

ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES - CHAMARTIN
MADRID - 33

HORMIGON y acero

Nº 104

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. — Casanova, 46, entlo. 1.ª, Barcelona-11.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L. — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA). — Apartado 553. La Coruña.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO. — Hermosilla, 64. Madrid-1.
INDUSTRIAS GALYCAS, S. A. — Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INTEMAC, S. A. — Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A. — Apartado 34. Benicarló (Castellón).
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A. — P.º de Pereda, 32. Santander.
PACADAR, S. A. — Castelló, 48. Madrid-1.
PROCEDIMIENTOS BARREDO. — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL. — General Perón, 20. Madrid-20.
S. A. ECHEVARRIA. — Apartado 46. Bilbao-8.
S.A.E. BBR. — Rosellón, 229. Barcelona-8.
SICOP, S. A. — Princesa, 24. Madrid-8.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Monturiol, 5. Santa María de Bárbara (Barcelona).

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

Son Instituciones Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

El Centro de Informática del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

ANUNCIA

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

OBJETO

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

DESARROLLO

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

COMUNICACIONES

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

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

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

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

Los interesados pueden dirigirse a:

CENTRO DE INFORMATICA DEL COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS

MORETO, 15. - MADRID-14

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n. 104

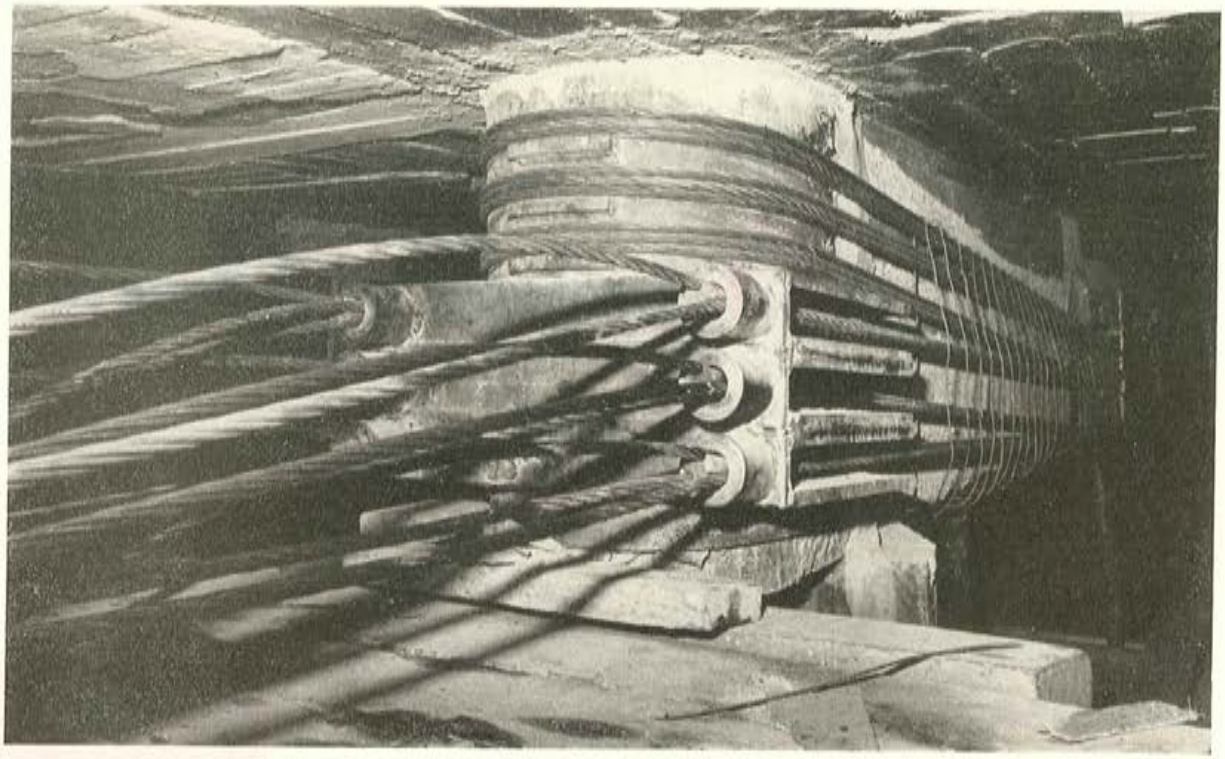
3.er trimestre 1972

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

PROCEDIMIENTOS
BARREDO, S.A.



REFUERZO DE ESTRUCTURA. Esfuerzo introducido: 600 Tn.

Sistemas Barredo y Multi · B de hormigón postensado.

Cimbras para lanzamientos de vigas.

Anclajes.

Refuerzos en estructuras de hormigón.

Patentes nacionales y extranjeras.

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

RAIMUNDO FERNANDEZ VILLAVERDE, 45 · TEL. 233 03 00 DIRECCION TELEGRAFICA PROBARREDO · MADRID-3

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

asociación técnica española del pretensado

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

Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta

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

hormigón y acero n. 104

índice

Páginas

457 - 0 - 45 ***Trenes de carga en puentes de carretera*** 11
Convois-type sur des ponts routiers.
Standard loading for road Bridges.
R. Cuvillo.

457 - 0 - 46 ***La introducción de los nuevos principios de seguridad en la reglamentación técnica y el proyecto de la nueva instrucción de hormigón pretensado francesa*** 33
L'Introduction des nouveaux principes de sécurité dans la réglamentation technique et le projet du nouveau règlement de béton précontraint française.
Introduction to the new safety principles in the technique Codeand the draft of the new French intruction on prestressed concrete.
G. Grattesat.

457 - 0 - 47 ***Algunas características del proyecto de nuevas normas soviéticas para el estudio y cálculo de estructuras de hormigón (en masa, armado o pretensado)*** 49
Certaines caractéristiques du projet des nouvelles normes de l'URSS pour l'étude et le calcul des constructions en béton (non armé, armé ou précontraint).
Some characteristics of the draft of the new soviet Code on the survey and analysis of concrete structures (plain, reinforced or prestressed).
A. A. Grozdev.

457 - 0 - 48 ***Coeficiente de seguridad a la rotura en los postes para líneas eléctricas*** 53
Coefficient de sécurité à la rupture aux pylônes des lignes électriques.
Safety factor for the desing of poles with regard to the ultimate limit state.
J. A. Fernández Ordóñez.

457 - 8 - 41 ***Distancia entre fisuras y anchura de fisuras debidas a fuerza normal o a momento flector*** 61
Distance entre les fissures et la longeur des fissures dues à l'effort normal ou au moment fléchissant.
Crack spacing and crack widths dueto normal force or bendig moment.
A. Holmberg y S. Lindgren.

591 - 2 - 56 ***Realizaciones en la autopista Sevilla-Cádiz*** 99
Réalisations sur l'autoroute Séville-Cadix.
Works at the Sevilla-Cadiz highway.
J. A. López Jamar.

837 - 4 - 30 ***Curado a elevada temperatura del hormigón pretensado*** 117
Traitement du béton précontraint à haute température.
Curing at high température of prestressed concrete.
P. W. Keene.

Nota de la A.T.E.P. Intercambio de publicaciones . . . 133

PORTADA: ***Depósitos de Alençon. Capacidad: 600 m.³; altura: 42 m. S. Ketoff, ingeniero y M. Novarina, arquitecto.***

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 25/11/2026



construye

ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.

obras y proyectos

JUAN DE MENA, 8 — MADRID 14

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

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

E S P A Ñ A

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CUPRE. —Valladolid.
DIREC. GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS.—MINIST. DEL EJERCITO.—Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.
EDES, S. A. — Madrid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S. A. — Burgos.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A.— Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S. A. — Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Sevilla.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE CONSTRUCCION. — EXCO. — Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.
FERROLAND, S. A. — Valencia.
FORJADOS "DOL". — Esquivias (Toledo).
FORMO, S. A. — Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. — MINIST. DE O. P. — Madrid.
GIJON E HIJOS, S. A. — Motril (Granada).
HEREDIA Y MORENO, S. A. — Madrid.
HIDAQUE, S. A. — Granada.
HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — HIFORCEM. — Sevilla.
HORMYCER, S. L. — Madrid.
HORSA, S. A. — Barcelona.
HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.
IBERDUERO, S. A. — Bilbao.
INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A. — Zaragoza.
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. — VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL HORMIGON. — INHOR. — Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO. — Madrid.
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — INTECSA. — Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE ALMERIA. — Almería.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE SALAMANCA. — Salamanca.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE VALENCIA. — Valencia.
3.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES. — OBRASCON. — Córdoba.
SUCO, S. A. — Amposta (Tarragona).
TAU CENTRO, S. A. — Madrid.
TECNOCEMENT, S. A. — Barcelona.
TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S. L. — Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. — TYPSA. — Madrid.
UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.
VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
VEYGA, S. A. — Tarrasa (Barcelona).
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.— San Sebastián (Guipúzcoa).
VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.
VIGUETAS BORONDO. — Madrid.
VIGUETAS FERROLAND, S. A. — Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).
VIGUETAS ROSADO, S. A. — Cáceres.

EXTRANJERO

B.K.W.Z. "RUCH". — Warszawa (Polonia).
CACERES & PIAGGIO, CONTRATISTAS GENERALES, S. A. — Lima (Perú).
DAVILA & SUAREZ ASSOCIATES. — Río Piedras (Puerto Rico).
EMPRESA DE CONSTR. CIVIS E INDUSTRIAIS, LDA. — Lourenço Marques (Mozambique).
ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Valparaíso (Chile).
FACULTAD DE INGENIERIA (BIBLIOTECA). — Caracas (Venezuela).
FACULTAD DE INGENIERIA. — Universidad Católica de Salta. — Salta (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.
NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND INVENTION. — Londres (Inglat.).
UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA. — Santiago de los Caballeros (República Dominicana).
UNIVERSIDAD DE CHILE. — AREA DE ARTE Y TECNOLOGIA (Departamento Tecnológico). — Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. — FACULTAD DE INGENIERIA. — Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO (BIBLIOTECA). — Mayaguez (Puerto Rico).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

VII ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Sevilla, 14-18 noviembre 1972

La Asociación Técnica Española del Pretensado (A.T.E.P.), integrada por la mayor parte de cuantos, no sólo en nuestro país sino también en las naciones hermanas de habla hispana, desarrollan sus actividades profesionales en el campo del pretensado o están interesados en esta técnica, celebra cada tres años una asamblea para dar a conocer los últimos avances conseguidos dentro de su esfera de actividades y las más recientes obras realizadas en España aplicando los principios del pretensado, en constante evolución y progreso.

A los que ya han participado en las anteriores asambleas, celebradas en Madrid, Barcelona, Bilbao y Valencia, nada debemos decirles, ya saben en qué consisten, cómo se desarrollan y los frutos que producen. A los que no las conocen, sólo queremos indicarles que en ellas, durante unos días de amistosa convivencia, se estudian aquellos temas que se consideran de máxima actualidad, durante una serie de sesiones de trabajo en las que cada cual comenta lo que sabe, los problemas con que ha tropezado y cómo los ha resuelto o intentado resolver. Siempre hay ocasión de aprender algo nuevo.

Además de las sesiones de trabajo, se celebra una exposición de fotografías, maquinaria, dispositivos, materiales, etc., relacionados con la técnica del pretensado y sus aplicaciones; se proyectan películas documentales, se dan conferencias a cargo de especialistas y se organizan visitas a fábricas y obras y una serie de actos sociales, tanto para los asambleístas como para sus acompañantes.

La VII Asamblea se celebrará este año en Sevilla, durante los días 14-18 de noviembre, con la generosa colaboración de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de dicha ciudad y en los locales de la Escuela citada.

Si está usted interesado en recibir información adicional sobre estos actos, le rogamos se dirija a:

Asociación Técnica Española del Pretensado.
Instituto Eduardo Torroja.
Apartado 19.002.
Tel. 202 04 40.
MADRID-33.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

AZMA

Convocatoria para los premios anuales «AZMA, S. A.», sobre trabajos relacionados con la técnica del Hormigón Armado

BASES DEL CONCURSO

I. PREMIO PARA PROFESIONALES DE NACIONALIDAD ESPAÑOLA DOTADO CON 150.000 PESETAS

a) Podrá aspirar a este premio cualquier trabajo relacionado con la técnica del hormigón armado, inédito o publicado en revistas técnicas españolas, en las fechas comprendidas entre el 1 de enero y el 31 de noviembre de 1972 y que sean remitidos en triplicado ejemplar al domicilio social de "AZMA, S. A.", paseo de La Habana, 16, Madrid-16, con objeto de tomar parte en el concurso.

b) El premio está dotado de la cantidad de CIENTO CINCUENTA MIL PESETAS y no será divisible en ningún caso, si bien podrá ser declarado desierto si, a juicio del jurado, ningún trabajo alcanzase un nivel técnico suficiente. En este caso, el importe de 150.000 pesetas asignado al premio para el año 1972 se acumularía al premio del año 1973.

c) El trabajo podrá ser presentado por una sola persona o por un equipo.

d) El jurado estará constituido por personalidades autorizadas cuyos nombres no se harán públicos hasta después de emitir su fallo, y su juicio será inapelable.

e) El fallo del jurado se hará público en el mes de enero de 1973 mediante la correspondiente inserción en los diarios *A B C*, de Madrid, y *La Vanguardia*, de Barcelona, y el premio será entregado seguidamente al autor o autores en un acto organizado para tal fin.

f) Aunque los trabajos presentados son propiedad del autor o autores, "AZMA, S. A.", se reserva el derecho de la publicación del trabajo premiado en revistas técnicas españolas, cuantas veces lo juzgue oportuno, así como el editar y distribuir gratuitamente separatas del mismo.

g) La simple presentación de cualquier trabajo, con los fines indicados, supone implícitamente la aceptación de todas y cada una de las bases del concurso.

II. PREMIOS PARA ALUMNOS DE LAS ESCUELAS TECNICAS SUPERIORES

a) Podrá aspirar a estos premios cualquier trabajo relacionado con la técnica del hormigón armado, presentado por los alumnos de los dos últimos cursos de las Escuelas Técnicas Superiores Españolas y del que se remita un ejemplar al domicilio social de "AZMA, S. A.", paseo de La Habana, 16, Madrid-16, con el objeto de tomar parte en este concurso, hasta el día 31 de octubre de 1972.

b) Se establece un premio dotado con CUARENTA MIL PESETAS para trabajos presentados por alumnos de las Escuelas Técnicas Superiores de Arquitectura y otro de la misma cuantía para trabajos presentados por alumnos de las Escuelas Técnicas Superiores de Ingeniería, sin que en ningún caso este concurso pueda considerarse desierto.

c) Las bases de este concurso pueden ser solicitadas por escrito al domicilio social de "AZMA, S. A.".

III. PREMIOS PARA ALUMNOS DE LAS ESCUELAS DE ARQUITECTURA E INGENIERIA TECNICA

a) Podrá aspirar a estos premios cualquier trabajo relacionado con la técnica del hormigón armado, presentado por los alumnos del último curso de las escuelas de Arquitectura e Ingeniería Técnica Españolas y del que se remita un ejemplar al domicilio social de "AZMA, S. A.", paseo de La Habana, 16, Madrid-16, con el objeto de tomar parte en este concurso, hasta el día 31 de octubre de 1972.

b) Se establece un premio dotado con TREINTA MIL PESETAS para trabajos presentados por los alumnos de las Escuelas Técnicas de Arquitectura y otro de la mismo cuantía para trabajos presentados por alumnos de las Escuelas Técnicas de Ingeniería, sin que en ningún caso este concurso pueda considerarse desierto.

c) Las bases de este concurso pueden ser solicitadas por escrito al domicilio social de "AZMA, S. A.".

AZMA

Fabricantes de acero corrugado ALTRES, para hormigón armado
Paseo de la Habana, núm. 16 - Madrid-16 - Teléfs. 262 47 31-32-33

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

trenes de carga en puentes de carretera

RAMON DEL CUVILLO JIMENEZ
Dr. Ingeniero de Caminos

1. INTRODUCCION

La aprobación por Orden Ministerial, M.O.P., en abril de 1972 de la denominada "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera", da pie a la publicación de estas notas sobre un cierto número de trenes de carga tal como se definen en distintas normas e instrucciones. Parte de este trabajo lo presentamos en su día al grupo de trabajo encargado de la preparación de la citada Instrucción, y ahora se completa con algunas consideraciones de tipo general y se amplía con alguna norma estudiada posteriormente.

La intención es mostrar al lector las enormes diferencias existentes entre las instrucciones consultadas y la dificultad actual en establecer un sistema de acciones dada la escasez de estudios técnicos y experiencias sobre el tema que nos ocupa. Al final de estas notas aparece gran parte de la bibliografía que hemos podido utilizar incluyendo dichas Instrucciones. Es de señalar que algunas de ellas están en fase de renovación o nuevo planteamiento. Por esta razón es posible que alguna se haya quedado sin vigencia.

Con objeto de no repetir a cada momento la acepción de Norma, Especificaciones, Reglamento, Recomendaciones o Instrucción, ya que en cada país se denominan de distinta forma, usaremos de ahora en adelante únicamente la palabra "Instrucción", que engloba a todas las modalidades existentes.

2. CONSIDERACIONES GENERALES

Antes de llevar a cabo el intento de estudio comparativo de los trenes de carga vamos a hacer unas consideraciones sobre temas generales en relación con dichos trenes, tales como su "historia", definición, el problema de la clasificación de puentes según cargas y la relación entre dichos trenes y la sección de la vía. En relación íntima con el tren de cargas, trataremos del coeficiente de impacto, pasando luego a otros efectos o acciones producidos por dicho tren, como son fuerza centrífuga, frenado y choques. Para terminar, comentaremos brevemente el tema de pruebas de carga.

Si repasamos un poco la historia de los trenes de carga a través de las Instrucciones, nos parece que las primeras especificaciones son un intento de reproducción de las car-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

gas "reales", o sea, las de ruedas de vehículos tales como apisonadoras, camiones pesados, carros militares, etc. En este grupo se encuentran nuestras antiguas Instrucciones, incluida la de 1956, parte de la AASHO y la francesa, la japonesa, etc. La primera simplificación o la tendencia siguiente consiste en sustituir los sistemas de cargas "reales" por otro más sencillo, compuesto de sobrecarga uniforme y líneas de carga. A veces, este sistema se alterna con el de cargas "reales", como sucede en la citada AASHO o en la inglesa. Por último, parece se intenta combinar la sobrecarga uniforme con uno o varios vehículos francamente pesados; dichos vehículos podemos decir que son también "ideales" en la disposición y cuantía de las cargas. Tal es el caso de las Instrucciones holandesa, suiza, belga, etc. En el resumen y definición que aparecen en el punto 3 se podrá apreciar lo que decimos sin más comentarios.

La superposición de cargas en hipótesis única tiene, como es natural, grandes ventajas y puede lograrse una gran similitud con los efectos del tráfico para una extensa gama de luces de puentes, pero pueden quedar zonas o conjunto de luces donde los efectos producidos por el tren ficticio resulten algo excesivos. Esta zona es preferible por varias razones, sea la correspondiente a luces pequeñas donde una estimación por defecto podría tener muy graves consecuencias. Por otra parte, las zonas superior o de grandes luces parece no debe ser considerada por las Instrucciones, admitiéndose en cada caso particular la posibilidad de un estudio concreto según las circunstancias.

En las Instrucciones más recientes de que tenemos noticia se prescriben cargas francamente fuertes para el vehículo pesado. Basta recordar, por ejemplo, la norma DIN con vehículo de 60 t, que incluido el coeficiente de impacto máximo alcanza las 84 t o la holandesa, que considera la posibilidad de actuar simultáneamente dos vehículos de 60 t, o la reciente suiza con tres ejes de 18 t, que incluido también el coeficiente de impacto máximo se convierte en tres ejes de 27 t, o la portuguesa, que en el caso general es de 72 t. Y no nos estamos refiriendo a los itinerarios militares o estratégicos, en los que se llegan a considerar cargas de 80 a 100 t. Puede pensarse que estas cargas actúan aisladas como sucede en alguna Instrucción; en la mayoría (DIN, holandesa, etc.) dicho vehículo pesado se superpone a la acción de la sobrecarga uniforme.

La dificultad de establecer un sistema de cargas es realmente grande. Nos parece que, en el fondo, es algo más complicado que una simple definición de vehículos existentes en la actualidad, cargas por eje, distancia entre cargas, etc. Un procedimiento puede ser obtener muestras de peso de vehículos, frecuencia de los mismos, longitudes y cargas equivalentes por metro y estimación del incremento en el tiempo con previsión de "cargas tope". Hay que establecer, además, el número de veces que pueden alcanzarse los valores de cálculo de la estructura en un plazo a efectos de fatiga. Se trata de definir un valor característico (según las Recomendaciones del CEB) de las cargas, de forma que exista una probabilidad, previamente fijada, de no sobrepasarse dichas cargas en un tiempo determinado.

En contraposición al método esbozado, en alguna Instrucción se ha llegado a reducir el valor de la sobrecarga uniforme basándose, además de en estudios realizados con cargas efectivas, en las dificultades surgidas al querer alcanzar en pruebas y ensayos las sobrecargas consideradas en el dimensionamiento. Este razonamiento último parece definitivo, pero no lo es tanto si se piensa que no refleja los fenómenos cambiantes del transporte ni en el tiempo ni en intensidad. Según medidas de cargas reales efectuadas a lo largo del tiempo en ciertos tramos de carreteras suizas y alemanas, ha podido deducirse la variación en intensidad de dichas cargas y estimar, en lo posible, el incremento futuro. Debe entenderse que este incremento puede ser debido a aumento unitario de cargas o a

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

concentraciones cada vez mayores de vehículos pesados. La idea de una variación positiva o creciente de las sobrecargas creemos debe presidir cualquier intento a la hora de fijar un sistema ficticio de cargas.

La dificultad reside por un lado en la falta de un cierto número de datos estadísticos fieles —vehículos, pesos, frecuencia, porcentaje de vehículos pesados, etc.— y, por otro, la previsión de la futura estructura propia del tráfico. Son tantos los factores de orden socio-económico que intervienen en el problema, que no es sencilla la predicción de la evolución futura. Bien es cierto que la legislación de cada país ha intentado siempre corregir y controlar los excesos de carga o de gálibo, por ejemplo, pero sin entrar en detalle en tema tan delicado, a veces dicha legislación ha sido empujada por realidades insuperables, e incluso beneficiosa para la comunidad. Nos atrevemos a añadir que la estructura de tráfico varía considerablemente de unos países a otros, así como la legislación sobre las características de los vehículos (dimensiones, cargas por eje, presión de neumáticos, etc.). Es de esperar, sin embargo, que los esfuerzos que realizan un gran número de países en relación con la unificación de las distintas legislaciones sobre este tema den resultados satisfactorios y no esté lejano el día en que pueda llegarse a una uniformidad que reportaría grandes beneficios, simplificando enormemente los problemas planteados al intentar definir los trenes de carga en puentes.

