los dos tipos de complejos, teóricamente se forman antes y más fácilmente los sulfoaluminatos, por su mayor insolubilidad y estabilidad. Una vez formados, el C_3A restante o disponible es el que puede reaccionar fijando cloruro cálcico para formar el cloroaluminato. A su vez, cuando se ha formado todo el cloroaluminato posible, el cloruro cálcico restante, si lo hay, es el que queda *libre* y *disponible* a efectos corrosivos. No así el fijado en forma de sal compleja, a menos que ésta se desdoble por alguna causa. En consecuencia, no hay que olvidar que, en este aspecto, el cloroaluminato cálcico complejo hace de *reserva potencial* de iones cloro, y que si dicha reserva potencial *se actualiza* y pone en acción, a partir de ese momento la corrosión de las armaduras puede producirse o acelerarse.

ALUMINATOS HIDRATADOS COMPLEJOS

$$C_3A + 3CaSO_4 + 31H_2O \rightarrow C_3A.\,3CaSO_4.\,31H_2O$$
ETTRINGITA

$$C_3A + CaSO_4 + 12H_2O \rightarrow C_3A.\,CaSO_4.\,12H_2O$$
MONOSULFOALUMINATO

$$C_3A + CaCl_2 + 8H_2O \rightarrow C_3A.\,CaCl_2.\,8H_2O$$
SAL DE FRIEDEL

Figura 11.

En definitiva, la corrosión de las armaduras por la presencia de cloruro cálcico en el hormigón no depende sólo de la cuantía o concentración de esta sal, sino más bien de la cuantía o concentración de la sal que queda libre sin transformarse en el complejo cloroaluminato.

La cuantía o concentración de sal libre dependerá, además:

I. De la cantidad de cloruro cálcico añadida al hormigón.
II. De la cantidad de cemento que tenga el hormigón.
III. Del tipo de cemento.
IV. De la cantidad de aluminato tricálcico que tenga el cemento.
V. De la cantidad de yeso que tenga el cemento.

Los dos primeros factores relativos al hormigón se suelen tener en cuenta *siempre*, ya que constituyen, en realidad, uno sólo, y las dosis de cloruro cálcico añadidas en concepto de acelerador del fraguado y del endurecimiento se especifican y expresan en *tanto por ciento respecto del peso del cemento.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Los tres últimos factores, en cambio, no se tienen en cuenta *nunca*, porque no se suele conocer ni determinar el contenido de yeso de los cementos, y mucho menos el contenido de aluminato tricálcico, si bien a partir de un análisis químico ordinario el primero se conocería, y el segundo podría calcularse con una aproximación aceptable. Por otra parte, en muchos casos no se hace distinción entre cementos portland, siderúrgicos o puzolánicos.

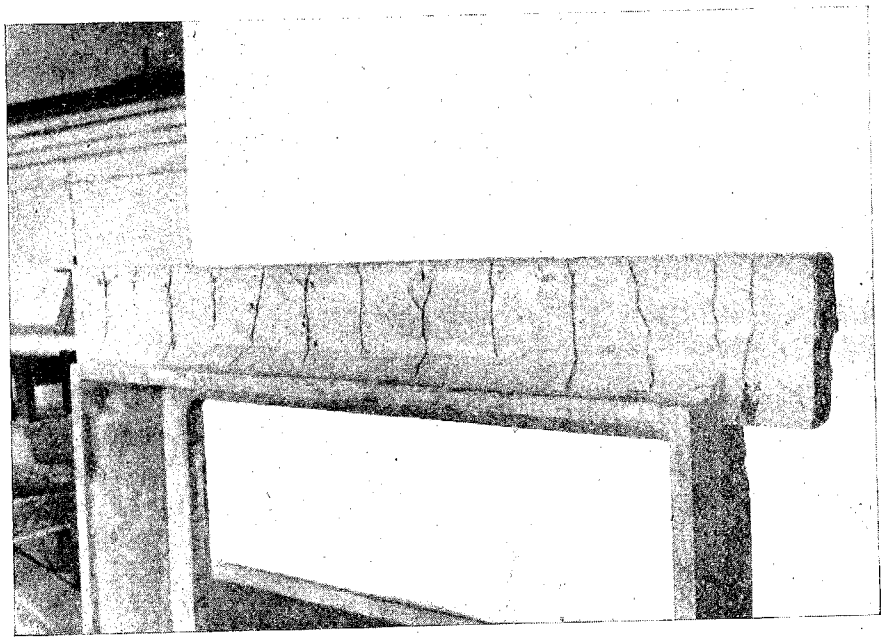


Figura 12.

Tal vez en lo anteriormente expuesto resida la explicación de la falta de concordancia entre los *límites* que los distintos investigadores fijan para las dosis de cloruro cálcico tolerables a efectos de corrosión de armaduras, e incluso entre los resultados cualitativos de los correspondientes estudios.

Las consideraciones anteriores se ven refrendadas por multitud de hechos experimentales comprobados, entre los cuales cabe destacar los siguientes:

I. La mayor parte del cloruro cálcico añadido al hormigón usualmente (2 por 100 de un cloruro cálcico comercial de 70 por 100 de riqueza en sal anhidra, es decir, un 1,4 por 100 de sal anhidra) queda combinado en forma de complejo en el cemento hidratado, si bien en la disolución queda aún una parte sin combinar.

II. La cantidad de cloruro cálcico que queda libre es tanto mayor (a constancia de todo lo demás) cuanto mayor es la cantidad inicialmente añadida.

III. A igualdad de todo lo demás, con cementos resistentes a sulfatos (de contenido bajo de aluminato tricálcico) la concentración de cloruro cálcico libre es mayor que con cementos portland (de contenido mayor de aluminato tricálcico). Por razones de dilución los cementos siderúrgicos y los puzolánicos con-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

tienen inicialmente menos aluminato tricálcico que los portland, y por ello contribuyen a dar una concentración inicial de cloruro cálcico mayor.

IV. La cantidad de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto menores son los contenidos de óxido alumínico y óxido férrico, en conjunto, del cemento.

V. La cantidad de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto menor es la relación óxido alumínico/óxido férrico.

VI. La cantidad de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto mayor es el contenido de yeso del cemento.

VII. La cantidad de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto mayor es el contenido de álcalis libres del cemento.

VIII. La cantidad de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto mayor es la temperatura, ya que en tales condiciones son más estables los aluminatos hidratados exentos de cloruro cálcico.

IX. La concentración de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto menor es la relación agua/cemento.

X. Cuanto mayor es la cantidad o concentración de cloruro cálcico libre, tanto mayor es la corrosión producida.

Estos hechos, a su vez, permiten establecer una serie de conclusiones generales, a saber:

I. El cloruro cálcico en pequeñas dosis (hasta 2 por 100 de producto comercial con riqueza de 70 a 80 por 100 de sal anhidra, correspondiente a 1,4 ó 1,6 por 100 de cloruro cálcico anhidro respecto del peso del cemento) se suele emplear *sin gran probabilidad de corrosión a cualquier edad*, con cemento portland ordinario sometido a un *curado ordinario*. Con estas mismas dosis hay una *gran probabilidad* de tener una *ligera corrosión* con cementos resistentes a sulfatos (portland de bajo contenido de aluminato tricálcico: tipo "PAS", según las Normas españolas P.C.C.H.64 del I.E.T.c.c), con cementos siderúrgicos o con el mismo portland sometido a un *curado térmico*. Hay también una *mayor probabilidad de corrosión* con *curado húmedo* que con curado seco, sobre todo a corto plazo.

II. *Con dosis superiores a 2 por 100* de cloruro cálcico *siempre* existirá una *probabilidad considerable* de tener corrosión en cualquier *caso* y con *cualquier cemento*.

III. El cloruro cálcico en cualquier caso puede *aumentar y acelerar* la corrosión natural, al menos potencialmente, y así, debe entenderse que, siempre que haya cloruro cálcico en el hormigón, la corrosión de las armaduras, a igualdad de todo lo demás, *es mayor* (en el mejor de los casos igual, pero *nunca menor*) que cuando no lo hay.

IV. En la acción corrosiva del cloruro cálcico, sobre todo por lo que se refiere a los ensayos e investigaciones de laboratorio, hay que tener en cuenta el *plazo* o tiempo al que la corrosión se manifiesta con una cierta y determinada intensidad, a constancia de todo lo demás. No se puede decir, mientras no se tenga seguridad absoluta de ello (caso excepcional) que no habrá corrosión, o que ésta

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Los tres últimos factores, en cambio, no se tienen en cuenta *nunca,* porque no se suele conocer ni determinar el contenido de yeso de los cementos, y mucho menos el contenido de aluminato tricálcico, si bien a partir de un análisis químico ordinario el primero se conocería, y el segundo podría calcularse con una aproximación aceptable. Por otra parte, en muchos casos no se hace distinción entre cementos portland, siderúrgicos o puzolánicos.

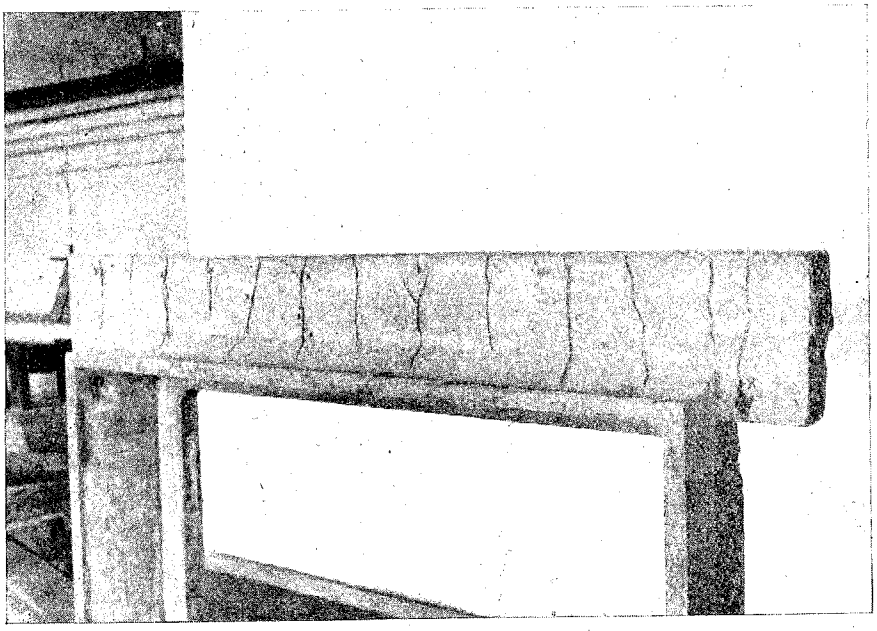


Figura 12.

Tal vez en lo anteriormente expuesto resida la explicación de la falta de concordancia entre los *límites* que los distintos investigadores fijan para las dosis de cloruro cálcico tolerables a efectos de corrosión de armaduras, e incluso entre los resultados cualitativos de los correspondientes estudios.

Las consideraciones anteriores se ven refrendadas por multitud de hechos experimentales comprobados, entre los cuales cabe destacar los siguientes:

I. La mayor parte del cloruro cálcico añadido al hormigón usualmente (2 por 100 de un cloruro cálcico comercial de 70 por 100 de riqueza en sal anhidra, es decir, un 1,4 por 100 de sal anhidra) queda combinado en forma de complejo en el cemento hidratado, si bien en la disolución queda aún una parte sin combinar.

II. La cantidad de cloruro cálcico que queda libre es tanto mayor (a constancia de todo lo demás) cuanto mayor es la cantidad inicialmente añadida.

III. A igualdad de todo lo demás, con cementos resistentes a sulfatos (de contenido bajo de aluminato tricálcico) la concentración de cloruro cálcico libre es mayor que con cementos portland (de contenido mayor de aluminato tricálcico). Por razones de dilución los cementos siderúrgicos y los puzolánicos con-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

tienen inicialmente menos aluminato tricálcico que los portland, y por ello contribuyen a dar una concentración inicial de cloruro cálcico mayor.

IV. La cantidad de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto menores son los contenidos de óxido alumínico y óxido férrico, en conjunto, del cemento.

V. La cantidad de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto menor es la relación óxido alumínico/óxido férrico.

VI. La cantidad de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto mayor es el contenido de yeso del cemento.

VII. La cantidad de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto mayor es el contenido de álcalis libres del cemento.

VIII. La cantidad de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto mayor es la temperatura, ya que en tales condiciones son más estables los aluminatos hidratados exentos de cloruro cálcico.

IX. La concentración de cloruro cálcico libre es tanto mayor cuanto menor es la relación agua/cemento.

X. Cuanto mayor es la cantidad o concentración de cloruro cálcico libre, tanto mayor es la corrosión producida.

Estos hechos, a su vez, permiten establecer una serie de conclusiones generales, a saber:

I. El cloruro cálcico en pequeñas dosis (hasta 2 por 100 de producto comercial con riqueza de 70 a 80 por 100 de sal anhidra, correspondiente a 1,4 ó 1,6 por 100 de cloruro cálcico anhidro respecto del peso del cemento) se suele emplear *sin gran probabilidad de corrosión a cualquier edad,* con cemento portland ordinario sometido a un *curado ordinario.* Con estas mismas dosis hay una *gran probabilidad* de tener una *ligera corrosión* con cementos resistentes a sulfatos (portland de bajo contenido de aluminato tricálcico: tipo "PAS", según las Normas españolas P.C.C.H.64 del I.E.T.c.c), con cementos siderúrgicos o con el mismo portland sometido a un *curado térmico.* Hay también una *mayor probabilidad de corrosión* con *curado húmedo* que con curado seco, sobre todo a corto plazo.

II. *Con dosis superiores a 2 por 100* de cloruro cálcico *siempre* existirá una *probabilidad considerable* de tener corrosión en cualquier *caso* y con *cualquier cemento.*

III. El cloruro cálcico en cualquier caso puede *aumentar y acelerar* la corrosión natural, al menos potencialmente, y así, debe entenderse que, siempre que haya cloruro cálcico en el hormigón, la corrosión de las armaduras, a igualdad de todo lo demás, *es mayor* (en el mejor de los casos igual, pero *nunca menor*) que cuando no lo hay.

IV. En la acción corrosiva del cloruro cálcico, sobre todo por lo que se refiere a los ensayos e investigaciones de laboratorio, hay que tener en cuenta el *plazo* o tiempo al que la corrosión se manifiesta con una cierta y determinada intensidad, a constancia de todo lo demás. No se puede decir, mientras no se tenga seguridad absoluta de ello (caso excepcional) que no habrá corrosión, o que ésta

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

no pasará de un cierto valor en unas condiciones dadas; es preferible y más correcto referir tales afirmaciones *al plazo* a que se hayan hecho las correspondientes observaciones. En todo caso es mejor hablar siempre de *probabilidad de corrosión,* debiendo entenderse que ésta *rara vez es nula.*

V. No debe olvidarse que al tratar del efecto de las dosis de cloruro cálcico en la corrosión de las armaduras no se han mencionado en los puntos anteriores las características del hormigón ni las del medio ambiente (lo cual se hace más adelante), pues a veces *las armaduras de un buen hormigón con cloruro cálcico no se corroen* o se corroen *menos* que las de otro *hormigón malo con menos cloruro cálcico* o incluso *sin cloruro cálcico alguno.* De aquí que muchas de las consideraciones anteriores se hayan basado en la *igualdad* o constancia "de todo lo demás".

Así se explican las drásticas *limitaciones* que, con vistas a la *seguridad,* han sido impuestas por la F.I.P. para los contenidos de cloro, azufre al estado de sulfuro, sulfatos, etc., no ya del propio hormigón, sino también de sus componentes por separado: cemento, áridos, agua y adiciones eventuales. Estas limitaciones fueron discutidas en los Simposios de la Federación en Munich 1967, Milán y Madrid 1968, en septiembre de 1969, y en Praga en el Simposio RILEM (Reunion Internationale de Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux) sobre durabilidad del hormigón.

Por cierto que estos límites son tan bajos que en muchos casos rozan o rebasan el *umbral de apreciación* de los correspondientes métodos analíticos al uso, por lo que indirectamente imponen en ciertos casos la necesidad de aumentar la sensibilidad de dichos métodos o de crear otros de por sí más sensibles.

7. NORMAS

A consecuencia de tan complejo y amplio grupo de variables, las conclusiones de distintas investigaciones llevadas a cabo en el campo de la corrosión de armaduras son a veces contradictorias, y los resultados a que llegan diferentes laboratorios están con frecuencia en desacuerdo entre sí y con los observados en la práctica.

Esto obliga a que todo estudio, sea de laboratorio o a escala real de obra, deba recaer sobre un número suficientemente grande de series de probetas idénticas para poder someter los resultados a un análisis estadístico si se quiere disponer de elementos de juicio sanos para poder determinar la probabilidad de corrosión.

También esto induce a considerar inútiles en muchos casos los ensayos a largo plazo e inadecuados los tratamientos acelerados que falsean los resultados. Tan sólo estos tratamientos pueden tener algún sentido si son lo suficientemente drásticos como para situar los resultados en el lado de la seguridad; es decir, si se puede afirmar, a la vista de un resultado favorable, que *nunca* habrá corrosión, aunque en el caso de un resultado desfavorable *pueda no haberla.*

Todo esto dificulta y hasta impide la implantación de *normas* precisas tendentes a señalar en cada caso el *modus operandi* para evitar la corrosión.

Por otra parte, el empleo de *aditivos* y la implantación de *limitaciones* para el mismo, y sobre todo la *aceptación* de tales limitaciones, es un *asunto* extremadamente *delicado,* ya que no se barajan solamente aspectos científicos o técnicos, sino también *intereses económicos y comerciales* que a veces se anteponen a aquéllos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Determinados *organismos internacionales* que se ocupan de la durabilidad del hormigón *rehuyen* abordar el estudio experimental de la corrosión de las armaduras, máxime en *plan cooperativo,* así como todo intento de establecer normas. El panorama es, pues, de verdadera antítesis entre los que quieren ignorar toda limitación y los que unilateralmente imponen limitaciones severísimas en aras de la seguridad (F.I.P.).

8. PREVENCION DE LA CORROSION DE LAS ARMADURAS

8.1. Consideraciones generales sobre la protección anticorrosiva.

Se ha considerado con razón la protección anticorrosiva como un *sistema de seguro* contra un riesgo: el de la corrosión. La mayor compacidad del hormigón, la más alta dosificación del mismo, el mayor espesor de los recubrimientos y cuantas medidas de precaución se adopten, hasta llegar a una verdadera y compleja instalación de protección, pueden no servir a ninguna finalidad mecánica ni estructural del proyecto, pero tienen el sentido de una *prima de seguro* que se abona contra unas posibles contingencias y el de una *medicina de tratamiento preventivo.*

Las contingencias, cuando se presentan, suponen, en capital o en anualidades, un valor (el que correspondería al *tratamiento curativo*) muy superior al abonado "al seguro". Por otra parte, la "prima" a pagar es tanto más reducida cuanto más pronto se hace el seguro, y mínima si éste "se concierta" al comienzo de la obra, ya que entonces, al no haber pies forzados, las posibilidades son máximas y las dificultades mínimas.

Se comprende lo difícil que es dar con carácter absoluto una serie de recomendaciones encaminadas a evitar un problema tan complejo como el de la corrosión de las armaduras del hormigón. Las que se den, sólo podrán tener un valor relativo y, de acuerdo con esto, se exponen en lo que sigue los remedios preventivos más unánimemente reconocidos como eficaces, los cuales son también los más interesantes, sin que el orden de exposición implique siempre y necesariamente orden de preferencia.

En primer lugar debe evitarse el empleo de *cementos inadecuados* que, por su constitución y composición no ofrezcan una garantía de *permanente pasividad* y *protección* a las armaduras. Esta precaución debe extremarse en el caso de hormigones pretensados.

En segundo lugar *debe evitarse al máximo el empleo de cloruro cálcico* u otras sales o electrólitos análogos, así como el de los *productos de adición* que los contengan, puesto que en ambos casos hay grandes probabilidades de que tales prácticas provoquen o aceleren la corrosión. Téngase en cuenta, se insiste en ello, que no se ha llegado a poder establecer un *umbral* de contenido o concentración de cloruro cálcico, *por debajo del cual no se produzca corrosión a plazo más o menos largo.* El cloruro cálcico, aun en dosis pequeñas, puede ser un enemigo en *potencia.* También debe extremarse esta precaución en el caso de hormigones pretensados.

En tercer lugar hacer un hormigón armado o pretensado *cuyas armaduras estén protegidas al máximo,* tanto si contiene como si no contiene cloruro cálcico y tanto si el cemento con el que está hecho es adecuado o no. Puesto que los remedios están en íntima relación con las causas del mal cabe puntualizar aquí algunos de los aspectos mencionados en lo que precede.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

8.2. Protección indirecta.

La mejor prevención contra la corrosión de armaduras consiste en lo que puede llamarse "*protección indirecta a base de la aplicación de un código de buena práctica*", extensivo desde los materiales hasta la conservación de las estructuras, pasando por el proyecto, la ejecución, la puesta en obra y el curado del hormigón. Ejemplo de lo contrario, esto es, de código de mala práctica es el caso de las canaletas antes expuesto.

Como ejemplo aleccionador se cita y detalla en la bibliografía el caso de la conducción de aguas de Regina, en Saskatchewan (Canadá), hecha de tubos de hormigón pretensado empalmados. Cada sección de tubería constaba de un núcleo de hormigón con armaduras longitudinales, sobre el que se arrollaba una armadura helicoidal pretensada, recubierta exteriormente de hormigón proyectado ("gunita"). Este contenía hasta el 5 por 100 de cloruro cálcico. A ello unía una serie de defectos y circunstancias propicias a la corrosión, tales como el ser distintos los cementos del núcleo de hormigón y de la capa de hormigón proyectado; el tener las armaduras menor recubrimiento en los extremos de los tubos y el estar la tubería sometida exteriormente y en su parte inferior a la acción de aguas agresivas. La corrosión se presentó pronto y con carácter demoledor, manifestándose de preferencia en la parte inferior (e interna) de la armadura helicoidal en lugares coincidentes con huecos debidos a deficiente recubrimiento y adherencia, en los que fue muy apreciable la concentración de iones cloro y muy grande la probabilidad de que el hormigón proyectado no rodease por completo a los alambres.

Como dato curioso pudo observarse que los tubos almacenados en el parque, es decir, los no puestos aún en servicio ni siquiera en obras, también se destruyeron. La causa en este caso fue la recirculación del agua de las balsas de curado, la cual llegó a contener 2 gramos de sulfato cálcico y 1,4 gramos de cloruro cálcico por litro.

Es de apreciar que todo esto constituye un ejemplo típico y hasta exagerado, no muy frecuente por fortuna, de *código de mala* (pésima) *práctica.*

Se hace resaltar una vez más que, como consecuencia de estos resultados y de otros muchos análogos, es una medida prudente *prescindir en absoluto del empleo de cloruro cálcico* como acelerador del endurecimiento en el caso del hormigón pretensado.

Para que las armaduras del hormigón estén protegidas al máximo es preciso:

Respecto del *hormigón*:

I. Que el hormigón sea *uniforme y homogéneo.*

II. Que el hormigón sea *compacto y durable.*
Para esto, a su vez, debe cumplirse una serie de condiciones por parte de los materiales, de la dosificación de los mismos, de su puesta en obra, de su curado y de la propia ejecución de la obra o estructura.

Respecto de los *materiales en general*:

III. Estos deben *cumplir individualmente* con los requisitos necesarios para alejar el peligro de corrosión.

Y para ello ha de verificarse respecto de los *conglomerantes*:

IV. Que *no se mezclen conglomerantes distintos* ni se empleen éstos en diferentes partes de una misma obra o estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

V. Que el cemento *no sea expansivo ni retractivo,* a fin de que no pueda dar lugar a *fisuras* por las que penetren agentes corrosivos. Considérese a estos efectos que las *microfisuras* que algunos tienen por inocuas pueden convertirse en *macrofisuras,* por lo que siempre constituyen un peligro potencial.

VI. Que el cemento sea *preferentemente portland* porque los que contienen escorias o puzolanas o ambos materiales confieren una menor protección contra la corrosión, aun en ausencia de cloruro cálcico, en base a su menor reserva alcalina. Sin embargo, en estructuras enterradas o sumergidas en las que la corrosión de las armaduras puede ser precedida por una destrucción del propio hormigón, e iniciada y activada por ella, los conglomerantes puzolánicos y siderúrgicos pueden ser utilizados con eficacia por conferir mayor durabilidad que los portland a la parte pétrea del conglomerado.