Pasamos a otro tema, que es el de la clasificación de vías y su consiguiente repercusión en los valores del tren de cargas.

Es frecuente que en las Instrucciones se establezcan categorías de vías y, en correspondencia, diferentes valores de sobrecargas. El país queda automáticamente unido por vías, cuyos puentes, viaductos, muros, etc. son desigualmente resistentes. A esta clasificación pueden añadirse, en casos, las vías de carácter estratégico con cargas aún superiores a las propias de cada Instrucción. No sólo nos referimos a los tanques o carros de combate, sino a otra serie de vehículos militares —generalmente de transporte— con cargas, a veces, superiores a los citados carros. Esto es una realidad que tampoco puede eludirse y que, en ocasiones, ha sido determinante en países unidos por diversos pactos.

En su origen el número de vías que entraba en la clasificación era bastante extenso. Este es el caso, por ejemplo, de la norma DIN. Posteriormente se ha reducido dicho número, que ha quedado prácticamente en sólo dos en la edición de 1967. Generalmente, éste es el número de clases o categorías previstas en las Instrucciones, por lo que se aprecia una tendencia a la unificación o menor diversidad posible de criterios a la hora de dimensionar las estructuras. Pensamos que la gran diversidad de clases antiguamente establecida habrá dado lugar a no pocos problemas prácticos, debido a la extensión e intensidad del transporte por carretera. Igual podríamos decir de algunas zonas de nuestro país, cuyas obras se encuentran en cierta forma "infradimensionadas". No tenemos más remedio que hacernos la pregunta sobre las ventajas e inconvenientes que habría de traer consigo, para un futuro no muy lejano, una clasificación de este tipo, o sea, por sobrecargas en nuestros puentes. A primera vista, ello representa una economía considerable, sobre todo en lo que se refiere a la propia estructura de la carretera y pensamos que así se hace y debe seguir haciéndose. Lo que ya no es tan claro es trasladar la misma idea a la obra de paso. Las consecuencias del agotamiento de un puente son totalmente distintas. Aun sin llegar a casos extremos, el refuerzo de una estructura, salvo casos excepcionales, suele terminar en su abandono y sustitución por una nueva. En otras palabras, el riesgo en puentes, en relación con la carretera, debe disminuirse a igualdad de seguridad probable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Además, la clasificación de puentes debe depender, nos parece, de la propia estructuración de la red viaria de cada país y, en especial, de la densidad de dicha red. Creemos de una gran dificultad llevar a buen término tal clasificación, aunque sería de enorme interés realizar los estudios precisos para un posible perfeccionamiento, en este sentido, de nuestra reciente Instrucción.

El punto siguiente a considerar es el de la propia sección del puente. Nos referimos a la diferenciación entre calzada y arcén: si debe considerarse como un todo único a efectos de cargas o deben ser tratados de distinta forma. Recordaremos cómo ha cambiado con el tiempo el concepto y definición de la plataforma de la carretera y cómo la idea y función del arcén tal como hoy se proyecta y construye es relativamente moderna. En el puente, salvo casos excepcionales de gran longitud y efectiva economía, creemos debe conservarse la sección fundamental de la carretera, o sea, continuar con las mismas dimensiones de calzada y arcenes, y, por supuesto, de mediana, caso de existir ésta. La función es la misma en la carretera y en el puente. Respecto a las cargas el problema es similar al que hemos comentado al hablar de clasificación de puentes. No parece prudente desechar la posibilidad de la presencia de cargas en arcenes análogas a las de la calzada, aunque su frecuencia sea inferior. Pero, además, los arcenes son la gran reserva para ampliación de calzada, ampliación motivada por pasar de dos a tres vías, establecimiento de mediana, etc. Esto es lo que hemos podido comprobar en varias obras, especialmente las de pequeña o mediana luz. La idea más antigua era fijar unos carriles de cálculo o zonas de aplicación de los vehículos pesados sólo en calzada. Aún no existía el arcén como tal. Incluso hemos podido comprobar en alguna instrucción, como la inglesa, el cambio de idea con el tiempo, ya que a la edición más antigua se le han añadido anejos donde se especifica que dichos carriles de cálculo, donde actúan los vehículos pesados, deben extenderse a toda la plataforma, o sea, calzada y arcenes. En otras Instrucciones más recientes esto aparece claro o se deja a la decisión de la autoridad competente. Somos de la opinión de que el conjunto calzada-arcén debe ser tratado a efectos de acciones de la misma forma, máxime teniendo en cuenta la situación de nuestro país, su red viaria y las perspectivas de desarrollo. Sin embargo, repetiremos que en puentes de gran longitud, cuando debido al trazado hay gran número de obras de paso o en casos singulares, el tema podría y debería tratarse de manera distinta.

La práctica ha demostrado que ampliar la sección de un puente es tarea complicada, y salvo casos excepcionales, no exenta de riesgos. Los problemas son debidos, generalmente, al poco conocimiento de la estructura existente (proyecto antiguo, ignorancia de la resistencia y distribución de los materiales, etcétera), dificultades de ejecución e incluso motivos de orden estético. El caso de ampliar calzadas a costa de arcenes de menor capacidad portante, presenta problemas semejantes o aún mayores que en el caso ya considerado de puentes "clasificados".

Como ampliación al tema de la plataforma ya comentado, parece obligado hacer alguna referencia a bordillos y barreras. No entramos a enjuiciar si el bordillo —para formar una acera elevada, instalar la barrera, etc.— es o no aconsejable desde el punto de vista de la seguridad vial.

En puentes presenta, junto a grandes ventajas, no muy desdeñables inconvenientes, sobre todo si hay fallos en el drenaje general del tabero, o el bordillo es demasiado alto, o el arcén es estrecho, entre otros casos. Desde el punto de vista de separación física respecto a cargas, denominamos bordillo, como lo hace la Instrucción alemana, aquél de altura igual o superior a 5 cm. El bordillo, entonces, separa claramente, al igual que las barreras actuales, la zona propia de vehículos de otra con características bien distin-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tas —acera para peatones, mediana, etc.—. Sin embargo, hay que admitir la posibilidad del accidente; si la barrera no presenta obstáculo, el vehículo en ocasiones puede pasar la línea, saltar el bordillo y romper o deformar la barrera, y de ahí la necesidad de considerar la posible actuación de una o varias cargas elevadas fuera de la zona calzada-arcén. Puede considerarse este caso como fenómeno local y poco probable. Las Instrucciones así lo consideran, y al definir la carga de cálculo o bien la disminuyen intencionadamente o la consideran en su totalidad, permitiendo disminuir los coeficientes de seguridad. El caso en que hay que considerar esta posibilidad es el de acera o mediana (elevadas o no), protegidas por barreras flexibles y semirrígidas, según la clasificación de las Normas de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas. Al considerar el tema de choques de vehículos, volveremos a tocar este tema de las barreras.

El denominado coeficiente de impacto va, naturalmente, unido al tren de cargas. Estudios recientes intentan aclarar este tema de forma que su valoración no sea empírica o "transmitida". En las Instrucciones encontramos soluciones para "todos los gustos".

La norma belga incluye la siguiente fórmula:

$$\varphi = 1 + 0{,}377 \frac{V}{\sqrt{\alpha\, l}} \sqrt{1 + \frac{2\,Q}{P}}$$

función de la velocidad, luz, flecha estática, cargas permanentes y sobrecargas, pero a continuación simplifica algo las cosas permitiendo adoptar el coeficiente 1,25 en vigas principales. También en la francesa se hace depender el valor de dicho coeficiente de la luz y de la relación de la carga permanente a sobrecarga. La suiza lo establece en función de la luz con la sencilla fórmula:

$$\varphi = 5 \frac{100 + L}{10 + L}$$

La expresión más simple es la de la Instrucción portuguesa, donde se toma un valor fijo igual a 1,2. Son tantos los factores reales que influyen a la hora de definir el coeficiente de impacto que resulta difícil llegar a fórmulas simples, donde se consideren la totalidad de las variables —velocidad de vehículos, cargas permanentes y variables, períodos de oscilación, estado de pavimentos, etc.—. Pueden adoptarse dos criterios: fórmula simple en función de la luz y los vínculos del elemento que se trate o incluir dicho coeficiente en las sobrecargas, determinando en los casos especiales la capacidad portante del elemento.

Pasemos al sencillo problema de la fuerza centrífuga y nos sorprenderemos de nuevo: aplicación de la fórmula de todos conocida al vehículo o carga tipo (como en la DIN y japonesa, por ejemplo), ingeniosa solución de la instrucción francesa, haciendo intervenir como multiplicador de cargas el sexto de la relación radio de base de la curva a radio del trazado o simplemente, como en la belga y suiza, llegar a la conclusión de que no es necesario tenerla en cuenta. La importancia de este tema es relativa, dependiendo de los valores adoptados para otras acciones, tales como las debidas al viento y del propio trazado. Interviene, además, el problema de deslizamiento, con la complicación en la estimación del rozamiento transversal. En el momento de disponer los vehículos que van a dar lugar a la fuerza centrífuga, especialmente en tramos largos, se plantea el tema de qué número de ellos, a una cierta velocidad, hay que considerar que actúan sobre dichos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tramos. La solución teórica puede consistir en calcular la distancia de parada entre cada dos vehículos; por ejemplo, según la fórmula de la Instrucción de Carreteras:

$$D_p = \frac{V\,t}{3{,}6} + \frac{V^2}{250\,(f_1 + i)}$$

Tomando esta distancia como separación de dichos vehículos, tendríamos el número de ellos, y, por tanto, las cargas a considerar en la fórmula de la fuerza centrífuga. Esto da lugar, aparte de la propia complicación de cálculo y de la desconfianza sobre el valor real de los coeficientes en uso, a unos resultados discontinuos, según el número teórico de vehículos por tramo. Esto último creemos debe alejarse bastante de la realidad, por lo que cualquier envolvente podría sustituir, sin gran temor, a dichos resultados teóricos.

Similar es el problema del frenado que comenzó tratándose con gran sencillez de expresión, tales como la de nuestra instrucción del 56. El tema es tratado con resultados, como podrá verse más adelante, de lo más dispares. Son factores primordiales el rozamiento vehículo-pavimento, simultaneidad y distancia de parada o separación entre vehículos. Casi todas las instrucciones consultadas establecen un mínimo que pudiéramos llamar de efecto local y que puede afectar a una superficie del pavimento y, por tanto, de la estructura relativamente pequeña. Parece también lógico establecer un máximo debido a la escasa o nula probabilidad de frenar al máximo de intensidad el conjunto de vehículos que afectan al tramo o estructura de modo simultáneo; existe realmente un escalonamiento, y, por tanto, lo más probable parece ser que se dé un máximo durante el período de frenado, debido a dicho escalonamiento. Una expresión sencilla muy generalizada es fijar el esfuerzo de frenado como porcentaje de la carga del vehículo, limitado, a veces, por máximo y mínimo. En instrucción reciente, como la suiza, se trata todavía con más sencillez con una expresión dependiente de la luz o distancia entre juntas y fijando un mínimo de 10 t y un máximo de 30 t. La fórmula es el resultado de una serie de ensayos con vehículos militares a distintas velocidades. Sin embargo, los valores dados parecen estar muy del lado de la seguridad y con escasa probabilidad de que ocurran realmente, por lo que el máximo fijado debería ser realmente tratado como acción extraordinaria a efectos de seguridad.

El conjunto de esfuerzos o acciones de tipo horizontal (frenado, fuerza centrífuga, viento y sismos) han cobrado gran importancia, sobre todo, por su repercusión en apoyos y pilas, y creemos que en países de difícil orografía y con una concepción moderna del trazado de carreteras todo esfuerzo que se haga por una valoración justa es del mayor interés técnico y económico. Al decir valoración, queremos expresar no sólo la estimación correcta de estas acciones, sino su posible combinación o probabilidad de concurrencia, los valores que puedan estimarse como extraordinarios, etc.

Por último, como acción puramente "accidental" deben considerarse las debidas a choques de vehículos o colisión de los mismos contra elementos estructurales. La experiencia del tema es escasa, pero la gravedad de sus efectos obliga a la consideración de estas acciones haciendo una llamada de atención. Los ensayos alemanes sobre vehículos relativamente pesados dieron lugar a las prescripciones de la DIN. Creemos que los japoneses han recogido los valores alemanes, y la instrucción suiza diferencia algo más dichos esfuerzos, según se trate de apoyos o elementos portantes fijando cargas aún mayores que las especificadas en la norma DIN. En cualquier caso, las cargas estáticas consideradas, estimadas como equivalentes a las dinámicas, son de aplicación a los elementos directamente afectados, por lo que en cada caso habría que considerar las posibles repercusiones en los indirectamente solicitados, tales como los cimientos de pilas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

El valor de las acciones debidas a choques es muy alto, por lo que en elementos de cierta esbeltez parece más interesante acudir a otras soluciones, tales como protegerlos debidamente o estudiar la posibilidad de alejarlos de la calzada, como, por ejemplo, en el caso de pilas. Pero no sólo es a las pilas a las que pueden afectar dichas cargas, sino a tirantes, arcos, etc., situados por encima del tablero, y, en este caso, la solución de protegerlos eficazmente es casi la única posible. Según estadística norteamericana de accidentes, la probabilidad de choque baja considerablemente a medida que se aleja el obstáculo de la vía de circulación, por lo que a una cierta distancia parece buena norma no tenerlo en cuenta.

Para terminar estas consideraciones de orden general, nos referiremos a las pruebas de carga, preceptivas según la nueva instrucción y que también lo era en la antigua de 1956, así como en la mayoría de las instrucciones consultadas.

Normalmente se ha entendido por prueba de carga el someter a la estructura al tren fijado por la instrucción, y más concretamente a cargas estáticas y, en ocasiones, a cargas dinámicas, haciendo pasar los vehículos a cierta velocidad. Poco más es lo que puede hacerse por los método ordinarios, aunque es previsible que en el futuro dichas pruebas serán de una mayor complejidad. Un análisis más completo del comportamiento, tanto de la estructura en su conjunto como de cada elemento, aun de los considerados hoy día como secundarios (apoyos, juntas, etc.), va a exigir nuevos medios de ensayos en obra; quedarán, no obstante, fenómenos cuya duración o aparición a largo plazo (cambios de temperatura, fluencia del hormigón, relajación de aceros de pretensado, etc.) exigirán otro tipo de ensayos o, mejor aún, un control a largo plazo. Las pruebas de carga, por denominarlas con este nombre genérico y ya tradicional, creemos se han de entender como ensayos de obra una vez finalizada ésta, de relativamente corta duración. Excepcionalmente pudiera prescribirse repetir dichas pruebas o parte de ellas después de un cierto plazo de tiempo, o cuando las condiciones climáticas, por ejemplo, hubiesen cambiado notablemente.

Aun limitándonos a la observación del comportamiento estructural durante un corto plazo de tiempo, las pruebas actuales, como decíamos al principio, son muy limitadas. La dificultad primera aparece en la reproducción de las acciones (tales como frenado, impacto, fuerza centrífuga, etc.) y en la forma de auscultar o medir la respuesta de la estructura. Se han llevado ya a cabo intentos de reproducir tales acciones como en el caso de frenado, con aplicación al estudio de los aparatos de apoyo, y es de imaginar que en un futuro próximo se disponga de la técnica necesaria para muy diferentes comprobaciones de la estructura a escala natural.

Surge la duda de si tratándose al fin y al cabo de una estructura no puede tratársele como a tal, es decir, poder prescindir de las pruebas de carga. La diferencia reside en los graves daños que puede ocasionar un fallo del puente. Las grandes obras públicas, tales como teatros, tribunas de deportes, etc., son sometidas, generalmente, a tratamiento similar. Creemos, sin embargo, que en puentes poco importantes y simples, estructuralmente hablando, pudieran omitirse dichas pruebas o simplificarlas al máximo, sobre todo, si, como es lo normal, se ha llevado a cabo durante su ejecución un control estricto. En este sentido se ha pronunciado ya alguna instrucción, como la suiza, para puentes de luces menores a los 20 m.

3. ESTUDIO COMPARATIVO

En este estudio sólo vamos a considerar las instrucciones o normas de aplicación ge-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

neral de cada país, sin tener en cuenta aquellos trenes de carga excepcionales, como los militares, que, generalmente, están formados por cargas muy superiores.

Las acciones más importantes en la mayoría de los casos y, sobre todo, en lo referente a tableros, son las debidas a cargas verticales. Consideraremos, además, el esfuerzo de frenado y, por último, compararemos brevemente las cargas verticales totales necesarias según la instrucción actual en relación con la antigua de 1956.

3.1. Tren de carga.

Resulta difícil elegir un sistema de comparación real y único, ya que la influencia de las acciones a considerar en el conjunto y en cada elemento de la estructura depende del tipo de ésta, por lo que la repercusión económica final puede variar sensiblemente de unos casos a otros. Un método podría ser elegir un cierto número de "estructuras tipo", aplicarle las acciones de cada instrucción, evaluar su costo y compararlo. Aun sin tener en cuenta las dificultades que se presentarían respecto a métodos de cálculo, valoración de unidades, etc., se comprende que esta forma de proceder es sumamente laboriosa y difícilmente se llegaría a un resultado satisfactorio. Encontraríamos quizá que a cada instrucción o grupo de instrucciones similares le "convendrían" tipos estructurales distintos o, dicho de otra forma, a cada estructura le correspondería un grupo "económico" de instrucciones.

Por todo ello, en el caso del tren de cargas, hemos elegido un antiguo y simple sistema, consistente en valorar las solicitaciones máximas producidas por dichos trenes, considerando sólo como variable la luz de cálculo para tramos isostáticos aislados. Estas solicitaciones máximas vienen representadas por el máximo momento, casi siempre en el centro del vano, y máximo cortante en los apoyos. En sentido longitudinal, estos dos valores suelen ser los de mayor influencia en el proyecto de un tablero. Sin embargo, a efectos de valoración de dichas solicitaciones hay dos problemas importantes: reparto transversal de cargas (dependiente del tipo estructural) e influencia del ancho del tablero en la magnitud de las cargas de los respectivos trenes (disminución de cargas unitarias al aumentar el ancho de la vía como prescriben algunas instrucciones).

Por estos motivos se ha creído conveniente hacer dos hipótesis distintas al calcular momentos y cortantes de forma que pueda ponerse en evidencia, aunque en forma grosera, la influencia de la anchura e incluso, en cierta forma, el reparto transversal.

En la primera hipótesis (*A*) la sección está formada por dos carriles de 3,5 m y dos arcenes de 2,5 m, con un total de 12 m de anchura. Para cada instrucción considerada se aplica su propia definición de carril de cálculo, cargas concentradas y uniformes, reducciones por número de carriles y efecto de impacto. Como ya dijimos, se supone que las solicitaciones se distribuyen uniformemente en el ancho de 12 m.

En la hipótesis segunda (*B*) se elige el ancho de carril correspondiente a cada instrucción y las cargas máximas. Las solicitaciones calculadas se reparten también uniformemente en dicho ancho de carril.

En ninguna de las dos hipótesis se han considerado bandas para bicicletas, paseos para peatones, mediana, etc., que en ocasiones pueden tener gran influencia en la forma de la sección transversal de la estructura.

Las instrucciones elegidas, incluida la española de 1956, con separación en trenes 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

y 2 por un lado y 3 y 4 por otro, lo han sido teniendo en cuenta el interés propio de la misma, proximidad a nuestro país e incluso, por qué no decirlo, la facilidad de su aplicación.

A continuación resumimos dichas instrucciones en lo que se refiere al tren de cargas en las dos hipótesis de cálculo, y acompañamos los resultados en las figuras 1 a 8:

a) *Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en los de hormigón armado. Año 1956. Ordenes circulares 177-64 P 181-64 P de la Dirección General de Carreteras.*

Los máximos esfuerzos se han tomado de las Ordenes Circulares citadas, adaptándose a los anchos considerados y completándolos en caso necesario.

Carril de cálculo, 3,50 m.

Impacto en trenes 1 y 3.

Hipótesis A.

Tres carriles de cálculo para trenes 1 y 2.
En el tren 2 se añade s.u. de 0,45 t/m² en la zona (1,50 m de ancho) no ocupada por los carriles.

Un carril de cálculo para trenes 3 y 4.

En el tren 4 se añade s.u. de 0,45 t/m² en la zona (8,50 m de ancho) no ocupada por el carril principal.

Hipótesis B.

Un carril de 3,50 m de ancho para todos los trenes.

b) *DIN 1072. Autopistas y carreteras federales.*

Carril de cálculo, 3 m.

Carril principal. Camión de 60 t con superficie de 6×3 m², precedido y seguido de s.u. de 0,5 t/m².

Coeficiente de Impacto, 1,4-0,008 L.

Resto, s.u. de 0,3 t/m².

Hipótesis A.

Un carril principal y tres con s.u. 0,3 t/m².

Hipótesis B.

Un carril principal de 3 m de ancho.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

c) *British Standard 153. Part 3, año 1954. Anejo 2, año 1961.*

Carril de cálculo, 3 m.

Número de carriles, variable según ancho total.

Carga puntual de 12,23 t en un carril de cálculo y s.u. variable según la luz de cálculo.