Respecto de los *áridos*:

VII. Que los áridos *no sean porosos* ni *deleznables.*

VIII. Que la granulometría de los mismos sea la más adecuada.

IX. Que *no sean reactivos con los álcalis del cemento* y no den lugar a productos expansivos que ocasionen fisuras que a su vez aceleren la corrosión (véase lo indicado en V).

X. Que *no contengan sales solubles* (arenas de playa sin lavar).

Respecto de las *aguas de amasado*:

XI. Que las aguas de amasado no *contengan sales solubles* en cantidad peligrosa (agua de mar).

Respecto de las *adiciones* (si se emplean):

XII. Que *no contengan cloruro cálcico ni otros cloruros o sales* que puedan ser de naturaleza corrosiva o favorecedora de la corrosión.

Respecto de las *armaduras*:

XIII. Que las armaduras sean de un *acero uniforme y de la misma calidad.*

XIV. Que, en relación con lo precedente, se tenga en cuenta a todos los efectos *la clase de acero en relación con la clase de hormigón.* Por ejemplo, los aceros estirados para hormigón pretensado son más sensibles a la corrosión que los aceros para hormigón armado corriente y los aceros suaves se corroen más que los de alta resistencia a la tracción.

XV. Que las armaduras tengan *la mayor sección posible* y nunca un diámetro menor al normal en cada caso (hormigón armado o pretensado).

XVI. Que la superficie de las armaduras sea tal que permita la *máxima adherencia al hormigón* (corrugados, etc.), pero sin que ello facilite la formación de huecos entre el hormigón y la armadura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

XVII. Que el *herrumbrado* inicial de la superficie de las armaduras, ya que no se puede eliminar en su totalidad, sea, al menos, *regular y homogéneo*. Si no lo es debe procederse a una limpieza.

XVIII. Que la superficie de las armaduras esté exenta de *sales producto de corrosión* si han estado expuestas a la intemperie en ambientes agresivos (marítimos, por ejemplo), procediéndose a una limpieza en caso contrario.

XIX. Que la cantidad de armaduras sea la adecuada, sin que las haya en un exceso inútil. Para ello se deberá *reducir al mínimo posible* el número de ki logramos de armadura por metro cúbico de hormigón y, dentro de ello, *reducir la superficie del acero* al máximo.

XX. Que las armaduras tengan los *recubrimientos máximos* posibles en cualquier parte de la obra, y más aún en las partes más expuestas. El *recubrimiento es función de la permeabilidad,* pero es preferible un recubrimiento *impermeable* a un recubrimiento *grueso;* es decir, que espesor de recubrimiento e impermeabilidad (o calidad del hormigón) son magnitudes conjugadas; si a calidad constante varía el espesor del recubrimiento es como si a espesor de recubrimiento constante variase la impermeabilidad o la calidad del hormigón.

Respecto de la *dosificación*:

XXI. *Que la dosificación de cemento sea elevada.* No parece influir esto en el momento de comienzo de la corrosión, pero, una vez iniciada ésta, se produce con tanta *menor velocidad* cuanto *mayor es la dosificación,* por ser *mucho menor el coeficiente de permeabilidad* del hormigón. La mayor "reserva alcalina" de un hormigón con dosificación elevada de cemento puede tener efecto favorable.

XXII. *Que la relación agua-cemento no sea ni muy alta ni demasiado baja,* debiendo evitarse los morteros secos o muy aguados y los hormigones secos. La mejor consistencia es la *plástica.* Una vez iniciada la corrosión, ésta se produce con tanta *mayor velocidad* cuanto *mayor es la relación agua-cemento,* por ser *mucho mayor el coeficiente de permeabilidad* del hormigón. Además, una *mayor* cantidad de agua no combinada actúa como vehículo electroquímico y facilita los procesos corrosivos.

Respecto de la *puesta en obra*:

XXIII. Que la puesta en obra cumpla lo mejor posible y lo más regular y completamente su cometido.

Respecto de la *ejecución en general*:

XXIV. Que la ejecución sea lo más cuidada posible en todos sus detalles.

Respecto del *curado*:

XXV. Que el curado del hormigón sea óptimo, debiendo evitarse al máximo las *desecaciones superficiales* del material en las primeras edades.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

XXVI. Que, en la medida de lo posible, se eviten las variaciones ambientales de condiciones y, en particular, *las alternancias de humedad, sequedad y salinidad* del medio ambiente (mareas, ciclos de calentamiento, enfriamiento y aireación, etc.). Como esto no es, en general, fácil ni a veces posible, cuando a pesar de todo haya que poner en ambientes agresivos hormigones con armaduras muy superficiales, es imprescindible *impermeabilizar* las caras externas del hormigón.

XXVII. Que se tenga en cuenta la *influencia aceleradora de la temperatura* en los procesos de corrosión (por ejemplo, en hormigones para silos de recogida de cok, etc.).

Respecto de las *acciones electrolíticas*:

XXVIII. Que se evite al máximo la posibilidad de formación de *macroelementos galvánicos* por contacto eléctrico de las armaduras con metales diferentes y contacto electrolítico a través del hormigón. La formación de uno de estos macroelementos da lugar a una corrosión mucho más perniciosa, por más intensa y localizada, que muchos *microelementos* muy repartidos.

XXIX. Que se tomen las medidas oportunas para impedir la *acción electrolítica por corrientes vagabundas*. Tanto en este caso como en el anterior, si en el hormigón existen sales alcalinas (por estar expuesto a condiciones marítimas, por ejemplo) se produce en las zonas catódicas hidróxido sódico que daña al hormigón y destruye la adherencia de éste a las armaduras; esto, aparte de las acciones expansivas ya conocidas. Es lo que ocurre en la electrólisis del hormigón con corriente continua, antes de producirse otros efectos mayores por desprendimiento de gases a altas densidades de corriente. Con corriente alterna los efectos no son tan acusados. La corrosión anódica con polarización externa es mucho mayor que la corrosión espontánea, tanto si existen cloruros como si no.

Los aspectos expuestos difícilmente pueden ordenarse por importancia, porque *no son independientes*, sino que, a veces, son hasta *contradictorios*, al menos en apariencia. Así, por ejemplo, el grosor del *recubrimiento* tiene menos importancia con *consistencias plásticas* del hormigón, o cuando el hormigón es bueno; el grosor de *recubrimiento mínimo* depende también de la cantidad de cloruro cálcico añadida al hormigón y del ambiente, etc.

A veces, como puede verse en la figura 11, no es la *armadura* la que se corroe, sino sus *estribos* más superficiales, espaciados a intervalos regulares. Esto, que pocas veces se tiene en cuenta, es malo, porque abre nuevas y fáciles vías a la corrosión, que puede llegar a afectar a las verdaderas armaduras.

Por otra parte, si bien es verdad que una *dosificación alta* de cemento reduce el *coeficiente de permeabilidad* del hormigón, también es cierto que los hormigones muy altamente dosificados de cemento son más susceptibles de *fisuración por retracción* y que, sometidos a esfuerzos de *tracción*, las fisuras pueden acentuarse y contribuir a acelerar o provocar la corrosión. Además, un hormigón *muy rico en cemento*, pero con un contenido *mayor* de cloruro cálcico puede experimentar *mayor* corrosión en sus armaduras que otro *menos rico*, pero también con *menos* cloruro cálcico. Es decir, no siempre se contrarrestan los efectos, y por ello existen *límites* para la influencia ventajosa o perjudicial de los aspectos considerados. Por ejemplo, parece ser también que la corrosión debida al cloruro cál-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

cico de algunos *productos de adición* para el hormigón, de acción aireante o fluidificante, es de escasa importancia.

De otro lado hay opiniones según las cuales la formación de cloroaluminatos entre el aluminato tricálcico del cemento portland y el cloruro cálcico, apenas influye en la reducción de la corrosión debida a este último. Con carácter más general puede admitirse, en cambio, que son *menores* los peligros *por reducción de la sección* de las armaduras y consiguiente disminución de su capacidad de resistencia a la tracción, que *por pérdida de adherencia* entre ellas y el hormigón.

Lo indicado por vía de ejemplos viene a corroborar la idea de que es necesario justipreciar todos los aspectos de la corrosión de armaduras con criterio ponderado, pues en otro caso es muy fácil encontrar contradicciones y caer en juicios erróneos al valorar los hechos.

8.2.1. El problema de la fisuración.

Se ha mencionado varias veces, en lo que precede, el tema de las fisuras, interesante hasta el punto de que se ha querido poco menos que atribuir a él, en exclusiva, la causa de la corrosión, y en tal sentido se ha tratado de señalar un *tamaño crítico de fisura,* o más todavía, *dos tamaños críticos* para medios más y menos agresivos, por debajo de cuyos tamaños no se produce corrosión.

No es fácil definir el tamaño de la fisura, pues éste depende de que *se mida* en la superficie del hormigón o *se calcule* a partir de esta medida el valor correspondiente a su ancho en la zona adyacente a la armadura, lo cual, parece más lógico.

La impresión general es que *no existe tal tamaño crítico* y que tan importantes como el ancho de las fisuras son otros factores que se relacionan con dicho ancho (de lo cual puede nacer el equívoco).

Lo innegable es, por una parte, que las fisuras pequeñas puedan agrandarse, por lo que constituyen un *peligro potencial* de corrosión y, por otra, que cuanto *menor es el ancho* de las fisuras, *menor es la velocidad* con que la corrosión procede.

Tampoco debe subestimarse el hecho de que entre corrosión y fisuración existe una relación de causa o efecto no siempre bien definida en cuanto a prioridad, puesto que la fisuración puede dar lugar a corrosiones que, sin ella, no se producirían o lo harían menos rápida e intensamente, y la corrosión puede causar fisuraciones que la faciliten e incrementen de forma notoria.

Todo fenómeno, acción o circunstancia que tienda a producir o incrementar la fisuración, tiende a producir o incrementar también la corrosión.

8.3. Protección directa.

Aparte de los remedios expuestos en 8.2., a los que cabe considerar como de *protección indirecta,* que a pesar de lo cual son los más importantes y que, como se ha podido apreciar están *en la mano del técnico del hormigón,* deben tenerse en cuenta los que en antítesis constituyen una *protección directa* y son del *dominio del técnico de la corrosión.* Estos consisten en:

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

I. Emplear *recubrimientos impermeabilizantes protectores* del hormigón, como se ha indicado en 8.2. XXVI, y procurar al máximo *la pasividad natural* del metal, pues su mejor protección la da su estado de pasividad total. Para ello:

II. Añadir *inhibidores de corrosión* a la masa del hormigón que den a la superficie del acero una pasividad verdadera y un seudo-potencial suficientemente regular y fijo situado entre los valores correspondientes a los potenciales de oxidación y a los de disolución. Estos inhibidores suelen ser *fluoruros* (simples o complejos: fluosilicatos y fluoaluminatos) y *fosfatos* (simples o dobles, alcalinos o alcalinotérreos) poco solubles en medio alcalino de cal (en el que el hierro no se corroe) y más solubles en medios ácidos y salinos corrosivos. Los inhibidores en estado pulverulento muy fino y en proporciones muy pequeñas se añaden al hormigón sin que, en general, perturben al cemento (los fluoruros en grandes dosis son retardadores del fraguado y del endurecimiento). Lo que se puede conseguir así es el retraso o la evitación de los primeros desequilibrios locales del potencial y, en consecuencia, soslayar a poco precio pequeños riesgos que, frecuentemente, podrían degenerar en otros mucho más serios. La acción de estos inhibidores suele tener su importancia, sobre todo en el caso de que en el hormigón existan *cloruros* y haya *polarización externa*. Con un inhibidor de tipo fosfato, por ejemplo, puede conseguirse que la corrosión anódica en presencia de cloruros se reduzca a la que se tendría en ausencia de los mismos. De todos modos, los inhibidores no parecen resolver los problemas de corrosión realmente graves.

III. Prever en el proyecto de la obra de hormigón armado, cuando las circunstancias lo exijan, un *sistema de protección catódica*, a ser posible desde el primer momento. La protección catódica, tanto si se consigue mediante *ánodos de sacrificio*, como si responde a la acción de una *corriente exterior aplicada*, para ser eficaz y rentable ha de ser bien estudiada y vigilada. En el primer caso, para la reposición de ánodos a su debido tiempo y, en el segundo, para que la corriente sea lo suficientemente *intensa* e *ininterrumpida*, o actúe durante *el tiempo suficiente* para garantizar el alejamiento de los iones salinos de la zona catódica protegida creando al interrumpirse un *potencial pasivo y estable* en el acero. De no ser así es un procedimiento preventivo caro y no tan eficaz como debería serlo, en correspondencia a su costo. Sin embargo, cuando se aplica conscientemente da unos excelentes resultados, como se ha puesto de manifiesto en una gran red de regadío construida en Argelia, en la que se ha instalado un sistema de protección que, al parecer, es el primero del mundo que se ha manifestado como verdaderamente eficaz.

Finalmente, debe considerarse que la corrosión es una enfermedad casi siempre fácil de prevenir y a veces muy difícil de curar. Y donde se dice fácil y difícil, puede leerse también barato y caro. Sería aconsejable para los técnicos de la construcción el que, con la misma asiduidad y rutina con que en el proyecto de las obras consideran capítulos tales como la resistencia de la estructura, la impermeabilidad, la durabilidad, etc., considerasen igualmente el de la corrosión metálica de todo tipo y en particular la de las armaduras del hormigón (incluible en el último de los capítulos citados). Y esto por razones técnicas y económicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

9. CONCLUSIONES

I. La *corrosión de las armaduras,* como fenómeno *químico* o *electroquímico* que puede afectar a los *hormigones armados y pretensados,* es un aspecto muy importante en la *durabilidad* de estos materiales y de los elementos o estructuras a que dan lugar.

II. La corrosión de las armaduras es un *riesgo* potencial de actualización más o menos *probable,* según las circunstancias y las medidas que se adopten para evitarlo.

III. Estas medidas deben ser, por tanto y ante todo, de carácter preventivo, y han de basarse en un *conocimiento* profundo de los *materiales* y de las *técnicas* que se manejan, así como de los *fenómenos corrosivos* que pueden producirse.

IV. Aparte de ello, la *protección directa* no debe ser desdeñada, y es en este aspecto en el que el *especialista en corrosión* puede y debe ayudar al *técnico de la construcción.*

V. La conclusión final, compendio de las anteriores, es que, como toda materia con una doble vertiente *científica y técnica,* la prevención de la *corrosión de armaduras* en los hormigones, y de sus *consecuencias,* tiene mucho que ver con la observancia estricta de los llamados "códigos de buena práctica", y depende, por tanto, de dos importantes factores: *conocimiento* y *bien obrar.*

BIBLIOGRAFIA

ANUARIO DE LA CORROSIÓN: Asociación Nacional de Químicos de España. Colegio Oficial de Químicos de Barcelona. Barcelona, 1966.

AUTORES VARIOS: "La corrosión y su control". Boletín número 11 del Colegio Oficial de Doctores y Licenciados en Ciencias Químicas y Físico-Químicas. Madrid, noviembre 1963.

BERTHIER, R. M.: "Le corrosion du fer en général et dans le cas particulier der armatures du béton". *Revue des Matériaux de Construction,* núm. 511, 101-105, 1951.

BERTHIER, R. M.: "Etudes expérimentales sur les risgues de corrosion des aciers durs". *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics,* núms. 255-256, marzo-abril 1969.

BERTHIER, R. M.: "Etudes expérimentales sur les risgues de corrosion des aciers durs et discussions". Ibid.

BROCARD, J.: "Corrosion des aciers dans le béton armé". *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics,* núm. 126, junio 1958.

CALLEJA, J.: "Influencia del contenido de yeso del cemento portland sobre la retracción de las pastas, morteros y hormigones". Trabajos de la III Reunión Internacional sobre Reactividad de los Sólidos. Sección V, Madrid, 1956.

CALLEJA, J.: "El cloruro cálcico en la construcción" (Manual). *Manuales y Normas del I.E.T.C.C.,* Madrid, 1957.

CALLEJA, J.: "El cloruro cálcico como acelerador en la prefabricación de hormigón". Monografía número 185 del I.E.T.C.C., Madrid, 1958; *Revista de Ciencia Aplicada,* XII, 122, 1958; "Ultimos avances en materiales de construcción" (I.E.T.C.C.), núm. 86, 1958.

CALLEJA, J.; TOBÍO, J. M.; BACLE, B., y GARAY, A.: "Influence de l'addition de chloruro de calcium sur le retrait des pâtes pures de ciment portland". Colloque International RILEM-CEMBUREAU sur le Retrait des Bétons Hydrauliques, Madrid, marzo 1968.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

CENTRE NATIONAL DE RECHERCHES SCIENTIFIQUES ET TECHNIQUES POUR L'INDUSTRIE CIMENTIÈRE: Rapport d'activité 1961-1965. Comité CT4, Groupe de Travail GT41: "Corrosion des armatures dans le béton armé". Bélgica.

CIGNA, R.; MARACHINI, M., y SCHIPPA, G.: "Alluminati complessi di calcio idrati come inibitori di corosione". *La Recherca-Cientifica,* 35-2, 1113, 1119, 1965.

CIGNA, R.; MARACHINI, M., y SCHIPPA, G.: "Sulla corrosione delle armature nei calcestruzzi precompressi". *Industria Italiana del Cemento,* 35, 801, 1965.

CIGNA, R.: "Studio della corrosione dei ferri affogati in malte cementizie effettuato mediante curve di polarizzazione". *La Richerca Scientifica,* 36-8, 740-743, 1966.

COPENHAGUEN, W. J.: "Corrosion and protection of metals used in the Building Industry". *National Chemical Research Laboratory,* Cape Town.

COPENHAGUEN, W. J.: "Sulphur as a factor in the corrosion of iron and steel structures in the sea". *Transactions Royal Society of South Africa,* 22, 2, 1954, *South African Industrial Chemist,* febrero 1954.

DUMAS, F.: "Examen del "resumés de travail" de la Commission de Durabilité de la F.I.P.". *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics,* núms. 255-256, marzo-abril 1969.

DUTRON, R., y MOMMENS, A.: "Corrosion des armatures dans le béton armé". *Rapport de Recherches n.º 4 du Centre National de Recherches Scientifiques et Techniques pour l'Industrie Cimentière,* 1964.

EVERETT, L. H., y TREADAWAY, K. W. J.: "The use of galvanized steel reinforcement in building". 8th International Conference on Hot Dip Galvanizing, Londres, 1967.

FAILLE D'HUYSSE, G. DELLA: "Le rôle du chlorure de calcium en bétonnage". Publicación *Solvay et Cie.,* 1963.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTÉ (F.I.P.): "Practical recommendations for the design and construction of prestressed concrete structures", 1966.

FOUCAULT, M.: "Les problèmes de corrosion dans le bâtiment et les travaux publics. Rôle du laboratoire". *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, núm.* 216, *diciembre* 1965.

FOUCAULT, M.: "Recherche sur le danger de corrosion des fers d'armature dans le béton sous l'actions de divers adjuvants et en particulier des adjuvants chlorures". *Ibíd.,* núm. 222, junio 1966.

GOUDA, V. K., y MONFORE, G. E.: "Zur Messung der Wirkung von Inhibitoren gegen Stahlkorrosion". *Zement-Kalk-Gips,* 4, 185-187, 1966.

HILL, A. W.: "La corrosion des aciers dans le béton contenant du chlorure de calcium". IV Congrès International du Béton Manufacturé, París, 1963.

JESSING, J.: "Survey of answer received to the RILEM-Questionnaire on the use of calcium chloride to improve the rate of hardening in reinforced and prestressed concrete". Meeting of the RILEM Committee on Testing of Cement and Concretes, París, junio 1966.

KONDO, Y.; TAKEDA, A., y HIDESHIMA, S.: "Effect of admixtures, on electrolytic corrosion of steel bars in reinforced concrete". *Journal of the American Concrete Institute,* 31-4, 299-312, 1959.

LEWIS, D. A., y COPENHAGUEN, W. J.: "The corrosion of reinforcing steel in marine atmospheres". *South African Industrial Chemist,* 11-10, 1957.

LEZY, R., y PAILLERE, A. M.: "Coulis d'injection pour daines de précontrainte améliorés à l'aide de résines époxydes". *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics,* núms. 255-256, marzo-abril 1969.

LOBRY DE BRUIN, C. A.: "Influence of cracking on corrosion of reinforcement". *General Report.* Parte IV (a) de "Cracks in concrete and corrosion of steel reinforcing bars". RILEM-Symposium, Stockholm, 1957.

MARAGHINI, M., y GINNARI, C.: "Corrosione anodica del ferro nel cemento armato". *La Richerca Scientifica,* 27-5, 1500-1508, 1957.

MARAGHINI, M., y RUMI, B.: "Misure elettrochimici su provini d'acciaio inmersi nel cemento". *La Richerca Scientifica,* 27, 1161-1174, 1957.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

MOLDOVAN, V.: "Recherches sur la corrosion des armatures dans les bétons soumis à des actions agresives". *Revue des Matériaux de Construction,* núm. 570, 98-99, 1963.

MOLE, G.: "The effects of electrolysis upon the strength of reinforced concrete". *The Technical Electrical and Allied Industries Research Association.* Technical Report O/T3, London, 1948.

MONFORE, G. E., y VERBECK, G. J.: "Corrosion of prestressed wire in concrete". *Journal of the American Concrete Institute,* 32-5, 493-515, 1960.

NICOL, L.: "Observation et remarques sur le potentiel de contact fer-ciment". *Revue des Matériaux de Construction,* núms. 487 (71-82), 44 (103-108), 489 (133-140), 1956.

OST, B., y MONFORE, G. E.: "Corrodibility of prestressing wire in concretes made with type I and type IS cements". *Portland Cement Association Research Depto.* Bull. 159, Skokie, Illinois, 1963.

REHM, G.: "Korrosion von Stahl in Beton: Grundlagen, Schadensarten, Hinweise zur Vermeidung von Mägeln". *Betonstein-Zeitung,* 5, 258-264, 1968.

— "Corrosión de los aceros para pretensado". HORMIGON Y ACERO, núms. 88-89, 135-155, 1968.

REINSDORF, S., y RINSTON, P.: "Untersunchungen über die Korrosion des Bewerhrugnstahles bei Verwendung von Kalziumchlorid im Mörtel und Beton". *Silikattechnik,* 11-10, 478-483, 1960.

ROBERTS, M. H.: "Effect of calcium chloride on the durability of pre-tensioned wire in prestressed concrete". *Magazine of Concrete Research,* 14-42, 143-154, 1962.

SERSALE, R., y FRGIONE, G.: "I solfuri presenti nel cemento e la resistenza alla corrosione dei ferri delle armature". *L'Industria Italiana del Cemento,* 33 (9), 1963.

SCOTT, G. N.: "Corrosion protection proterties of portland cement concrete". *Journal A.W.W.A.,* 57-8, 1965.

SCHULTZE, W., y GUNZLER, J.: "Korrosionschutz der Beweohrung im Leichtbeton". *Betonsteinzeitung,* 5, 252-257, 1968.

SPECTOR, D.: "A study of failures and cathodic protection of reinforced concrete pipes". *Acqua,* núm. 4, 7-23, 1964.

TRIPLER, A.; WHITE, E. L.; HAYNIE, F. H., y BOYD, W. K.: "Methods for reducing corrosion of reinforcing steel". *National Cooperative Higway Research Program.* (U.S.A.), Report 23, 1966.

TRUDSO, E.: "Corrosion des armatures du béton additionné de chlorure de calcium: une étude de longue durée". *Nordisk Betong,* 4, 329-346, 1965.