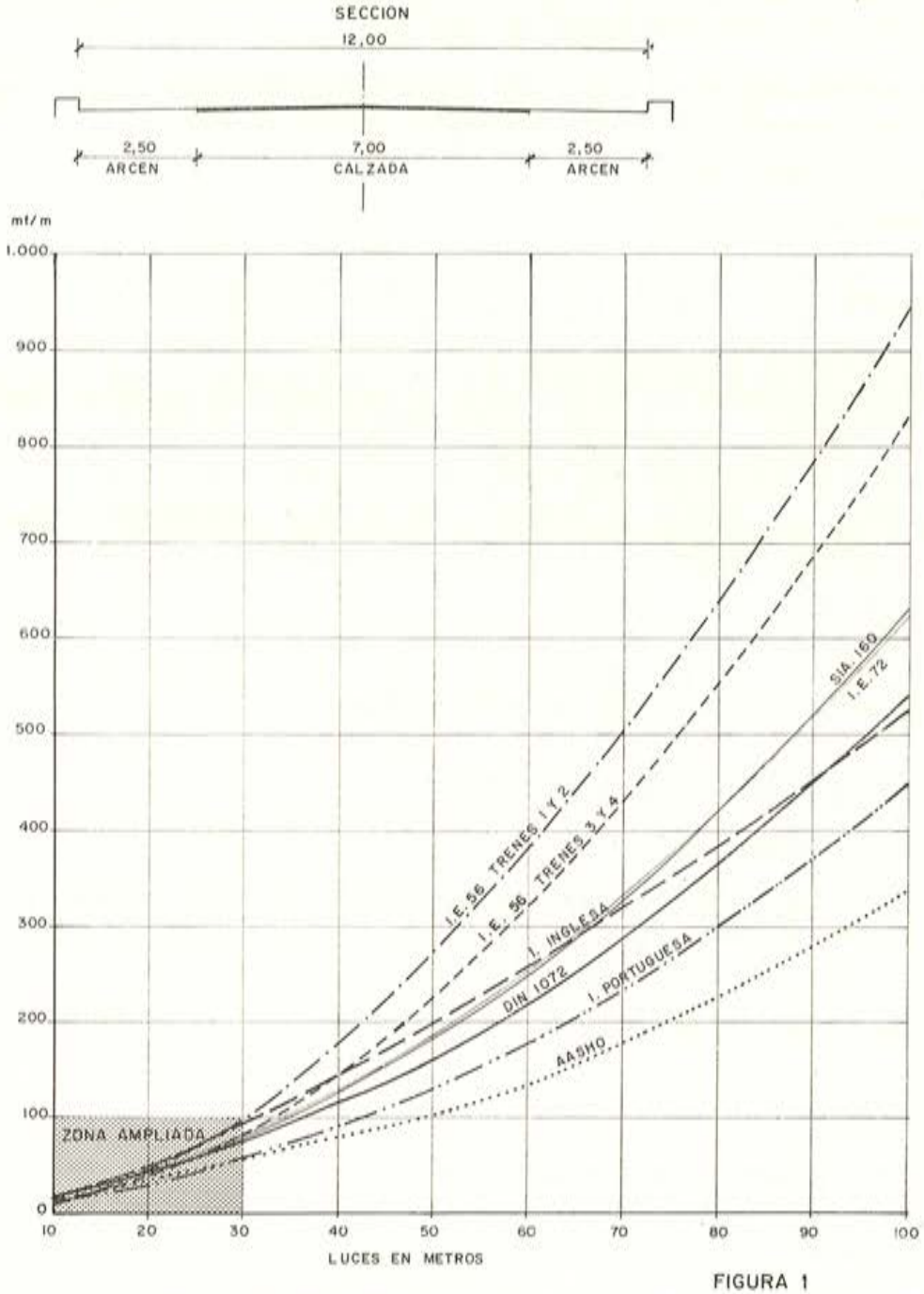


FIGURA 1

Fig. 1. — Momentos flectores máximos por metro de ancho.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Hipótesis A.

Cuatro carriles de cálculo.
Reducción de cargas en dos carriles a 1/3.

Hipótesis B.

Un carril de cálculo.
Sin reducción.

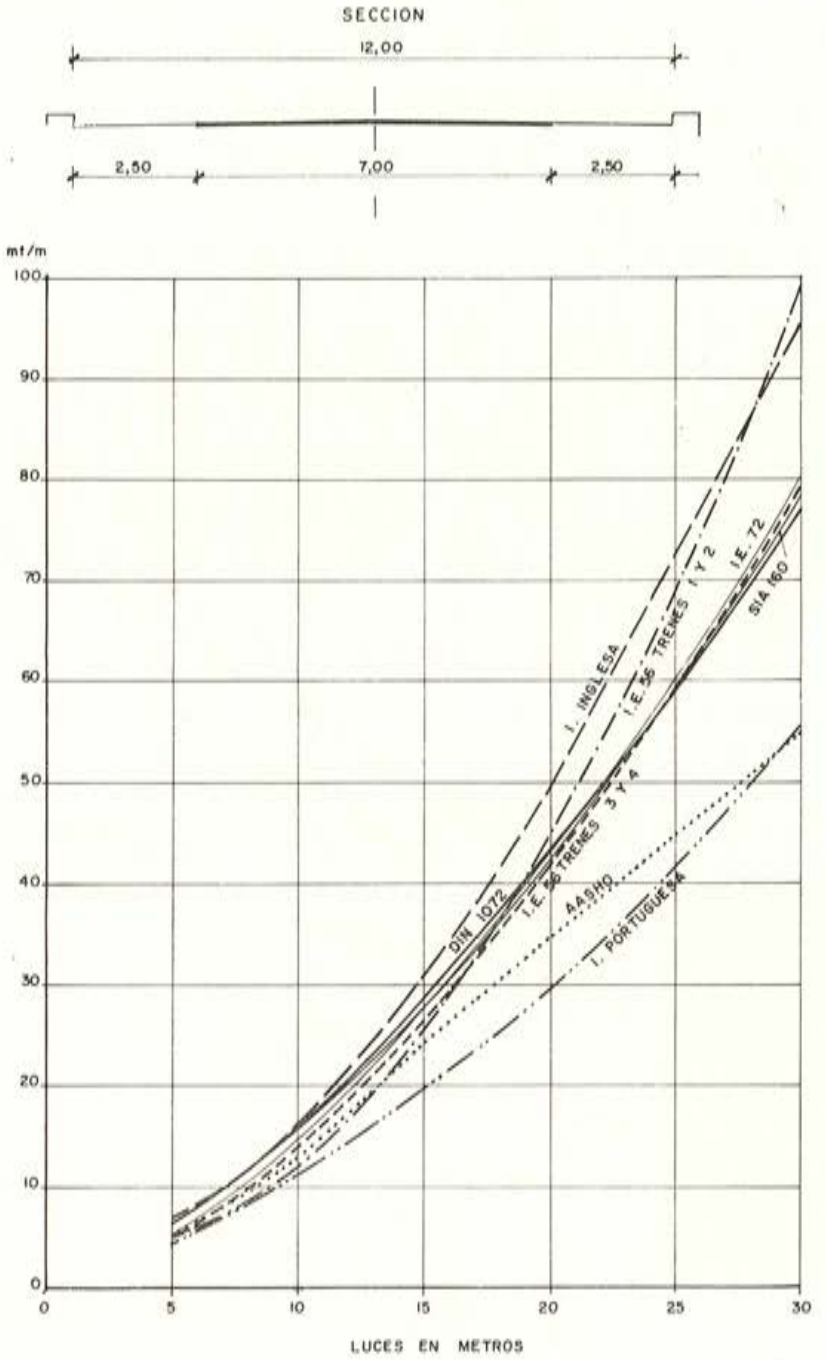


Fig. 2. — Momentos flectores máximos por metro de ancho. Zona ampliada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

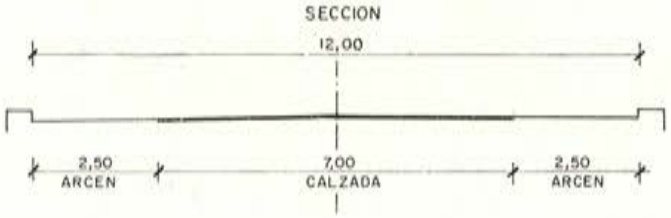
d) *Regulamento de Solitaçoes em Edificios e Pontes. Año 1961.*

Carril de cálculo, 3,50 m.

Dos tipos de trenes de carga:

Tren 1: Un solo vehículo de 60 t. Coeficiente de Impacto, 1,2.

Tren 2: Carga uniforme puntual de 5 t por carril y m de anchura y s.u. de 0,3 t/m².



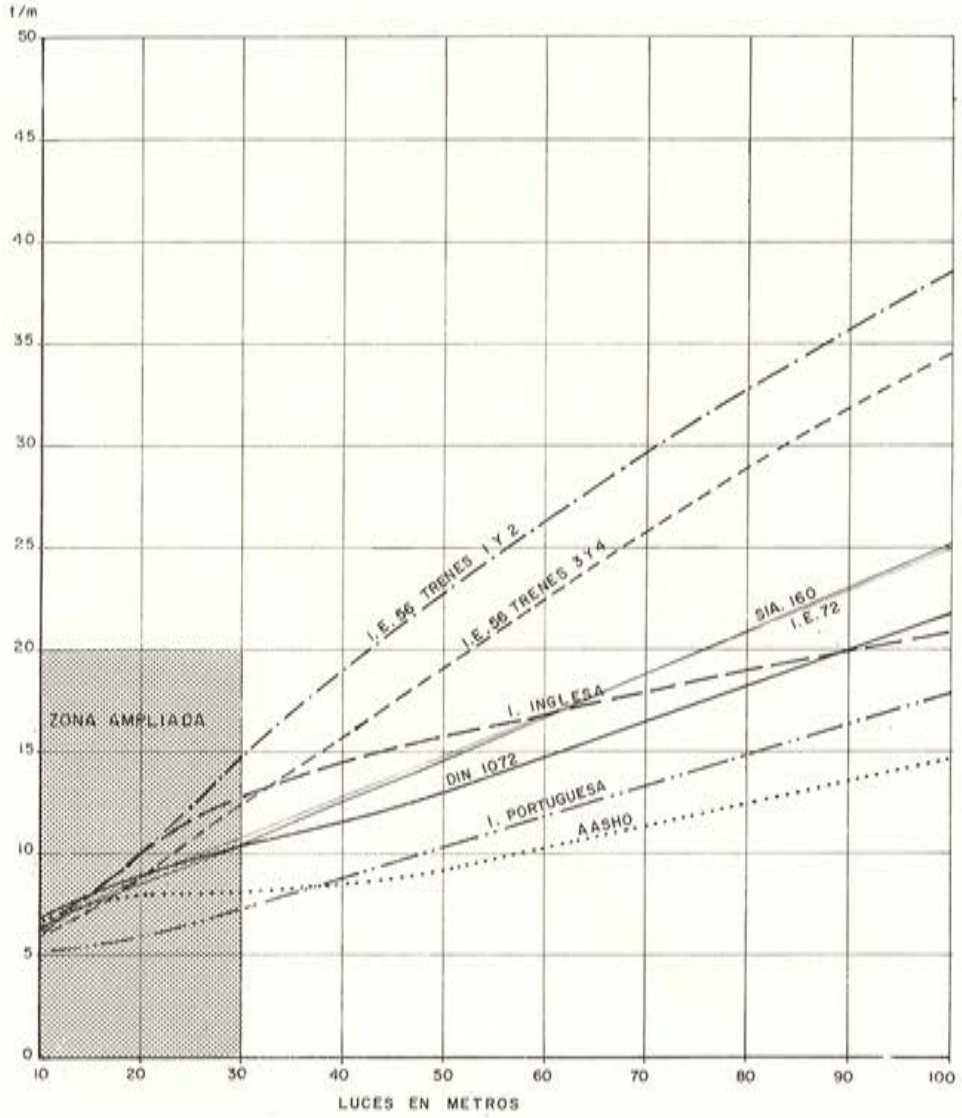


Fig. 3. — Esfuerzos cortantes máximos por metro de ancho.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Hipótesis A.

Tren 1 o tren 2.

Para el tren 2 se consideran dos carriles o zonas de rodaje, o sea, 7 m de ancho, dando 35 t de carga puntual y s.u. de 0,3 t/m² en el ancho de 12 m.

Hipótesis B.

El tren 1 es siempre el más desfavorable en las luces consideradas.



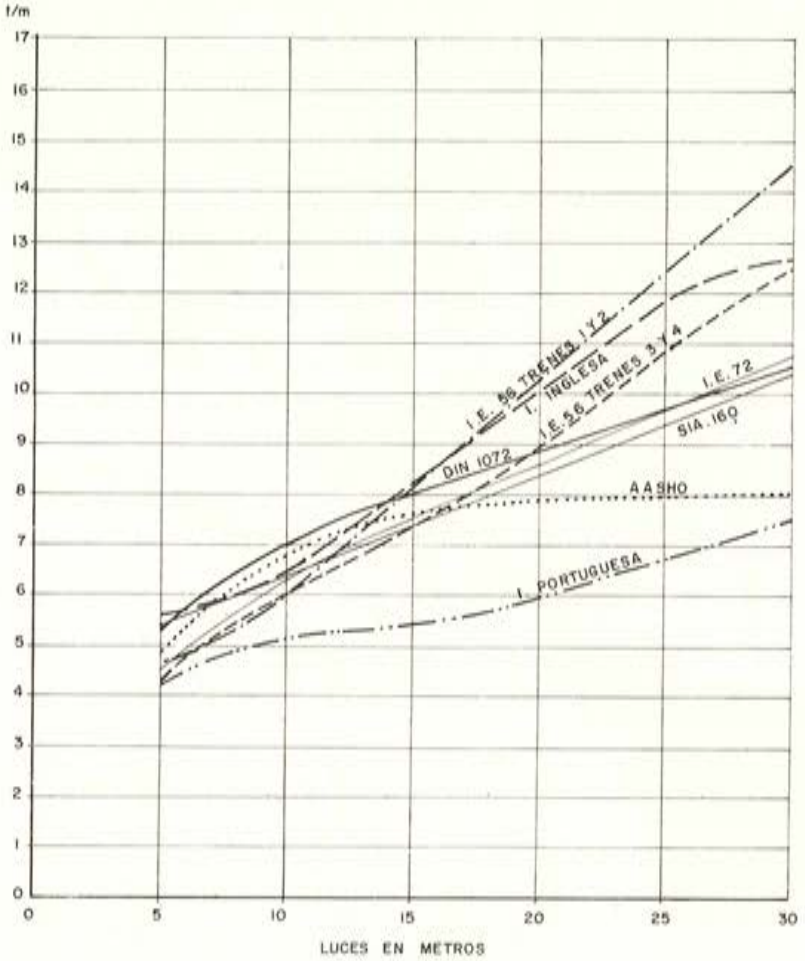


Fig. 4. — Esfuerzos cortantes máximos por metro de ancho. Zona ampliada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Para el tren 2 se tomaría 17,5 t de carga puntual y s.u. de 0,3 t/m² en el ancho de 3,5 m.

e) *AASHO. Año 1969.*

Carril de cálculo, 3 m.

Número variable de carriles, según ancho total.

Dos tipos de trenes de carga:

Tren 1: Cargas de camiones. HS-20-44.

Tren 2: Sobrecarga uniforme y una carga concentrada con dos valores, según se considere *M* o *Q*.

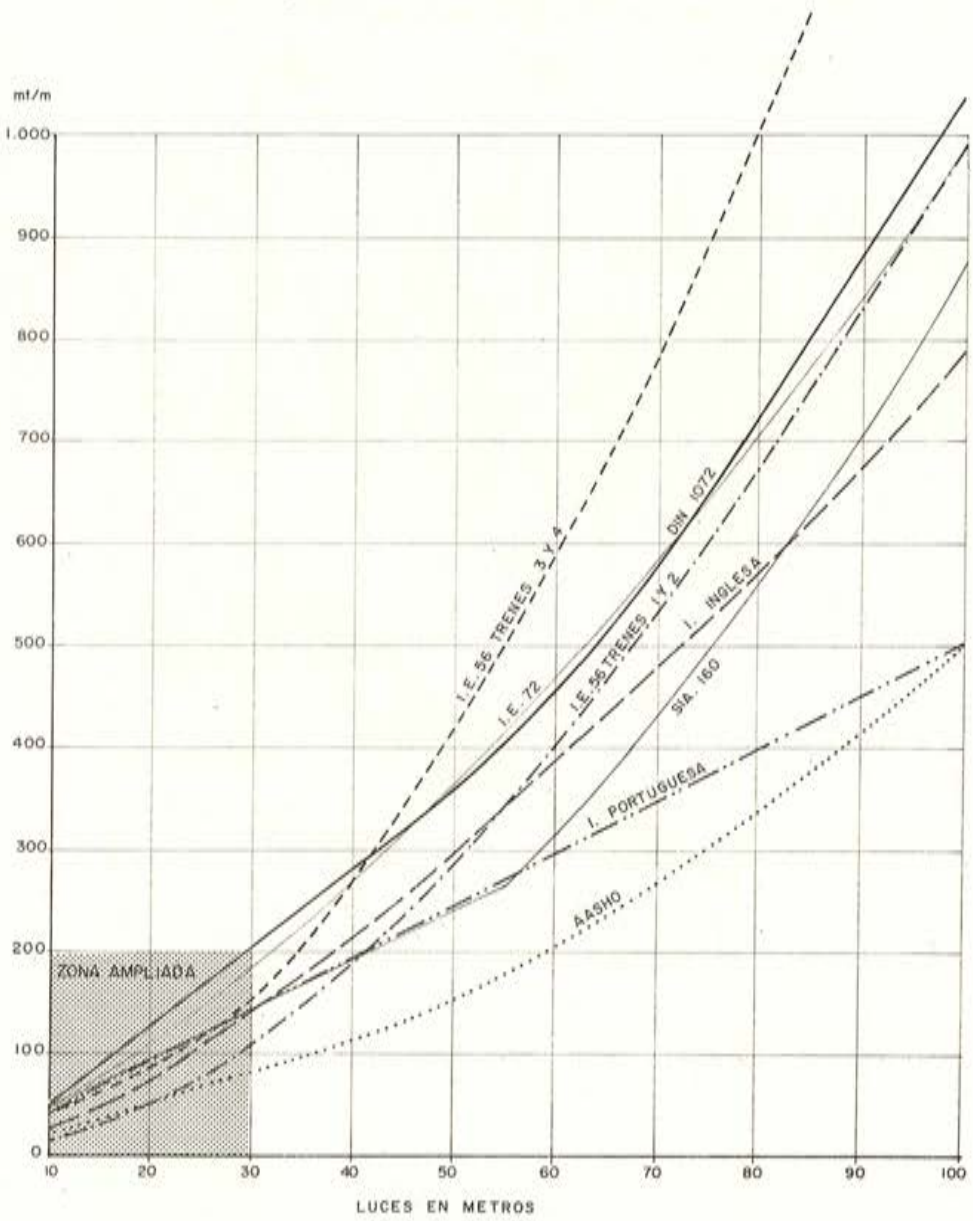


Fig. 5. — Momentos flectores máximos por metro de ancho para carril tipo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Los valores de M y Q se han tomado de la página 329 de esta norma, multiplicándolos por el correspondiente coeficiente de Impacto: $I = \frac{50}{L + 125}$ (unidades inglesas).

Hipótesis A.

Tres carriles de cálculo.

Reducción del 90 por 100.

A partir de 140' (42,6 m) es más desfavorable para M el tren 2.

Hipótesis B.

Un carril de cálculo de 3 m de ancho.

Sin reducción.

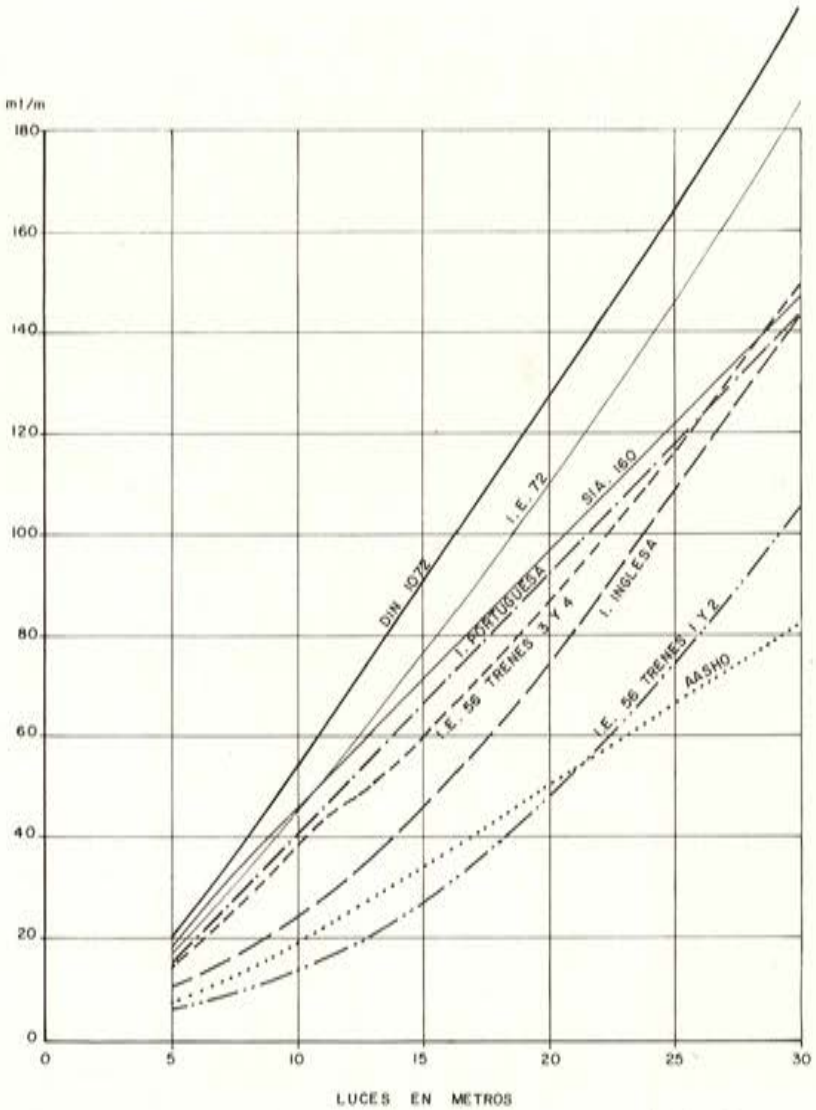


Fig. 6. — Momentos flectores máximos por metro de ancho para carril tipo. Zona ampliada

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

f) *Norma SIA 160. Suiza. Año 1970.*

Carril de cálculo, 3 m.

La plataforma está formada por la calzada (vías de circulación), banda central (mediana), arcenes y pistas para ciclistas.