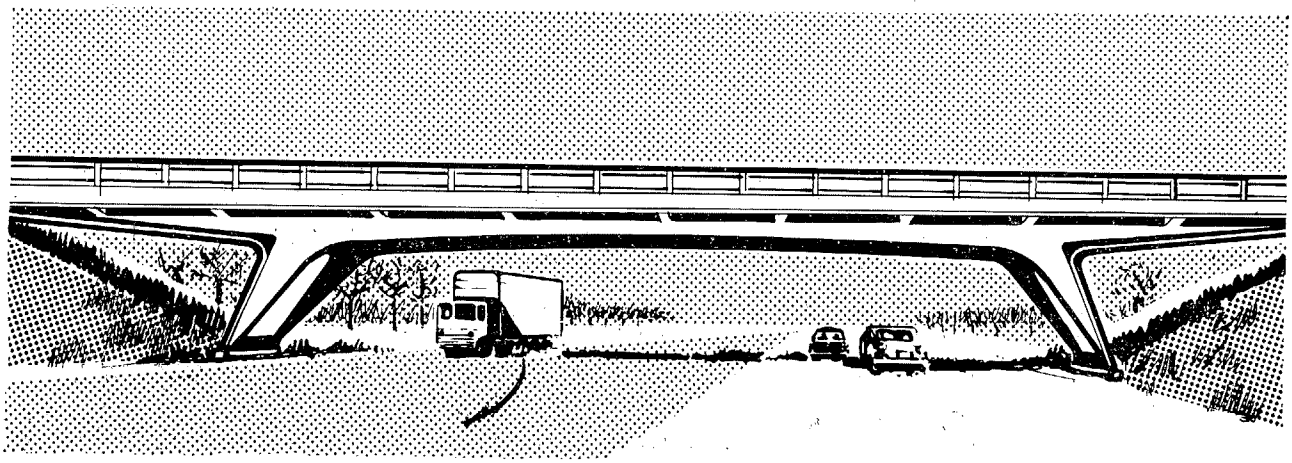
WALZ, K.: *Corrosion of prestressing steel in concrete made of blast-furnace cement.* CEMBUREAU Annex to Circular letter 49. HC/ps (confidential), Malmö, 1963.

WOODS, H.: "Durability of Concrete Construction". *American Concrete Institute Monograph Series,* número 4, 83-105, 1968.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

CONCURSO DE PROYECTOS

"puentes metálicos de autopistas"



El jurado calificador compuesto por los señores:

D. JUAN BATANERO
(Dr. Ingeniero de Caminos, Director y Catedrático de Estructuras Metálicas en la E. T. S. I. C. C. P.)

D. JAVIER LAHUERTA
(Dr. Arquitecto, Profesor de la Escuela de Arquitectura de la Universidad de Navarra)

D. LUIS DE LEON
(Ingeniero industrial, Presidente de Sercometal)

D. RAMIRO RODRIGUEZ-BORLADO
(Dr. Ingeniero de Caminos, Dirección General de Carreteras)

D. CARLOS ABREU
(Ingeniero de Caminos, Altos Hornos de Vizcaya, S. A.)

Ha acordado conceder el premio de **200.000 PESETAS** al proyecto presentado por **D. ANTONIO TABERA GARCIA** (Ingeniero de Caminos). Asimismo, ante la calidad de los trabajos presentados, Altos Hornos de Vizcaya, S. A., ha acordado conceder cuatro accesits dotados de 25.000 pesetas cuyos autores se citan a continuación (por orden alfabético).

ARENAS, ARENILLAS Y CUEVAS
(Ingenieros de Caminos)

C E Y D
(Cálculos, Estudios y Diseños)

D. RAMON DEL CUVILLO y D. CARLOS LEVENFELD
(Ingenieros de Caminos)

I D O M
(Ingeniería y Dirección de Obras y Montajes)

Baracaldo, Octubre 1969

AHV **Altos Hornos de Vizcaya S.A.**

APARTADO 116 - BILBAO - TELEX. 32044-45 - TELEFONO 25 00 00

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Cursillo sobre la Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado

La Secretaría General Técnica del Ministerio de Obras Públicas nos comunica que durante los días 8 al 12, ambos inclusive, del próximo mes de junio se celebrará el IV Cursillo sobre la Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado.

Este Cursillo está patrocinado por:

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Colegio de Arquitectos de Madrid.
Colegio de Ayudantes de Obras Públicas.

Con la colaboración de:

Instituto Eduardo Torroja, de la Construcción y del Cemento.
Laboratorio Central de Ensayos de Materiales de Construcción.
Escuela Técnica Superior de Arquitectura.
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Tendrá lugar en la sala de conferencias del Ministerio de Obras Públicas, de nueve a dos de la mañana y de cinco a ocho de la tarde, con el siguiente programa:

LUNES, DÍA 8.

Mañana:

Presentación.
El hormigón y sus componentes.
El acero y sus características.

Tarde:

Dosificación, fabricación y ensayos de resistencia del hormigón.
Acciones no mecánicas sobre el hormigón.

MARTES, DÍA 9.

Mañana:

La seguridad de las estructuras.
Acciones e hipótesis de carga.
Momento tope: flexión simple.

Tarde:

Momento tope: flexión y compresión compuestas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

MIÉRCOLES, DÍA 10.

Mañana:

Otros métodos y flexión esviada.

Tarde:

Pandeo y deformaciones.
Estructuras reticulares y sus elementos.

JUEVES, DÍA 11.

Mañana:

Esfuerzo cortante y torsión.
Adherencia y fisuración.

VIERNES, DÍA 12.

Mañana:

Vigas, pared y láminas.
Placas y losas.
Placas sobre apoyos aislados.
Coloquio final.

INSCRIPCION

Las personas interesadas dirigirán su petición al Gabinete de Organización y Normas Técnicas de la Secretaría General Técnica del Ministerio de Obras Públicas.

CUOTA DE INSCRIPCION

La cuota de inscripción será de 5.000 pesetas. A quienes vayan a tomar parte en el Cursillo se les enviarán instrucciones concretas sobre la forma de pago y detalles complementarios.

PROFESORES

Las conferencias tendrán carácter teoricopráctico y estarán a cargo de los siguientes señores:

Sr. D. Francisco Arredondo y Verdú.
Sr. D. Manuel del Campo Galarza.
Sr. D. Juan del Corro Gutiérrez.
Sr. D. Rafael Fernández Sánchez.
Sr. D. Alvaro García Meseguer.
Sr. D. Juan Granell Vicent.
Sr. D. Javier Lahuerta Vargas.
Sr. D. Francisco Morán Cabré.
Sr. D. Juan Moreno Torres.
Sr. D. Carlos de la Peña Quevedo.
Sr. D. Florencio del Pozo Frutos.
Sr. D. José Antonio Torroja Cavanillas.
Sr. D. José María Urcelay Sáiz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

n. 23, julio 1969

EL "PREMIO DE LA REINA A LA INDUSTRIA"

El 25 de junio se otorgó el "Premio de la Reina a la Industria" a la firma Ove Arup and Partners en reconocimiento a la "Innovación tecnológica en cubiertas de hormigón pretensado" que representa la estructura construida para el edificio de la Opera de Sidney.

El premio fue recogido personalmente por Ove Arup, en representación de dicha firma que, en veinte años, se ha desarrollado de un modo excepcional. En la actualidad cuenta con unos 1.300 empleados de los cuales 300 trabajan fuera de Inglaterra.

La ocasión dio lugar a una deliciosa velada en las oficinas Arup de Fitzroy St., en la que el único acto formal fue la presentación del Premio por el Mariscal de Campo Sir Gerald Templar, Lord Lugarteniente del Condado de Londres, que ostentaba la representación de Su Majestad la Reina.

El señor Arup habló sobre el incentivo que el premio suponía. "Es, dijo, un símbolo de la estimación pública, y a todos gusta el ser admirados. Es un sistema de guiar a los individuos hacia campos socialmente útiles.

Pero el efecto del premio depende de la autoridad que lo concede, ya que no reporta ninguna satisfacción el ser elogiado por tontos. Por esta razón, las medallas están desacreditadas.

Sin embargo, es claro que no es este el caso del "Premio de la Reina a la Industria", que fue creado para galardonar a aquellos que logran aplicar con éxito los frutos de la ciencia y de la tecnología al servicio del hombre.

El señor Arup dijo también, que le complacía particularmente haber ganado el Premio porque, evidentemente, su empresa no era una empresa corriente. Ellos proyectaban para situaciones particulares y sus obras no podían calificarse normalmente de "negocios provechosos" como el Príncipe Felipe había dicho.

El proyecto estructural, añadió, no tiene necesariamente que incluir innovaciones tecnológicas para alcanzar la corrección. Pero en el caso de la Opera de Sidney así había sido. El problema no podía haber sido resuelto por los métodos ordinarios. La solución particular adoptada y que realmente constituía una innovación podría utilizarse, por supuesto, en otros casos análogos. Pero no era probable que fuese posible vender muchas óperas de Sidney en otros países. Terminó diciendo que, no obstante, el trabajo representaba una labor de equipo altamente cualificada, y que su agradecimiento se dirigía a todos aquellos que habían contribuido a solucionar con éxito este problema, realmente difícil.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE HORMIGON LIGERO

La Comisión de la F.I.P. sobre Hormigón Ligero se reunió en Wiesbaden, aceptando la invitación del Deutscher Beton Verein, del 15 al 17 de julio. La reunión fue simultánea con la de la Comisión C.E.B. de Hormigón Ligero, presidiendo el señor Andrew Short, como presidente de ambas Comisiones.

A pesar de la escasa asistencia, probablemente debido al hecho de haber sido trasladado el lugar de la reunión de Linz a Wiesbaden, con escaso preaviso, a causa de una epidemia en Linz, los miembros presentes completaron la importante labor de preparar las enmiendas y adiciones necesarias a las Recomendaciones Internacionales F.I.P.-C.E.B., que se publicarán en 1970, con objeto de extender su campo al hormigón ligero. Estas enmiendas y adiciones se incluirán en el documento-propuesta, al igual que otras provinientes de diversas Comisiones F.I.P. y C.E.B., para ser todas ellas discutidas en la próxima Sesión Plenaria del Comité F.I.P.-C.E.B., que se celebrará en Delft, en septiembre de 1969.

El interés creciente sobre los hormigones ligeros se refleja en el hecho de que la Comisión de la F.I.P ha ampliado ahora sus actividades para incluir el estudio del hormigón armado y del hormigón pretensado; y el hecho de que el nuevo presidente, señor Short, lo sea también de la Comisión C.E.B. asegura una adecuada coordinación de los trabajos.

GRANDES LUCES EN HORMIGON LIGERO, PREFABRICADO, PRETENSADO

"Concrete Facts", revista oficial del Instituto Norteamericano de la Arcilla Expandida, ha publicado recientemente interesantes detalles sobre unas vigas en T prefabricadas, de hormigón ligero, que se cree son las más largas construidas hasta la fecha en dicho país. Tienen 43,6 m de longitud y pesan 34 toneladas.

Se utilizaron estas vigas en un edificio escolar de la costa occidental de los Estados Unidos y, además de las ventajas que se derivan de su peso reducido (tales como ahorro en los costos de transporte y montaje), se subraya también que presentan ventajas importantes en cuanto a resistencia al fuego y a los esfuerzos sísmicos.

La escuela en cuestión (John Adams High School, en Portland, Oregón) tiene una superficie de 22.000 m^2. Toda la estructura por encima de los cimientos es prefabricada y de hormigón pretensado, y los forjados y cubierta están constituidos por piezas en T, de hormigón ligero, con alas de 2,30 m de anchura. Como la estructura estaba modulada a 4,60 m, el empleo de una T sobre cada soporte y una T intermedia apoyada sobre la viga que enlaza los soportes, eliminaba por completo la necesidad de cualquier tipo de relleno *in situ* entre las piezas en T prefabricadas.

Las luces normales de los forjados eran de 13,8 m y 18,3 m; las de la cubierta de 27,6 m y las grandes luces de 43,6 m correspondían al gimnasio. Se prestó una gran atención al cálculo, fabricación y manejo de estas vigas, debido a su esbeltez y gran longitud. El transporte por carretera fue particularmente difícil, a causa de los radios de las curvas, y se empleó un sistema de arriostramientos transversales para eliminar flexiones laterales y torsiones durante el manejo.

GRANDES LUCES EN HORMIGON LIGERO, POSTESADO

El empleo de vigas construidas *in situ* en otro edificio escolar de los Estados Unidos (Instituto de Educación Física de la Universidad del Estado de los Apalaches, en Boon,

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Carolina del Norte), ofrece un contraste interesante con las vigas prefabricadas de la High School de Oregón, anteriormente descrita. En este nuevo edificio se utilizaron siete vigas de hormigón ligero postesado que son, posiblemente, las más largas, de un solo tramo, construidas en los Estados Unidos.

Las siete vigas tienen 56 m de largo, 0,25 m de ancho y 1,80 m de canto, y soportan seis láminas cilíndricas (construidas con hormigón de 350 kp/cm² de resistencia), cuyo espesor varía entre 10 cm en la clave y 15 cm sobre la viga. La viga aparece como parte integrante de la lámina cilíndrica, aunque ambos elementos no se construyeron de forma monolítica.

El cuerpo del edificio tiene 73×56 m. A cada lado de él vuela la cubierta en una longitud de 3,30 m. Por tanto, la longitud de las láminas alcanza los 62,60 metros.

El edificio se emplea para muchas clases de acontecimientos deportivos y su gran luz libre, con la consiguiente área despejada a que da lugar —lo que constituye un ejemplo modelo del empleo del hormigón ligero estructural— permite acomodar a 8.000 espectadores sentados.

PILAS DE REACTOR EN LA CENTRAL NUCLEAR DE WYLFA

A continuación se incluye una reseña tomada de "International Construction", revista a la que expresamos nuestro agradecimiento, referente al pretensado de las pilas del reactor en la central nuclear de Wylfa, en Gales del Norte.

El proyecto del reactor de Wylfa incorpora todos los componentes del circuito refrigerante de gases del reactor, en una pila de forma interior esférica. La geometría de las superficies exteriores se deriva de tres cilindros rectos verticales, de 29 m de diámetro interior, con cubiertas circulares superior e inferior; siendo el espesor mínimo de la pared de hormigón de 3,40 m. La presión de servicio es de 27 kp/cm².

Para este caso había que disponer unidades de pretensado especiales, capaces de crear esfuerzos de 600 megapondios. Había, en total, 4.800 km de cable, con un peso de 5.000 toneladas. Cuando comenzó el proyecto de Wylfa, ninguno de los sistemas de pretensado disponibles podía ofrecer tal concentración de esfuerzos, y los propios contratistas realizaron investigaciones considerables sobre este problema, con la asistencia de la organización francesa Freyssinet. La solución escogida consistió en el empleo de un sistema de cables de 36 alambres de 0,6 pulgadas, basado en una modificación del sistema Freyssinet de cables de 12 alambres de 0,5 pulgadas.

En este sistema, los cables de 36 alambres de 0,6 pulgadas (15 mm) de diámetro, de acero estabilizado de alto límite elástico, se disponen según una sección hexagonal de 107 mm de diámetro máximo, para constituir cada unidad de pretensado. Los tendones, zunchados externamente con una hélice continua de alambre de hierro dulce para facilitar su manejo y colocación, se enhebran en vainas metálicas embebidas en el hormigón.

Hacia el extremo de anclaje de cada conducto, los tendones de 36 cables se dividen en tres unidades de 12 cables, que se desvían para anclarse separadamente contra una placa de reparto común. Un juego de tres gatos hidráulicos, trabajando simultáneamente a cada extremo del tendón, introduce la tensión requerida. Cada juego de gatos se alimenta con aceite de una central de presión común provista de bomba eléctrica. El procedimiento asegura un control preciso de la tensión aplicada a cada tendón. El pretensado se aplica con una secuencia prefijada, para asegurar un incremento de tensiones uniforme y gradual.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

A pie de obra se cortan y almacenan los tendones a la longitud requerida y, cuando se va a proceder a su colocación, se les provee de una caperuza especial en un extremo, provista del equipo necesario para hacer pasar los tendones por los conductos o vainas correspondientes. Para identificarlos, las puntas de los cables van pintadas de colores y a cada 12 cables se les une un cono macho y otro hembra. Los conos hembras encajan en anillos de asiento soldados a los bloques de anclaje, y ambos conos van estriados para que se mantengan unidos firmemente cuando se retiran los gatos.

Al no ir inyectados los tendones después de su puesta en tensión, se ha previsto un sistema muy cuidado de protección frente a la corrosión. El objeto es poder retirar los tendones para examen e incluso sustitución, durante la vida de servicio del reactor. Para ello se ha puesto a punto una cera especial, que se aplica al cable en fábrica mediante técnica electrostática. Posteriormente se aplica en obra otro material protector al tendón ya formado.

En cada pila se empleó un total de 1.348 tendones cuyo trazado tiene que salvar las numerosas aberturas necesarias para dar paso, en planta, a unas 400 tuberías verticales corrientes y más de 60 tuberías de alimentación y vapor.

La mayor parte de los tendones (528) se emplean en los elementos verticales. Van dispuestos en ocho capas separadas 30 cm, con una distancia mínima entre tendones de 60 centímetros. En cada una de las cubiertas, superior e inferior, se emplean 218 tendones, en 5 capas separadas a 30 cm. Los restantes 384 tendones de cada pila se aplican al pretensado de los rigidizadores verticales, siguiendo una serie de espirales horizontales, dispuestas generalmente en 4 capas separadas a 30 cm, formando 24 bandas de 16 tendones. Cada tendón recorre 180 grados aproximadamente alrededor de la pila, hasta encontrar al rigidizador que le corresponde.

Se emplean dos tipos de vainas. Las correspondientes a los tendones de los elementos verticales y las cubiertas superior e inferior, son de 139 mm de diámetro interior y están constituidas por hélices de chapa; en tanto que las de los tendones de los rigidizadores exteriores son de tubo de acero, sin costura, de 6 mm de espesor y también de 139 mm de diámetro interior y actúan como armadura de los rigidizadores. Las vainas inferiores se iban prolongando, empalmando por medio de manguitos nuevos trozos a medida que progresaba el hormigonado. En sus superficies interiores se aplicaban productos de protección contra la corrosión.

Las pilas del reactor se hormigonaron por bandas de 1,5 m de altura, excepto en la cubierta superior donde eran de 0,60 m; y el pretensado se aplicó, en primer lugar, a una serie de tendones en anillo, situados a una altura de 18 m. Estos actuaron como cinturones alrededor de las pilas, haciéndolas autoportantes. Hasta ese momento, las pilas se aguantaban mediante unos soportes provisionales colocados bajo los rigidizadores.

La aplicación de la tecnología del hormigón pretensado a pilas de reactores nucleares constituye un desarrollo reciente y es interesante observar que una de las ventajas básicas de este tipo de construcción tiene aquí una importancia particular. Recientemente ha tenido lugar el ensayo de prueba de la primera pila nuclear, una vez que los cables de pretensado habían sido ya puestos en tensión; la aplicación de presión interior originó una redistribución de tensiones relativamente pequeña.

En el ensayo se efectuó una presurización preliminar de 2,8 kp/cm^2 para comprobar fugas. La presión se subió, en cinco fases, hasta 34,3 kp/cm^2, un 15 por 100 por encima del valor de cálculo, el cual era a su vez un 10 por 100 superior al normal de servicio. Tras mantener durante una hora la presión punta, se redujo, en nueve horas, hasta la at-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

mosférica y, finalmente, se produjo un vacío para comprobar el comportamiento de la pila en estas condiciones. Los resultados de los ensayos demostraron que las deformaciones y movimientos concordaban muy satisfactoriamente con los calculados en el proyecto.

SOPORTES ESBELTOS DE HORMIGON PRETENSADO

El señor Aroni, en un informe titulado "Soportes esbeltos de hormigón pretensado", describe un trabajo experimental realizado en el Laboratorio de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Melbourne (Australia) sobre este tipo de soportes, sometidos a carga excéntrica.

Se describen los ensayos realizados sobre 36 soportes cargados excéntricamente, articulados y axilmente pretensados. Las variables estudiadas fueron la excentricidad, la esbeltez y el pretensado, habiéndose dado a cada una de ellas tres valores distintos. El ensayo se realizó en un marco rígido especial, aplicando un acortamiento axil y con medición de la carga resultante. Ello permitió realizar medidas más allá de la carga máxima de pandeo, hasta alcanzar la rotura del material.

Se empleó una técnica especial de anclaje para asegurar un pretensado completo en los extremos de los soportes.

En general, los resultados mostraron que el efecto del pretensado en la carga crítica P_{cr} depende principalmente de la excentricidad. Para pequeñas excentricidades (hasta $^1/_8$) se alcanzó el valor máximo de P_{cr} con pequeños porcentajes de pretensado (referidos a la resistencia cilíndrica).

Para excentricidades medias (de valor $^3/_4$ referida al canto) se alcanzó el máximo de P_{cr} para un porcentaje de pretensado del 30 al 35 por 100. Para una excentricidad de 2, el pretensado no influyó en los soportes más cortos (esbeltez geométrica igual a 20) mientras que los más largos mostraron un incremento continuo de P_{cr} al aumentar el pretensado.

El aumento de la resistencia a compresión del hormigón, donde resultó ser más eficaz (para el aumento de P_{cr}) fue en los soportes cortos con pequeñas excentricidades y elevados porcentajes de pretensado.

INFORME SOBRE CUATRO AÑOS DE APLICACION PRACTICA DE LAS RECOMENDACIONES INTERNACIONALES C.E.B. Y F.I.P.-C.E.B.

Un informe sobre cuatro años de aplicación práctica de las Recomendaciones Internacionales C.E.B. y F.I.P.-C.E.B., escrito por el doctor Saillard, se ha publicado, en francés, como suplemento a los Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics de enero de 1969, número 253.

Este documento, que consta de 87 páginas, se ha traducido ahora al inglés por la Cement and Concrete Association y aunque no se piensa publicar, pueden conseguirse fotocopias de esta traducción, al precio de 4 libras, 7 chelines, dirigiéndose a:

Photocopyng Service. Cement and Concrete Association. 52 Grosvenor Gardens. London, S. W. 1 (Inglaterra).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

n. 24, agosto - septiembre 1969

INFORME DEL COMITE DE ANCLAJES DEL GRUPO AUSTRALIANO DE HORMIGON PRETENSADO

El Grupo Australiano de Hormigón Pretensado ha publicado recientemente su Informe sobre Propuesta de Norma y Propuesta de Código de Buena Práctica para Anclajes de Pretensado.

En el Prólogo del Informe, el Presidente, señor Isaacs, dice que el objeto del informe es ofrecer criterios de control y conocimientos diversos para el cálculo y utilización de anclajes de pretensado. En vista de la importancia del tema, el Comité Australiano ha publicado su propio informe sin pérdida de tiempo, y el Presidente dice que el informe será revisado cuando la F.I.P. publique algún trabajo sobre el tema.

El Grupo de Trabajo sobre Anclajes de la Comisión F.I.P. de Aceros de Pretensado está, por supuesto, preparando un informe actualmente, y el Comité Australiano ha colaborado valiosamente en ello mediante el envío de copias de su trabajo al Presidente del Grupo.

El Informe Australiano resalta el muy importante punto de que un amplio examen de los anclajes empleados en Australia ha demostrado que no existe ningún defecto real en las normas actuales de proyecto y fabricación de anclajes. El informe concluye que "es de esperar que esta experiencia, junto con el control adicional ofrecido por las normas propuestas adjuntas al informe, ayudará y promocionará el empleo de hormigón pretensado". Esto está en total acuerdo con los informes preparados por miembros de la Comisión de Durabilidad de la F.I.P., después de examinar el panorama mundial de las estructuras de hormigón pretensado. La conclusión a que llega la Comisión de Durabilidad es que la proporción de fallos de estructuras pretensadas es menor que para otros materiales, y cuando tales fallos se presentan suelen deberse a una ejecución mediocre.

RESISTENCIA AL FUEGO DE ESTRUCTURAS PRETENSADAS

Las cifras anuales que se conocen en Inglaterra sobre pérdidas financieras debidas al fuego, muestran un aumento verdaderamente alarmante. Las cifras actuales de daños materiales, por ejemplo, han aumentado de 19 millones de libras en 1948 a 100 millones en 1968. Si se incluyen las pérdidas derivadas, tales como interrupción de empleo, pérdida de

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

exportaciones, desempleo y costo de los servicios contra incendio, la cifra para 1968 se estima en 300 millones de libras. No hay razón para pensar que las cosas sean muy diferentes en otros países.

Con esta realidad a la vista, merece la pena considerar los métodos de reducir las pérdidas por fuego, y la parte que puede jugar en esta reducción el correcto empleo del hormigón armado y pretensado. Las pérdidas por incendio pueden reducirse a base de:

a) Impedir que el fuego se extienda por fuera de la zona en que ha comenzado.

b) Asegurar que los procesos de fabricación y almacenes de productos están contenidos en un edificio en el cual exista muy poca probabilidad de que la cubierta y la estructura exterior fallen antes de que los bomberos puedan dominar el siniestro.

El hormigón estructural proporciona la mejor respuesta a estos problemas. Las paredes interiores de hormigón actúan de cortafuegos y reducen el incendio a una pequeña zona, durante más tiempo que cualquier otro material de construcción. Las estructuras de edificación en hormigón, resistentes de por sí al fuego, continuarán en pie, aun cuando el fuego se extienda y constituirán una plataforma segura desde la cual los bomberos puedan combatir las llamas.

El nuevo Código de Buena Práctica preparado por la Comisión de la F.I.P. sobre Resistencia al Fuego de las Estructuras Pretensadas, proporciona una valiosa información sobre la forma de construir edificios para que su resistencia al fuego sea tal que reduzca todas las pérdidas a un mínimo absoluto. Este Código se publicará en 1970.

RESISTENCIA AL FUEGO DE HORMIGONES DENSOS Y LIGEROS

La Secretaría de la F.I.P. ha recibido información recientemente de dos programas de investigación separados, que guardan estrecha relación. El boletín 223 del Departamento de Investigación de la Portland Cement Association de U.S.A., titulado "Resistencia al fuego de losas de hormigón, en función del espesor, tipo de árido y humedad", es una separata del Journal de la P.C.A. Research and Development Laboratories de mayo 1968. En este trabajo, los autores (Abrams y Gustaferro) describen una serie de ensayos de resistencia al fuego de losas de hormigón de un metro cuadrado aproximadamente. Los tipos de áridos empleados incluyen carbonatos, áridos silíceos y arcilla dilatada, mientras que los espesores varían de 4 a 17 centímetros.

Se obtuvo un número suficiente de datos para permitir dibujar gráficos, de los cuales deducen los autores una forma bastante precisa de estimación de la resistencia al fuego de los tres tipos de losas de hormigón. Generalmente, el hormigón de áridos de arcilla dilatada ofrece los mayores tiempos de resistencia.

En una visita reciente a las oficinas de la F.I.P. en Londres, el profesor Negoita describió los programas de investigación que se están llevando a cabo actualmente en Rumania. Esos programas incluyen el estudio de la resistencia al fuego de vigas cajón macizas y huecas, de hormigón pretensado de áridos ligeros.

Un tercer programa, también en vías de realización en Rumania, tiene por objeto investigar las longitudes de transmisión para elementos de hormigón ligero pretensado, utilizando cables como armadura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

NUEVA TORRE DE TELEVISION PARA MOSCU

Moscú tiene ahora la torre más alta de Europa; una torre de radio y televisión de 533,3 m de altura, que está abierta al público desde la primavera de 1969.

La torre, en su cuerpo inferior, tiene 60 m de diámetro, y el fuste tiene tres secciones en forma de cono, llegando hasta un diámetro de 8 m y coronándose con una sección cilíndrica hasta la cota 385,5 m, construida en hormigón pretensado. Sobre esta altura va una sección metálica conteniendo las antenas de transmisión.

En la coronación de la sección de hormigón va un restaurante giratorio y una plataforma que constituye un mirador.

LAMINAS DE GRAN LUZ. COMUNICACIONES

Las comunicaciones del Congreso de la I.A.S.S. (Asociación Internacional de Estructuras Laminares) sobre Problemas de Interdependencia entre Cálculo y Construcción de Láminas de Gran Luz para Edificios Industriales y Civiles, que se celebró en Leningrado del 6 al 9 de septiembre de 1966, acaban de ser publicadas en dos volúmenes.

Las comunicaciones aparecen en el idioma en que fueron presentadas: inglés, alemán o francés.

El Congreso se refería a la experiencia mundial en los siguientes problemas: proyecto de láminas (cálculo, tipificación, economía, detalles); investigación en láminas; fabricación y montaje de láminas de hormigón, acero, madera, plástico y otros materiales, así como ejemplos de proyectos que utilizan estas estructuras, realizados en los últimos diez años.

El volumen primero contiene 55 comunicaciones y las discusiones correspondientes, sobre problemas de cálculo e investigación. Cuesta 9 rublos.

El volumen segundo contiene 34 comunicaciones y las discusiones correspondientes, sobre proyecto y construcción de láminas de hormigón, láminas trianguladas metálicas y láminas colgantes, así como ejemplos notables de estructuras completas. Cuesta 6 rublos.

Las comunicaciones, encuadernadas en volúmenes de pastas duras y con cubiertas en color, van profusamente ilustradas y tienen una extensa bibliografía. Han sido editadas por el Instituto de Investigación del Hormigón y Hormigón Armado y por el Instituto Central de Información Científica sobre Construcción y Arquitectura, Gosstroy, U.R.S.S. Pueden adquirirse a través de cualquier librería relacionada con libros de la Unión Soviética, o directamente de "Mezhdunardnaya Kniga", Moscú-200, U.R.S.S.

DECIMOSEPTIMA SESION DEL GRUPO SOVIETICO DE LA F.I.P.

La XVII Sesión del Grupo Soviético de la F.I.P. se celebró en Kiev del 30 de junio al 2 de julio de 1969. La Sesión se dedicó al estudio del empleo del hormigón de alta resistencia en edificación.

Tomaron parte en la Sesión especialistas y altos representantes de muchos centros de investigación y enseñanza, presentándose 45 comunicaciones relativas al empleo futuro de hormigones de alta resistencia en edificación, características de la tecnología de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

hormigones de alta resistencia, propiedades físico-mecánicas de hormigones con resistencias cúbicas no menores de 900 kp/cm², aspectos económicos de hormigones de alta resistencia en construcción, resistencia a la fisuración y deformación de diferentes estructuras hechas con hormigón de alta resistencia, pérdidas de tensión en la armadura, etc.

Las comunicaciones se publicarán próximamente en la revista *Beton i Zhelezobeton.*

PUENTE PRETENSADO SOBRE EL RIO TER EN ESPAÑA

Este puente, proyectado por don Arturo Rebollo, Ingeniero de Caminos, fue construido en 1964 para dar acceso a las obras de construcción de la central subterránea de la presa de Susqueda, cerca de Gerona, en el nordeste de España.

La longitud total del puente es de 61,30 metros y su estructura principal está formada por cinco vigas longitudinales de canto variable, que soportan un tablero de 5,80 m de anchura. La luz queda dividida por dos soportes inclinados a cada extremo, que dan una luz central de 26 m. Los pies de los soportes inclinados están separados 46 m. El tablero va pretensado de extremo a extremo, con rótulas en los dos arranques.

La roca del lecho del río proporciona una excelente cimentación.

Como carga de cálculo del puente se tomó la más desfavorable de las dos siguientes: una carga de 85 Mp en un tren de cuatro ejes abarcando una longitud de 21 m, o un vehículo único de 125 Mp, con un coeficiente de impacto en ambos casos del 25 por 100.

La longitud de los cables de pretensado planteó algún problema, dado el equipo disponible en el país en aquella fecha, escogiéndose como solución final el empleo de vainas de plástico. Tales vainas demostraron ser muy eficaces, combinando la economía con unas pérdidas por rozamiento muy pequeñas.

La totalidad de la estructura, sin contar los muros extremos, cubica sólo unos 200 m³ de hormigón y en las últimas etapas de la ejecución del forjado surgió un incidente que debe ser único, incluso entre los más experimentados constructores de los más accidentados lugares. A mediados de diciembre, cuando sólo faltaba por hormigonar el tablero y cuando ya se había comenzado dicha operación, el equipo de hormigonado se enteró de que les habían tocado en la lotería más de 33 millones de pesetas. Dice mucho en favor de estos hombres el que el hormigonado se terminó aquella misma noche, en una situación que había hecho temer a los encargados de la obra que el trabajo sería abandonado a medio. ¡Verdaderamente, los constructores podían estar preparados para muchas cosas, pero seguro que no lo estaban para el hecho de que sus trabajadores se volvieran millonarios de repente!

Visto el éxito de este tipo de estructura, se propone extender su proyecto a luces de 120 a 140 m, no sólo por la sencillez del proyecto, sino también por su gracia y esbeltez.

SISTEMA VIAL DE CUATRO NIVELES SOBRE PILAS PREFABRICADAS

Las pilas que aparecen en las figuras 1, 2, 3 y 4 no son propiamente pretensadas, pero su gran tamaño las hace dignas de mención. El sistema vial emplea actualmente vigas continuas de hormigón pretensado de hasta 22,50 m de luz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

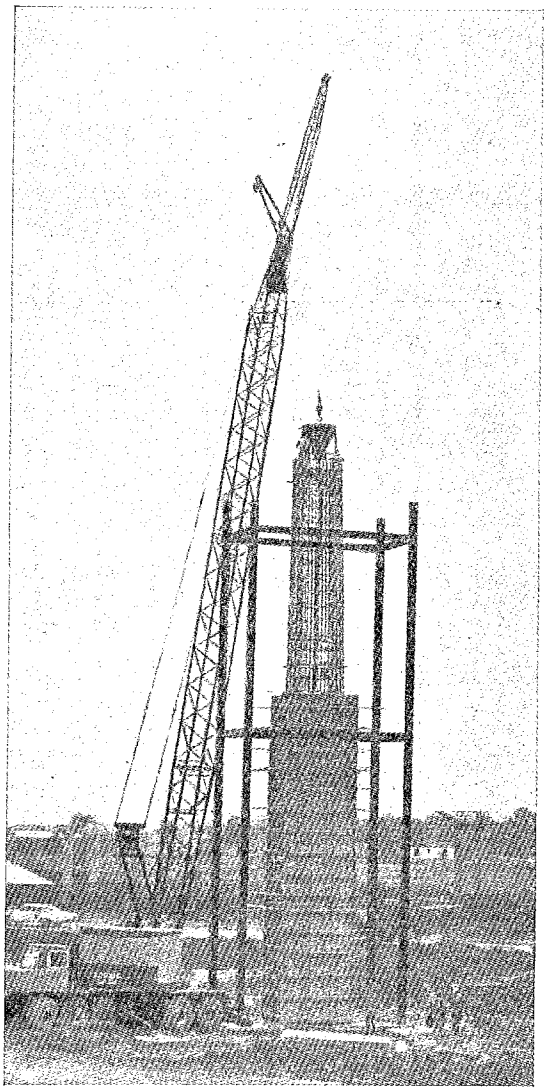


Fig. 1. — Primera fase de hormigonado, hasta 13 metros desde la base.

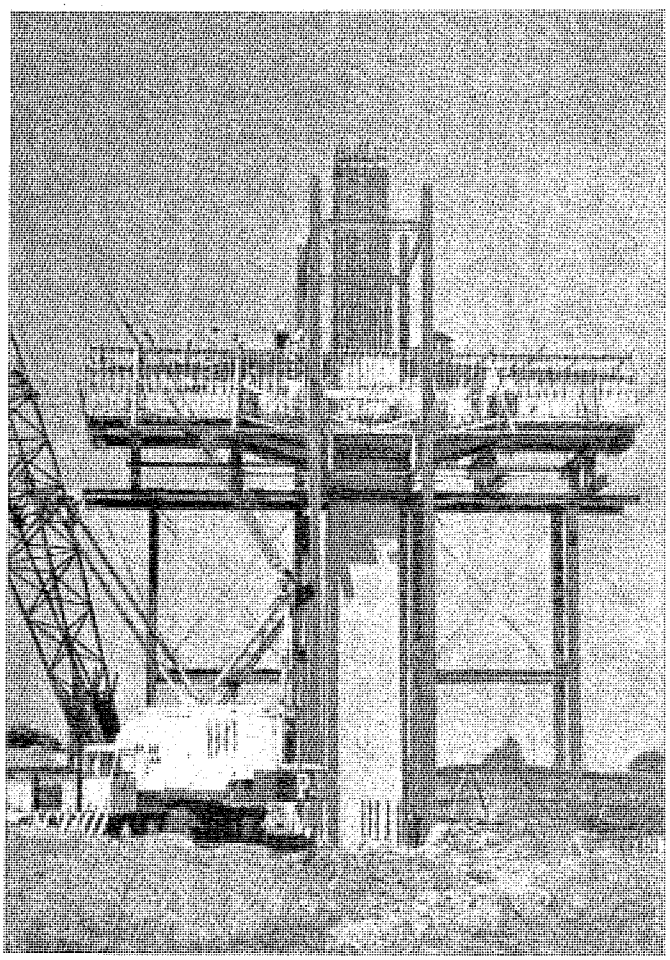


Fig. 2. — Segunda fase de hormigonado, incluyendo las ménsulas inferiores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

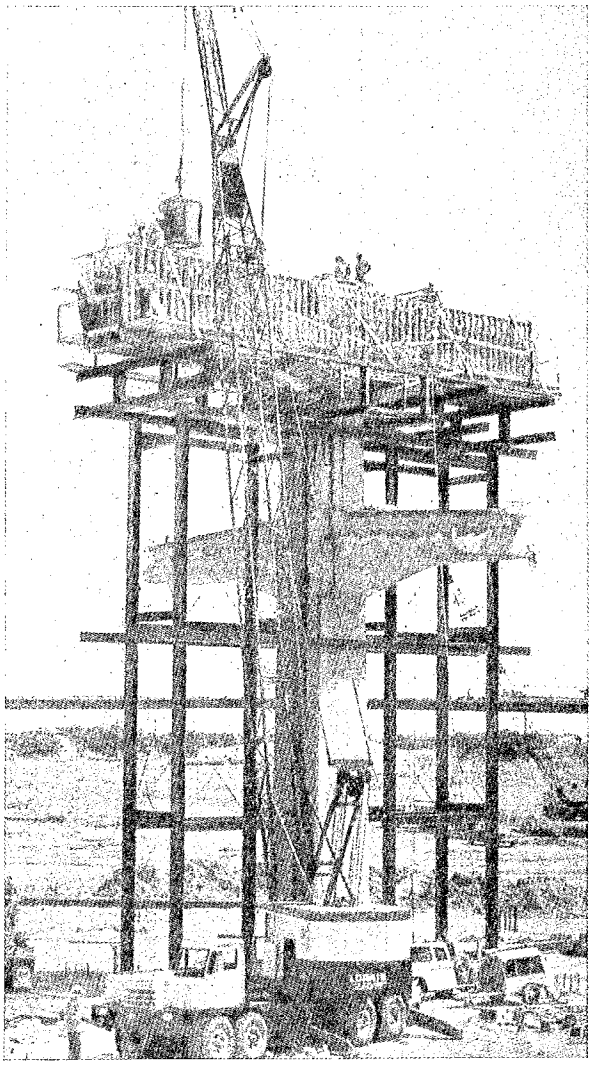


Fig. 3. — Ultima fase de hormigonado: ménsulas superiores y coronación.

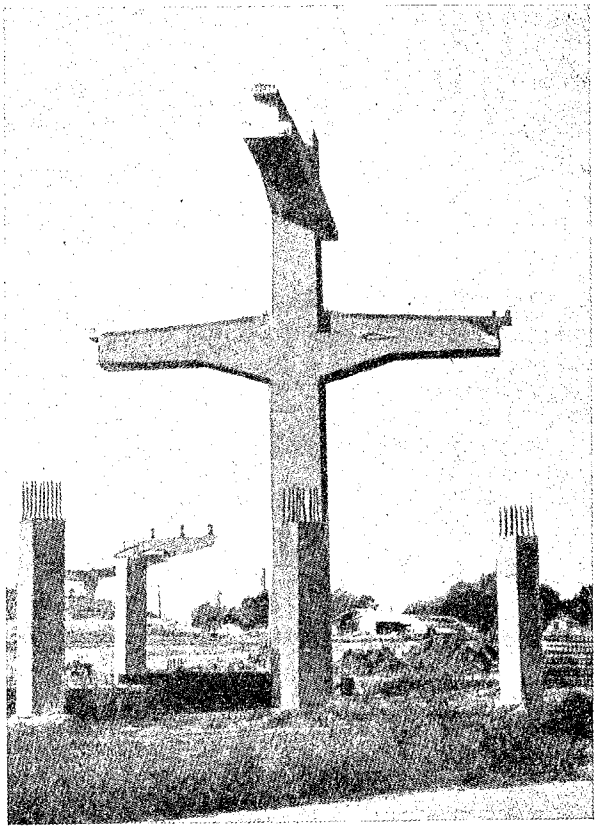


Fig. 4. — Las ménsulas aguardan los dos tramos de carreteras elevadas.

El sistema de intercambiadores está en Texas, U.S.A., y las pilas constituyen el núcleo de cada intercambio. Las pilas tienen 0,75 m² en la base y coronan con una sección de 0,55 m², siendo sus alturas de 21 a 23 m. Cada pila soporta dos niveles superiores de carretera volada, siendo los brazos volados unas vigas en ⊥ invertida que alcanzan 9 m a cada lado del soporte. Este sistema tiene la ventaja de reducir el número de apoyos, mejorando la visibilidad y aumentando la seguridad.

Las jaulas de armaduras se prefabricaron y colocaron con grúa, habiéndose levantado un andamiaje metálico de 18 m de altura para mantener en su posición las jaulas durante la construcción. Con la jaula ya colocada, las barras verticales de la armadura principal se empalmaron a las de las zapatas con conectadores mecánicos, que constituyeron los únicos empalmes de toda la armadura.

Las longitudes de las barras principales variaban entre 20 y 22 m.

Las pilas y ménsulas se hormigonaron en cuatro fases, utilizando encofrados de madera. La primera fase alcanzó 13 m. La segunda incluía las ménsulas inferiores, y la tercera,

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

una nueva sección de pila de 4 m. La última fase de hormigonado comprendía las ménsulas superiores y la coronación de la pila.

(Reseña de *Engineering News-Record,* 14 noviembre 1968.)

PUENTE DE COMO EN NUEVA GALES DEL SUR, AUSTRALIA

Ha salido a licitación recientemente la construcción del nuevo puente de ferrocarril de Como, sobre el río Georges, para la línea férrea principal del sur de Sidney. El nuevo puente de hormigón pretensado reemplazará a una estructura de hierro de vía simple y llevará vía doble, con siete vanos de 48,5 m, que totalizan unos 340 m. Esta longitud es comparable con la de los puentes pretensados más largos construidos hasta la fecha, como el viaducto de la Voulte, en Francia, que tiene cinco vanos de 56 m.

Se eligió una estructura pretensada tras examinar otras soluciones alternativas en acero y hormigón. La base del proyecto son dos vigas cajón prefabricadas en dovelas de 8,50 metros de largo, con un peso de 25 toneladas. Estas dovelas se colocarán sobre una cimbra, dejando huecos entre ellas de medio metro que se hormigonarán posteriormente *in situ.* El pretensado será con barras Macalloy en las dos direcciones, longitudinal y transversal.

Las vigas serán simplemente apoyadas, entre pilas de hormigón armado cimentadas sobre pilotes de acero y hormigón, siendo la longitud máxima prevista para los pilotes de 49 m. Estos pilotes estarán formados por dos secciones distintas, la primera de 30 $\times$ 30 cm de perfil metálico normal, con longitud de 18,30 m, y la segunda empalmada a ésta, de 30,2 m de longitud de pilote pretensado de 0,53 m. La unión se efectuará utilizando una corta longitud de perfil metálico normal unida al pilote de hormigón.

EL PUENTE PRETENSADO MAS ANCHO DEL MUNDO

En el norte de Africa, a través del valle Wadi Kuf (Cirenaica), se está construyendo un nuevo puente de hormigón pretensado.

La estructura se ha proyectado como puente colgante, con una luz de 300 m, y viene descrita como "el puente pretensado más largo del mundo". Los dos pilonos serán de 160 metros de altura y se construirán con encofrado deslizante. Los cables portantes del tablero irán embebidos en elementos de hormigón prefabricado, construidos a lo largo de toda la longitud del cable y luego tensados e inyectados. El objeto del recubrimiento de hormigón es, por una parte, proteger el sistema de suspensión y, por otra, reducir los efectos térmicos.

La concepción del proyecto es del profesor Morandi, de Roma, y el contratista es la firma italiana Sipac.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

A.S.G. BRUGGELING, NOMBRADO PROFESOR DE TECNOLOGIA DEL HORMIGON EN LA UNIVERSIDAD TECNOLOGICA DE DELFT

El señor Bruggeling, Presidente de la Comisión F.I.P. de Aceros de Pretensado y miembro de la Comisión F.I.P. de Prefabricación, ha sido nombrado recientemente para la cátedra de Tecnología del Hormigón en Holanda, sustituyendo al profesor Haas, que acaba de jubilarse.

Al tiempo que activo Presidente de la Comisión de Aceros, el profesor Bruggeling es también miembro del Comité R.I.L.E.M.-F.I.P.-C.E.B. para Ensayos y Normas de Aceros para Armar y Pretensar, así como miembro del Subcomité de la Comisión de Prefabricación que se ha creado para estudiar los resultados de una encuesta a escala mundial sobre la filosofía del cálculo.

El profesor Bruggeling ha sido un gran impulsor de los trabajos de la F.I.P. desde sus primeros pasos, y tomó gran parte en la organización del II Congreso, que tuvo lugar en Amsterdam en 1955.

XIII SESION PLENARIA DEL COMITE EUROPEO DEL HORMIGON EN EL HOTEL KURHAUS, DE SCHEVENINGEN (HOLANDA)

La XIII Sesión Plenaria del C.E.B. tuvo lugar del 20 al 26 de septiembre en Scheveningen, Holanda. Los tres primeros días de trabajo se dedicaron a reuniones del C.E.B. y del Comité y Comisiones Mixtas F.I.P.-C.E.B. para el Proyecto y Ejecución de Estructuras de Hormigón, bajo la presidencia del profesor Franco Levi. El primer domingo se realizó una excursión turística por el Zeeland y el Delta.

Asistieron cerca de 200 delegados, observadores y señoras acompañantes, quienes tomaron parte en las diversas actividades y reuniones, disfrutando, asimismo, de los programas de esparcimiento que habían sido preparados por sus colegas holandeses con extraordinaria eficacia.

Pasados los primeros días de reuniones de las Comisiones, la tarde del 23 de septiembre tuvo lugar la ceremonia oficial de apertura de la Sesión Plenaria en el Auditorio de la Universidad Tecnológica de Delft. Dio la bienvenida a los delegados el Rector de la Universidad, profesor Verhagen, a quien expresó sinceros agradecimientos el profesor Rüsch, Presidente del C.E.B. en su contestación. También el profesor Rüsch tributó homenaje al profesor Haas, recientemente jubilado de su cátedra de Tecnología del Hormigón en la Universidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

En las discusiones abiertas sobre las nuevas Recomendaciones Prácticas sólo se pudo examinar la parte I: Cálculo, debido al gran número de proposiciones e informes de Comisión que se presentaron a debate. No obstante se llegó a un acuerdo final en casi todos los puntos, dejándose para la siguiente Sesión plenaria de Viena, en diciembre de 1969, la revisión última del texto aprobado.

En el transcurso de dos días y medio se consumieron más de veinte horas en discusiones del más alto nivel técnico, y es justo felicitar al Presidente, profesor Levi, por su incansable ánimo al dirigir todas las sesiones en dos idiomas diferentes del propio.

Supuso una agradable distracción para los Delegados y sus esposas el paseo en barco, de tres horas de duración, que tuvo lugar en la tarde del día 24 por el puerto de Rotterdam. Durante la excursión por el que supone ser el mayor puerto del mundo, se sirvió una magnífica cena, ofrecida por la Delegación holandesa, que vino a coronar tan inolvidable paseo.

En la última sesión de la Asamblea se llegó a un acuerdo acerca del programa revisado para la publicación de las Recomendaciones Prácticas. La aceptación definitiva de la parte primera deberá producirse en Viena (diciembre 1969), y en esta misma sesión se discutirán, y aprobarán en su caso, los textos de la parte segunda, Ejecución. Los decumentos relativos a esta parte segunda ya se han distribuido, esperándose recibir comentarios de los miembros antes del 15 de noviembre. Se tiene planeado que para finales de febrero de 1970, todos los textos se entregarán a la Oficina Administradora de la F.I.P., en Londres, que asegurará las traducciones a los cuatro idiomas del Congreso (inglés, francés, alemán y ruso), de forma que las Recomendaciones pueden estar listas para el VI Congreso de la F.I.P., en Praga, junio de 1970.

Se ha introducido alguna variación en el formato final de las Recomendaciones. La idea original de publicar manuales, apéndices y folletos ha sido modificada ahora en el sentido de transformar estos documentos en una serie de manuales de aplicación. Se prevén varias clases de manuales, incluyendo manuales de Cálculo, manuales de Cálculo para tipos especiales de estructuras y manuales de ejecución y tecnología, preparados conjuntamente con la F.I.P., la R.I.L.E.M., la I.A.S.S., etc. Para preparar estos manuales se pretende incorporar a las Comisiones muchos ingenieros jóvenes que trabajarán en colaboración con expertos de mayor experiencia y que, eventualmente, sustituirán a sus colegas más veteranos en las diversas Comisiones y Grupos de Trabajo.