Trenes de carga:

I. Dos ejes de 2×9 t (para calzada < 6 m, un solo eje) y s.u. de 0,4 t/m².

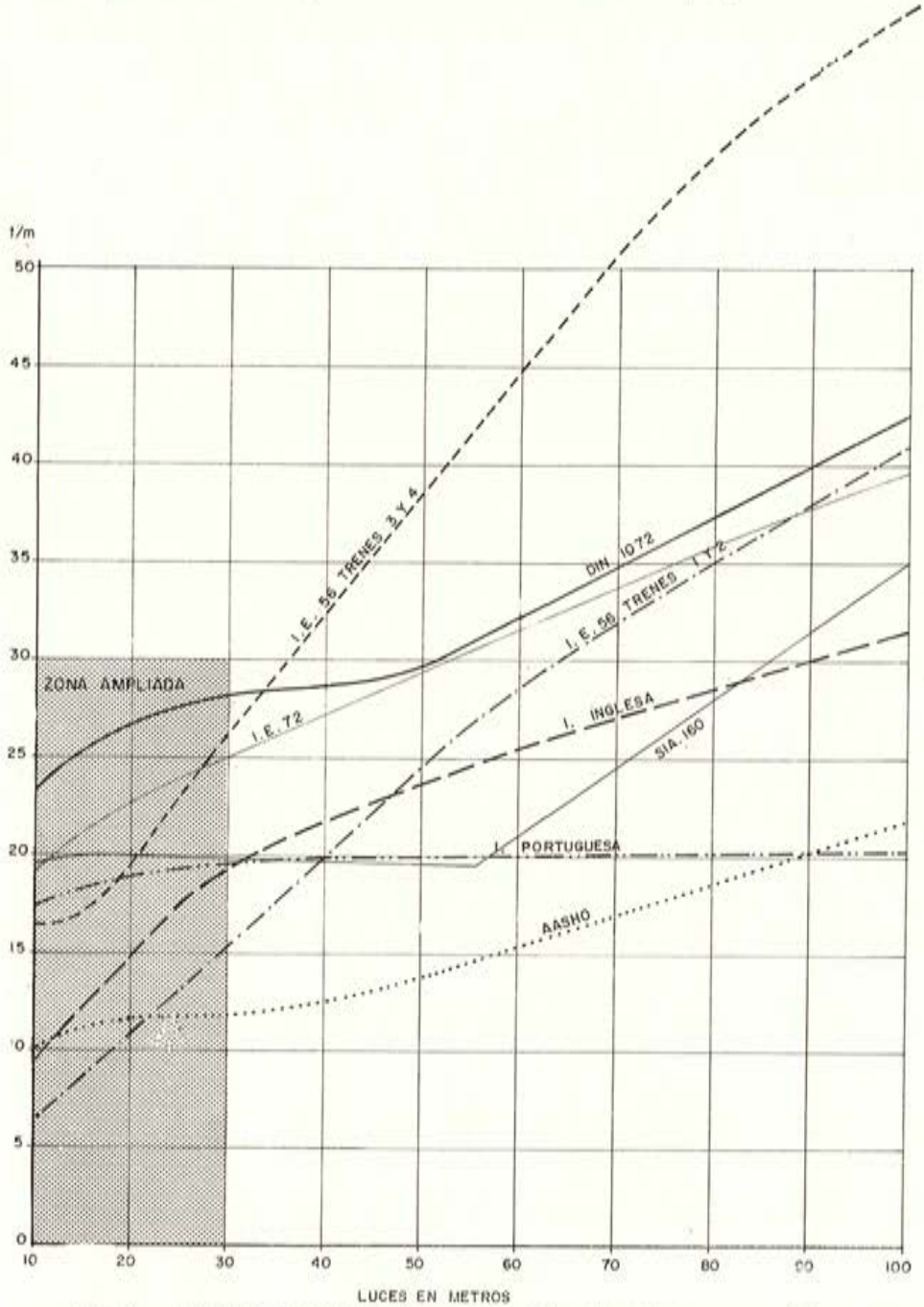


Fig. 7. — Esfuerzos cortantes máximos por metro de ancho para carril tipo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

II. Dos vehículos pesados de 54 t cada uno para cuatro vías de circulación o más. Para tres vías o menos un vehículo pesado.

III. S.u. de 0,7 t/m² limitada a calzada, o sea, a vías de circulación.

En casos de carga I y II el coeficiente de impacto viene dado por $\varphi = 5 \cdot \frac{100 + L}{10 + L}$.

Hipótesis A.

I. S.u. de 0,4 t/m² en todo el ancho y dos ejes de 18 t y coeficiente de impacto según *L*.

II. Un vehículo pesado de 54 t y coeficiente de impacto según *L*.

III. S.u. de 0,7 t/m² en 7 m de ancho.

El tren I es el más desfavorable.

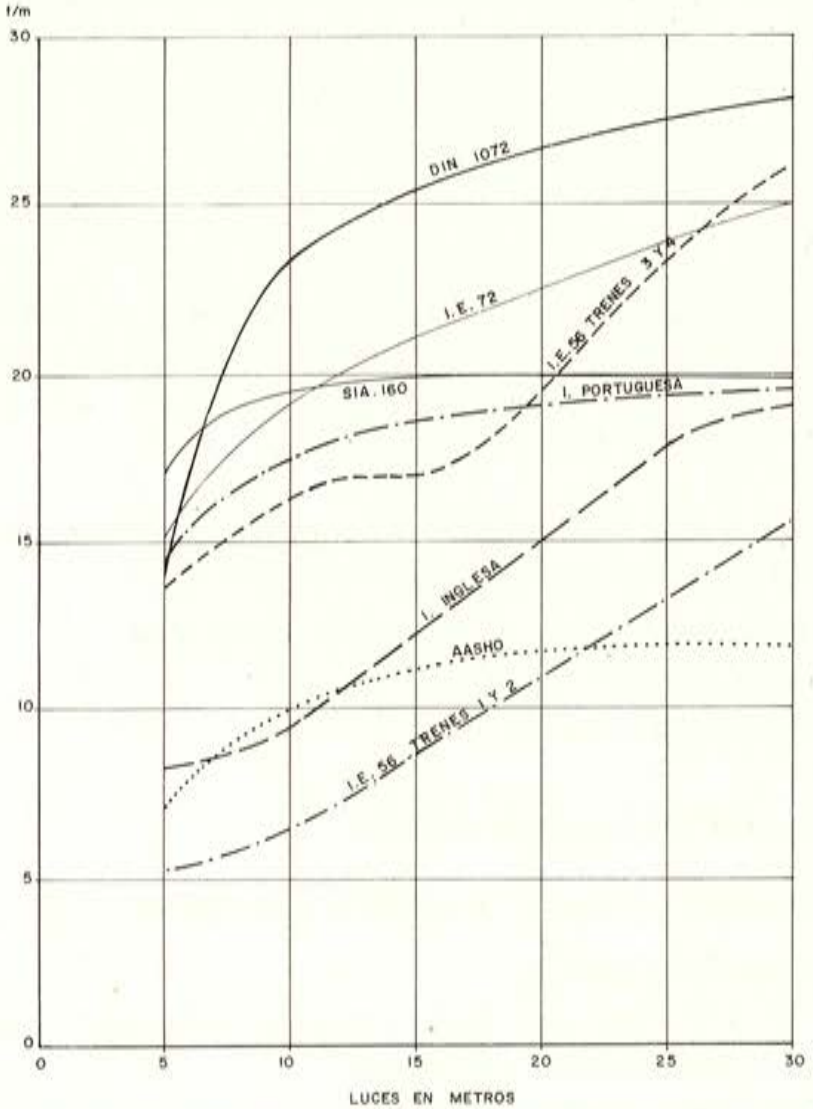


Fig. 8. — Esfuerzos cortantes máximos por metro de ancho para carril tipo. Zona ampliada

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Hipótesis B.

I. S.u. de 0,4 t/m² y un eje de 18 t y coeficiente de impacto.

II. Un vehículo pesado de 54 t y coeficiente de impacto.

III. S.u. de 0,7 t/m².

El tren II es el más desfavorable hasta 55 m, aproximadamente, y en adelante el tren III.

No podemos dejar de hacer notar, a la vista de estos resultados, los valores casi siempre bajos de la norma americana AASHO y las zonas en que los antiguos trenes 1 y 2 de la instrucción española de 1956 resultan los más bajos de entre los considerados.

Respecto a las cargas consideradas en la citada norma americana no podemos resistir la tentación de copiar unas líneas aparecidas en una prestigiosa revista del mismo país:

"...En 1968 la AASHO estimó necesario un presupuesto de 5 billones de dólares para reponer estructuras... Algunos de los más viejos puentes tienen grandes luces, y su fallo puede ocasionar muchas muertes: ...Muchos están en la lista porque son estrechos o no tienen el gálibo necesario... Otros son adecuados para el tráfico ligero, pero no son capaces de soportar cargas pesadas..."

3.2. Frenado.

Para comparar la acción de frenado hemos elegido también dos hipótesis, o sea, dos anchos extremos, siguiendo el mismo criterio que el adoptado para los trenes de carga.

Análogamente resumimos a continuación dichas instrucciones en lo que se refieren a frenado y reflejamos los resultados en la figura 9:

a) *Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en los de hormigón armado. Año 1956.*

Esfuerzo horizontal a la altura de la superficie de pavimento.

Máximo para $L < 20$ m. $F = 6$ t.

Máximo para $L \geq 20$ m. $F = 12$ t.

b) *DIN 1072. Autopistas y carreteras federales.*

Esfuerzo horizontal a la altura de la superficie de pavimento.

El valor mayor de los siguientes:

1. $\frac{1}{20}\ p_2$, p_2 es la sobrecarga uniforme, sin coeficiente de impacto, actuando en toda la calzada (entre bordillos) $p_2 = 0{,}3$ t/m².

   Longitud máxima de sobrecarga, 200 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

2. $\frac{3}{10}$ P, P = Sobrecarga de vehículos-tipo:
$P = 60$ t; $F = 18$ t.

c) *Regulamento de Solicitaçoes em Edificios e Pontes. Año 1961.*

Esfuerzo horizontal a la altura de superficie de pavimento.

El valor mayor de los siguientes:

1. 2 t/m ancho en zona de rodaje.
2. $\frac{3}{10}$ P, P = Sobrecarga de vehículo-tipo:
$P = 60$ t; $F = 18$ t.

d) *AASHO. Año 1969.*

Esfuerzo horizontal aplicado 6′ (1,82 m) sobre pavimento.

El valor a tomar es el siguiente:

$\frac{1}{20}$ de sobrecarga uniforme y carga puntual considerados para cálculo de momentos, sin impacto y con reducción por número de carriles de carga.

Sobrecarga uniforme en carril, 0,969 t/m.

Carga puntual por carril, 8,154 t.

Por tanto, resultan valores variables según luz y ancho.

e) *Cahier des prescriptions communes aplicable aux travaux de l'administration des ponts et chaussées.*

Fascícule 61. "Conception, calcul et epreuves des ouvrages d'art". Ministère des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme. Año 1960.

Esfuerzo aplicado a la altura de superficie de pavimento.

Dos tipos de sobrecarga pueden producir esfuerzo de frenado:

1. $\frac{1}{20} A$ » $A = 350 + \frac{320.000.000}{L^3 + 60\,L^2 + 225\,000}$ (kg/m²)
2. Sobrecarga eje camión B. Dos ejes de 12 t (a 1,50 m) y un eje de 6 t (a 4,50 m): $F = 30$ t.

A partir de un cierto valor de la luz L el esfuerzo de frenado es diferente, según el ancho.

f) *Norma SIA 160. Suiza. Año 1970.*

Esfuerzo aplicado a la altura de superficie de pavimento, independiente del ancho de calzada, con valor en toneladas.

$10 + \frac{L}{5} \geqslant 30$. L es la luz o distancia entre juntas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

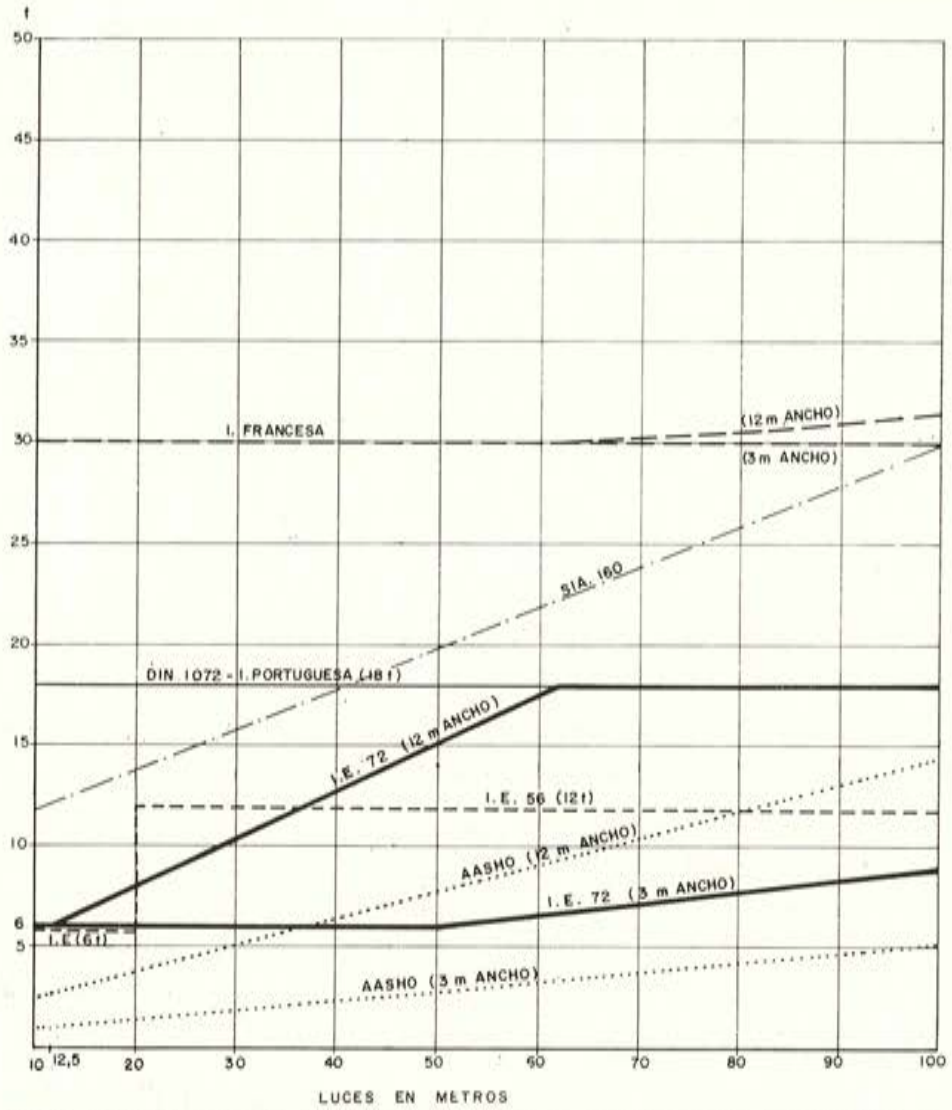


Fig. 9. — Frenado. Esfuerzo total horizontal a nivel de calzada excepto AASHO (1,82 m).

3.3. Comparación cargas totales.

Al margen de las comparaciones que hemos hecho, vamos, por último, a calcular el peso o carga total debido al tren de cargas según la antigua instrucción —tren 2— y a la reciente de abril de 1972. Por comodidad de cálculo tomamos luces variables múltiplos de 8 m para dos casos extremos considerados de ancho de tablero, o sea, para 12 y 3,5 m. El resultado aparece en el siguiente cuadro con valor de la carga total en toneladas:

LUZ (m)		8	16	32	48	64	80	100
Ancho: 3,5 m	I.E. 56	26	52	103	155	180	206	237
	I.E. 72	71	82	105	127	150	172	200
Ancho: 12 m	I.E. 56	83	166	332	498	583	671	779
	I.E. 72	98	137	214	367	397	444	540

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Sólo en los casos teóricos de ancho 3,5 m (hasta una luz de 35 m, aproximadamente) y para luces muy pequeñas en ancho de 12 m, la carga total del nuevo tren de cargas es superior a la del antiguo tren 2 de la instrucción de 1956.

4. RESUMEN

De lo expuesto puede llegarse a una conclusión fácil: enorme disparidad en la valoración de los trenes de carga y sus efectos. Motivo de estas desigualdades es quizá la escasez de estudios, ensayos y estadísticas sobre el tema, a la que debe añadirse la peculiar estructura de tráfico de cada país. Sería de enorme interés no sólo un estudio o ensayo de las cargas actuales, comportamiento de las estructuas ante el paso de los vehículos y establecimiento de los correspondientes coeficientes de seguridad, sino también una previsión a largo plazo dentro de los límites de dificultad que una predicción de este tipo representa.

Otro tema interesante es el estudio de itinerarios con categorías diferentes de cargas. Es un asunto complejo, y la tendencia en otros países es a reducir el número de clases de puentes con un máximo quizá de dos.

Como asunto de carácter general es deseable la unificación de valores del tren de cargas, al menos por grupos de países. Las distancias actuales entre las diferentes Instrucciones son tan grandes que no es posible de momento ser muy optimistas.

En cuanto al valor que debe fijarse para dichas cargas no podemos menos de aconsejar una cierta cautela si se trata de reducirlas o subestimarlas, debido a la dificultad de previsión a largo plazo. Los problemas que pueden presentarse en el futuro ante cargas hoy llamadas excepcionales o las debidas a fuertes concentraciones de vehículos pesados, e incluso razones de orden estratégico, obligan a ser conservadores y a continuar siéndolo por un no corto plazo de tiempo.

La aplicación de las más recientes instrucciones con grandes cargas locales, situadas entre sí a corta distancia, exigen quizá una reconsideración de los tipos estructurales, en especial en lo que se refiere a la sección transversal con una distribución resistente de acuerdo con dichas cargas. Al proyectista le queda, según su juicio y experiencia, la labor más importante, interpretando correctamente las especificaciones de la Instrucción sin coartar el lógico desarrollo de las técnicas de construcción.

En estos casos, como final suele citarse el ordenador en que se han realizado los cálculos. Nuestro compañero J. Rodríguez-Roselló y el Ayudante de Obras Públicas F. Guerrero, afectos a la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas, han llevado a cabo esta ingrata labor con una sencilla máquina de calcular.

BIBLIOGRAFIA

1. Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de los sobrecargas en los de hormigón armado. Año 1956.
2. Circulaire núm. 65. Agosto 1960. "Programmes de surchages et epreuves des Ponts-Routes." Ministère des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme.
3. Standard Specifications for Highway Bridges. AASHO. Año 1969, 10.ª edición.
4. "Regulamento de Solicitaçoes em Edificios e Pontes". Año 1961.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

5. "Specifications for Highway Bridges". Japan Road Ass. Año 1968.

6. NBN, 5. Año 1970. Bélgica.

7. SN 200-62. "Condiciones técnicas para el proyecto de puentes de ferrocarril, de autopistas, urbanos y galerías subterráneas." Rusia.

8. "British Standard", 153. Part. 3 y anejos posteriores. "British Standard Institution." Años 1954 y siguientes.

9. "Loads on the highway and railway bridges in the Netherlands".

10. "Normes concernat les charges, la mise en service et la surveillance des constructions". SIA, 160. Suiza. Año 1970.

11. "Prescriptions nationales en materie de poids et de dimensions des vehicules". Commission economique pour l'Europe. Año 1968.

12. "Provisional fatigue requirement for Steel bridges". Technical memorandum. Ministry of Transport. London. Año 1969.

13. Ordenes circulares de la Dirección General de Carreteras, núms. 177-64 P, y 181-64 P. M.O.P. Años 1963 y siguientes.

14. "Instrucción de carreteras". Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales. M.O.P. Años 1963 y siguientes.

15. "Manual americano sobre seguridad en la carretera". U.S. Department of Transportation. Traducción Laboratorio del Transporte. Mayo 1968

16. "Neue Tendenzen in Berechnung and Konstruktion", por F. Leonhardt.

17. "V Semana de la Carretera". Comunicación de don Julián Giménez Arribas. Sevilla, 1969.

18. "Barreras de seguridad". Boletín de Información del Laboratorio del Transporte. Núm. 78. Año 1970.

19. "Normas sobre barreras de seguridad". O.C. núm. 229-71. Dirección General de Carreteras. M.O.P. Febrero 1971.

20. "El rozamiento transversal en función de la velocidad en carreteras", por R. Lamm y H. E. Herring. Strasse and Autobahn. Nov. 1970. Traducción del Laboratorio del Transporte núm. 84. Año 1971.

21. "Resistencia característica y control de calidad". Comisión Permanente del Hormigón. Año 1972.

22. "Les sollicitations des ponts-routes pour surcharges normales en service", por E. Rey. Route et trafic. Julio 1970.

23. "Esfuerzos de frenado en puentes", por G. Labrador y J. L. Servert. Revista de Obras Públicas. Nov. 1968.

24. Varios decretos sobre pesos y dimensiones de vehículos.

25. "Epreuve d'un ouvrage d'art par des fusées". Bulletin Liaison Laboratoire Routiers núms. 45 y 46. C.E.T.E. y M. Beziac. Año 1970.

26. Rapport preliminaire. IX Congreso AIPC. Amsterdam. Año 1972.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

la introducción de los nuevos principios de seguridad en la reglamentación técnica y el proyecto de la nueva instrucción de hormigón pretensado francesa

G. GRATTESAT

Ing. en Chef des Ponts et Chaussées del Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) del Ministerio de l'Equipement et du Logement

(Versión española de la conferencia que, organizada por la A. T. E. P. pronunció, en francés, en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, M. Grattesat, el 23 - III - 1972).

Antes de hablar de la reglamentación técnica francesa, quiero rendir homenaje a la memoria del Prof. Eduardo Torroja, cuyos trabajos y actividad fueron decisivos para la elaboración y la adopción, a nivel internacional, de los nuevos principios de seguridad. Su nombre, dado con toda justicia a este Instituto, está inseparablemente ligado al origen y a las primeras aplicaciones de estos nuevos principios.

Dedo también agradecer a la Asociación Técnica Española del Pretensado, el placer y el honor que me ha proporcionado al invitarme a pronunciar esta conferencia; y a todos los presentes el haber venido a escucharme, a pesar de la aridez del tema que, además, he de desarrollar en un idioma extranjero.

Vuestra presencia confirma el interés y los esfuerzos que los ingenieros de vuestro país vienen consagrando al estudio de estos problemas; profundizar en estos temas resulta cada día más importante, tanto para la seguridad, la durabilidad y la economía de las construcciones como para el esfuerzo y desarrollo de la cooperación y las relaciones técnicas entre las diferentes naciones.

Todos conocéis, seguramente, estos nuevos principios y cómo han sido expuestos en los textos del C.E.B., de la F.I.P. y de la I.S.O. Por consiguiente, me limitaré a enunciar los principales problemas que los mismos nos plantean y las dificultades con que tropezamos para su aplicación. Algunos se deben a especiales peculiaridades de la situación francesa; pero la mayor parte provienen de causas más generales y merecen ser examinados en el plano internacional.