La última noche de la Sesión, la hospitalidad de la Delegación holandesa se hizo extensiva a todos los Delegados y señoras, en una cena de clausura celebrada en el hotel Kurhaus, de Scheveningen. Diversos artistas de variedades amenizaron la cena y la música de baile se prolongó luego hasta horas avanzadas. Es justo rendir un tributo de admiración y agradecimiento a la excelente organización y fina hospitalidad de la Delegación holandesa a lo largo de una semana de difíciles reuniones de trabajo.

W. P. BROWN, PRIMER PRESIDENTE DEL INSTITUTO DE HORMIGON DE AUSTRALIA

En la Asamblea General Anual del Grupo Australiano del Hormigón Pretensado, celebrada en Sidney el 6 de mayo de 1969, fue elegido Presidente el Sr. Brown, fundador de la firma Brown y Asociados, Ingenieros Consultores. En la misma reunión se acordó cambiar el nombre del Grupo por el de Instituto Australiano del Hormigón. En la actualidad, se realizan gestiones para inscribir al Instituto como una Compañía de responsabilidad li-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

mitada, después de lo cual se redactarán la Memoria y Articulado, en la conferencia del Instituto que se celebre en Brisbane.

El Sr. Brown comenzó su profesión como ingeniero consultor en Melbourne, en 1953, dedicando después varios años de servicio en el Ministerio de Obras Públicas de la Commonwealth. Obtuvo su diploma de ingeniero civil en el Colegio Técnico de Swinburne, y fue, en 1944, uno de los cuatro fundadores de la Experimental Building Station de la Commonwealth. Después fue trasladado a Londres, como representante del Ministerio de Obras Públicas en la Casa de Australia. Durante la guerra, el Sr. Brown fue encargado del proyecto y construcción de defensas portuarias antisubmarinos en Darwin.

La empresa del Sr. Brown, Brown y Asociados, es conocida por varias estructuras singulares en Australia, en particular por sus edificios de apartamentos de 20 y 30 pisos con paneles portantes prefabricados en Melbourne y por los nuevos edificios terminales de los aeropuertos Tullamarine y Kingsford Smith. El Sr. Brown es miembro de la Comisión F.I.P. de Hormigón Ligero, vicepresidente del Comité de la Rama Victoriana del Instituto de Ingenieros de Australia y ex presidente de la división australiana del Instituto de Ingenieros Civiles.

En la misma reunión del 6 de mayo fue elegido consejero del Instituto del Hormigón de Australia el profesor Campbell-Allen, de la Universidad de Sidney. El profesor Campbell-Allen es miembro de la recientemente constituida Comisión F.I.P. de Cimentaciones en Hormigón Pretensado para Máquinas.

COMUNICACIONES DEL SIMPOSIO INTERNACIONAL DE LA RILEM SOBRE METODOLOGIA Y TECNICA DE ENSAYO DE ESTRUCTURAS (BUCAREST, 1969)

Acaban de publicarse las comunicaciones presentadas al Simposio Internacional de la RILEM sobre Metodología y Técnica de Ensayo de Estructuras a Escala Natural y en Modelo reducido, bajo Cargas estáticas y Dinámicas, que se celebró en Bucarest del 9 al 11 de septiembre de 1969.

Las comunicaciones se contienen en 3 volúmenes:

El volumen I tiene 543 páginas y 27 comunicaciones sobre el tema de modelos reducidos con materiales diferentes de los empleados en las estructuras.

El volumen II tiene 590 páginas y 31 comunicaciones sobre modelos grandes con materiales de características similares a los empleados en las estructuras.

El volumen III tiene 430 páginas y 25 comunicaciones sobre ensayos de elementos y estructuras a escala natural.

El precio total de los tres volúmenes es de 40 dólares y pueden solicitarse a la dirección siguiente: Swets an Zeitlinger N V. Keizersgracht 471 y 487. Amsterdam (Holanda).

PUENTE DE SAN DIEGO-CORONADO, EN U. S. A., CON VIGAS GIGANTES DE HORMIGON LIGERO PRETENSADO

Una estructura gigantesca, de 38,7 millones de dólares de coste, acaba de ser construida a través de la bahía de San Diego. Se trata del puente de San Diego-Coronado, primero sobre dicha bahía, en el que se combina el hormigón pretensado prefabricado, el acero y el hormigón *in situ*.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Su estructura, imponente y airosa a la vez, está sustentada en pórticos simples de patas inclinadas, cuya altura varía entre 15 y 60 m sobre el nivel de las aguas de la bahía de San Diego. Los pórticos se cimentan sobre pilotes de hormigón pretensado de 135 centímetros de diámetro, con espesor de pared de 13 centímetros.

Los pórticos, magníficamente proporcionados, son de una altura y tamaño sin precedentes en la práctica norteamericana de proyecto de puentes.

Convergen a la estructura principal cuatro vigas separadas de aproximación, que se resuelven luego en dos líneas separadas de tráfico a lo largo de la luz central elevada.

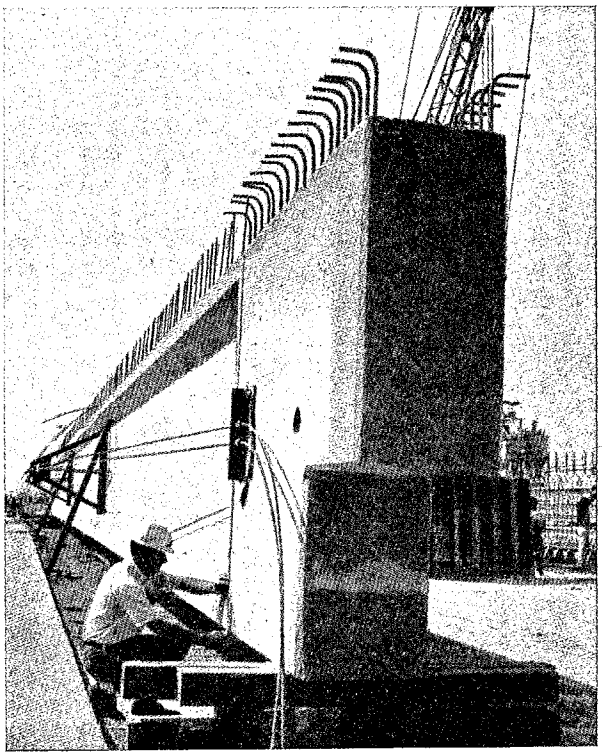


Fig. 1. — Una de las vigas gigantes, de 45 m. de longitud y 45 Tn. de peso.

La empresa Rockwin de Santa Fe Springs prefabricó, un total de 307 vigas de hormigón pretensado para ser instaladas en los tramos de acceso al puente. De ellas, 206 tienen 1,65 m de canto y 41 tienen 2,25 m de canto. La longitud media de las vigas pequeñas es de 28 m, con un máximo de 35 m. Las vigas de mayor canto, que se cree son las más largas del mundo de entre las de hormigón pretensado prefabricadas en factoría, tienen 45 m de largo con 65 cm de anchura de alas y 20 cm de espesor de alma. Estas vigas gigantes pesan 75 toneladas y van pretensadas con una fuerza de 750 toneladas, mediante el empleo de cables de siete alambres, de media pulgada de diámetro, con carga de rotura de 18.900 kilopondios por centímetro cuadrado.

Las vigas de 1,65 m de canto fueron transportadas en camión desde la fábrica Rockwin en Santa Fe Springs hasta el lugar de ubicación del puente.

Las vigas gigantes fueron transportadas por ferrocarril. Se montó cada una de ellas sobre tres vagones de 18 m de largo, rigidizándolas transversalmente durante el transporte mediante un marco especialmente proyectado al efecto y un sistema de cunas.

Steven Galezwski, vicepresidente ejecutivo de la compañía Rockwin, ha descrito alguna de las precauciones extraordinarias que hubo que tomar durante el transporte por ferro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

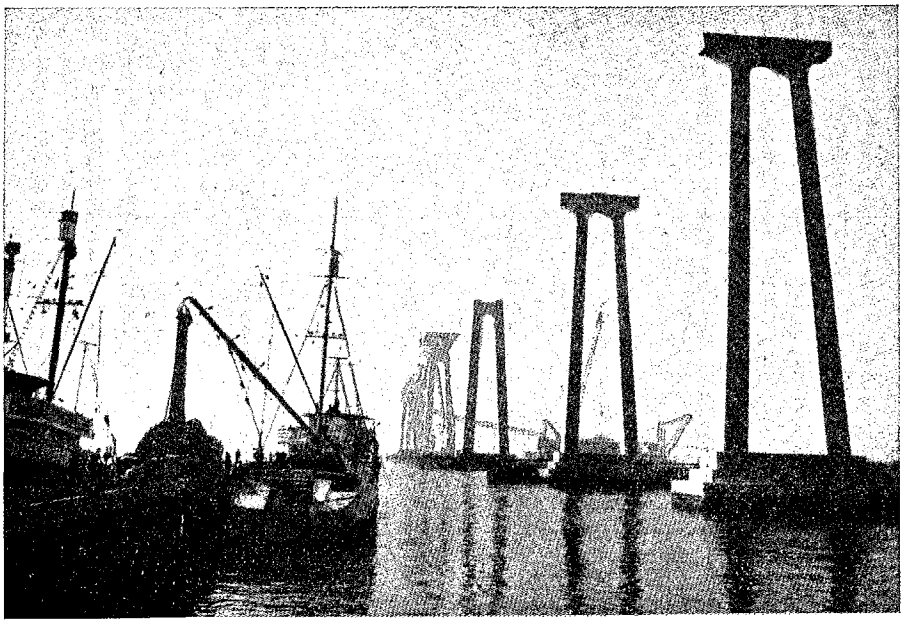


Fig. 2. — Los pórticos de hormigón armado, de altura variable entre 15 y 60 metros sobre el nivel del agua en la bahía de San Diego.

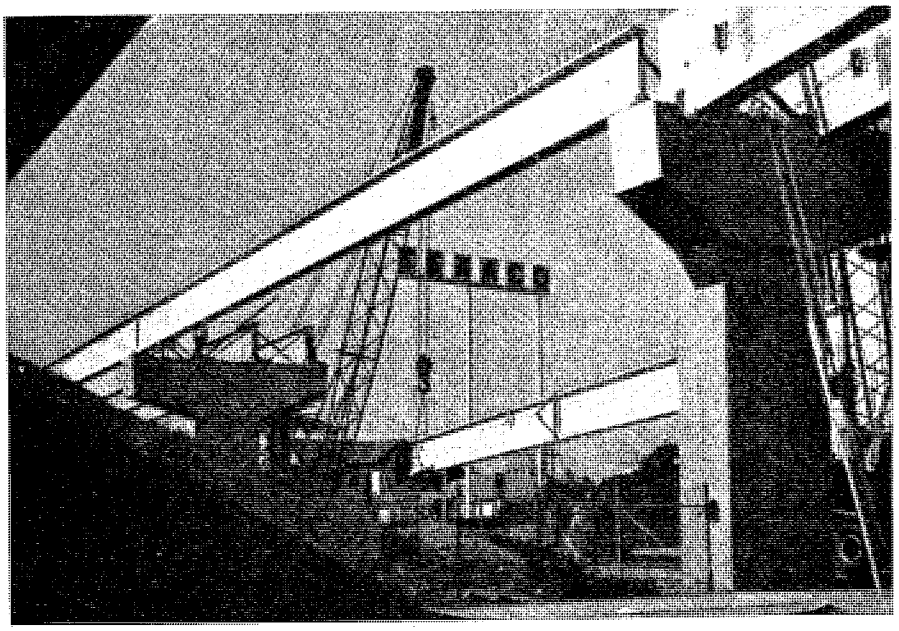


Fig. 3. — Dos grúas de 115 toneladas colocan los elementos prefabricados.

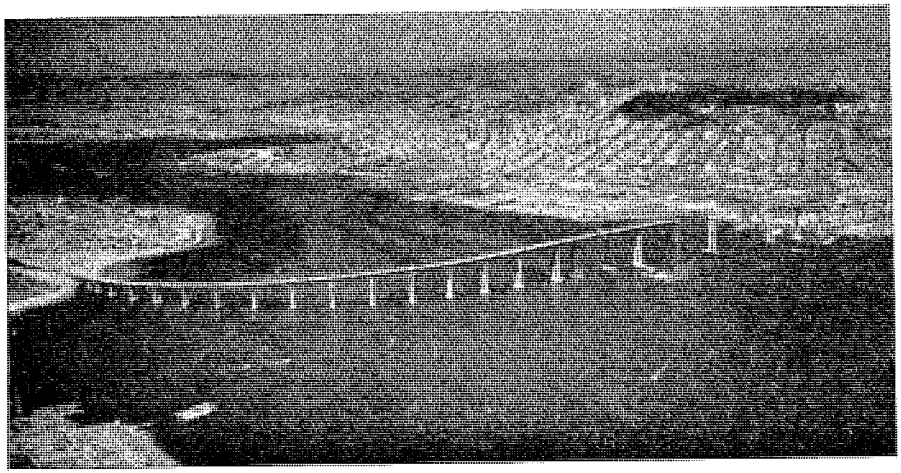


Fig. 4. — El puente, de 3 350 m. de largo, contiene unos 72 000 m.³ de hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

carril de las vigas gigantes. Se limitó la velocidad del tren a 50 km por hora y se ajustaron los horarios de trenes para evitar que, en ciertas curvas del trayecto, pasase algún tren al mismo tiempo que el especial de transporte. Un ingeniero de la compañía de ferrocarriles y un representante de la sección mecánica de la empresa acompañaron al primer embarque de tres vigas.

La construcción de este puente de 3.350 m de largo ha consumido 4.600 m^3 de hormigón pretensado; 67.300 m^3 de hormigón armado; 13.000 toneladas de acero estructural y 7.000 toneladas de acero para armar.

Las vigas pretensadas, que se montaron bajo la supervisión de la Rockwin, se habían prefabricado en hormigón ligero, con resistencias a veintiocho días del orden de 400 kp/cm^2. Se emplearon dos grúas "Lorain" de 115 toneladas de capacidad para la puesta en obra de las vigas gigantes.

El puente fue planeado y proyectado por el Ministerio de Obras Públicas del Estado de California, bajo la supervisión del Ingeniero Jefe de la División de Vías de Cruce de la Bahía Toll, señor Foley. El grupo adjudicatario de la construcción estuvo formado por las empresas Murphy Pacific, Maxwell Inc. y Atkinson Company.

OFICINAS DE HORMIGON PRETENSADO EN HONG-KONG

Para resolver diversos problemas estructurales se ha recurrido al hormigón pretensado en un nuevo edificio de oficinas para la Compañía Internacional Americana de Seguros de Hong-Kong.

El edificio, que es el primero en Hong-Kong de estructura de varios pisos de hormigón pretensado de columnas exentas, tiene 28 pisos. Se alcanzó en su construcción un ritmo de trabajo de diez días por planta, lo que supone un buen adelanto sobre lo que es habitual en estos casos.

El proyecto se basa en el empleo de un núcleo de hormigón que soporta todas las fuerzas horizontales, y forjados rígidos en losa continua de hormigón pretensado entre el núcleo y las piezas de fachada perimetrales. Las cargas de fachada se transmiten al nivel de la primera planta a las vigas de hormigón pretensado y a los soportes de planta baja.

La ubicación está en una ladera bastante pronunciada, y una amplia plataforma en el nivel superior sirve de base a bloques de oficinas, alojando bajo su nivel un aparcamiento y servicios de garaje.

El tamaño total del edificio es de $42 \times 19{,}3$ m estando las piezas de fachada a distancias de 2,05 m entre ejes. Las ventanas quedan retranqueadas 0,90 m de la fachada dejando un espacio abierto de 30 cm entre las piezas y los cristales, lo que produce sombra frente al sol facilita la limpieza de las ventanas y reduce el ruido. Los soportes de planta baja van a 8,10 m entre centros.

Las cargas se llevan a una cimentación rocosa, utilizando tensiones admisibles elevadas. Bajo los soportes de planta baja, la presión es de 53 kp/cm^2 con profundidad máxima de 14 m bajo el nivel exterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

ANCLAJES PRETENSADOS EN ROCA

El núcleo interior va cimentado en roca sobre placa de 1,25 m de espesor y queda cosido al terreno mediante 23 anclajes pretensados en roca de 260 toneladas cada uno. Diecisiete de estos anclajes, cada uno de ellos formado por diez cables estabilizados de 0,7 pulgadas, van instalados en un solo lado, con objeto de soportar los empujes del terreno y las fuerzas de viento.

ENCOFRADO DESLIZANTE

El núcleo interior se construyó con encofrado deslizante empleando un molde metálico de 1,05 m de altura. El encofrado, la plataforma de trabajo y la de carga iban movidos por 58 gatos de 3 toneladas.

FORJADOS PRETENSADOS

Se estudiaron diversos sistemas estructurales para el forjado eligiéndose al final un forjado de losa pretensada. Un forjado de hormigón armado habría requerido tanta armadura que su hormigonado habría resultado difícil; por otra parte, el pretensado evita las flechas debidas a la carga viva y la fluencia.

La losa consta de nervios de 53 $\times$ 20 cm a 1,45 m entre ejes, con trazado diagonal en ambas direcciones. Los anclajes del pretensado se sitúan entre las piezas de fachada. Para simplificar el cálculo de los elementos pretensados y con objeto de evitar las grandes pérdidas por rozamiento debidas a la doble curvatura, los cables de cada nervio se colocaron con trazado parabólico. También se emplearon aquí cables estabilizados de 0,7 pulgadas de diámetro, con anclajes CCL, llevando de dos a siete cables por tendón. Se emplearon encofrados de fibra de vidrio para los forjados, que se reutilizaban a los diez días en la planta inmediata superior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

n. 26, noviembre 1969

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

Aceptando la invitación del profesor Moskvine, del Instituto del Hormigón y del Hormigón Armado, la Comisión de Durabilidad de la F.I.P. se reunió en Moscú el martes 14 y miércoles 15 de octubre de 1969. Para muchos miembros de la Comisión fue posible realizar tan largo viaje y los ingenieros investigadores de la URSS mostraron un gran interés en la reunión, asistiendo más de una docena de ellos, ora como observadores, ora presentando comunicaciones sobre diversos temas.

Además de los ingenieros del Instituto de Investigación de Moscú estuvieron presentes algunos representantes del Instituto de la Edificación de Kiev y del Instituto de Hidrotécnica de Leningrado.

Los ingenieros rusos habían preparado varios trabajos de gran interés. En particular, el profesor Moskvine presentó una amplia comunicación sobre sus investigaciones de los efectos en el hormigón en masa y armado de las temperaturas muy bajas. Sus estudios han comprendido temperaturas inferiores a —160° y muestran que hasta los —70° C pueden desarrollarse elevadas tensiones internas en el hormigón armado saturado, debido a los distintos valores de los coeficientes de dilatación lineal (negativos) del acero y el hormigón. Por debajo de esta temperatura, el material se comporta de nuevo de forma homogénea.

Los tres ingenieros encargados de resumir las comunicaciones nacionales sobre daños y fallos de estructuras de hormigón pretensado, el profesor Szilard (Estados Unidos y Lejano Oriente), el profesor Moskvine (Rusia y Europa Oriental) y el señor Ruszwurm (Europa Occidental), presentaron sus comunicaciones finales. Las tres son acordes en mostrar un verdadero récord de seguridad para el hormigón pretensado, debiéndose los daños en casi todos los casos a una ejecución defectuosa, más que a un fallo del pretensado como solución estructural.

El presidente de la Comisión (señor Dumas, Francia) refundirá las tres comunicaciones, para preparar el informe de la Comisión al Congreso de Praga.

Otro trabajo ruso cuyos autores son los señores Moskvine, Buzhevich y Carpikova, se refiere a la Durabilidad de las Estructuras Pretensadas hechas con Hormigones Ligeros de Aridos Porosos. Cerca de medio millón de metros cúbicos de este material se han utilizado en Rusia en los últimos años para muy diversas estructuras (muros, losas de forjado,

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

vigas reticuladas y vigas puente). En general se emplea, para hormigón ligero pretensado, un "hormigón ligero denso" con peso específico de 1,7 a 1,9 ton/m^3.

El presidente presentó un informe muy claro sobre los efectos causados por los sulfatos, desde el doble punto de vista de ataque interno y externo. Dicho informe será estudiado por los miembros de la Comisión y se discutirá en la próxima reunión.

El profesor Baus (Bélgica) presentó un resumen de los conocimientos actuales sobre los efectos de los ciclos de hielo-deshielo en las estructuras, tema sobre el que también envió una comunicación el señor Bryant Mather, de Estados Unidos.

Al día siguiente de la reunión, los miembros de la Comisión giraron una visita a los laboratorios del Instituto de Investigación de Moscú, donde les dio la bienvenida el profesor Medvedev, Director Adjunto del Instituto. Existen en este Centro veinte laboratorios en total, divididos en dos grupos: Construcción y Tecnología. Muchos de los dirigentes de los distintos laboratorios han tomado parte activa en los trabajos de la F.I.P. y pertenecen a distintas Comisiones. Atrajo la atención de los visitantes muy particularmente el trabajo sobre corrosión que está desarrollando el profesor Moskvine.

Con ocasión de la visita se tuvo la oportunidad de ver las distintas partes, listas para su ensamblaje, que componen un pórtico de hormigón pretensado para ensayo de materiales. La máquina tendrá una capacidad de 4.500 toneladas.

Se efectuó otra visita a una fábrica de elementos pretensados para la edificación, comprendiendo grandes panales de muro y losas de forjado. Mereció la admiración de los visitantes, como característica especial de la fabricación, el alto nivel de calidad del acabado de superficies.

NOTA SOBRE LOS EFECTOS DE LOS CICLOS ALTERNADOS HIELO-DESHIELO.

Por el profesor Baus, de la Universidad de Lieja

(Traducido del original francés, presentado a la reunión de la Comisión de Durabilidad de la F.I.P., Moscú, octubre 1969.)

Los ciclos sucesivos de hielo-deshielo son muy perjudiciales para ciertos tipos de hormigón, agravando u originando varios desperfectos tales como:

— fisuración o reducción de la resistencia a tracción del hormigón;
— degradación de las superficies exteriores;
— corrosión del hormigón y disolución o lavado de los ligantes o áridos artificiales;
— carbonatación del hormigón, que se vuelve menos impermeable;
— corrosión del acero mal protegido; etc.

Todos estos desperfectos tienen una causa común en las fracturas (o micro-fracturas) del hormigón, debidas a la expansión del agua durante la helada. Al deshelarse, las microfracturas pueden volver a llenarse de agua, con lo que los ciclos sucesivos aumentan los daños cada vez que el agua aumenta de volumen al helarse.

Ha quedado demostrado que sólo el hormigón que está saturado de agua resulta afectado por la helada. Muchos ensayos demuestran que la helada no tiene ningún efecto en el hormigón seco.

Los daños debidos a los ciclos hielo-deshielo pueden dividirse en daños macroscópicos y microscópicos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

El primer grupo incluye la rotura del hormigón de las piezas y las fisuras producidas por grandes cantidades de agua libre contenida en los huecos del hormigón. Como ejemplo pueden citarse varios puentes pretensados en los que, tras varios años en servicio, aparecieron grietas a lo largo de los cables defectuosamente inyectados. Estos casos siempre provienen de defectos en el hormigón o en la estructura.

El segundo grupo, daños microscópicos, incluye aquellas microfracturas que se forman en la masa como resultado de la expansión del agua en los poros del hormigón. Estas microfracturas traen consigo una pérdida de peso del hormigón, una reducción en la adherencia de las partículas en la resistencia a la abrasión, en la resistencia a tracción y en la elasticidad del hormigón y un aumento de su permeabilidad, lo que agrava otros efectos perjudiciales y provoca un deterioro progresivo del hormigón.

Por estas razones, se ha propuesto con frecuencia que la resistencia del hormigón al hielo-deshielo sea considerada como un criterio de su durabilidad. Y es un criterio importante, porque incluso en climas tan moderados como el de Bélgica pueden resultar dañadas las estructuras por la helada. Cabe citar al efecto el caso tratado por el profesor Campus en la reunión del CERES sobre losas de pavimento y vigas armadas.

Para evitar los daños macroscópicos en el hormigón, por la helada, es necesario, ante todo, evitar los huecos en el hormigón.

Con este fin, el hormigón debe ser denso y compacto: las vainas y otras aberturas deben ir bien protegidas contra la penetración y acumulación de agua. Cuando sea necesario, deben ir provistas de conductos de ventilación u otras salidas.

Además, deben protegerse adecuadamente las superficies del hormigón contra la penetración del agua, es decir, deben ser impermeables, lisas y poseer la suficiente pendiente y otras disposiciones convenientes para la evacuación del agua.