En efecto, si bien es cierto que los nuevos principios abren el camino a considerables futuros progresos, es también indudable que quedan muchos obstáculos por salvar para su aplicación concreta y generalizada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

1. LA REGLAMENTACION TECNICA FRANCESA. SU RECIENTE EVOLUCION Y SU SITUACION ACTUAL

Visto desde el exterior, realmente, el conjunto de normas que regulan la construcción en Francia parece muy complejo; lo cual no es extraño, ya que lo mismo les ocurre a los propios ingenieros franceses. La adopción de los nuevos principios debería conducir a una simplificación de dicho conjunto; pero el paso de la situación actual a la nueva ha de ser seguramente difícil.

Desde hace mucho tiempo, y las cosas no han cambiado todavía de un modo sensible, existía una reglamentación bastante completa y homogénea, establecida y aprobada por el Ministerio de Obras Públicas para las obras de ingeniería civil, y constituida por el "Cuaderno de Prescripciones Comunes" normalmente llamado C.P.C. Este C.P.C. está dividido en numerosos fascículos, de los cuales los más importantes en lo que respecta a puentes y obras análogas, son el fascículo 4.º, relativo a materiales, el 61, relativo al proyecto y cálculo de las estructuras, y los fascículos 65 y 66, relativos, respectivamente, a la ejecución de las obras de hormigón armado y metálicas.

Para este tipo de obras, los otros Ministerios y eventualmente los constructores privados, hacían referencia a la reglamentación "Ponts et Chaussées" del Ministerio de Obras Públicas.

Pero para las demás obras, y especialmente para edificación, la situación no era tan clara.

Algunas reglas se encontraban en las "normas" establecidas por la Asociación Francesa de Normalización (A.F.N.O.R.), que es un organismo oficial.

Otras las establecían los propios profesionales, con la colaboración de ciertos organismos de la Administración.

Cuando estas reglas eran objeto de un acuerdo general, se consideraban como "Documento Técnico Unificado" (D.T.U.) y adquirían entonces un carácter más oficial.

Desde hace algunos años se dicidió, por una parte, establecer nuevos reglamentos que fuesen aplicables a *todas las construcciones*, y por otra, dar a estos reglamentos carácter *interministerial;* es decir, hacer que se aplique el mismo reglamento cualquiera que sea el Ministerio del que dependa la obra. De esta manera se tendría un *Cuaderno de Prescripciones Comunes aplicable a todas las obras del Estado*, tanto para las obras de ingeniería civil como las de edificación. Esta labor vendría facilitada por la fusión de los antiguos Ministerios de Obras Públicas y de la Construcción, que actualmente se han agrupado bajo el nombre de Ministerio "de l'Equipement et du Logement".

Aunque hace ya tiempo que se viene trabajando en esta idea, todavía se está lejos de lograr el objetivo propuesto. Así, por ejemplo, en relación con el proyecto y cálculo, únicamente el título VI del fascículo 61 del C.P.C., relativo al hormigón armado, tiene, desde 1968, carácter interministerial.

El nuevo título V interministerial, relativo a la construcción metálica, ya está también redactado y debe ser aprobado en fecha próxima.

En cuanto al futuro título VII, relativo al hormigón pretensado, que es el que ahora nos interesa especialmente, está en estudio desde 1967; de él nos ocuparemos en seguida de un modo particular.

En lo que respecta a los reglamentos de cargas, los textos aplicables a los puentes

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

son los títulos I (puentes de ferrocarril), II (puentes de carretera) y III (puentes-acueductos) del fascículo 61; los dos primeros se han modificado el pasado año y se van a publicar en fecha inmediata. Por otra parte, los tres mantendrán su carácter de textos propios del Ministerio "de l'Equipement et du Logement".

Las cargas para forjados de edificios están fijadas por una norma de la A.F.N.O.R. (NF. P.06.001).

Finalmente, limitándonos a los textos principales, las cargas climáticas (nieve y viento) están definidas:

— para los puentes, en el título II del fascículo 61, de un modo *global*;
— para las demás estructuras, en las reglas NV.65-67, que son un D.T.U.

Se ha decidido transformar estas reglas NV en un nuevo título IV del fascículo 61 del C.P.C. interministerial. Pero la elaboración de este reglamento, al menos en lo relativo a las cargas de viento, tropieza con serias dificultades, que no son, por otra parte, exclusivas de Francia, ya que lo mismo ocurre, poco más o menos, en todos los países e incluso en las grandes asociaciones técnicas internacionales.

Es preciso señalar que estas decisiones de unificación se tomaron, fundamentalmente, con el objeto de simplificar los proyectos y suprimir las diferencias injustificadas entre lo exigido por los distintos constructores. En ningún caso van acompañadas de indicaciones precisas sobre el contenido técnico de la nueva reglamentación que se piensa establecer.

Varios de los textos que habría que refundir se referían ya, más o menos directamente, a los principios de seguridad que el C.I.B. y el C.E.B. han empezado a definir y precisar a partir de los años cincuenta.

Las reglas BA.60, publicadas en 1960, para las construcciones privadas de hormigón armado, estaban ya inspiradas en estos trabajos; no obstante, estas reglas presentaban todavía un planteamiento en "tensiones admisibles" (lo mismo que el título VI del fascículo 61 del C.P.C., que las revisó y generalizó).

En estos principios se basaban también las Recomendaciones de la Asociación Científica del Pretensado de 1965, así como las reglas CM.66, relativas a estructuras metálicas.

Las comisiones oficiales encargadas de la elaboración de los nuevos reglamentos, constituidas por representantes de la Administración y de los profesionales interesados, se han orientado también, por consiguiente, hacia la aplicación de estos nuevos principios que, evidentemente, constituyen la vía del progreso y del futuro, a pesar de todas las reservas que hayan podido y puedan todavía formularse a este respecto.

Pero estas Comisiones, cuya composición era heterogénea y que estaban obligadas a tener en cuenta los textos existentes relativos a su especialidad, interpretaban dichos principios de un modo particular, utilizaban una terminología bastante distinta y dudaban sobre los valores numéricos que había que dar a algunos coeficientes.

Surgió así la necesidad de preparar un texto general, lo más corto posible, para exponer los principios de seguridad que debían adoptarse, definir los términos que debían emplearse e indicar los valores numéricos que debían aparecer en los reglamentos, por lo menos algunos de ellos. Este trabajo se me encomendó a mediados de 1971 por el "Conseil Général des Ponts et Chaussées"; a primera vista parecía que se trataba de una cosa bastante sencilla, ya que debía bastar recopilar y resumir las Recomendaciones Internacio-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

nales adoptadas en Praga en 1970. Pero en realidad este texto, que ya ha sido redactado con la ayuda de M. Mathieu, mi colega en el S.E.T.R.A., y que se ha publicado en forma de una circular del 13 de diciembre de 1971, ha sido muy difícil de elaborar, no solamente porque tenía que ser aplicable a todas las construcciones, cualquiera que fuese su naturaleza y el material con que estuviesen ejecutadas, sino, sobre todo, porque nos pareció que las prescripciones de los textos internacionales existentes, de la F.I.P.-C.E.B. y de la I.S.O., necesitaban todavía muchas precisiones, complementos, e incluso, a nuestro entender, algunas modificaciones.

Sin entrar en los detalles de este documento, quisiera solamente darles algunas explicaciones sobre las innovaciones que hemos considerado oportuno establecer; bien entendido que, en ningún caso, hemos intentado inventar nuevas teorías, sino solamente facilitar y acelerar la elaboración de una mejor y más homogénea reglamentación técnica. Somos los primeros en reconocer que falta todavía mucho por hacer para mejorar y precisar estas "directrices comunes", y es por eso por lo que todavía sólo han sido objeto de una instrucción "provisional".

2. LA INSTRUCCION PROVISIONAL DEL 13 DE DICIEMBRE DE 1971. "DIRECTRICES COMUNES RELATIVAS AL CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS"

2.1. Principios generales y definiciones.

Desde el comienzo, el principio del nuevo método está claramente definido:

"Para justificar la seguridad y la durabilidad de las estructuras, se emplea un método llamado *de los estados límites*, cuyo principio consiste en comparar un cierto número de *solicitaciones de cálculo* (o de *combinaciones de acciones de cálculo*) con las *solicitaciones límites* (o las *combinaciones de acciones límites*) correspondientes, para un cierto número de *estados límites*".

Este principio es el de las Recomendaciones Internacionales; pero hay que tener en cuenta que para poder ser aplicado es preciso, previamente, establecer y aprobar los correspondientes reglamentos de cálculo particulares.

Las "*acciones*" son las fuerzas y los momentos originados por las cargas (cargas permanentes, de uso, climáticas, etc.) y por las deformaciones (efectos termohigroscópicos, asientos de los apoyos, etc.) impuestas a una estructura.

El "*valor característico de una acción*", o "*acción característica*" es la que presenta una probabilidad, aceptada *a priori*, de ser alcanzada o sobrepasada por el lado de los valores más desfavorables, durante un plazo de tiempo dado, llamado plazo de referencia.

Debe hacerse notar que esta definición del valor característico, basada en el par de conceptos "probabilidad y plazo de referencia", es muy general y flexible. De acuerdo con esta definición las acciones del mismo origen, como se verá seguidamente, pueden tener varios valores característicos: valores característicos máximos y mínimos; valores característicos a corto plazo ("de corta duración") o a largo plazo ("de larga duración").

Los valores característicos de cada una de las acciones Q se multiplican por un coeficiente $\gamma_Q = \gamma_{s1} \times \gamma_{s2}$.

Los productos $\gamma_Q \times Q$ se denominan "*acciones de cálculo*".

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

γ_{s1} tiene en cuenta, principalmente, la posibilidad de que el valor de la acción característica Q sea sobrepasado en sentido desfavorable.

γ_{s2} tiene en cuenta, principalmente, la probabilidad reducida de la actuación simultánea de dos o varias acciones características.

Para las justificaciones de los cálculos, se considera un cierto número de *combinación de acciones* que serán definidas más adelante.

Las "*solicitaciones*" son los esfuerzos (esfuerzo normal, esfuerzo cortante) y los momentos (momento flector, momento de torsión) calculados a partir de las acciones, por métodos apropiados.

Cada una de las solicitaciones correspondientes a una determinada combinación de las acciones de cálculo $\gamma_Q \times Q$, se multiplica por un coeficiente γ_{s3}, que tiene en cuenta, principalmente, las incertidumbres que sobre la magnitud real de las solicitaciones y las tensiones, se derivan de las simplificaciones introducidas en los esquemas e hipótesis de cálculo, de las posibles imperfecciones de ejecución y de las eventuales modificaciones de las secciones con el tiempo.

Las solicitaciones $S = \gamma_{s3} \times$ (solicitación originada por una determinada combinación de las acciones de cálculo $\gamma_Q \times Q$), se denomina "*solicitaciones de cálculo*".

Esta descomposición de los coeficientes γ_s en dos partes, de las cuales una se aplica a las acciones y la otra a las solicitaciones, es una de las principales modificaciones que hemos introducido en relación con las Recomendaciones Internacionales (artículo R.22). Pero no se trata de una modificación respecto a los principios internacionales, ya que la posibilidad de esta descomposición se admite explícitamente en el artículo P.22.2 del documento de la F.I.P.

Si hemos estimado necesario generalizar esta descomposición es, primero, porque se corresponde mejor con la realidad en estructuras tales como los puentes colgantes, en las cuales las solicitaciones no son proporcionales a las acciones; y después, y sobre todo, porque en ciertos cálculos de secciones de hormigón pretensado, la aplicación de las fórmulas simplificadas de la F.I.P. conduce a anomalías. La razón esencial de ello es que en estas fórmulas:

$$1{,}5\ S_{g_k} + 1{,}5\ S_{q_k}$$
$$0{,}9\ S_{g_k} + 1{,}5\ S_{q_k}$$

los coeficientes 1,5 y 0,9 aplicables a las cargas permanentes, según sean favorables o desfavorables no son simétricos. Parece, en efecto, que el coeficiente 1,5 tiene en cuenta, a la vez, todas las incertidumbres cubiertas por los coeficientes γ_{s3} y γ_Q anteriormente definidos, mientras que el coeficiente 0,9 tiene en cuenta solamente las incertidumbres cubiertas por el coeficiente γ_Q.

Más adelante se volverá a tratar sobre este tema.

Un "*estado límite*" es aquel en el que una de las condiciones exigidas a una estructura o a uno de sus elementos, se satisface estrictamente y dejaría de satisfacerse en el caso de una modificación desfavorable de alguna de las acciones que sobre ella actúan.

Se distinguen:

— Los "*estados límites últimos*" que corresponden al límite:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

— bien del equilibrio estático,
— bien de la resistencia,
— bien de la estabilidad de forma,
de la estructura o de uno de sus elementos.

— Los "*estados límites de utilización*" que se definen teniendo en cuenta las condiciones de utilización o de durabilidad de la estructura o de uno de sus elementos.

Estas definiciones de los estados límites concuerdan con las de las Recomendaciones Internacionales y deben ser precisadas en los reglamentos particulares de cálculo y, eventualmente, en el "Cuaderno de Prescripciones Especiales" (C.P.S.) correspondiente a la estructura en estudio.

Ocurre lo mismo con respecto a las definiciones correspondientes al valor característico de la resistencia de un material y a los coeficientes γ_m.

En general, los coeficientes $\gamma_s = \gamma_{sn} \times \gamma_Q$ y γ_m vendrán fijados en el C.P.C. Pero se prevé que en circunstancias particulares y previa justificación especial, podrán ser modificados.

2.2. Acciones y combinación de acciones.

Método adoptado.

Para definir las combinaciones de acciones que deben considerarse, se procede primero a la enumeración y al análisis de las diferentes acciones a las cuales estará sometida la estructura. Para este estudio *individual* de las acciones, se utiliza una clasificación basada en las características generales de su distribución a lo largo del tiempo.

Se estudian a continuación las probabilidades de aplicación *simultánea* de las diferentes acciones. La naturaleza y los valores de estas acciones, dependen entonces unos de otros. Esto conduce a definir, para una misma combinación:

Por una parte, las acciones consideradas "*de corta duración*" o "*accidentales*". En principio, para este caso se toman los valores límites de las acciones individuales susceptibles de actuar sobre la estructura.

Por otra parte, las acciones consideradas "*de larga duración*". Se toman entonces los valores de las otras acciones susceptibles de actuar *al mismo tiempo* que las precedentes.

* * *

Para la clasificación individual de las acciones se distinguen:

Las acciones permanentes, que comprenden las acciones continuas o prácticamente continuas, cuya intensidad es constante o muy poco variable a lo largo del tiempo.

Las acciones cíclicas, que comprenden las acciones continuas o prácticamente continuas, cuya intensidad varía frecuentemente y de un modo importante a lo largo del tiempo.

Las acciones intermitentes, cuya aplicación es discontinua, pero frecuente, y

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Las acciones accidentales, originadas por fenómenos que raramente se producen (sismos, choques, etc.).

* * *

Dentro de una combinación se distinguen:

Las acciones de corta duración, cuyos valores característicos (máximos o mínimos) deben corresponder a una pequeña probabilidad de que se alcancen o sobrepasen durante el plazo tomado como plazo de referencia.

De acuerdo con las Recomendaciones Internacionales esta probabilidad es, en principio, del 5 por 100. Pero es preciso hacer notar que en ausencia de datos estadísticos suficientes sobre la dispersión en el tiempo y en el espacio de las diferentes acciones, el valor indicado de dicha probabilidad debe tomarse como una simple orientación sobre su orden de magnitud.

En cuanto al plazo de referencia, puede tomarse igual a la duración prevista para la vida de la estructura, de acuerdo con lo indicado en las Recomendaciones Internacionales, cuando se trate de estructuras cuya ruina no pueda provocar accidentes a las personas. En caso contrario (por ejemplo, edificios de viviendas o edificios provisionales destinados a un servicio público) conviene adoptar otros criterios.

Las acciones accidentales, cuyos valores característicos se fijan globalmente.

Las acciones de larga duración, cuyos valores característicos deben corresponder a una probabilidad no despreciable de ser alcanzados o sobrepasados de forma concordante entre ellas y simultáneamente con la acción (o las acciones) de corta duración (o accidentales) consideradas en la combinación que se estudia. Para las acciones cíclicas y, en su caso, para las intermitentes, estos valores deben, por consiguiente, corresponder a una pequeña probabilidad de ser alcanzados o sobrepasados durante un plazo de aplicación total suficientemente largo en relación con el plazo de referencia elegido para la acción (o las acciones) de corta duración consideradas en la misma combinación.

* * *

En la práctica, los valores característicos de las acciones de corta duración y, eventualmente, de larga duración vendrán fijados en los reglamentos de cargas del C.P.C. o, en su defecto, por el C.P.S.

Es cierto que los conocimientos teóricos y los datos estadísticos son todavía muy insuficientes para que estas valoraciones puedan realizarse de una forma precisa y científica. Durante bastante tiempo todavía habrá sin duda que contentarse con valoraciones basadas esencialmente en la experiencia de los constructores.

Finalmente, entre las combinaciones que deben estudiarse se distinguen:

Las combinaciones fundamentales, que comprenden:

— Bien solamente las acciones de larga duración.
— Bien una acción de corta duración combinada con las acciones de larga duración.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Las combinaciones suplementarias, que comprenden dos (o excepcionalmente más de dos) acciones de corta duración combinadas con las acciones de larga duración.

Las combinaciones accidentales, que comprenden una acción accidental combinada con las acciones de larga duración.

* * *

Reglas generales relativas a las combinaciones.

En la práctica, las estructuras se encuentran sometidas a combinaciones de acciones extremadamente complejas y variables. Es imprescindible, por consiguiente, realizar una elección que, necesariamente, ha de ser en parte arbitraria, entre todas las combinaciones posibles.

Para no complicar excesivamente el trabajo de los proyectistas, el número de combinaciones que en cada caso haya que estudiar, debe ser lo más restringido posible.

Sin embargo, este estudio debe cubrir, con una gran probabilidad, las circunstancias más desfavorables. Por consiguiente, será necesario considerar distintas épocas de la vida de la estructura y especialmente las diversas fases de ejecución, ya que la experiencia demuestra que es precisamente durante la ejecución cuando con mayor frecuencia se producen los accidentes.

El método consiste en considerar sucesivamente las acciones de *corta duración* más desfavorables y tener en cuenta, al mismo tiempo, las acciones de *larga duración* compatibles con ellas (haciendo lo mismo, si procede, con las *acciones accidentales*).

Las acciones de larga duración que actúan en el mismo sentido que la acción (o las acciones) de corta duración, se toman con sus valores característicos (de larga duración) máximos.

Las acciones de larga duración que actúan en sentido opuesto, se toman con sus valores característicos mínimos.

Para que dos o más acciones sean "compatibles", es preciso no sólo que su actuación conjunta sea físicamente posible, sino también que esta actuación conjunta presente una probabilidad no despreciable.

Del mismo modo, cuando las cargas aplicadas pueden tomar distintas disposiciones, se debe buscar la disposición más desfavorable, pero teniendo en cuenta que esta disposición no sólo ha de ser físicamente posible, sino que debe presentar, además, una probabilidad de ocurrencia no despreciable.

En general, se admite que las combinaciones fundamentales, tal como han quedado definidas y precisadas anteriormente, cubren prácticamente todas las combinaciones que pueden presentarse en las estructuras normales.

Unicamente será necesario considerar combinaciones suplementarias, cuando varias acciones cíclicas o intermitentes presenten una probabilidad no despreciable de intervenir, simultáneamente, con valores próximos a sus valores característicos "de corta duración" y no sea posible tenerlas en cuenta considerando sus valores de larga duración.

En estos casos, para determinar los coeficientes γ_Q se les aplica un coeficiente de reducción γ_{s2}.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

3. EL PROYECTO DEL NUEVO REGLAMENTO PARA HORMIGON PRETENSADO

Como se ha indicado anteriormente, en 1967 se constituyó una Comisión oficial para redactar un título VII del fascículo 61 del C.P.C. dedicado al "Proyecto y cálculo de las estructuras de hormigón pretensado".

En aquella fecha, el único texto reglamentario era la Instrucción provisional, del 12 de agosto de 1965, relativa al empleo del hormigón pretensado en las obras dependientes del Ministerio de Obras Públicas.

Las recomendaciones de la Asociación Científica del Pretensado, de 1965, sólo eran aplicables a las obras de propiedad privada y no tenían ningún carácter oficial.

Por otra parte, en la actualidad, la situación sigue siendo todavía exactamente igual.

Desde 1967, la Comisión de redacción del título VII ha elaborado varios proyectos sucesivos que han sido objeto de numerosas modificaciones, con las que se han ido mejorando progresivamente.

Una de las principales dificultades con las que se tropezaba era que los principios generales en los cuales dicho texto se basaba, así como la terminología y las definiciones, eran todavía dudosas y no estaban perfectamente precisadas.

La Instrucción provisional del 13 de diciembre de 1971 ha eliminado esta dificultad y permitido redactar un nuevo proyecto de reglamento, en enero de 1972.

Se trata de un texto oficioso, que todavía no ha sido aprobado, pero que ha sido redactado teniendo en cuenta las observaciones formuladas a los diversos proyectos anteriores; es probable, por consiguiente, que pueda ser aprobado y aplicado sin sufrir apenas modificaciones.

Está previsto, sin embargo, que ciertos coeficientes numéricos podrán ser revisados en función de los distintos tipos de estructuras en cuyo dimensionamiento vayan a ser utilizados.

No es posible, evidentemente, entrar aquí en el detalle de este proyecto de Instrucción. Me limitaré, simplemente, a darles algunas indicaciones sobre sus características generales y sobre algunos puntos particulares de especial interés.

3.1. El nuevo reglamento se caracteriza, esencialmente, por la sustitución del método tradicional de las tensiones admisibles por el nuevo de los *estados límites*.

Esta transformación fundamental, cuyo origen y justificación se encuentra en los trabajos internacionales sobre la seguridad, representa, para el momento actual y más aún para el futuro, un gran progreso.

De un modo especial, y por lo que respecta al hormigón pretensado, la distinción entre estados límites últimos y estados límites de utilización, permite adaptar mejor las diferentes estructuras a su naturaleza y a su destino, y tener en cuenta la durabilidad deseada o exigida por el propietario de la construcción.

Esto nos ha conducido, de acuerdo con las Recomendaciones Internacionales, a clasificar las estructuras, o sus elementos constituyentes, en tres tipos según los riesgos de fisuración aceptables.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

3.2. El nuevo reglamento permitirá completar la Instrucción provisional de 1965, en varios puntos importantes:

— Será aplicable a todos los tipos de estructura, es decir, no sólo a las obras de ingeniería civil, sino también a las demás y, especialmente, a las de edificación.

— Incluirá reglas, que no existían anteriormente, respecto al pretensado con armaduras pretesas, es decir, para las piezas pretensadas mediante alambres anclados por adherencia.

— Contendrá nuevas prescripciones sobre las armaduras pasivas, sobre la estabilidad de forma, sobre la resistencia a la fatiga, al esfuerzo cortante y a la torsión, etc.

— Permitirá tener en cuenta la redistribución de esfuerzos en los sistemas hiperestáticos.

— Dará reglas más precisas respecto a las zonas extremas y de apoyo, las losas para edificios, los puentes-losa, las disposiciones constructivas, etc.

3.3. Veamos ahora algunos puntos particulares respecto a los cuales, por otra parte, habría mucho que decir:

— Las unidades empleadas serán las del sistema internacional, que son ya las unidades legalmente vigentes en Francia. Especialmente, por lo que respecta a las tensiones, la unidad será el MPa (o N/mm^2). Será la misma para el acero y para el hormigón.

— Como resistencia característica del hormigón a compresión se tomará el valor que presente una probabilidad del 90 por 100 de ser alcanzado o sobrepasado en una serie de ensayos realizados sobre un gran número de probetas.

La resistencia deducida de un ensayo se definirá, estadísticamente, como aquella que ofrece un 90 por 100 de oportunidades para que, si se hubiese efectuado un gran número de ensayos, el 90 por 100 de los resultados hubiesen sido superiores al valor de dicha resistencia.

De esta definición se deduce que en la fórmula $m - k\,s$, el coeficiente k es variable según el número de probetas ensayadas. En el caso de unas 30 probetas dicho coeficiente resulta igual a 1,64, que es el valor indicado en las Recomendaciones Internacionales. Este valor aumentará si se ensayan menos probetas y será menor si se ensaya un mayor número de probetas.

La tensión inicial en las armaduras de pretensado, no debe exceder del menor de los dos valores siguientes:

$$0{,}85\,R_g \quad \text{ó} \quad 0{,}95\,T_g$$

donde R_g es su resistencia garantizada y T_g el valor garantizado de su límite elástico convencional correspondiente al 0,1 por 100.

Estos valores, que coinciden con los de las Recomendaciones Internacionales, son ligeramente inferiores a los hasta ahora admitidos (el límite actual es igual a T_g). Sin embargo continúan siendo elevados en relación con los prescritos en otros reglamentos nacionales:

— La fórmula que da la pérdida diferida de tensión ha sido modificada para tener

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

en cuenta los efectos combinados de la retracción, la fluencia y la relajación. Es algo diferente de la de las Recomendaciones Internacionales.

— Se ha introducido una dualidad de valores de pretensado, de acuerdo con las Recomendaciones Internacionales (art. R.21-32).

— Las fórmulas que prescriben las combinaciones de las acciones de cálculo que deben tenerse en cuenta en relación con los estados límites de equilibrio estático, así como las solicitaciones de cálculo para los otros estados límites son, evidentemente, nuevas, ya que los anteriores reglamentos, como ya se ha indicado, estaban basados en el método de las tensiones admisibles.

Con respecto a los *estados límites últimos resistentes*, las solicitaciones de cálculo correspondientes a las combinaciones fundamentales que deben tenerse en cuenta, son de la forma siguiente:

$$1{,}2\left[S\left(1{,}1\ Q_{L_1}\right)+S\left(0{,}9\ Q_{L_2}\right)+\begin{matrix}S\left(P_1\right)\\ \text{ó}\\ S\left(P_2\right)\end{matrix}+S\left(\gamma_{Q_c}\times Q_c\right)\right]$$

En esta fórmula:

Q_c representa el valor característico de la acción de corta duración considerada;

Q_{L_1} representa el conjunto de acciones de larga duración (con sus valores característicos máximos) que actúan en el mismo sentido que la acción de corta duración Q_c;

Q_{L_2} representa el conjunto de acciones de larga duración (con sus valores característicos mínimos) que actúan en sentido inverso al de la acción de corta duración Q_c;

P_1 y P_2 representan, respectivamente, los valores característicos máximo y mínimo de las acciones debidas al pretensado, y

$S(Q)$ representa la solicitación debida a una acción Q.

Los valores que deben darse a γ_{Q_c} varían entre 1,1 y 1,4, según la carga de corta duración, Q_c, considerada. (En la Instrucción Provisional del 13 de diciembre de 1971 se incluye el detalle de estos valores.)

Para las cargas de los forjados de edificios, las acciones de la temperatura, las cargas climáticas, etc., corresponde tomar: $\gamma_{Q_c} = 1{,}25$, es decir, que:

$$\gamma_s = 1{,}2 \times 1{,}25 = 1{,}5$$

que es el valor indicado en las Recomendaciones Internacionales.

* * *

Cuando existe proporcionalidad entre solicitaciones y acciones elementales, se llega al mismo resultado, introduciendo $\gamma_{s_3} = 1{,}2$ como factor, que multiplicando primero cada acción elemental por $\gamma_s = \gamma_{s_3} \times \gamma_Q$.

En los demás casos, el resultado no es el mismo. En particular, nos ha parecido que cuando hay que optimizar el pretensado para dos casos de cargas diferentes las fórmulas F.I.P.-C.E.B. conducen a anomalías.

Por ejemplo, en el caso en que el pretensado se determine para el estado límite últi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

mo de esfuerzo cortante, es necesario igualar el esfuerzo cortante en vacío con el esfuerzo cortante bajo carga máxima, es decir:

En la situación actual:

$$T = P - G, \text{ en vacío}$$
$$T = G + Q - P, \text{ bajo carga}$$

siendo:

T = esfuerzo cortante;
G = carga permanente probable;
Q = carga variable considerada;
P = componente vertical del pretensado probable.

De lo anterior se deduce:

$$P - G = G + Q - P, \text{ de donde } T = Q/2 \text{ y } P = G + Q/2$$

Según la fórmula F.I.P.-C.E.B.:

$$1{,}15\,P - 0{,}9\,G = 1{,}5\,G + 1{,}5\,Q - 0{,}85\,P$$

de donde:

$$P = 1{,}2\,G + 0{,}75\,Q.$$

Con la fórmula de nuestro proyecto de reglamento:

$$1{,}2\,(P_1 - 0{,}9\,G_2) = 1{,}2\,(1{,}1\,G_1 + 1{,}25\,Q - P_2)$$

$$P_1 \sim 1{,}15\,P \qquad G_1 \sim 1{,}05\,G$$

y

$$P_2 \sim 0{,}85\,P \qquad G_2 \sim 0{,}95\,G$$

de donde:

$$P = 1{,}005\,G + 0{,}625\,Q.$$

Gracias a la introducción de $\gamma_{s3} = 1{,}2$ como factor, se llega nuevamente a la conclusión actual de que el pretensado debe equilibrar la carga permanente más la mitad de la carga máxima que deba considerarse.

Podrían darse muchos otros ejemplos del mismo tipo, que demuestran el interés y la importancia de la descomposición de γ_s en γ_0 y γ_{s3}.

° ° °

En el proyecto de reglamento que se comenta se incluyen también las fórmulas relativas a ciertas combinaciones "suplementarias", a las combinaciones "accidentales" y a las solicitaciones de cálculo que deben tenerse en cuenta en relación con los estados límites últimos de fatiga y de estabilidad de forma.

° ° °

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

En relación con los *estados límites de utilización*, las solicitaciones de cálculo que deben considerarse son de la forma:

$$S(Q_{L_1}) + S(Q_{L_2}) + \begin{matrix} S(P_1) \\ \acute{o} \\ S(P_2) \end{matrix} + S(\gamma_{Q_c} \times Q_c)$$

En general, a las acciones se las dan los mismos valores característicos que en las combinaciones relativas a los estados límites últimos. Sin embargo, cuando el cálculo se hace en Clase III, no se tienen en cuenta, para ciertas comprobaciones, más que una fracción χ de los valores característicos de las cargas de uso Q_E (en estos casos, $Q_c = \chi Q_E$).

Salvo en casos particulares, se toma $\gamma_{Q_c} = 1$. También deben tenerse en cuenta, en relación con los estados límites de utilización, algunas combinaciones "suplementarias", pero, en principio, no es necesario considerar combinaciones "accidentales".

° ° °

Por lo que respecta a los propios estados límites, en el texto aparecen detalladamente definidos.

Los estados límites últimos corresponden, prácticamente, a los indicados en las Recomendaciones Internacionales.

Los estados límites de utilización dependen de las condiciones de uso previstas y de la durabilidad exigida a la estructura. Por lo que se refiere a los riesgos de fisuración, las tres clases de hormigón pretensado se definen mediante una tabla de tensiones de tracción admisibles, que son diferentes según se trate o no de las secciones de recubrimiento, según la fase considerada (en construcción o en servicio) y según las acciones consideradas. La tensión de compresión del hormigón se limita a σ'_j/γ_b, siendo σ'_j la resistencia característica del hormigón a los j días de edad y γ_b un coeficiente, cuyo valor es igual a 1,5 para la fase de construcción y 1,8 para la de servicio (con reducciones para ciertos casos).

° ° °

El capítulo relativo a las solicitaciones tangentes (esfuerzo cortante y torsión) se ha simplificado con respecto a las Recomendaciones Internacionales correspondientes. Este solo capítulo merecería una hora suplementaria de conferencia. Lo mismo ocurre con los últimos capítulos que, en fecha próxima, van a ser publicados.

3.4. Para terminar con este proyecto de reglamento es importante señalar:

— Ante todo, que no será aprobado en tanto no se hayan realizado ensayos suficientes para poder efectuar las comprobaciones y, eventualmente, las modificaciones que se estime preciso.

— Por otra parte, que habrá que realizar un gran esfuerzo para la formación y el necesario cambio de mentalidad de los proyectistas que tengan que aplicarlo.

Por todo ello, está previsto que los textos actuales no serán abolidos hasta que no haya transcurrido un cierto plazo, que, seguramente, será de varios años. Durante este

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

período, el nuevo reglamento sólo se irá aplicando progresivamente y con ciertas condiciones restrictivas, para permitir su puesta a punto y dar un cierto plazo a las oficinas técnicas para que lo vayan asimilando y se habitúen a su utilización.

4. CONCLUSION

4.1. A lo largo de esta exposición habrán podido darse cuenta de que, en nuestra opinión, no todos los problemas que plantea la aplicación de los nuevos principios de seguridad han sido resueltos, ni mucho menos, aun cuando su estudio dura ya más de veinte años.

En particular, falta todavía mucho por hacer para precisar las definiciones y la evaluación de los valores característicos de las diversas acciones, para determinar sus combinaciones y para definir las solicitaciones de cálculo que deben adoptarse en los distintos casos.

Esta innovación en la reglamentación técnica debe, por consiguiente, considerarse no como una meta, sino como un punto de partida que abre nuevas vías al progreso.

4.2. A pesar de estas reservas, estimamos que la aplicación de estos nuevos principios proporcionará, con respecto a la situación actual, ventajas que indudablemente compenserán la mayor complejidad de determinados cálculos. En efecto, permitirá ya desde ahora, y más aún en el futuro, una mejor valoración de la seguridad de las estructuras, una mejor adaptación de las mismas a las cargas que deban soportar, una mayor homogeneidad entre las distintas estructuras y entre sus diferentes elementos, y, por consiguiente, una mejor utilización del material.

4.3. Una de las comprobaciones más sorprendentes surgidas ya de estos estudios es la evidente desproporción que existe entre la precisión alcanzada en los cálculos teóricos y las incertidumbres que subsisten en lo relativo a la previsión de las acciones y sus combinaciones.

4.4. A nuestro entender, la labor que debe realizarse en este campo, ha de orientarse hacia dos objetivos:

- Por un lado, a profundizar y desarrollar los estudios teóricos y experimentales, es decir, a continuar la investigación sobre la seguridad y la durabilidad de las estructuras.
- Por otro, a tratar de aproximar, armonizazr e incluso, si fuese posible, unificar la reglamentación técnica de los diversos países, lo cual constituyó el objetivo inicial del Comité Europeo del Hormigón.

Mientras que la investigación debe permanecer libre y tratar de lograr el conocimiento objetivo y científico de la realidad, la reglamentación técnica entraña tener que realizar una serie de elecciones y adoptar decisiones, incluso cuando el campo al que hayan de ser aplicadas no esté todavía dominado ni se conozca totalmente. Además, debe abordarse en su conjunto, con el objeto de armonizar los reglamentos de cargas y los de cálculo, unos con otros, y tener en cuenta muchas condiciones, especialmente, la experiencia y costumbres de las oficinas de cálculo y de las empresas, la formación de los proyectistas, etc.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Se trata, por consiguiente, de puntos de vista y de procedimientos diferentes, aunque íntimamente ligados unos a otro.

Lo que, en cualquier caso, les es común, es que ambos implican el desarrollo de la información mutua y de la colaboración entre los Ingenieros de los diferentes países.

° ° °

La reunión de esta tarde, que no es la primera y que seguramente será seguida de otros contactos entre ingenieros españoles y franceses, demuestra que este deseo de información y de colaboración existe a ambos lados de los Pirineos.

° ° °

Agradezco de nuevo a la Asociación Técnica Española del Pretensado el haberla organizado y a todos ustedes su atención.

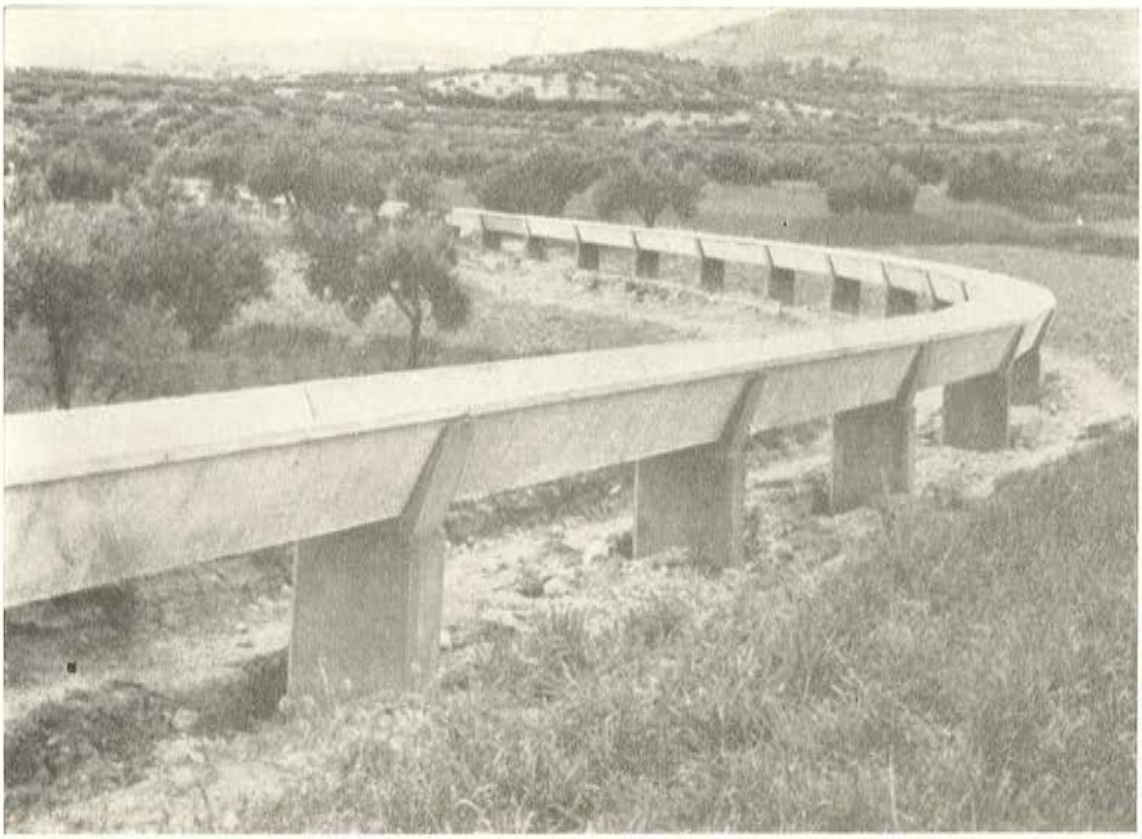
Traducido por R. Piñeiro

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

inhor s. a.

INDUSTRIAS DEL HORMIGON

aplicaciones del hormigón pretensado



ACEQUIAS Y CANALES PARA RIEGOS

Vigas y viguetas • Cubiertas • Estructuras

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

algunas características del proyecto de nuevas normas soviéticas para el estudio y cálculo de estructuras de hormigón (en masa, armado o pretensado) (*)

A. A. GVOZDEV

En la actualidad, se encuentran en período de revisión en la URSS varias de las normas que regulan las acciones que deben adoptarse, las bases generales de cálculo y la redacción de proyectos de estructuras construidas con diversos materiales (hormigón, acero, fábrica de ladrillo, madera, etc.).

Las prescripciones de las nuevas normas, ya en vigor, sobre las bases de cálculo concuerdan mucho más con las incluidas en los principios del CEB y el documento análogo de la ISO que las que figuraban en las normas precedentes publicadas en 1962.

Las nuevas normas para el cálculo y el estudio de las estructuras de hormigón contendrán solamente las prescripciones fundamentales y obligatorias. Otras recomendaciones más detalladas serán objeto de diferentes manuales.

En lo que a continuación se expone, sólo se señalarán aquellos cambios que pueden ofrecer cierto interés para el CEB, sin separarlos de acuerdo con el documento en que aparecen.

Los métodos de cálculo y las prescripciones constructivas se han modificado también para ajustarlas a las de las Recomendaciones del CEB. No obstante, esta similitud no siempre se mantiene; y ello, por diversas razones.

La primera reside en la costumbre y experiencia de los técnicos rusos, los cuales vienen utilizando los métodos de cálculo basados en los estados límites desde 1955, es decir, mucho antes de que se publicasen las Recomendaciones del CEB. No se ha juzgado necesario modificar los métodos habituales cuando los del CEB conducen sensiblemente a los mismos resultados o no proporcionan soluciones que ofrezcan ventajas económicas o de otro tipo.

Algunas modificaciones de los métodos del CEB adoptadas en los nuevos documentos se estima que constituyen mejoras importantes; y son éstas, especialmente, las que con más detalles se tratan en lo que a continuación se expone.

(*) *Nota Editorial.* — En la XIV Asamblea del Comité Europeo del Hormigón, celebrada en Leningrado en mayo de 1972, el profesor Gvozdev presentó una nota verbal sobre algunas características de las nuevas Normas Soviéticas que difieren de las Recomendaciones FIP-CEB 1970. Estimamos de gran interés dar a conocer estas ideas a nuestros lectores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CLASES DE PRETENSADO

La primera de estas modificaciones se refiere a las Clases o, como se denominan en Rusia, "Categorías de comprobación". Se ha juzgado razonable tratar por separado:

— Las acciones frecuentes, que incluyen todas las acciones permanentes y aquellas acciones variables que totalizan una gran duración de aplicación.

— Las acciones más esporádicas.

En realidad, este criterio responde a la subdivisión de acciones aceptada para la aplicación del coeficiente χ, de acuerdo con el principio P 42,3 de las Recomendaciones FIP-CEB 1970.

El documento en el que se estudian las acciones que deben adoptarse especifica qué tipo de acción o qué parte de una acción debe considerarse como frecuente.

Así, por ejemplo, en el extremo meridional de Rusia, el peso de la nieve no se considera como acción frecuente. Para las regiones situadas más al norte, las acciones frecuentes incluyen una fracción del peso de la nieve, fracción que aumenta paralelamente al peso total de nieve que corresponde adoptar.

Análogamente a lo que ocurre con la clasificación de las acciones, se distingue también entre la abertura de fisuras de larga duración, que corresponde a las acciones frecuentes, y la de corta duración, originada por la totalidad de las acciones.

Como ya anteriormente se venía haciendo, se consideran tres categorías de comprobación.

De acuerdo con la primera, la fisuración no debe producirse ni aun bajo la totalidad de las acciones de cálculo.

Para las otras dos categorías se introducen las acciones características.

De acuerdo con la segunda, se admite la abertura de fisuras de corta duración, pero limitada. No se tolera ninguna abertura de fisuras de larga duración.

De acuerdo con la tercera, se admite la abertura limitada de fisuras, tanto de corta como de larga duración.

Los valores límites de la abertura de fisuras dependen de la agresividad del ambiente y de la naturaleza de los aceros de las armaduras.

Cuando la fisuración se ha producido, el cierre de las fisuras, según demuestra la experiencia, se produce únicamente bajo el efecto de un cierta tensión de compresión. El estado de descompresión no proporciona, por consiguiente, una garantía suficiente.

Según los resultados de los ensayos disponibles, después de la fisuración del hormigón, si las armaduras no han experimentado deformación anelástica, la tensión de compresión necesaria para volver a cerrar las fisuras es del orden de los 10 kg/cm^2. No obstante, se considera necesario realizar un mayor número de ensayos antes de adoptar una decisión definitiva sobre el particular.

Las nuevas categorías de comprobación presentan las siguientes ventajas:

Una abertura limitada de fisuras de corta duración no afecta a la durabilidad de una estructura correspondiente a la segunda categoría de comprobación; en cambio, la fisu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

ración de una estructura comprobada en Clase II (por ejemplo, bajo el efecto de acciones que exceden de los valores característicos) tiene el riesgo de transformarse en permanente y, por consiguiente, es peligrosa.

Con mayor motivo, las comprobaciones en Clase III, bajo el efecto de una fracción χ de las acciones, no ofrece ninguna garantía si la fisuración se ha producido bajo acciones más elevadas.

ANCHURA DE FISURAS

Para el cálculo de la abertura de fisuras el proyecto de las nuevas normas propone una fórmula empírica. Este procedimiento se diferencia del método propugnado en las Recomendaciones del CEB, en primer lugar, por una diferente valoración de la influencia del diámetro de las armaduras.

Para las barras corrugadas utilizadas normalmente en Rusia como armaduras principales, la influencia del diámetro, de acuerdo con los ensayos realizados, es pequeña. En la fórmula citada esta influencia se expresa por el factor $\sqrt[3]{d}$.