Para protegerse contra los daños microscópicos producidos por la helada, debe evitarse la presencia de agua libre en el hormigón.

Antes de que se absorba agua, durante el endurecimiento, debe protegerse el hormigón contra la helada. Después de este período, debe evitarse el exceso de agua libre limitando a un mínimo la relación agua/cemento. En aquellos casos en que se haya de aumentar la relación agua/cemento, debe uno asegurarse de que el volumen de poros en el hormigón sea mayor que el volumen del agua libre una vez helada. En cualquier caso, hay que proteger el hormigón contra la penetración de agua del exterior.

Las conclusiones de la reunión de Durabilidad, en Lieja, muestran que los principales parámetros que determinan la resistencia del hormigón al hielo-deshielo son: una compactación mínima, una limitación muy estricta de la absorción de agua y, sobre todo, un mortero de buena calidad y suficientemente rico. Por otra parte, un contenido mínimo de cemento por metro cúbico de hormigón y una resistencia mínima del hormigón a una edad dada no son una garantía suficiente contra la acción de la helada. Sólo puede decirse que la adherencia árido-mortero en el hormigón no influye en su comportamiento bajo ciclos repetidos hielo-deshielo, con tal de que esté asegurada la compacidad del hormigón.

Finalmente, debe mencionarse una causa adicional de daños por helada en estructuras de hormigón. El agua del hormigón se concentra fácilmente sobre los metales u otras superficies impermeables, tales como los anclajes, vainas y armaduras. Durante la helada, este agua puede conducir a una rotura de la adherencia entre el hormigón y esas superficies, originando fisuraciones y haciendo saltar el recubrimiento. Para evitarlo, el re-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

cubrimiento debe ser impermeable, lo que se consigue cuidando mucho su compactación y haciéndolo de espesor adecuado.

En resumen puede decirse que para garantizar la durabilidad de las estructuras de hormigón expuestas a ciclos repetidos de hielo-deshielo es necesario, por una parte, emplear una mezcla correctamente proyectada, cuya eficacia puede comprobarse, si hace falta, mediante ensayos acelerados de heladicidad; y por otra, adoptar medidas constructivas para evitar concentraciones y penetraciones de agua en el hormigón.

FLUENCIA CICLICA EN PUENTES PRETENSADOS

La Building Research Station, ha publicado la Comunicación 1.491 titulada "Flechas diferidas en puentes de hormigón pretensado, debidas a la fluencia cíclica bajo las cargas de tráfico," por Z. P. Bazant. El artículo está traducido del alemán y apareció en Beton und Stahlbetonbau en 1968.

El autor da cuenta de que, después de varios años, aparecieron flechas mucho mayores de las calculadas en un cierto número de puentes de hormigón pretensado de gran luz. Este fenómeno se ha hecho notar de forma particularmente marcada en puentes con rótula en el vano, construidos por voladizos sucesivos. Tales flechas no pueden explicarse simplemente admitiendo un valor más alto de la fluencia, porque la flecha real es a menudo opuesta a la calculada. Sólo en algunos casos aislados pueden explicarse estas flechas por movimientos de la cimentación u otras causas externas.

Una explicación parcial ofrecida en el artículo es que incluso las cargas rápidas, debidas al paso del tráfico, producen deformaciones plásticas, llamadas "fluencia cíclica". Se reconoce que juegan en el problema otros factores y que la fluencia cíclica no explica por sí sola, de ningún modo, toda la deformación adicional observada. Se dan fórmulas para calcular la fluencia cíclica debida al tráfico normal y al tráfico máximo, pero queda patente que la fluencia cíclica total puede ser la causa de sólo una tercera parte de las flechas adicionales en estructuras flexibles.

Pueden obtenerse copias de esta comunicación 1491 dirigiéndose a la:

Building Research Station. Garston, Watford, Herts (Inglaterra).

VIGAS PRETENSADAS TIPIFICADAS EN INGLATERRA

En Inglaterra, el Ministerio de Obras Públicas, con la colaboración de la Cement and Concrete Association, acaba de establecer una nueva serie tipificada de vigas prefabricadas pretensadas en T invertida, para luces de 15 a 29 m. Las vigas (ver figura) están proyectadas para su empleo en la construcción de losas compuestas aligeradas, con lo que se continúa y extiende el campo de aplicación de los métodos constructivos que han venido utilizándose amplia y económicamente desde 1960, a base de vigas tipificadas en T invertida con menores luces. Las vigas tienen un talón y un alma de anchura constantes, variando sólo la altura del alma y la de la cabeza de compresión.

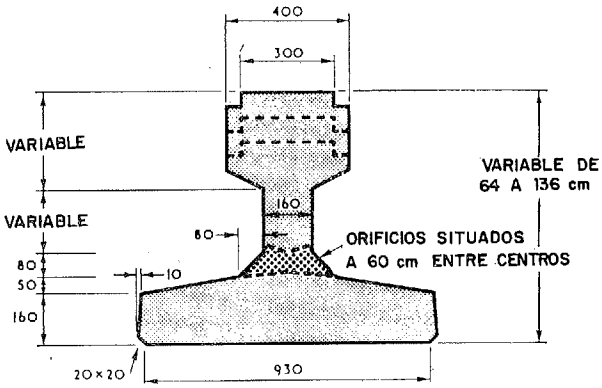
Se han proyectado las vigas para su prefabricación en hormigón pretensado, viniendo determinados los tendones por la luz más grande de la serie. Pueden utilizarse estas vigas de dos formas generales:

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

1. Colocadas a tope lateralmente, unas junto a otras, con armaduras transversales de unión pasando por los agujeros del alma (a 60 cm. entre centros), que van recubiertas con una losa de 5 cm. de espesor mínimo hormigonada *in situ* sobre las alas inferiores, y con una losa superior, doblemente armada, hormigonada sobre un encofrado perdido.

2. Colocadas a tope lateralmente, unas junto a otras, con una losa superior doblemente armada que se hormigona *in situ* sobre un encofrado perdido.

Se piensa que, para la mayoría de los tableros de puente, resultará adecuado un espesor de losa superior de 16 cm. Como la cabeza superior de la viga entra 30 mm. dentro de la losa hormigonada *in situ*, la capa inferior de la armadura transversal de la losa puede apoyarse directamente sobre las vigas prefabricadas. La profundidad del rebajo de la cabeza superior de la viga permite el apoyo de tableros de 15 mm. de espesor, para formar el encofrado perdido de la losa.



VIGAS COLOCADAS A UN METRO ENTRE EJES
TODAS LAS COTAS VAN EN mm.

La Cement and Concrete Association establece que debe adoptarse como procedimiento de cálculo el derivado de suponer una distribución normal de la carga; pero que para puentes con armadura transversal pasante por las almas, la deducción de los parámetros básicos de flexión y torsión debe basarse en los datos obtenidos por la C.A.C.A. a partir de un amplio número de ensayos sobre modelo, de los que pueden obtenerse más detalles dirigiéndose a la:

Cement and Concrete Association. 52 Grosvenor Gardens. London SW1 (Inglaterra).

PUENTE CARRETERO DE HORMIGON LIGERO EN INGLATERRA

El puente Redesdale, construido por la Comisión Forestry en Northumberland, es el primer puente de hormigón de árido ligero hecho en Inglaterra. Tiene un solo vano de casi 17 m, y dará paso a un camino forestal de 3,60 m de anchura sobre el río Rede. Probablemente se construirá en un próximo futuro un puente sobre autopista en hormigón de árido ligero, y el puente de Redesdale proporcionará una valiosa experiencia sobre el empleo de este material en vigas pretesas, y brindará la oportunidad de realizar ensayos y observaciones.

La luz principal del puente se resuelve con ocho vigas en T invertida de 17,40 m de longitud, separadas a 50 cm, con lo que la anchura total cubierta es de 4 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Las vigas son pretensadas y de sección normalizada, con hormigón ligero de árido de machaqueo y arena fina natural. El hormigón presentó una densidad máxima, en húmedo, de 1890 kg/m^3, con resistencias mínimas en probeta cúbica de 350 kp/cm^2 y 480 kp/cm^2 en el momento de la transmisión y a veintiocho días, respectivamente.

Dentro de las vigas se dejaron colocados extensómetros acústicos y termopares, para poder medir la fluencia y la retracción, así como la resistencia y propiedades elásticas del hormigón. En el tablero, que se hormigonará *in situ*, también con árido ligero, se dispondrán otros instrumentos de medida. El proyecto prevé un hormigonado en dos fases: la parte central de la luz, primero (9 m), y las partes restantes, cuarenta y ocho horas después.

El hormigón *in situ* se hará con árido ligero grueso y fino, con densidad húmeda de unos 1.760 kg/m^3 y resistencia mínima a los veintiocho días de 375 kp/cm^2.

El empleo de arena natural en las vigas aumenta la resistencia cúbica a veintiocho días hasta los 480 kp/cm^2, y la densidad, hasta 1.890 kg/m^3, proporcionando una ganancia de resistencia del 29 por 100 para un aumento de peso del 7,5 por 100.

Se ha supuesto que las pérdidas finales de pretensado alcanzarán un 39 por 100, de las que un 14 por 100 se habrán producido ya en el momento de la transmisión. Con áridos naturales esas cifras habrían sido del 30 y 10 por 100, respectivamente. Dos de los tendones (de 17 alambres de media pulgada) se dispondrán sin adherencia en 3,40 m de su longitud, para limitar las tensiones de tracción en los extremos de las vigas.

Se realizarán ensayos sobre cuatro vigas en el Road Research Laboratory, sometiéndolas a varios millones de ciclos de carga para estudiar la propagación de las fisuras y la redistribución de tensiones más probable a lo largo de la vida de las vigas. Los ensayos se llevarán hasta rotura, examinándose la forma de la misma.

También se harán unos ensayos adicionales sobre probetas pequeñas, dejadas a la intemperie, para conocer la eficacia del hormigón de árido ligero como elemento de protección del acero en él embebido frente al ataque producido por una aplicación continuada de las sales de deshielo.

CABLES DE PRETENSADO DE 200 METROS DE LONGITUD

Un puente de tres vanos, el puente sobre el río South Fork Eel, en California (Estados Unidos), recientemente terminado, posee cables de pretensado cuya longitud supera los 200 m.

Los cables van alojados en vainas rígidas de 11,4 cm. de diámetro, estimándose que esta clase de vainas reduce las pérdidas por rozamiento en 1/7 aproximadamente, de las que se producen utilizando vainas flexibles. Los tendones miden entre 21 m y 210 m de longitud y se tesaron con gatos de 500 megapondios. Se tesaron primero los largos y luego los cortos, yendo anclados estos últimos en las traviesas colocadas en los puntos de inflexión de la ley de momentos bajo carga permanente. Cuando se acabaron de tesar los tendones cortos, la estructura se había acortado una magnitud tal que fue necesario retesar los largos. Cada vaina requirió más de 1,5 m^3 de mortero de inyección.

Se cree que este puente es el más largo de los pretensados de una sola vez, entre todos los actualmente en servicio en Estados Unidos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE ACEROS DE PRETENSADO

Como preparación final para el Congreso de Praga la Comisión de la F.I.P. sobre Aceros se reunió los días 12 y 13 de noviembre de 1969 en el Instituto de Ingeniería Civil de Lieja, Bélgica. Como de costumbre, se combinó la reunión con otra del Grupo de Trabajo sobre Anclajes, formado en el seno de la comisión principal.

La reunión se celebrará en Lieja por invitación del Prof. Baus y la Universidad de Lieja. A su comienzo, el Presidente, Prof. Bruggeling, agradeció a los huéspedes el calor de su recepción y las cuidadas disposiciones que se habían tomado para asegurar el éxito de la reunión.

El Presidente presentó a la Comisión un nuevo miembro, el Sr. Spaargaren, que representará en lo sucesivo a Holanda, en sustitución del Sr. Bouvy.

Como ya se ha dicho, el trabajo principal de la Comisión se refería a la edición final de varias comunicaciones para el Congreso de Praga, ya formando parte del Informe de la Comisión, ya incluyéndolas en las Recomendaciones Prácticas F.I.P.-C.E.B. Se aceptaron definitivamente los informes de los Sres. Rehm y Ros (†) sobre Especificaciones Técnicas para Acero de Pretensado y de los Sres. Baus y Xercavins sobre Especificaciones Técnicas para Suministro y Recepción de Aceros, que se refundirán en una comunicación a incluir en el Informe de Praga.

Otro informe encargado por la Comisión al Sr. Xercavins fue incluido ya en las Recomendaciones Prácticas F.I.P.-C.E.B. que se discutieron en septiembre pasado en la Sesión Plenaria en Delft. Se aprobaron algunas correcciones a dicho texto, que se pasarán al Ponente General Sr. Esquillan.

Se discutió una interesante propuesta del Presidente para la clasificación de todos los aceros mediante un sistema de letras y símbolos, representando los diversos métodos de fabricación, tratamiento, trabajo mecánico, etc. Parte de esta propuesta se incluirá en el Informe de Praga.

Una característica importante de las actividades de la Comisión de Aceros ha sido la muy estrecha colaboración mantenida con la Comisión de Durabilidad. El Sr. Dumas, que asistía a estas reuniones como miembro de la Comisión, tuvo ocasión de informar, en su calidad de presidente de la Comisión de Durabilidad, sobre la reciente reunión que este grupo había celebrado en Moscú. En particular, se destacó el hecho de haber podido coordinar las conclusiones de las dos Comisiones sobre el tema de la fatiga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

El Sr. Brereton (Reino Unido) informó sobre la constituición del nuevo Servicio Europeo de Información sobre Aceros (E.S.I.S.) formado por los fabricantes europeos de alambres y cables. Esta nueva organización ha establecido un comité técnico para intentar la elaboración de normas europeas comunes.

El E.S.I.S. confía en poder trabajar en la más estrecha colaboración posible con la F.I.P., y ha subrayado que de ningún modo quiere usurpar el puesto que la F.I.P. viene ocupando en este campo.

El Presidente se congratuló de este deseo de estrecha cooperación entre los dos grupos técnicos, y expresó su esperanza de que de dicha cooperación habrán de resultar grandes beneficios.

El Grupo de Trabajo sobre Anclajes, presidido por el Sr. Birkenmaier, estudió con detalle una propuesta de "Recomendaciones para el *agrement* y control de calidad de los sistemas de pretensado". Este documento se divide en cinco partes básicas: Exigencias generales, Condiciones, Ensayos de aceptación, Informe de aceptación y Control de Calidad. El documento actual se refiere sólo a postesado y se tiene la idea de preparar otro sobre sistemas de pretesado. El informe, con las correcciones de Lieja, se distribuirá tan pronto como sea posible.

ALAMBRES DE ACERO PARA HORMIGON PRETENSADO
Norma BS 2961-1969

La British Standards Institution ha publicado la última revisión de la "Norma para Alambres de Acero para Hormigón Pretensado", BS 2691-1969.

La primera parte de la Norma establece las condiciones generales, tales como composición química, calidad del alambre acabado, tamaño de los rollos, etc. y detalles de los ensayos de tracción, doblado alterno y relajación.

Las partes segunda y tercera contienen especificaciones independientes para los alambres preestirados con pérdidas por relajación normales y bajas.

La cuarta parte establece las condiciones específicas para los alambres estirados en frío.

La resistencia mínima a tracción del acero se especifica en esta Norma en forma de control de calidad, de acuerdo con la teoría de la resistencia característica.

Los valores de las tensiones se dan en hectobar (1 hectobar = 10 MN/m^2 = 10 N por milímetro cuadrado).

Pueden obtenerse copias de la BS 2691-1969, al precio de ocho chelines, dirigiéndose a:

The British Standards Institution. 2 Park Street. London W1.

"MANUAL DE PUENTES DE HORMIGON PRETENSADO" POR EL CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, DE LA INDIA

Con el "Manual de puentes de hormigón pretensado", publicado en febrero de 1969, se intenta reducir el tiempo que se gasta en comparar las ventajas estructurales y económicas de las diferentes disposiciones de vigas de puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Mediante el empleo de programas de computador desarrollados en el Centro de Investigaciones de Ingeniería Estructural, se han tipificado y tabulado una serie de vigas pretensadas de puente para luces comprendidas entre 7,5 y 36 m. Los tipos de secciones tabuladas son:

1.ª Vigas en T invertida compuestas, rodeadas por hormigón vertido *in situ* para luces entre 7,5 y 16,5 m.

2.ª Vigas de sección en cajón postesadas de 12 a 36 m.

3.ª Secciones en I compuestas, para luces de 12 a 36 m.

4.ª Secciones en T prefabricadas y postesadas, para luces de 12 a 36 m.

La tipificación se ha basado en los trabajos de la AAHSO-PCI, Estados Unidos, y del antiguo "Grupo para el Desarrollo del Hormigón Pretensado", de Inglaterra.

Los datos que se ofrecen incluyen las propiedades geométricas básicas de las secciones, junto con las tensiones en las fibras superior e inferior, para diversos esfuerzos de pretensado y excentricidades. En el primer capítulo se dan tablas de valores de momentos y esfuerzos cortantes para diferentes condiciones de carga, así como las rigideces a torsión para secciones rectangulares.

Puede adquirirse este libro dirigiéndose a:

The Council of Scientific and Industrial Research. Structural Engineering Research Centre. Roorkee (U.P.), India.

CUBIERTA LAMINAR DEL HIPODROMO DE DONCASTER, EN HORMIGON LIGERO PRETENSADO

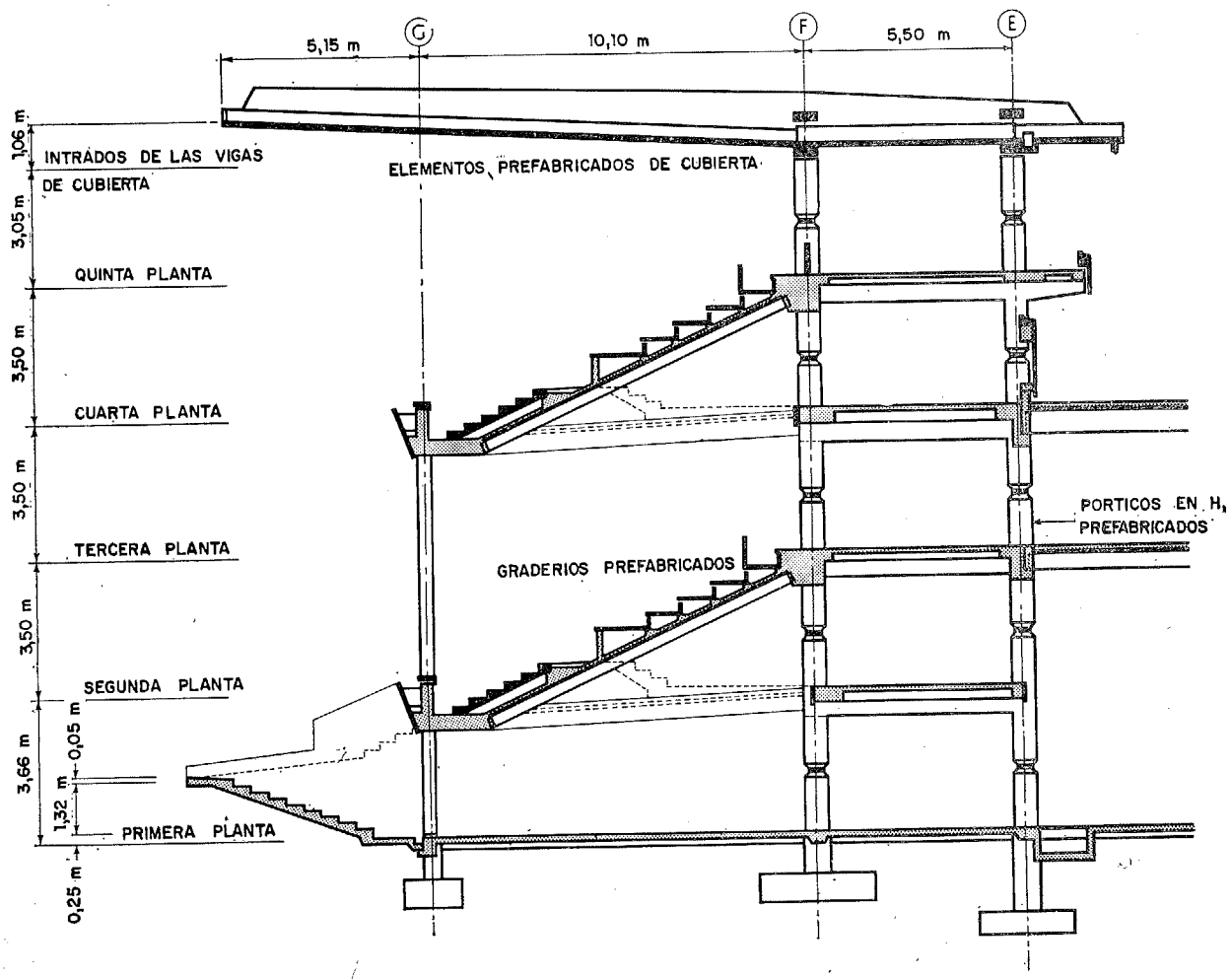
Doncaster, en el norte de Inglaterra, tiene uno de los hipódromos más antiguos del país. La primera carrera se organizó en 1595, y desde 1776 se corre en Doncaster el premio San Leger, la última y más larga de las cinco carreras clásicas inglesas.

No obstante, y como la mayor parte de los hipódromos del país, se utiliza poco más de veinte días al año. El hipódromo se extiende a lo largo de la nacional A1, a poca distancia del centro de la ciudad, y era evidente la necesidad de utilizar mejor los edificios y grandes espacios abiertos disponibles. El nuevo proyecto para el hipódromo se ha establecido en línea con estas ideas.

Estructura prefabricada para acelerar la construcción.

La nueva tribuna tiene una superficie de 14.000 m², que comprende las localidades para los espectadores (sentados y de pie), así como instalaciones para otros varios deportes. Se construyó, en su parte principal, a base de elementos prefabricados, porque se estimó que era la mejor manera de conseguir que el proceso de construcción interfiriese lo menos posible con el programa de las carreras. La estructura cubre, en planta, 122 × × 61 m y consta de dos secciones muy diferentes: la frontal, de cinco plantas, que constituye el pabellón principal y una parte trasera de tres plantas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026



SECCION TRANSVERSAL TIPO DEL EDIFICIO PRINCIPAL

La estructura del pabellón principal, que soporta la cubierta prefabricada en voladizo, está formada por pórticos prefabricados, en H, de cemento blanco, consistiendo cada H en dos soportes de 61 × 38 cm de sección, a 5,50 m entre centros, unidos por un travesero. En las secciones extremas de cada soporte van unas placas metálicas, con pasadores soldados a la armadura principal. Las placas de los pórticos adyacentes se soldaban entre sí durante la puesta en obra. Los pórticos en H para las cinco plantas de la estructura se hormigonaron en un solo molde, colocado de plano sobre el suelo, para asegurar una correspondencia exacta entre las placas metálicas de pórticos adyacentes.

Forjados pretensados.

Los forjados entre los pórticos en H están constituidos por placas aligeradas prefabricadas, y los del resto de la estructura por elementos en doble T. Estos elementos van pretensados con cables de media pulgada (12,5 mm) y se hormigonaron en moldes de acero, con tolerancias muy estrictas, procediéndose a su acabado antes de su colocación en obra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Cubierta de la tribuna.

Para proporcionar una buena protección a los asistentes sin perjudicar su visibilidad, la cubierta de la tribuna vuela 15,25 m, habiéndose decidido construirla de hormigón, con objeto de evitar costes elevados de conservación. Como la cubierta está a 18 metros sobre el nivel del terreno, el coste de una ejecución *in situ* habría resultado prohibitivo.

Los elementos de la cubierta están constituidos por láminas curvas de 2 m de anchura, con juntas de 10 cm entre piezas, y van rigidizadas por una viga central de canto variable. Mediante el empleo del hormigón ligero pretensado se consiguió reducir el peso de cada unidad a un valor conveniente. El hormigón utilizado tenía un peso específico de 1,87 ton/m^3. En total, se emplearon 49 piezas. Las proporciones empleadas para la mezcla fueron: 1,3 partes de árido ligero de un solo tamaño y 0,6 partes de arena limpia, de machaqueo, por cada parte de cemento blanco. La relación agua/cemento fue de 0,43, y se obtuvieron una resistencias medias a compresión de 42 N/mm^2 y 53 N/mm^2 a siete y veintiocho días, respectivamente. Cada elemento pesaba unas 15 toneladas, y se pretensaron con un número de cables Dyform variable entre 14 y 22, dependiendo de las cargas a soportar.