A este respecto, se estima conveniente recordar que, según Hognestad, la influencia del diámetro de las barras corrugadas en la abertura de fisuras puede considerarse nula o despreciable.

Traducido por R. Piñeiro

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

TUBOS

BORONDO

S. A.

FORJADOS AUTORRESISTENTES Y SEMIRRESISTENTES

SISTEMAS PATENTADOS

VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO

FORJADOS
AJUSTADOS A LAS ESPECIFICACIONES
DE LA
NORMA M. V. 101-1.962

"ACCIONES EN LA EDIFICACION"

AUTORIZACIONES DE USO

Núm. 061-66
Núm. 540-67
Núm. 932-69

— PARA ESTUDIOS DE FORJADOS
— CARGADEROS
— CONSULTAS, ETC

A SU DISPOSICION NUESTRO GABINETE TECNICO DE HORMIGON PRETENSADO



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

OFICINAS: AVDA. DE LA ALBUFERA, 134 - TELS. 478 81 00 - MADRID-18

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

457 - 0 - 48

coeficiente de seguridad a la rotura en los postes para líneas eléctricas

JOSE A. FERNANDEZ ORDOÑEZ
Dr. Ingeniero de Caminos

GENERALIDADES

El 20 de septiembre de 1968 se daba en Madrid el Decreto de la Presidencia del Gobierno 2987/1968, por el que se aprueba la Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras en hormigón en masa o armado. En esta Instrucción —como se justificará más adelante— quedaría establecido un coeficiente de seguridad a la rotura máximo de 1,82 para los postes de líneas eléctricas prefabricados en talleres especializados.

Dos meses después, el 28 de noviembre de 1968, se daba el Decreto del Ministerio de Industria 3151/1968 relativo al reglamento de líneas eléctricas, donde se exigía un coeficiente de seguridad a la rotura de 2,5 para los postes de hormigón armado o pretensado.

El Decreto de la Presidencia del Gobierno reconoce que se ha hecho necesaria esta nueva Instrucción, por la notable evolución que ha experimentado en los últimos años la técnica de la construcción en general y la del hormigón en particular, siendo esta evolución tan rápida y permanente que se establece que sea revisada cada cinco años como máximo (apartado "C", artículo 4.º del Decreto).

Por otra parte, los principios de esta Instrucción se consideran tan básicos que se ordena su aplicación en toda clase de obras, tanto públicas como privadas, y entre las públicas, expresamente las dependientes del Ministerio de Industria. Sin embargo, el Decreto del Ministerio de Industria aparecido dos meses después, deroga solamente el reglamento de líneas aprobado por Orden Ministerial del 23-2-49, y no se refiere en absoluto al de la Presidencia del Gobierno que estamos comentando.

Al tratar de los postes de hormigón armado (apartado 4.º del artículo 30), el Decreto 3151/68 del Ministerio de Industria contradice de una forma evidente el Decreto de la Presidencia del Gobierno 2937/1968, indudablemente debido a un error, ya que si se hubiese pretendido mantener otros nuevos criterios diferentes a los de la Instrucción de hormigón armado aprobada por el referido Decreto de la Presidencia del Gobierno, se hubiera justificado la no aceptación de los criterios propuestos en dicho Decreto de la Presidencia del Gobierno, que incluye toda clase de elementos de hormigón, y cita, en el artículo 1.º de la Instrucción, las construcciones que expresamente se excluyen del campo de aplicación de dicha Instrucción, entre los que no están los postes de hormigón armado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

JUSTIFICACION DE UN NUEVO COEFICIENTE DE SEGURIDAD A LA ROTURA PARA LOS POSTES DE HORMIGON ARMADO FABRICADOS EN TALLERES ESPECIALIZADOS

a) Coeficiente de minoración del acero.

De acuerdo con el artículo 25.3 se considerará como resistencia de cálculo del acero en tracción ($\sigma^{\circ}{}_a$) el menor de los dos valores siguientes:

$$\sigma_a{}^{\circ} = \frac{\sigma_{ak}}{1{,}10}$$

$$\sigma_a{}^{\circ} = \frac{\sigma_{ar}}{1{,}30}$$

El primero de estos valores, referido a la tensión de rotura, será, por tanto, igual a $\frac{\sigma_{ar}}{1{,}265}$, teniendo en cuenta que la tensión de rotura no deberá ser nunca menor de $1{,}15\,\sigma_e$.

El segundo de dichos valores, referido al límite elástico, será igual a $\frac{\sigma_e}{1{,}1304}$.

En resumen, los coeficientes de seguridad máximos (coeficientes de minoración del acero) serán de 1,13 respecto al límite elástico y de 1,30 respecto a la tensión de rotura.

b) Coeficiente de minoración del hormigón.

En el artículo 26.4 se considera como resistencia de cálculo del hormigón el valor de su resistencia característica correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración para el que se adopta el valor 1,50 en general. Sin embargo, se especifica muy concretamente en dicho apartado que "cuando se trate de hormigones para elementos prefabricados curados en taller, rigurosamente dosificados y cuidadosamente controlados durante todo el proceso de construcción, el coeficiente de minoración γ_b puede reducirse a 1,40".

c) Coeficiente de mayoración de la sobrecarga.

El apartado 28.1 de la Instrucción define el coeficiente de mayoración de las acciones γ_s igual a 1,50 en los casos ordinarios, pero a continuación aclara que excepcionalmente γ_s podrá disminuirse hasta el valor de 1,35 si se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

1.ª El grado de confianza que puede otorgarse a las hipótesis de cálculo adoptadas es muy grande.

2.ª Los estudios y cálculos realizados son rigurosos, y en ellos se han tenido en cuenta todas las solicitaciones y todas sus combinaciones posibles.

3.ª Los anclajes, nudos, enlaces y apoyos se estudian con el mayor cuidado.

4.ª Las condiciones previstas para la ejecución de la obra (en este caso, los postes de hormigón armado) son muy buenas.

5.ª Los daños previsibles, en caso de accidente, son de tipo medio y exclusivamente materiales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Dado el grado de seguridad del proyecto de postes de hormigón armado y la construcción de este tipo de elementos en talleres absolutamente especializados, creemos que podría aceptarse, en sentido estricto, el coeficiente de mayoración de 1,35 para las sobrecargas. Sin embargo, quedándose muy del lado de la seguridad, y siguiendo la recomendación que se hace en los comentarios al apartado 28.1 de la Instrucción, puede adoptarse el coeficiente γ_s igual a 1,40.

d) Coeficiente de seguridad a la rotura.

A la vista de los apartados *a, b* y *c,* el coeficiente de seguridad a la rotura viene determinado por la armadura de tracción. En el límite elástico del acero, el coeficiente de seguridad será igual a $1{,}13 \times 1{,}40 = 1{,}58$, y en la rotura del acero igual a $1{,}30 \times \times 1{,}40 = 1{,}82$. Esto significa que desde que el acero alcanza el límite elástico hasta que puede considerarse el poste como roto, se considera un aumento de resistencia de un 15 por 100 en las secciones del poste.

Dado que la mayoría de estos postes de hormigón armado son de secciones doble T y de secciones cajón, este aumento del 15 por 100 nunca se produce. En efecto, al alcanzar el acero el límite elástico, el aumento de la capacidad resistente de la sección sólo viene condicionado por el aumento del brazo mecánico, elevándose al mismo tiempo las tensiones de compresión del hormigón. Sin embargo, en este tipo de secciones la posibilidad de crecimiento del brazo mecánico es muy difícil que sobrepase el 8 por 100. De todas formas, y siguiendo el criterio de una mayor seguridad, y previendo que pueda haber otras secciones de postes de hormigón armado, puede aceptarse como válido este aumento del 15 por 100 entre la fase elástica y la fase de rotura.

En resumen, el coeficiente total de seguridad a la rotura para los postes de hormigón armado quedaría establecido de acuerdo con la referilda Instrucción en un valor de 1,82.

COEFICIENTE DE SEGURIDAD EN LOS POSTES CONSTRUIDOS CON PERFILES METALICOS

Aunque hasta este momento no hay una Instrucción oficial española de estructuras metálicas, en las recomendaciones vigentes que se usan en el país para el cálculo de este tipo de estructuras existe un coeficiente de seguridad total de 1,50 respecto al límite elástico, lo que significa —dadas las características de estas secciones formadas generalmente con perfiles de angulares—, que la capacidad resistente de dichas secciones puede aumentar como mucho un 7 por 100 entre el límite elástico y la rotura.

Por tanto, el coeficiente total de seguridad a la rotura es de 1,61.

COEFICIENTE DE SEGURIDAD DE LOS POSTES CONSTRUIDOS EN HORMIGON PRETENSADO

Aunque no existe una Instrucción oficial en nuestro país para la construcción de hormigón pretensado, recientemente se han aprobado en el Instituto Eduardo Torroja las "Recomendaciones para la fabricación de viguetas autorresistentes y semirresistentes de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

hormigón pretensado". En dichas Recomendaciones, y en su apartado 1.1.2, se especifica que el coeficiente total de seguridad a la rotura será de 1,8.

Es evidente que, en caso de accidente, los daños previsibles por fallo de las viguetas son muy importantes y con vidas humanas en juego, y, sin embargo, por rotura de postes para líneas eléctricas, los daños previsibles son exclusivamente materiales. Por tanto, parece lógico que debiera adoptarse como máximo el mismo coeficiente de seguridad a la rotura de 1,80 para los postes de hormigón pretensado.

RESUMEN

A la vista de todo lo expuesto anteriormente, nos parece que debería adoptarse un coeficiente de seguridad a la rotura para los postes de hormigón armado, metálicos y de hormigón pretensado, de 1,82 en vez del coeficiente de 2,5 que se indica en el actual reglamento de líneas eléctricas. Ello significaría un ahorro inmenso para la economía nacional, dejando a los postes de líneas eléctricas la misma seguridad que en este momento existe en las viviendas, naves industriales, puentes y restantes construcciones que se realizan por todo el país.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

SELLO DE CONFORMIDAD



PARA PREFABRICADOS

DERIVADOS DEL CEMENTO

ANDECE
Agrupación Nacional de Derivados del Cemento
Av. General Mola, 211
MADRID-2

I. E. T. c. c.
Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento
APARTADO 19002
MADRID - 33

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

1. ¿Qué es el sello de conformidad IETAN ?

El Sello de Conformidad CIETAN (anagrama formado por las iniciales: C, de conformidad; IET, del Instituto Eduardo Torroja; y AN, de ANDECE) es un distintivo o marca creado, a iniciativa de la Agrupación Nacional de los Derivados del Cemento (ANDECE), con la colaboración del Instituto Eduardo Torroja, que acredita que los productos que lo ostentan cumplen con las Especificaciones de fabricación y control de calidad, previamente elaboradas por el correspondiente Comité mixto de redacción, integrado por fabricantes del producto en cuestión y personal especializado del I.E.T.c.c.

2. ¿Quiénes pueden solicitar la concesión del IETAN ?

Todos los fabricantes de productos prefabricados derivados del cemento, y que hayan sido normalizados por el adecuado Comité mixto de redacción, que voluntariamente se comprometan a cumplir las prescripciones contenidas en las respectivas Especificaciones y en los Estatutos relativos a su concesión, uso y divulgación y estén dispuestos a someterse a las oportunas inspecciones de control, que llevará a cabo el Instituto Eduardo Torroja.

3. ¿Qué requisitos se precisan para la obtención del IETAN ?

En el escrito de solicitud deberán acreditarse cumplidamente que el fabricante solicitante posee las instalaciones y medios de control adecuados para garantizar que los productos fabricados para los que se solicita reúnen las características de idoneidad exigidas en la respectiva Especificación.

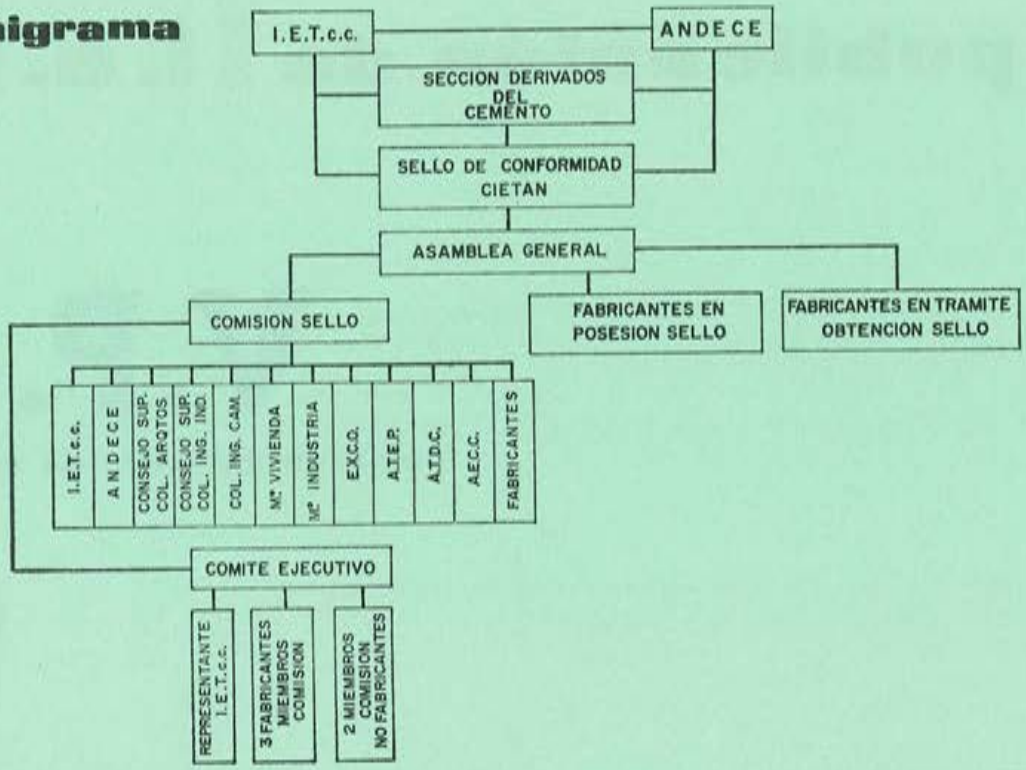
La veracidad de estos datos será comprobada por la Inspección del Sello, la cual propondrá a la Comisión del Sello, en vista de los resultados obtenidos, su concesión o denegación.

4. ¿Quién otorga o anula el IETAN ?

La Comisión del Sello, que estará constituida por representantes de distintos Departamentos ministeriales, Instituto Eduardo Torroja, ANDECE, A.T.D.C., Colegios técnicos profesionales y Fabricantes titulares del Sello, con una organización distinta para cada grupo de productos. Así, por ejemplo, para las VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO, la organización responde al organigrama siguiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

organigrama



5. ¿Quién controla el IETAN ?

El control próximo, o autocontrol, lo llevará a cabo el propio fabricante, quien vendrá obligado a realizar los ensayos diarios que se señalen en la Especificación.

El control remoto, o supervisión del autocontrol, corresponderá a la Comisión del Sello, a través de las correspondientes Inspecciones, cuyo alcance y valoración de resultados se establece en los Estatutos y que pueden determinar la anulación del Sello cuando estos resultados acrediten el incumplimiento de las condiciones voluntariamente aceptadas por el solicitante.

6. ¿Qué productos se benefician actualmente del IETAN ?

Las viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado y cerámica pretensada, de acuerdo en las Recomendaciones V.P.-71.

Actualmente están en preparación las Recomendaciones relativas a TUBOS DE HORMIGON, BALDOSAS DE TERRAZO Y BLOQUES DE HORMIGON, por lo que en fecha próxima se podrán acoger al Sello CIETAN todos los fabricantes de estos productos que lo deseen.

Si desean ampliar la información sobre las condiciones y alcance de este Sello pueden dirigirse a **ANDECE** o al **I.E.T.c.c.**

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

publicación de ANDECE i.e.t.c.c.

V.P.-71

Comisión del Sello de Conformidad

IETAN

recomendaciones

para la fabricación de viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado

anejo: **recomendaciones para la fabricación de viguetas con piezas cerámicas**

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

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

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

Un volumen de 137 páginas, encuadernado en rústica

Precios: España, 300 pesetas; extranjero, $ 6

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

distancia entre fisuras y anchura de fisuras debidas a fuerza normal o a momento flector

A. HOLMBERG y S. LINDGREN

Documento D 2: 1970 del Instituto Nacional Sueco de Investigación de la Construcción (*)

SINOPSIS

La investigación se refiere a formas estables en estructuras de hormigón armado sometidas a tensión (esfuerzo de pretensado) y a flexión. Se analiza también brevemente la influencia del esfuerzo cortante, en relación con el ancho de fisuras. No se ha llevado a cabo ningún trabajo sobre el efecto inductor de fisuras ni sobre la forma de las fisuras. Las observaciones se efectúan directamente sobre las fisuras en superficie del hormigón a nivel de la armadura. Se abarcan los tipos más corrientes de acero, en relación con la edad de la estructura y con su historial de cargas, así como con la tensión del acero.

El informe se basa sustancialmente sobre ensayos realizados por sus autores y otros. Para cada caso se dan referencias bibliográficas.

RESUMEN

El documento número 2, 1970 del Instituto Nacional Sueco de Investigación de la Edificación se refiere a los factores que determinan la distancia entre fisuras en estructuras de hormigón sometidas a tensión y flexión. Se basa en ensayos realizados expresamente para este objeto y en información confiable entresacada de la literatura.

Propuestas principales del documento:

1.º Es posible alcanzar el espaciamiento final entre fisuras a corto plazo, empleando técnicas de ensayo.

2.º El ancho de fisuras depende de las deformaciones de las estructuras debidas a las cargas y vínculos de apoyo, así como de la repetición y duración de éstas. Por tanto, no es posible reproducirlo a corto plazo.

(*) *Nota de la A.T.E.P.* — Deseamos expresar a los autores de este interesante artículo, Sres. Holmberg y Lindgren, nuestro más sincero agradecimiento por su amabilidad al autorizarnos a publicar esta traducción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

3.º Para poder comparar el ancho de fisuras en un ensayo con el real en una estructura, hay que estudiarlo con cargas decrecientes, puesto que prácticamente todas las estructuras han tenido que soportar alguna vez una carga mayor que la que se está considerando.

Con cargas de corta duración, la distancia entre fisuras es función de la tensión en la armadura, correspondiendo distancias grandes a las tensiones bajas. El esquema de fisuración se hace estable a una tensión de 2.000 a 3.000 kg/cm², sin aparición de nuevas fisuras. Una hipótesis que parece deducirse en cierto grado es que el mismo esquema de fisuración, ya estabilizado, aparecerá bajo tensiones más bajas cuando la carga se mantiene un período largo de tiempo. A la vista de ello hay que suponer que los ensayos a corto plazo con valores altos de carga, reproducirán las condiciones correspondientes a carga mantenida un largo plazo.

Para determinar la distancia media entre fisuras, en estructuras sometidas a tensión y flexión, se emplea como núcleo principal para el análisis el conjunto de observaciones efectuadas por otros autores, a saber: 239 observaciones sobre vigas, 81 sobre losas armadas con barras corrugadas y 67 sobre vigas armadas con barras lisas.

Tras algunos tanteos en la interpretación de resultados, se ha escogido la fórmula:

$$\Delta l_{av} = \alpha \cdot \xi + \beta \cdot \eta,$$

como expresión para la distancia entre fisuras, siendo Δl_{av} el valor medio de esa distancia, ξ el recubrimiento o la unidad, η una cierta combinación de datos relativos a la sección transversal, y α, β unas constantes a determinar experimentalmente. Se calculan también las dispersiones absolutas y relativas.

Como expresión más aproximada se ha adoptado:

$$\Delta l_{av} = \alpha + \beta \sqrt{c \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}.$$

La dispersión relativa para barras corrugadas fue del 21 por 100 y para barras lisas de 15,5 por 100.

Las constantes α y β, después de multiplicadas por la expresión (1 + 2 × dispersión relativa), resultan iguales a 6,0 y 0,8, respectivamente, para barras corrugadas, y a 6,0 y 1,0 para barras lisas. La distancia máxima entre fisuras se supone igual a 1,7 × distancia media.

La figura 3 del texto muestra una comparación, para barras corrugadas, entre la distancia entre fisuras medida en los paramentos laterales de las vigas y la calculada según la expresión indicada más arriba.

Los ensayos realizados por los autores se programaron para conocer el efecto del pretensado (ninguno, medio, completo) y de las condiciones de la superficie. Los ensayos se efectuaron sobre vigas *T* y en *I*. En la figura 11 del texto se muestra la comparación con los valores medios calculados, pudiendo apreciarse que el pretensado no tiene efecto, que incluso un pequeño grafilado del acero le sitúa en la categoría de "acero corrugado" y que para valores de $A/B_0 < 1$ por 100, parece que el acero ya no tiene ningún efecto de control de fisuras. Las constantes α y β para los valores calculados que aparecen en la figura, se han tomado igual a 4,2 y 0,56, respectivamente, para cables y

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

para alambres grafilados y ondulados; y a 4,4 y 0,72, respectivamente, para alambres lisos.

La anchura de fisuras viene dada por la distancia entre fisuras multiplicada por la deformación media del hormigón a nivel de la armadura, modificada mediante algún factor de corrección. La deformación media se aproxima a ε_a tras algunos ciclos de carga y descarga. El factor de corrección es menor de la unidad para valores pequeños del recubrimiento y se aproxima a la unidad para valores mayores.

Las figuras 16 y 17 del texto muestran cómo la repetición y la duración de la carga aumentan gradualmente el valor del factor de corrección hacia la unidad, momento en que resulta:

$$w = \varepsilon_a \cdot \Delta l.$$

RECOMENDACIONES PARA LAS NORMAS

Acaba el informe con las siguientes recomendaciones para las normas:

La distancia entre fisuras que debe considerarse en el cálculo, para momento y fuerza normal constantes, vale:

$$\Delta l = 6 + \alpha \sqrt{c \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}},$$

donde:

$\alpha = 1{,}0$ para barras o alambres lisos.

0,8 para barras o alambres grafilados.

0,8 para barras onduladas.

0,8 para barras corrugadas.

0,8 para cables.

1,5 para armaduras dentro de vainas.

Estos valores pueden utilizarse para predecir la distancia entre fisuras, siempre que la armadura transversal, firmemente ligada a la principal no tenga un efecto inductor de fisuras.