En el proyecto hubo que prestar gran atención a las posibles vibraciones debidas a los efectos de viento, y se hicieron ensayos para determinar el grado de amortiguación externa requerido.

En el momento inicial, una vez colocados en posición los elementos, se apoyaron sobre soportes provisionales en la parte delantera, y se anclaron en la posterior mediante barras Macalloy, de 3 cm de diámetro, provistas de placas de anclajes con conectadores empalmados a las armaduras en la cabeza de cada soporte de las plantas tercera y quinta. Cuando ya estaban colocados todos los elementos entre dos juntas de dilatación consecutivas, se hormigonaban las separaciones de 10 cm de anchura dejadas entre elementos, se colocaban, tesaban e inyectaban los cables de postesado y se atirantaban e inyectaban las barras de anclaje.

Los arquitectos de la Empresa Doncaster son Howard V. Lobb y Asociados, y los ingenieros consultores Jan Bobrowski y Asociados. La empresa constructora fue J. Laing Construction Limited, habiendo sido suministrados los elementos prefabricados por Dow-Mac Concrete Limited y Portcrete Limited.

INTERCAMBIADOR DE CUATRO NIVELES EN LA PLAZA KLEINPOLDER, EN ROTTERDAM (Holanda)

Al norte de Rotterdam hay un importante cruce de tráfico, llamado plaza Kleinpolder, que constituye la intersección de varias autopistas que van y vienen al centro de la ciudad, en dirección a un puente sobre el río Mass, hacia un túnel bajo dicho río y hacia un cierto número de carreteras de menor importancia.

Hasta ahora existía un intercambiador a un solo nivel, pero la construcción de un cierto número de nuevas carreteras y la concentración de tráfico que se esperaba en esta intersección pedía un sistema de autovías con intercambiadores de tráfico a más de un nivel. Tras un detenido estudio del Ministerio holandés de Obras Públicas, se decidió solucionar este nudo, a cuatro niveles, construyendo un túnel bajo el terreno, una carretera sobre él y dos pasos elevados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

La construcción de los pasos elevados venía dificultada por muchos factores, entre otros, el mal terreno de la zona (suelo de turba hasta una profundidad de unos 20 m bajo el nivel del terreno) y la exigencia de que el tráfico no se viese afectado. Al final, se adoptó una solución de compromiso: donde fue posible, los tramos elevados en curva se hormigonaron *in situ* utilizando como cimbras dos vigas cajón metálicas apoyadas sobre soportes; los tableros iban pretensados con cables BBRV de 55 ∅ 6 mm. Los otros tramos elevados se construyeron a base de elementos prefabricados.

La sección transversal está constituida por una superestructura en doble cajón. Esta forma tiene la ventaja de poseer una elevada rigidez a torsión, con un peso relativamente bajo, fácil de transportar.

Visto el plazo fijado para la construcción, se decidió emplear juntas encoladas entre dovelas. Como este método de construcción no permite correcciones ulteriores, había que fijar las dovelas en su posición exacta con la mayor precisión. Para simplificar este problema, todas las dovelas se hormigonaron una contra otra en un molde de acero, en el cual se podían ajustar exactamente los radios de curvatura, inclinación, curvatura vertical, etc. Después de hormigonadas, se transportaban las dovelas a la obra, en Rotterdam. La cola empleada fue un plástico con una base de resina epoxi. Durante el endurecimiento se introdujo un pretensado transitorio de unos 2 kp/cm^2. El espesor medio de las juntas es inferior a 2 mm.

Los pasos elevados se completarán fijando sobre el trasdós de las vigas en cajón unas losas prefabricadas de hormigón, como revestimiento. Sobre estas losas irá una barandilla capaz de soportar una fuerza horizontal de más de 150 kp por metro lineal. Además, se colocará, por la parte de dentro de la barandilla, una barrera protectora.

A continuación se reseñan los principales datos de esta obra:

— Plazo de ejecución, tres años y medio.
— Hormigón armado, 40.000 m^3.
— Hormigón pretensado, 20.000 m^3.
— Coste total aproximado, 55 millones de florines.

CIMENTACION POR ZAMPEADO, CON LOSA DE HORMIGON PRETENSADO

La que se cree ser la primera cimentación por zampeado con losa de hormigón pretensado del mundo, acaba de ser construida recientemente en Hong-Kong para un edificio de gran número de pisos.

La necesidad de tal tipo de cimentación surgió de consideraciones económicas y estructurales. El lugar estaba lleno de grandes bolos y cantos rodados, y el empleo de un pilotaje convencional habría supuesto no sólo la eliminación de muchos de ellos, lo que resultaría muy costoso, sino también posibles daños a las estructuras vecinas.

Un zampeado con losa de hormigón armado normal habría tenido más de 2,30 m de espesor y su empleo habría producido una presión sobre el terreno ligeramente superior a la admisible, de 2,5 kp/cm^2.

Por esa razón, se empleó una losa de hormigón pretensado, de 1,40 m de espesor.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Se consideraron en el proyecto los puntos que a continuación se indican y, en conjunto, se estimó que la solución era racional:

1.° El momento flector real en el zampeado no coincide exactamente con el calculado por estática simple. De hecho, los momentos reales se colocarán entre los calculados suponiendo que se trata de vigas sobre apoyos elásticos y los que se deducen aplicando la estática simple.

2.° Puede conseguirse una presión uniforme sobre el terreno mediante inyecciones a presión en el subsuelo.

3.° Como criterio de cálculo se estableció que el zampeado debía quedar sometido prácticamente a compresión directa bajo la carga permanente; es decir, que bajo la carga permanente la estructura completa no experimentaría deformaciones hacia arriba ni hacia abajo en la mayor parte del zampeado.

4.° Para reducir los momentos flectores positivos se ha empleado un pretensado vertical que produce tres efectos:

a) Iguala la presión real que recibe el terreno.

b) Compensa el momento positivo en una proporción tal que el momento real obtenido, suponiendo que se trata de vigas sobre apoyos elásticos, es del mismo orden de magnitud que el momento estático calculado por el método convencional.

c) Reduce la contraflecha del zampeado a un valor admisible.

El tamaño total de la losa del zampeado es, aproximadamente, de 40 $\times$ 14 m y lleva 68 cables de pretensado, tipo BBRV, de 34 alambres de 7 mm, con una fuerza útil de 116 toneladas.

Algunos cables siguen un trazado curvo en planta, con radios de 3 m, para proporcionar un pretensado transversal.

La losa se hormigonó en dos capas: Al terminar la primera, de 30 cm de espesor, se procedió al pretensado inicial de los cables 1 a 22, inyectándose mortero bajo la losa, para darle una contraflecha de 5 cm. Después de hormigonada la segunda capa, se tesaron los cables 23 a 32.

A medida que el edificio progresaba en altura, se iba aplicando el pretensado restante. Los cables 33 a 48 se tesaron al terminar la cuarta planta, y los restantes, al terminar la decimotercera. Análogamente, se procedía en forma progresiva a la estabilización del terreno.

Se estima que el ahorro total que ha supuesto esta cimentación en el coste de la construción alcanzará alrededor de un 25 por 100. Aparte de los ahorros en excavación y hormigón, la cantidad de acero que habría sido necesaria en un zampeado clásico habría sido de unas 160 toneladas de acero especial, frente a las 20 toneladas de este mismo acero y 27 toneladas de acero de pretensado, utilizadas en la solución adoptada.

El ingeniero consultor para el proyecto de la parte pretensada fue Andrew Jean, de Hong-Kong.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

SEMINARIO SOBRE PROBLEMAS DEL PRETENSADO

El Grupo Nacional Indio de la Asociación Internacional de Puentes y Estructuras, está organizando un seminario sobre "Problemas del Pretensado" en Madrás, India, para los días 30 de enero al 2 de febrero de 1970. Pueden pedirse detalles al Secretario, Janager House (Edificio Prefabricado), Shahjahan Road, Nueva Delhi 11, India.

REUNIONES DEL INSTITUTO DEL HORMIGON PRETENSADO (PCI), DE ESTADOS UNIDOS

El PCI anuncia el siguiente programa de reuniones, del que pueden pedirse más detalles dirigiéndose al PCI, 205 W. Wacker Dirve, Chicago, Illinois 60606 (Estados Unidos):

1970	Enero: 12 a 16.	Curso de producción y gestión.
	Febrero: 16 a 20.	Curso de ventas.
	Octubre: 4 a 8.	Convención del PCI.
1971	Septiembre: 19 a 23.	Convención del PCI.
1972	Octubre: 8 a 12.	Convención del PCI.
1973	Septiembre: 23 a 27.	Convención del PCI.
1974	26 de mayo a 1 de junio.	Convención del PCI y VII Congreso de la FIP, en el hotel Waldorf Astoria, de New York.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

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.

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

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

Revista: *Prestressed Concrete,* vol 10, núm. 5, diciembre 1968.

1. "Daños ocasionados en las estructuras de hormigón durante el terremoto de Tokachioki y propuesta de un procedimiento para el cálculo antisísmico de este tipo de estructuras", por Tatsuo Nishiki y Yoshio Ozaka (en inglés).

   Sinopsis: El 16 de mayo de 1968 las regiones de Hokkaido y Tohoku fueron afectadas por un terremoto de magnitud 8. Los autores del presente artículo se trasladaron a la zona del terremoto para investigar los daños causados en diversas estructuras de hormigón, armado o pretensado, especialmente puentes para carretera y ferrocarril. Los daños observados en las estructuras pretensadas fueron pequeños en contra de lo que ocurrió en las estructuras de hormigón armado, de hormigón en masa o mampostería.
   En el presente artículo los autores incluyen un informe de su investigación y como consecuencia de la misma proponen una serie de principios que a su juicio deben tenerse en cuenta para el cálculo de las estructuras expuestas a movimientos sísmicos.

2. "Cálculo y construcción del puente de Choko", por S. Inomata y H. Sakai (en japonés).

   Sinopsis: Se describe el cálculo y construcción del puente de Choko, en Taiwan, en el cual se utilizó el sistema Freyssinet de pretensado y el método de construcción por voladizos sucesivos.

3. "Ajuste de las reacciones en la cimentación, por medio del pretensado", por Y. Nishimura y otros (en japonés).

   Sinopsis: En la construcción del puente de Turuhashi-gawa, cuya estructura está constituida por una placa aligerada de hormigón armado, se utilizó el pretensado para igualar las reacciones en la cimentación de las distintas zapatas de las pilas del puente y de los estribos.
   El presente artículo informa sobre la manera en que fue aplicado dicho pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

4. "Comentarios sobre el cálculo de vigas de hormigón pretensado para puentes en esviaje", por T. KITTUTA y otros (en japonés).

   Sinopsis: Para el cálculo de las vigas de hormigón pretensado destinadas a la construcción de puentes en esviaje, se hace necesario realizar un detenido anális estructural. En el presente artículo se describen algunos ejemplos de vigas de este tipo que han sido proyectadas basándose en los resultados obtenidos en los ensayos sobre modelo.

5. "Construcción de vigas de hormigón pretensado para el puente de Nakagawa", por I. MORITA (en japonés).

   Sinopsis: Este puente, destinado a ferrocarril, construido sobre el río Nakagawa, entre las estaciones de Mito y Katsuta, está constituido por una sola viga, de hormigón pretensado, en sección en cajón. En el artículo se describe el proceso de ejecución utilizado en la construcción de este puente.

6. "Construcción de un gimnasio en Iwate", por H. KITA (en japonés).

   Sinopsis: La característica fundamental de la estructura de este gimnasio es su cubierta constituida por una malla tesa. En el presente artículo se resumen los principales detalles de su proceso de construcción.

7. "Estudio económico comparativo de varias estructuras de hormigón pretensado construidas utilizando diversos tipos de cables", por Y. MIYAZAKI (en japonés).

   Sinopsis: Con el fin de dar una idea exacta sobre las ventajas económicas que ofrece el empleo de cables de pretensado de gran potencia en el coste total de las estructuras, se hace un estudio comparativo de diversas obras en las cuales se han utilizado diferentes tipos de cables Freyssinet.

Revista: *Prestressed Concrete*, vol. 11, núm. 1, marzo 1969.

8. "Determinación de los valores de la fluencia y retracción en las vigas de hormigón pretensado de los puentes de Amakusa", por T. KURIHARA y Y. YAHIRO (en japonés).

   Sinopsis: En los puentes núms. 3 y 4 construidos en Amakusa a base de vigas de hormigón pretensadas mediante el sistema Dywidag, se han realizado diversas medidas a partir del año 1966, en que se terminaron, con el fin de determinar los valores de la fluencia y retracción. Los resultados obtenidos concuerdan satisfactoriamente con los previstos en el cálculo.

9. "Estudio comparativo sobre el comportamiento de vigas de hormigón armado y hormigón pretensado sometidas a cargas alternativas", por S. INOMATA (en inglés).

   Sinopsis: Con el fin de poder realizar un estudio comparativo sobre el comportamiento de las vigas de hormigón armado y hormigón pretensado sometidas a cargas alternativas, se realizó una serie de ensayos sobre 12 vigas. En el presente artículo, basándose en los resultados obtenidos en dichos ensayos, se destaca que las vigas de hormigón pretensado pueden proyectarse de forma que presenten una gran ductilidad y sean capaces de absorber mucha energía. De esta forma resultan muy adecuadas para la ejecución de estructuras que hayan de estar sometidas a efectos sísmicos.

10. "Cálculo y construcción del puente de Nakagawa, en la línea Sobu", por T. TORII y otros (en japonés).

    Sinopsis: Se describe el proyecto, cálculo y construcción del puente ferroviario de Nakagawa, sobre un canal, en la línea de Sobu, entre las estaciones de Koiwa y Shinkoiwa.

11. "Cálculo y construcción del puente de Sorachi Ohashi", por S. MIHARA y otros (en japonés).

    Sinopsis: Sobre el río Sorachi, en la carretera nacional núm. 12, se ha construido el puente

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

de Sorachi Ohashi. La estructura está constituida por tres tramos continuos. Se utilizaron vigas de hormigón, pretensadas mediante el sistema Dywidag.

12. Pérdidas por rozamiento en placas cortas de hormigón pretensado", por S. INOMATA (en japonés.)

Sinopsis: En el presente artículo el autor justifica que para el cálculo de las pérdidas por rozamiento en las placas de pequeña longitud se puede utilizar una ecuación diferencial básica que se resuelve mediante el empleo de integrales elípticas. Indica también que las deformaciones lentas del hormigón pueden ocasionar progresivos cambios de longitud en la parte central de este tipo de placas.

13. "Nuevo método para el pretensado de pavimentos de hormigón en aeropuertos", por S. ENDO (en japonés).

Sinopsis: En general, los rozamientos que se producen en las pistas de hormigón pretensado para aeropuertos son muy importantes y ocasionan fuertes pérdidas en los esfuerzos de pretensado. En el presente artículo se propone un nuevo método que elimina en parte estos rozamientos y se describen los ensayos realizados para comprobar su resultado en la práctica.

14. "Estudio de las cabezas de anclaje en las piezas de hormigón pretensado". por K. YAMADA y otros (en japonés).

Sinopsis: Se describen varios ensayos realizados con el fin de estudiar la distribución de tensiones en las cabezas de anclaje de piezas de hormigón, pretensadas por el sistema Leoba. Los resultados obtenidos se comparan con los de otros trabajos anteriores.

Revista: *Prestressed Concrete,* vol. 11, núm. 2, mayo 1969.

15. "Normalización y cálculo automático de puentes de hormigón pretensado", por K. NAKAMURA y otros (en japonés).

Sinopsis: La división de Ingeniería Industrial del Instituto de Investigación de Obras Públicas del Ministerio de la Construcción, está realizando una serie de estudios con el fin de normalizar los principales tipos de estructuras utilizados en la construcción. En el presente artículo los autores desarrollan un método de cálculo para el dimensionamiento de puentes de hormigón pretensado utilizando un programa de ALGOL.
El método propuesto es utilizable para 1.938 combinaciones distintas de luces, anchuras, ángulos de esviaje, tipos de carga y pendientes.

16. "Cálculo automático de vigas de hormigón pretensado", por T. KONDO y otros (en japonés).

Sinopsis: En este artículo se estudia la utilización de los computadores electrónicos para el cálculo de estructuras de puentes ferroviarios, en hormigón pretensado. Se propone un programa que puede ser aplicable al cálculo de vigas de luces comprendidas entre 15 y 60 m y de sección en cajón y en I.

17. "Cálculo y construcción de las vigas de hormigón pretensado utilizadas en la construcción de un viaducto para el metro de Tozailine", por T. WATANABE (en japonés).

Sinopsis: El 29 de mayo de 1969 se abrió al tráfico la línea del Metro de Tozai, entre Toyöcho y Nishifunabashi. Esta sección abierta al tráfico está formada por túneles y viaductos. Los viaductos se construyeron a base de vigas de hormigón pretensado. En el presente artículo se describe el cálculo y construcción de uno de estos viaductos.

18. "Datos sobre el cálculo y ejecución de la estructura de hormigón pretensado de la Terminal de autobuses de Iyotetsu", por T. Shioji y H. YAMAMOTO (en japonés).

Sinopsis: La terminal de autobuses de Iyotetsu es una estructura de dos plantas, la mayor parte de ella construida en hormigón pretensado. En la planta baja existe un mercado y las taquillas para el despacho de billetes; en la primera planta está la terminal de autobuses, y en la segunda, un aparcamiento. La estructura ha sido calculada para una sobrecarga de

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

550 kp/m² en la zona de aparcamiento, 400 kp/m² para los soportes y vigas de las otras plantas y, además, se ha tenido en cuenta una carga sísmica de 200 kp/m².
Con el fin de reducir al mínimo el canto de las vigas, cuyas luces varían entre 33 y 41 m, se colocaron a 5 m entre ejes. Estas vigas tienen un canto de 1,80 m en los extremos y de 2,00 m en el centro.

Revista: *Prestressed Concrete,* vol. 11, núm. 3, julio 1969.

19. "Cálculo del puente Kawaotogawa en la autopista To-Mei", por M. SASADO y otros (en japonés).

Sinopsis: El puente de Kawaotogawa, en la autopista To-Mei, es el de mayor longitud hasta la fecha construido en el Japón, en hormigón pretensado.
En el artículo se comentan las razones que motivaron la elección del tipo de estructura utilizado, los principales detalles de ejecución y algunos detalles del proyecto de especial interés.

20. "Estudio de las características fundamentales de resistencia a flexión de las vigas de hormigón pretensado simplemente apoyadas bajo cargas repetidas", por H. MUGURUMA y K. TOMINAGA (en japonés).

Sinopsis: En el presente artículo se estudia el comportamiento y principales características resistentes a flexión de las vigas de hormigón pretensado, simplemente apoyadas, bajo cargas repetidas. La amplitud de variación de las cargas repetidas va desde las proximidades de la carga de rotura, como máximo, hasta carga cero, como mínimo.

21. "Ensayos de carga de vigas compuestas, de hormigón pretensado, con alas de hormigón ligero", por Y. TOKUMITSU y otros (en japones).

Sinopsis: Recientemente se ha empezado a utilizar en el Japón un nuevo tipo de árido ligero artificial. Con el fin de obtener información sobre las características fundamentales del hormigón fabricado con dicho árido, se han realizado ensayos sobre vigas compuestas de hormigón armado, con tablero superior de hormigón ligero. Al mismo tiempo, y para poder realizar un estudio comparativo, se ensayaron también vigas análogas, pero con tablero superior de hormigón normal. Se midieron las deformaciones plásticas bajo cargas de larga duración, las flechas y los corrimientos entre viga y tablero superior. Los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre vigas compuestas fueron casi iguales a los de los ensayos realizados sobre vigas de tablero superior de hormigón normal.

22. "Distribución del esfuerzo de pretensado en los tableros construidos a base de vigas de hormigón pretensado adyacentes en dirección transversal", por K. NISHIYAMA y H. ISHII (en japonés).

Sinopsis: Se estudia la distribución del esfuerzo de pretensado en los tableros constituidos a base de vigas de hormigón pretensado, unidas unas a otras en dirección transversal.

23. "Cálculo y ejecución de la estructura, constituida a base de pórticos rígidos de hormigón pretensado, del edificio central de la Hanasaki Sen-I Industrial Co. Ltd.", por Y. KATO y otros (en japonés).

Sinopsis: Este edificio está destinado a oficinas y salas de exposición. Para conseguir grandes espacios diáfanos la estructura se construyó a base de pórticos rígidos de hormigón pretensado. En el presente artículo se dan los principales detalles sobre el cálculo y construcción de dicha estructura.

Revista: *Prestressed Concrete,* vol 11, núm 4, septiembre 1969.

24. "Pasarela de hormigón pretensado", por R. SHUDO y otros (en japonés).

Sinopsis: Entre las características fundamentales exigidas a las pasarelas, pueden citarse las siguientes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

1) que sean suficientemente resistentes; 2) que sean económicas; 3) que resulten cómodas para los peatones, y 4) que armonicen estéticamente con el paisaje circundante.
En el presente artículo se indican los detalles fundamentales de la pasarela construida en la ciudad de Fujisawa, en cuyo proyecto se tuvieron en cuenta los puntos señalados en el párrafo anterior.

25. "Cálculo y ejecución de la pasarela núm. 9 en la EXPO-70", por H. MOMOSHIMA y otros (en japonés).

Sinopsis: Esta pasarela ha sido construida en las proximidades de la entrada occidental a la Exposición Internacional que se inaugurará en Osaka, en 1970. Su estructura está constituida por una losa construida en voladizo mediante el sistema Dywidag de pretensado y es la primera de esta clase que se construye en el Japón.
En el presente artículo se resumen los principales detalles del cálculo y ejecución de dicha pasarela.

26. "Resistencia a rotura por esfuerzo cortante de las vigas de hormigón pretensado, de sección en I, bajo carga concentrada", por S. INOMATA (en japonés).

Sinopsis: Con el fin de estudiar la resistencia a rotura por esfuerzo cortante de las vigas de hormigón pretensado se ensayaron 62 vigas, simplemente apoyadas, de las cuales 32 no llevaban armadura transversal. Todas las vigas eran de sección en I y su armadura estaba constituida por alambres rectos anclados por adherencia. Las variables estudiadas en estos ensayos fueron: la magnitud del esfuerzo de pretensado, la relación canto-luz de la viga y la cuantía de armadura transversal.
En el presente artículo se describen dichos ensayos y se propone un método de cálculo capaz de predecir la resistencia a esfuerzo cortante con una aproximación satisfactoria.

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

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 14, núm. 2, abril 1969.

27. "Cálculo de puentes continuos para autopista, construidos a base de vigas de hormigón pretensado, prefabricadas", por C. L. FREYERMUTH.

Sinopsis: Para conseguir la continuidad en los puentes construidos a base de vigas de hormigón pretensado, prefabricadas, es necesario adoptar en el proyecto determinadas medidas y tener en cuenta además los efectos originados por la retracción y las deformaciones lentas. En el presente artículo se estudia este tema con detalle, y se incluye un ejemplo completo del cálculo. Al final se discuten las principales hipótesis adoptadas.

28. "Ventajas de los alambres de aleación de acero sometidos al proceso de patentado", por L. HONDA y T. HANAJIMA.

Sinopsis: En el presente artículo se informa de los resultados obtenidos en los ensayos realizados con el fin de estudiar las características, incluidas las pérdidas por relajación de los alambres de acero sometidos a elevadas temperaturas.

29. "Estudio teórico y experimental de una placa plana, diagonalmente nervada, postensada", por G. HONDROS y G. C. SMITH.

Sinopsis: Se informa sobre los estudios teóricos y experimentales realizados sobre una placa postensada, diagonalmente nervada, simplemente apoyada en sus cuatro bordes. Se compara el comportamiento real de la placa con el previsto teóricamente.

30. "Reparación y refuerzo de un puente mediante el pretensado", por E. VERNIGORA y otros.

Sinopsis: En este artículo se describe el cálculo y proceso de ejecución utilizado para reforzar un viejo puente de hormigón que cruza el canal Welland, en Canadá. Los seis tramos isostáticos de dicho puente se transformaron en una estructura continua mediante la introducción de un pretensado utilizando armaduras externas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute,* vol. 14, núm. 13, junio 1969.

31. "La Universidad John Adams, una joya en hormigón", por G. Laszio.

Sinopsis: En la Universidad citada se ha construido una estructura que ofrece algunas particularidades del mayor interés. Su superficie total es de 22.000 m², dividida en módulos de 5 m de longitud. Toda la estructura sobre cimientos del edificio, se construyó a base de elementos de hormigón pretensado. Son de destacar, especialmente, las piezas en T de 36 y 43 m, respectivamente, que cubren el auditorio y el gimnasio.

32. "Sistema constructivo a base de grandes paneles", por T. Koncz.

Sinopsis: En la construcción de edificios ofrece sensibles ventajas el empleo de grandes paneles prefabricados y pretensados. En el presente artículo se comentan las principales de dichas ventajas y, especialmente, su economía y la posibilidad de ser empleados, tanto en la construcción de grandes bloques como en la realización de proyectos individuales relativamente pequeños.

Revista: *Journal of the Prestresed Concrete Institute,* vol. 14, núm. 4, agosto 1969.

33. "Gráficos para el cálculo directo del esfuerzo cortante en los elementos de hormigón pretensado", por F. J. Jacques.

Sinopsis: En el presente artículo se incluyen unos gráficos que permiten calcular rápidamente el esfuerzo cortante en las piezas de hormigón pretensado, de un solo tramo, sometidas a cargas uniformemente distribuidas. El programa del cálculo electrónico desarrollado para el trazado de estos gráficos, es de aplicación general a cualquier tipo de pieza de hormigón pretensado.

34. "Recuperación de las pérdidas en los anclajes de los elementos postensados", por Ti Huang.

Sinopsis: Se describe un método para determinar el deslizamiento de los alambres y consiguientes pérdidas en el esfuerzo de pretensado, originadas en las piezas postensadas. Se indica la forma de reducir estas pérdidas y se incluye un diagrama que facilita su cálculo numérico.

35. "Estudio de la relajación", por W. Podolny y T. Melville.

Sinopsis: Se estudia la relajación de los alambres utilizados como armaduras de los elementos de hormigón pretensado. Se define esta relajación como la pérdida de tensión a longitud constante y se compara con el fenómeno de la fluencia. Se comenta el efecto originado sobre la relajación por: el tiempo, la temperatura, la velocidad de carga y el retesado.

36. "Características momento-deformación de las vigas de hormigón pretensado sometidas a cargas variables", por D. D. O. Paranagama y A. D. Edwards.

Sinopsis: Se recogen los resultados obtenidos en el ensayo de ocho vigas de sección rectangular de hormigón pretensado. Cinco de ellas se sometieron a cargas alternadas; las restantes, a cargas estáticas, gradualmente crecientes hasta llegar a rotura. La cuantía de armadura de dichas vigas varía de unas a otras.

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

Revista: *Cement,* núm. 8, agosto 1969.

37. "Puentes en el Benelux", por G. F. Janssonius (en holandés).

Sinopsis: En el artículo se reproduce el texto de la conferencia pronunciada por el autor en la "Duitse Betondag", en Dusseldorf, del 5 al 7 de marzo de 1969. En dicha reunión se estudió el tema de la construcción de puentes en los países del Benelux, de su evolución y de la importancia que va adquiriendo la colaboración entre los distintos países. En el momento actual existen ya normas comunes para los elementos prefabricados de hormigón en Holanda y Bélgica. Se destaca también la importancia del factor estético en el proyecto de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

puentes. El autor estima que el concurso de un arquitecto, que hasta ahora en Bélgica sólo se requiere en forma esporádica, resulta indispensable.
Se estudian los diversos métodos constructivos que pueden utilizarse y el problema de las juntas en las estructuras construidas a base de elementos prefabricados.

38. "El puente "Boshoverbrug", en Weert", por W. J. P. PELLE (en holandés).

Sinopsis: En la carretera que enlaza Eindhoven con Limbourg existía un antiguo puente que constituía un grave problema para el tráfico, para solucionar el cual se han proyectado, en los alrededores de Weert, dos nuevos puentes, uno de los cuales es el de Boshoverbrug. Como el terreno disponible para la construcción del puente era muy limitado, se ha recurrido al empleo de elementos prefabricados. Así, las cabezas de las pilas van enlazadas mediante riostras constituidas por vigas Preflex, sobre las que se apoyan las vigas longitudinales, también prefabricadas. Gracias al sistema de construcción adoptado, el tablero del puente, de 2.000 m² de superficie total, se ha podido construir en treinta y ocho semanas solamente.

Revista: *Cement,* núm. 9, septiembre 1969.

39. "El puente de La Durance cerca de Bonpas (Francia)", por H. E. WESTEMBERG (en holandés).

"Sinopsis: Se describe la construcción en Francia del puente de La Durance, cuyo tablero está constituido por elementos prefabricados. Las juntas entre elementos van encoladas con resina epoxi.

40. "La estabilidad de los edificios elevados", por G. E. J. S. L. VOITUS VAN HAMME (en holandés).

Sinopsis: Para la determinación de la estabilidad de los edificios elevados, es necesario tener en cuenta que las solicitaciones no son solamente función de las cargas que actúan sobre la estructura, sino también de las deformaciones que se producen.
Hace algunos años la revista *Cement* ha publicado una serie de artículos sobre el cálculo de los efectos llamados de segundo orden. El método de cálculo expuesto en dichos artículos, sin embargo, supone una cantidad tal de trabajo que se hace indispensable recurrir al empleo de computadores electrónicos. Para los cálculos de los efectos de primer orden se dispone ya de toda una serie de programas, entre otros, el denominado "Stress". En el presente artículo se propugna un nuevo programa que permite efectuar también los cálculos de los efectos de segundo orden.

Revista: *Cement,* núm. 10, octubre 1969.

41. "Placas oblicuas", por J. BLAAUWENDRAAD (en holandés).

Sinopsis: La comisión de la C. U. R., de Holanda, encargada especialmente del estudio de las placas oblicuas, ha iniciado una serie de trabajos para calcular dichas placas según un método en el cual se consideran constituidas por una serie de elementos especiales, de forma triangular. Se formulan también diversas hipótesis en relación con los corrimientos en uno de dichos elementos, que se considera enlazado a los demás a través de una serie infinita de puntos. De esta forma, el problema puede ser resuelto por un procedimiento análogo al utilizado para el cálculo de los emparrillados de vigas.

42. "El criterio de los momentos normales", por J. BRAKEL y C. HARTSUIJKER (en holandés).

Sinopsis: El cálculo de los edificios se venía realizando hasta ahora basándose en la teoría elástica. Como la mayor parte de los materiales pierden su elasticidad en las proximidades de la rotura, dicha teoría no tiene más que una aplicación muy limitada, y, por otra parte, no explica nada respecto a la seguridad de la estructura.
El presente artículo expone un nuevo método de cálculo que parte del hundimiento de la estructura estudiada. Para su aplicación es necesario conocer las condiciones en que se produce el hundimiento, sus mecanismos y cuáles son las combinaciones de tensiones críticas que pueden ocasionar dicho hundimiento.
Los autores estudian sucesivamente el comportamiento de las placas de hormigón armado cargadas verticalmente sobre su superficie; las características generales del denominado "cri-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

terio de los momentos normales" y la forma en que debe aplicarse este criterio para el cálculo de las cargas.

Revista: *Cement*, núm. 11, noviembre 1969.

43. "Diversas obras de fábrica en los *polders* meridionales del lago de Yssel", por J. C. NOBEL (en holandés).

Sinopsis: En este artículo el autor describe diversas obras de fábrica construidas en dichos *Polders*. El último puente terminado, cerca de Muderberg, es una estructura de siete tramos de 50 m cada uno, construida a base de vigas prefabricadas, de sección en T, de 50 metros de longitud y 3 m de canto. Cada tramo lleva nueve de estas vigas, que van pretensadas, por el sistema Freyssinet, mediante ocho cables de 100 toneladas y seis cables de 40 toneladas. En cada tramo se han construido *in situ* dos riostras transversales extremas y dos intermedias, que van pretensadas mediante cables Freyssinet de 40 toneladas. El tablero del puente ha sido también hormigonado *in situ*.

44. "Las nuevas normas sobre hormigón", por W. VAN DER MAREL (en holandés).

Sinopsis: El autor trata en este artículo de las nuevas normas holandesas sobre hormigón, que se espera sean promulgadas en fecha inmediata. Estas nuevas normas serán totalmente distintas de las actualmente vigentes, y en ellas se incluirán disposiciones relativas no sólo al hormigón armado, sino también al hormigón pretensado, a los elementos prefabricados y a los hormigones, tanto ligeros como pesados.

Revista: *Cement*, núm. 12, diciembre 1969.

45. "De la línea asintótica a la línea característica", por P. STROEVEN (en holandés).

Sinopsis: En este artículo se estudia la relación entre las características geométricas y las características estáticas de las láminas delgadas, ligeramente curvas, con un índice de curvatura negativo, llamadas conoides. Aunque las láminas en paraboloide hiperbólico son de uso normal en Holanda, el empleo de las láminas conoides es hasta ahora muy limitado. En el artículo se incluyen numerosos croquis, que dan una idea de las posibilidades que ofrecen las conoides, tanto desde el punto de vista estético como del constructivo. Se señala también que el cálculo de estas láminas no plantea al proyectista problemas más difíciles que las superficies de segundo grado de curvatura negativa.

46. "La resistencia a compresión según la norma NBA 1962 y el método de la RILEM", por J. C. WIEBENGA (en holandés).

Sinopsis: En las nuevas normas de hormigón la resistencia a compresión se determinará según las directrices de la RILEM. En consecuencia, la Comisión B 14 de la C. U. R. para el control de la calidad del hormigón ha efectuado un estudio comparativo entre la resistencia a compresión determinada mediante el ensayo de probetas cúbicas, de acuerdo con la Norma NBA 1962 y la obtenida en el ensayo de las probetas cúbicas prescritas por la RILEM. Los resultados obtenidos de estos estudios han permitido, especialmente, sacar la conclusión de que la relación entre los valores obtenidos, utilizando la probeta cúbica de 20 cm de arista indicada por la Norma NBA 1962 y la de 15 cm de arista prescrita por la RILEM, es de 1,6.

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

Revista: *Magazine of Concrete Research*, vol. 21, núm. 68, septiembre 1969.

47. "El mecanismo de la deformación lenta del hormigón en tracción", por M. A. WARD y D. J. COOK.

Sinopsis: Aunque el mecanismo de la deformación lenta del hormigón no está todavía perfectamente explicado, se acepta, en general, que depende del movimiento del agua libre en el gel de la estructura de hormigón. Partiendo de esta hipótesis, se ha supuesto que el me-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

canismo de la deformación lenta del hormigón, tanto en tracción como en compresión, es similar, debiendo tenerse en cuenta únicamente la diferente dirección en que actúa la carga. Estudios experimentales han demostrado, sin embargo, que tal hipótesis es incorrecta. En el presente artículo se describen estos estudios y se propone un nuevo mecanismo para la deformación lenta en tracción, basado en la propagación de las microfisuras, que explica satisfactoriamente los resultados experimentales obtenidos por los autores y los deducidos en investigaciones anteriores sobre la deformación lenta del hormigón en tracción.

48. "Resistencia a esfuerzo cortante de las vigas de hormigón pretensado sin armadura transversal", por J. N. KAR.

Sinopsis: En este artículo se recogen los resultados de los estudios experimentales y analíticos realizados sobre la resistencia a rotura por esfuerzo cortante de las vigas de hormigón pretensado, sin armadura transversal. Los ensayos se realizaron sometiendo las piezas bien a dos cargas puntuales o bien a cargas uniformemente distribuidas. Se propone una fórmula semiempírica deducida del análisis de los resultados obtenidos en los ensayos y basada en una modificación del diagrama lineal de deformación.

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

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 2, febrero 1969.

49. "Aplicación de las vigas trianguladas de hormigón pretensado con curvatura inicial en el cordón inferior", por Y. G. SUNGATULLIN y otros (en ruso).

50. "Sobre la disposición racional de las armaduras en las secciones de las piezas sometidas a flexión esviada", por P. F. Vakhnenko (en ruso).

51. "Dispositivo para la determinación de los alargamientos máximos del hormigón en probetas cilíndricas sometidas a tracción axil", por P. CH. AKHALKATSI (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 3, marzo 1969.

52. "Fabricación y campo de aplicación de los hormigones de muy alta resistencia", por A. E. DESSOU (en ruso).

53. "Los cementos de alta resistencia y rápido endurecimiento en la fabricación de elementos prefabricados de hormigón", por P. K. BALATIEV y otros (en ruso).

54. "Endurecimiento de los hormigones ligeros de áridos naturales a temperaturas inferiores a cero grados", por S. A. MIRONOV y M. O. SAAKIAN (en ruso).

55. "La vibración interna del hormigón", por V. G. GOLDCHTEIN (en ruso).

56. "Comportamiento de placas pretensadas de hormigón ligero, para cubiertas, armadas con cables", por A. B. PIRADOV (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 4, abril 1969.

57. "La corrosión y la protección del hormigón", por V. M. MÉDVEDEV (en ruso).

58. "Protección de las armaduras de las estructuras de hormigón contra la corrosión", por S. N. ALEXEIEV (en ruso).

59. "Protección de los elementos estructurales mediante revestimiento con polímeros", por V. V. SCHNEYDÈROV (en ruso).

60. "Estructuras de hormigón armado utilizables en medios gaseosos agresivos", por M. G. BOULGAKOV y otros (en ruso).

61. "Protección de las estructuras de hormigón de edificios industriales contra la corrosión provocada por corrientes vagabundas", por T. G. KRAVTCHENKO (en ruso).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

62. "Causa del hundimiento de una estructura de hormigón pretensado", por G. M. KRASSOVSKY (en ruso).

63. "Sobre la influencia de los revestimientos a base de polímeros en la fisuración de los elementos de hormigón", por V. I. SOLOMATOV y J. I. CHVIDKO (en ruso).

64. "Corrosión de las armaduras en los hormigones ligeros no tratados en autoclave", por S. F. BOUGRIME y E. I. SLEPOKOUROV (en ruso).

65. "Informe sobre el seminario científico y técnico para el estudio de la protección de las estructuras contra la corrosión", por V. M. MOSKVINE y M. G. BOULGAKOV (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 6, junio 1969.

66. "Una norma para el empalme por soldadura de las armaduras de hormigón armado", por A. M. FRIDMAN y otros (en ruso).

67. "Forjados huecos de hormigón armado de sección triangular", por L. G. KOURBATOV (en ruso).

68. "Estudio experimental de placas de hormigón armado apoyadas en su contorno sobre vigas de hormigón", por K. K. Antonov y otros (en ruso).

69. "Aplicación de la programación lineal al cálculo de estructuras hiperestáticas de hormigón armado", por A. M. PROTSENKO y V. V. VLASSOV (en ruso).

70. "Anclaje de cables constituidos por siete alambres en piezas de hormigón fabricado con "keramzite", por V. L. MOROZENSKITZ (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 7, julio 1969.

71. "Determinación de la resistencia del hormigón mediante ensayos no destructivos", por V. A. KLEVTSOV (en ruso).

72. "Utilización de las vibraciones ultrasónicas longitudinales y transversales para el control de las características mecánicas del hormigón", por V. V. DZENIS y O. E. SERGUEIEV (en ruso).

73. "Sobre la aplicación de los métodos no destructivos al control de los hormigones durante su endurecimieto", por B. CH. DOUBOVOI y R. P. KOVALENKO (en ruso).

74. "Aplicación de los ultrasonidos a la determinación de la profundidad de propagación de las fisuras en el hormigón", por E. G. DMITRIEV y V. G. LIPNIK (en ruso).

75. "Sobre el cálculo de la resistencia a fisuración de las estructuras constituidas por vigas continuas de hormigón pretensado", por L. I. DROUGOV (en ruso).

76. "Fluencia de las juntas encoladas en el hormigón", por V. D. PARFIONOV (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 8, agosto 1969.

77. "Estado de las armaduras en los puentes de hormigón pretensado", por E. I. CHTILMAN y J. A. LEYKIS (en ruso).

78. "La inyección de compuestos polímeros en las juntas y fisuras de las estructuras de hormigón armado", por I. B. ROYZMAN y otros (en ruso).

79. "Resistencia al alargamiento del hormigón comprimido", por G. I. MIRIMANOV (en ruso).

80. "Resistencia a fisuración de las vigas de hormigón pretensado, de sección en I, sometidas a flexión esviada", por G. I. BERDITCHEVSKY y M. A. BORISSOV (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 9, septiembre 1969.

81. "Estructuras prefabricadas y pretensadas construidas a base de hormigón, fabricado con "keramzite", de alta resistencia", por V. A. KLEVISOV y G. M. KIRPITCHENKOV (en ruso).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

82. "Resistencia a la fatiga y deformación de las estructuras fabricadas con hormigón de "agloporite", sometidas a cargas axiles y excéntricas", por G. S. GALOUZO (en ruso).

83. "Estudio de la presión ejercida por el hormigón fresco sobre los costeros y el fondo de los moldes durante la vibración", por V. E. KARAMZINE y G. S. MITNIK (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 10, octubre 1969.

84. "Vigas pretensadas, de 12 m de longitud, armadas con cables levantados", por G. I. BERDITCHEVSKY y otros (en ruso).

85. "Protección contra la corrosión de las armaduras situadas en un campo eléctrico de alta tensión", por S. N. ALEXEIEV y otros (en ruso).

86. "Propiedades reológicas de los alambres y cables estabilizados de alta resistencia", por O. I. KVITSARIDZE y K. G. GABOUNYA (en ruso).

87. "Deformaciones del hormigón armado en tracción para diferentes esfuerzos de adherencia entre el hormigón y la armadura", por V. P. VASSILIEV (en ruso).

88. "Dispositivo para la inyección de colas de epoxi en las fisuras de las estructuras de hormigón armado", por K. I. KHOKHOLIEV y otros (en ruso).

89. "Sobre la determinación de la abertura de fisuras", por B. V. LATYCHEV (en ruso). e

90. "Silos desmontables en hormigón pretensado", por A. MIKHOU y otros (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 11, noviembre 1969.

91. "Aplicación de los tratamientos térmicos a los elementos prefabricados de hormigón armado", por S. A. MIRANOV y B. A. KRYLOV (en ruso).

92. "Utilización de la energía eléctrica para el tratamiento térmico de las piezas de hormigón armado", por P. K. BALATIEV y R. V. VEGUENER (en ruso).

93. "Tensiones y deformaciones de las barras de las armaduras en su zona de anclaje", por I. I. GUINZBOURG (en ruso).

94. "Relajación de los aceros, endurecidos térmicamente, de las clases AT-5 y AT-6". por I. A. PIVNENKO y otros (en ruso).

95. "Sobre el método para valorar la resistencia a la fisuración por retracción del hormigón", por G. V. MARCHUKAYTIS (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 12, diciembre 1969.

96. "Aumento de la resistencia del hormigón al hielo y deshielo", por O. S. IVANOV (en ruso).

97. "Empleo del nitrito sódico como adición para el hormigonado en invierno", por J. R. BESSERE (en ruso).

98. "Estudio de la capacidad resistente de los soportes construidos con hormigón de alta resistencia y sometidos a compresión excéntrica", por V. A. BELIKOV (en ruso).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

82. "Resistencia a la fatiga y deformación de las estructuras fabricadas con hormigón de "agloporite", sometidas a cargas axiles y excéntricas", por G. S. GALOUZO (en ruso).

83. "Estudio de la presión ejercida por el hormigón fresco sobre los costeros y el fondo de los moldes durante la vibración", por V. E. KARAMZINE y G. S. MITNIK (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 10, octubre 1969.

84. "Vigas pretensadas, de 12 m de longitud, armadas con cables levantados", por G. I. BERDITCHEVSKY y otros (en ruso).

85. "Protección contra la corrosión de las armaduras situadas en un campo eléctrico de alta tensión", por S. N. ALEXEIEV y otros (en ruso).

86. "Propiedades reológicas de los alambres y cables estabilizados de alta resistencia", por O. I. KVITSARIDZE y K. G. GABOUNYA (en ruso).

87. "Deformaciones del hormigón armado en tracción para diferentes esfuerzos de adherencia entre el hormigón y la armadura", por V. P. VASSILIEV (en ruso).

88. "Dispositivo para la inyección de colas de epoxi en las fisuras de las estructuras de hormigón armado", por K. I. KHOKHOLIEV y otros (en ruso).

89. "Sobre la determinación de la abertura de fisuras", por B. V. LATYCHEV (en ruso). e

90. "Silos desmontables en hormigón pretensado", por A. MIKHOU y otros (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 11, noviembre 1969.

91. "Aplicación de los tratamientos térmicos a los elementos prefabricados de hormigón armado", por S. A. MIRANOV y B. A. KRYLOV (en ruso).

92. "Utilización de la energía eléctrica para el tratamiento térmico de las piezas de hormigón armado", por P. K. BALATIEV y R. V. VEGUENER (en ruso).

93. "Tensiones y deformaciones de las barras de las armaduras en su zona de anclaje", por I. I. GUINZBOURG (en ruso).

94. "Relajación de los aceros, endurecidos térmicamente, de las clases AT-5 y AT-6". por I. A. PIVNENKO y otros (en ruso).

95. "Sobre el método para valorar la resistencia a la fisuración por retracción del hormigón", por G. V. MARCHUKAYTIS (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 12, diciembre 1969.

96. "Aumento de la resistencia del hormigón al hielo y deshielo", por O. S. IVANOV (en ruso).

97. "Empleo del nitrito sódico como adición para el hormigonado en invierno", por J. R. BESSERE (en ruso).

98. "Estudio de la capacidad resistente de los soportes construidos con hormigón de alta resistencia y sometidos a compresión excéntrica", por V. A. BELIKOV (en ruso).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

62. "Causa del hundimiento de una estructura de hormigón pretensado", por G. M. KRASSOVSKY (en ruso).

63. "Sobre la influencia de los revestimientos a base de polímeros en la fisuración de los elementos de hormigón", por V. I. SOLOMATOV y J. I. CHVIDKO (en ruso).

64. "Corrosión de las armaduras en los hormigones ligeros no tratados en autoclave", por S. F. BOUGRIME y E. I. SLEPOKOUROV (en ruso).

65. "Informe sobre el seminario científico y técnico para el estudio de la protección de las estructuras contra la corrosión", por V. M. MOSKVINE y M. G. BOULGAKOV (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 6, junio 1969.

66. "Una norma para el empalme por soldadura de las armaduras de hormigón armado", por A. M. FRIDMAN y otros (en ruso).

67. "Forjados huecos de hormigón armado de sección triangular", por L. G. KOURBATOV (en ruso).

68. "Estudio experimental de placas de hormigón armado apoyadas en su contorno sobre vigas de hormigón", por K. K. Antonov y otros (en ruso).

69. "Aplicación de la programación lineal al cálculo de estructuras hiperestáticas de hormigón armado", por A. M. PROTSENKO y V. V. VLASSOV (en ruso).

70. "Anclaje de cables constituidos por siete alambres en piezas de hormigón fabricado con "keramzite", por V. L. MOROZENSKITZ (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 7, julio 1969.

71. "Determinación de la resistencia del hormigón mediante ensayos no destructivos", por V. A. KLEVTSOV (en ruso).

72. "Utilización de las vibraciones ultrasónicas longitudinales y transversales para el control de las características mecánicas del hormigón", por V. V. DZENIS y O. E. SERGUEIEV (en ruso).

73. "Sobre la aplicación de los métodos no destructivos al control de los hormigones durante su endurecimieto", por B. CH. DOUBOVOI y R. P. KOVALENKO (en ruso).

74. "Aplicación de los ultrasonidos a la determinación de la profundidad de propagación de las fisuras en el hormigón", por E. G. DMITRIEV y V. G. LIPNIK (en ruso).

75. "Sobre el cálculo de la resistencia a fisuración de las estructuras constituidas por vigas continuas de hormigón pretensado", por L. I. DROUGOV (en ruso).

76. "Fluencia de las juntas encoladas en el hormigón", por V. D. PARFIONOV (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 8, agosto 1969.

77. "Estado de las armaduras en los puentes de hormigón pretensado", por E. I. CHTILMAN y J. A. LEYKIS (en ruso).

78. "La inyección de compuestos polímeros en las juntas y fisuras de las estructuras de hormigón armado", por I. B. ROYZMAN y otros (en ruso).

79. "Resistencia al alargamiento del hormigón comprimido", por G. I. MIRIMANOV (en ruso).

80. "Resistencia a fisuración de las vigas de hormigón pretensado, de sección en I, sometidas a flexión esviada", por G. I. BERDITCHEVSKY y M. A. BORISSOV (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 9, septiembre 1969.

81. "Estructuras prefabricadas y pretensadas construidas a base de hormigón, fabricado con "keramzite", de alta resistencia", por V. A. KLEVISOV y G. M. KIRPITCHENKOV (en ruso).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026

instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/11/2026