El ancho medio de fisuras alcanzado después de dos mil quinientas horas o de 10^6 aplicaciones de carga, a la altura de la armadura y a la misma distancia del plano neutro, puede suponerse dado por la expresión:

$$w_1 = \varepsilon_a \cdot \Delta l,$$

donde ε_a es el valor medio para $\sigma_b = 0$.

Puede suponerse que la anchura máxima de fisuras vale 1,7 veces la anchura media.

En las condiciones indicadas, el ancho de fisura a la distancia máxima del plano medio, puede suponerse igual a:

$$w_2 = w_1 \frac{h_t - x}{h - x}.$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Las recomendaciones vienen limitadas en su campo de aplicación por la condición $\omega \geq 1$ por 100 y por la de que exista suficiente adherencia entre el hormigón y el acero.

PREAMBULO

Bajo el patrocinio del Consejo Nacional para la Investigación de la Edificación y de la Comisión Nacional del Hormigón, los ingenieros consultores Centerlöf y Holmberg AB han realizado estudios sobre la distancia entre fisuras y la anchura de fisuras debidas a una fuerza normal o a un momento flector.

El presente trabajo se basa en una amplia información recogida de la literatura, como puede verse en lista separada, así como en ensayos realizados por A. Betong y en otros ensayos complementarios que fueron amablemente incorporados por el profesor Anders Losberg, del Instituto Chalmers de Tecnología, de Gothenburg, al trabajo del Instituto. Otras series de ensayos relativos a fisuras en tubos de hormigón armado fueron facilitadas por Alfa-Rör AB.

Diversos autores citados en este informe respondieron amablemente a diversas preguntas que les fueron planteadas, lo que amplió sus propios trabajos. Por otra parte, se han mantenido provechosas discusiones con el Dr. Ferry Borges (Lisboa), el Dr. Eiving Hognestad (Skokie) y el profesor Hideo Yokomichi (Sapporo), además de con los miembros de la Comisión Nacional del Hormigón lo que ha servido para orientar adecuadamente las investigaciones.

El informe en su conjunto corresponde sustancialmente al trabajo de Sten Lindgren. Ake Holmberg ha tomado parte en las discusiones y ha contribuido a escribirlo en su actual versión.

NOTACION

A = área de la armadura principal.
B_0 = máxima área de hormigón cuyo centro de gravedad coincide con el de la armadura principal.
B_1 = área total del hormigón sometido a tracción.
E_a = módulo de elasticidad del acero.
E_b = módulo de deformación del hormigón.
N = número de...
c = recubrimiento libre.
c_h = recubrimiento lateral en una viga. En losas, vale la mitad de la distancia libre entre dos barras.
c_v = recubrimiento inferior en una viga o losa.
c_1 = valor apropiado en cada caso para c (c_h o c_v).
c_2 = valor medio de c_h y c_v.
$c_3 = c_1$ más $\frac{\varnothing}{2}$.
$c_4 = c_2$ más $\frac{\varnothing}{2}$.
Δl = distancia entre fisuras.
Δl_{av} = distancia media entre fisuras.
$\Delta l_{máx}$ = distancia máxima entre fisuras.
Δl_0 = valor observado de la distancia entre fisuras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Δl_e = valor calculado de la distancia entre fisuras.
S_1 = desviación típica.
S_2 = desviación típica expresada como porcentaje de l_e.
S_3 = desviación típica expresada como porcentaje de l_0.
n = exponente.
x = profundidad de la zona comprimida de hormigón.
w = anchura de fisura.
w_{av} = anchura media de fisura.
$w_{máx}$ = anchura máxima de fisura.
w_1 = anchura media de fisura a nivel de la armadura.
w_2 = anchura media de fisura a la máxima distancia del plano neutro.
α, β = constantes.
ε = deformación.
ε_a = deformación de la armadura, sin tener en cuenta la coacción debida al hormigón circundante ($\varepsilon_a = \sigma_a / E_a$).
ε_{av} = deformación media en el lado de la viga (losa, etc.) a nivel de la armadura (incluidas fisuras).
ξ, η = expresiones generales de parámetros que determinan la distancia entre fisuras.
ω = cuantía mecánica.
$\omega_0 = 100\ A/B_0$.
$\omega_1 = 100\ A/B_1$.
σ_a = tensión de tracción en las armaduras.
σ_b = tensión de tracción en el hormigón.
$\emptyset$ = diámetro de la armadura activa o pasiva. Para cables o barras en contacto y para barras, alambres o cables en conductos inyectados,

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \text{área de la sección transversal.}}$$

INTRODUCCION

El presente informe se refiere a fisuras estables (67 Kr) en estructuras de hormigón armado sometidas a tensión axil y momento flector. El efecto del esfuerzo cortante se contempla brevemente en relación con el ancho de fisuras. No se ha realizado ningún trabajo original sobre el efecto inductor de fisuras de las armadura transversal ni sobre forma de fisuras. Respecto a forma de fisuras, se hace referencia a algunos estudios (66 Ba, 65 Br, 65 Bro y 66 Br) relativos a la variación de anchura en la superficie del hormigón y a otros (35 Em, 65 Br, 65 Bro y 66 Br) relativos a su variación en el interior del hormigón. Es probable que haya que aumentar y extender los estudios de este tipo antes de que puedan responderse muchas preguntas relativas al efecto de las fisuras en la durabilidad y la forma de trabajo de las estructuras. Todas las observaciones recopiladas y las hipótesis establecidas se refieren a fisuras en la superficie del hormigón, a nivel de la armadura. Se consideran, no obstante, todos los tipos de armaduras, en relación con la edad y el historial de cargas de la estructura y con la tensión en la armadura. También se tiene en cuenta la influencia del pretensado en diversas intensidades.

El informe se basa sustancialmente en ensayos, propios o de otros autores, haciéndose referencia a una lista de publicaciones; no obstante, ha sido necesario omitir mucho material escrito hasta la fecha, debido, entre otras razones, a no ser completa la información suministrada. A esto se deben las omisiones aparentes en la lista de referencias.

Las principales características de los ensayos reflejan las ideas e hipótesis en las que se han basado los trabajos, que pueden resumirse como sigue:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

1. Es posible alcanzar valores finales de la distancia entre fisuras en corto plazo, empleando técnicas de ensayo adecuadas.
2. Además de depender de las deformaciones debidas a las cargas y coacciones de la estructura, los anchos de fisuras dependen también de la repetición y duración de las cargas. Por tanto, no pueden ser reproducidos en corto plazo.
3. Los anchos de fisuras en modelos, a comparar con los anchos de fisuras en estructuras, deben estudiarse mientras la carga decrece, puesto que prácticamente todas las estructuras tienen que soportar, en un momento dado, una carga superior a la considerada.

1. DISTANCIA ENTRE FISURAS DEBIDA A FUERZA NORMAL Y A MOMENTO

Durante un proceso de carga de corta duración, la distancia entre fisuras es función de la tensión en la armadura, de tal manera que una tensión pequeña origina grandes distancias entre fisuras (59 Ef), como se indica en la figura 1. El fenómeno ha sido des-

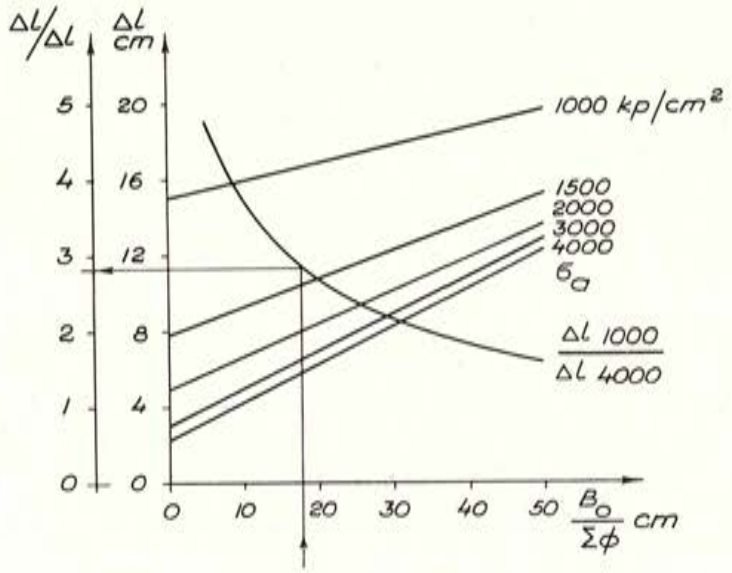


Fig. 1. — Relación entre la distancia entre fisuras, la tensión σ_a y el valor $\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}$, según (59 Ef).

crito profusamente, razón por la cual nuestros estudios se han concentrado en valores de $\sigma_a \geqq 3.000$ kg/cm². Esto da errores sólo en circunstancias excepcionales y nunca de gran magnitud. El cociente entre los valores Δl para $\sigma_a = 1.000$ kg/cm² ($\Delta l_{1.000}$) y para $\sigma_a = 4.000$ kg/cm² ($\Delta l_{4.000}$) se representa en la figura 1. Para un valor $\frac{B_0}{\Sigma \varnothing} = 17{,}8$, el cociente vale 2,8.

La figura 2 muestra el aumento del número de fisuras del puente sobre el Sagan, en Ostanbro (51 Ho), desde el año de su construcción, 1954, hasta 1956 y 1962, respectivamente (65 ku). La tensión en la armadura en el centro de la luz, debida a la carga permanente, va-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

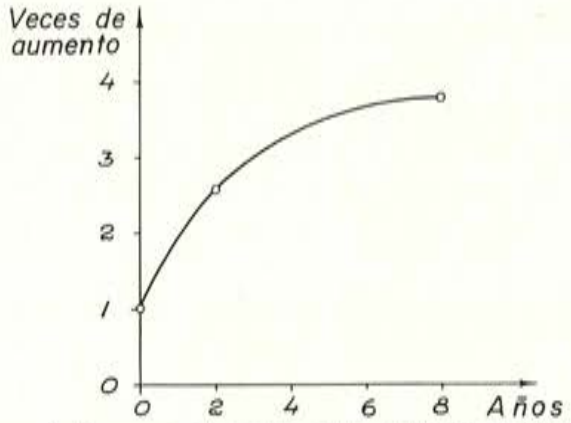


Fig. 2. — Aumento del número de fisuras en el puente sobre el Sagan, en Ostanbro. La tensión en la armadura en el centro de la luz, debida a la carga permanente, es del orden de 1.000 kg/cm².

lía como media unos 1.000 kg/cm², con un aumento gradual debido a un comprobado asiento de apoyo. El valor de $\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}$ es 17,8 y el aumento es del 280 por 100. Es probable que las fisuras, que eran muy finas inicialmente, no fueran descubiertas hasta más tarde. De cualquier modo, recibe algún soporte la hipótesis de que una tensión alta tiene el mismo efecto que la duración, como ha sucedido también en otras investigaciones (68 Ab).

El trabajo en que se basa el análisis de las causas que determinan la distancia final media entre fisuras en estructuras sometidas a tensión normal y flexión, comprende 239 observaciones sobre vigas y 81 sobre losas armadas con barras corrugadas, de tipos no especiales como el Sonderstahl (63 Rü) y el Square Twisted (66 Ba). Del material disponible (56 Cl, 63 Ka, 63 Rü, 66 Ba, 66 Te y 68 Lo) se ha tenido en cuenta todo aquello que obviamente no había sido afectado por tensiones de adherencia muy grandes (63 Rü). Los costeros y fondos de las vigas se han considerado como individuales cuando así lo permitían los datos publicados. Cuando se ha utilizado el valor medio del recubrimiento, 0,5 $(c_h + c_v)$, se ha hecho excepción en algunos casos estimando uno de los valores de c, lo que divide por dos el error. Para losas, c_h se ha considerado igual a la mitad de la distancia libre entre dos barras.

Tras algunos tanteos, se escogió la expresión:

$$\Delta l = \alpha \cdot \xi + \beta \cdot \eta,$$

para la distancia entre fisuras, donde α y β se determinan mediante un análisis de regresión y ξ y η de acuerdo con las siguientes alternativas:

1.ª

$$\xi = c_1 = \text{valor apropiado de } c_h \text{ o } c_v,$$

$$c_2 = 0{,}5\,(c_h + c_v) \simeq 0{,}5 \sqrt{c^2_h + c^2_v} \quad (10\ \text{Gr y } 66\ \text{Yo}).$$

$$c_3 = c_1 + \frac{\varnothing}{2} \quad (65\ \text{Bro}),$$

$$c_4 = c_2 + \frac{\varnothing}{2},$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

y al mismo tiempo:

$$\eta = \emptyset \left(\frac{B_0}{\Sigma \emptyset^2} \right)^n ; \quad n = 0, 1, \frac{1}{2}, \frac{1}{3},$$

$$\emptyset \left(\frac{c}{\emptyset} \frac{B_0}{\Sigma \emptyset^2} \right)^n ; \quad n = 1, \frac{1}{2}, \frac{1}{3},$$

$$\emptyset \left(\frac{c^2}{\emptyset^2} \frac{B_0}{\Sigma \emptyset^2} \right)^n ; \quad n = \frac{1}{2}, \frac{1}{3},$$

$$c \left(\frac{B_0}{\Sigma \emptyset^2} \right)^n ; \quad n = \frac{1}{3}.$$

2.ª

$\xi = 1,$

y al mismo tiempo:

$$\eta = \emptyset \left(\frac{c}{\emptyset} \frac{B_0}{\Sigma \emptyset^2} \right)^n ; \quad n = 1, \frac{1}{2}, \frac{1}{3},$$

$$\emptyset \left(\frac{c^2}{\emptyset^2} \frac{B_0}{\Sigma \emptyset^2} \right)^n ; \quad n = \frac{1}{2}, \frac{1}{3},$$

$$c \left(\frac{B_0}{\Sigma \emptyset^2} \right)^n ; \quad n = 0, \frac{1}{3}.$$

Las dispersiones absoluta y relativa se calcularon como sigue:

$$S_1 = \sqrt{\frac{\Sigma (\Delta l_0 - \Delta l_c)^2}{N - 1}}$$ donde l_0 es el valor observado.

$$S_2 = \sqrt{\frac{\Sigma \left(\frac{\Delta l_0 - \Delta l_c}{\Delta l_c} \right)^2}{N - 1}}$$ donde l_c es el valor calculado.

$$S_3 = \sqrt{\frac{\Sigma \left(\frac{\Delta l_0 - \Delta l_c}{\Delta l_0} \right)^2}{N - 1}}$$ donde N es el número de muestras.

En la tabla 1 se presentan ocho cálculos, de los que siete presentan la menor dispersión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

TABLA 1. — *Ocho cálculos, siete de ellos los mejores para todos los resultados de ensayos con barras corrugadas.*

Δl (cm)		S_1 (cm)	S_2 (%)	S_3 (%)
1,3 + 0,76	$\sqrt{c_3 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	2,12	24,2	24,7
2,2 + 0,79	$\sqrt{c_1 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	2,14	23,7	25,1
8,6 + 1,15	$\sqrt[3]{c^2_3 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	2,16	25,1	23,7
3,2 + 0,65 c_3	$\sqrt[3]{\frac{B_0}{\Sigma \varnothing^2}}$	2,18	23,6	24,2
1,05 + 1,21	$\sqrt[3]{c^2_2 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	2,49	25,3	29,9
— 0,8 + 1,94	$\sqrt[3]{c_1 \frac{\varnothing^2 B_0}{\Sigma \varnothing^2}}$	2,50	28,4	25,7
2,4 + 0,64 c_4	$\sqrt[3]{\frac{B_0}{\Sigma \varnothing^2}}$	2,51	24,6	30,6
— 1,2 + 1,83	$\sqrt[3]{c_3 \frac{\varnothing^2 B_0}{\Sigma \varnothing^2}}$	2,65	29,1	26,5

La tabla 1 contiene elementos entresacados de la literatura más reciente sobre el tema. Un análisis detallado de los resultados muestra que tres de las vigas (68 Lo), que representan 12 muestras, tenían unas características fuera de lo común. Los recubrimientos eran de unos 8 y 13 cm, respectivamente. Un nuevo cálculo, prescindiendo de estos ensayos, dio los resultados de la tabla 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

TABLA 2. — *Los ocho mejores cálculos para todos los resultados de ensayos con barras corrugadas, exceptuando tres vigas.*

(68 Lo) con valores extraordinariamente altos de $\sqrt{c\,\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$

Δl (cm)		S_1 (cm)	S_2 (%)	S_3 (%)
3,4 + 0,80	$\sqrt[3]{c^2{}_3\,\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	1,84	21,0	23,1
3,6 + 0,54	$\sqrt{c_3\,\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	1,88	21,2	24,7
3,0 + 1,20	$\sqrt[3]{c_1\,\frac{\varnothing^2 B_0}{\Sigma \varnothing^2}}$	1,88	21,4	23,8
4,2 + 0,56	$\sqrt{c_1\,\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	1,92	21,4	25,1
3,0 + 1,09	$\sqrt[3]{c_3\,\frac{\varnothing^2 B_0}{\Sigma \varnothing^2}}$	1,92	21,8	24,3
4,7 + 0,47 c_3	$\sqrt[3]{\frac{B_0}{\Sigma \varnothing^2}}$	1,96	21,9	24,4
3,4 + 0,72	$\sqrt[3]{c^2{}_4\,\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	2,04	22,2	27,6
4,1 + 0,75	$\sqrt[3]{c^2{}_2\,\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	2,10	22,5	28,7

Si se actuase en estricto acuerdo con los resultados, obtendría preferencia la fórmula:

$$\Delta l = \alpha + \beta \sqrt{c_3\,\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}},$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

que es la mejor en el primer caso y la segunda mejor en el segundo. No obstante, para simplificar en la práctica, se ha escogido la fórmula:

$$\Delta l = \alpha + \beta \sqrt{c_1 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}},$$

que da dispersiones muy poco mayores. Al aplicarle solamente a vigas, excluyendo las tres citadas anteriormente, se obtiene:

$$\Delta l = 4{,}6 + 0{,}54 \sqrt{c_1 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}} \quad \text{con} \quad S_1 = 1{,}72 \text{ cm}, \quad S_2 = 17{,}6\ \%, \quad S_3 = 19{,}8\ \%,$$

y al aplicarla a losas:

$$\Delta_1 = 3{,}9 + 0{,}49 \sqrt{c_1 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}} \quad \text{con} \quad S_1 = 2{,}18 \text{ cm}, \quad S_2 = 28{,}8\ \%, \quad S_3 = 30{,}3\ \%.$$

El procedimiento seguido es que la totalidad de resultados, divididos en costeros de vigas (fig. 3), fondos de vigas (fig. 4) y losas (fig. 5), se compara con el valor medio calculado, sin las vigas de resultados aberrantes:

$$\Delta l = 4{,}2 + 0{,}56 \sqrt{c_1 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}} \tag{1}$$

y se aumenta en $2\,S_2 = 2 \times 21{,}4 = 42{,}8$ por 100, obteniéndose:

$$\Delta l\,(1 + 2\,S_2) = 1{,}428\,(4{,}2 + 0{,}56) \sqrt{c_1 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}} = 6{,}0 + 0{,}8 \sqrt{c_1 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$$

Todo parece estar en orden, salvo una discrepancia entre dos series de ensayos sobre losas (56Cl y 66Te) para la que no se puede encontrar aplicación. La armadura transversal en una de ellas (66Te) es demasiado pequeña para producir ningún efecto apreciable.

Por consiguiente, cabe establecer que el valor medio de la distancia final entre fisuras para estructuras sometidas a tensión normal y flexión, armadas con barras corrugadas, vale:

$$\Delta l = 6{,}0 + 0{,}8 \sqrt{c \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}. \tag{2}$$

En lo que se refiere a la distancia máxima, el material disponible no es tan completo. La mayor parte de las vigas ensayadas son demasiado cortas para que pueda esperarse razonablemente que contengan la fisura máxima. No obstante, existe una justificación razonable de que el valor máximo es del orden del 70 por 100 mayor que el valor medio. Hay noticias de valores más altos (66 Br y otros), pero no se han tenido en

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

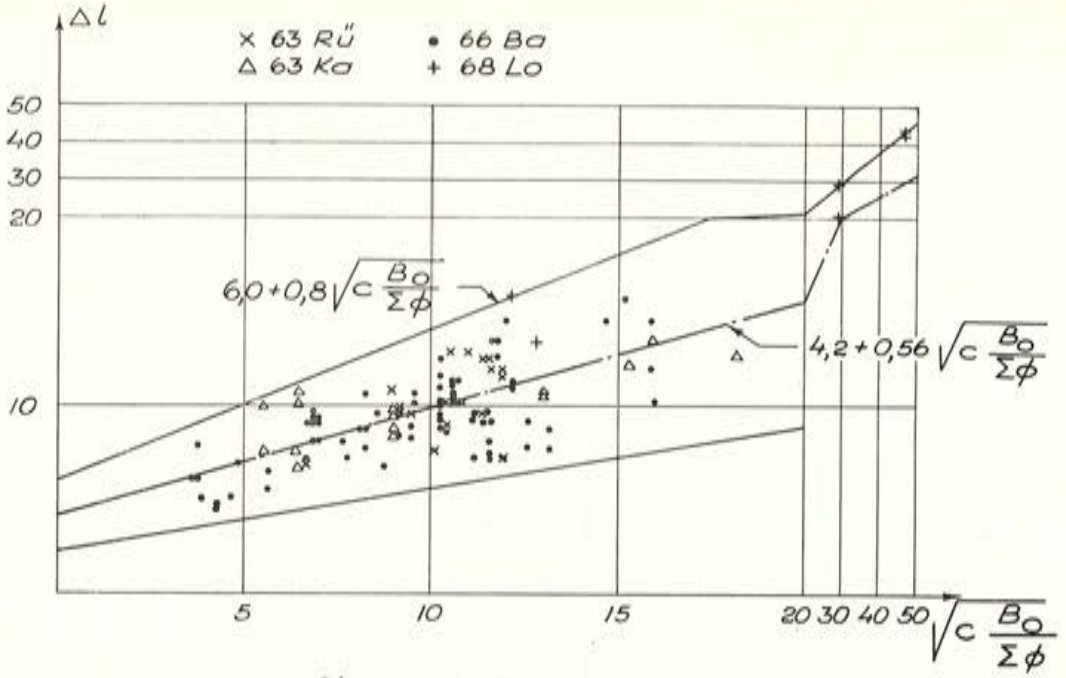


Fig. 3. — Distancia entre fisuras medida en los paramentos laterales de vigas armadas con acero corrugado, comparado con la calculada según las fórmulas (1) y (2).

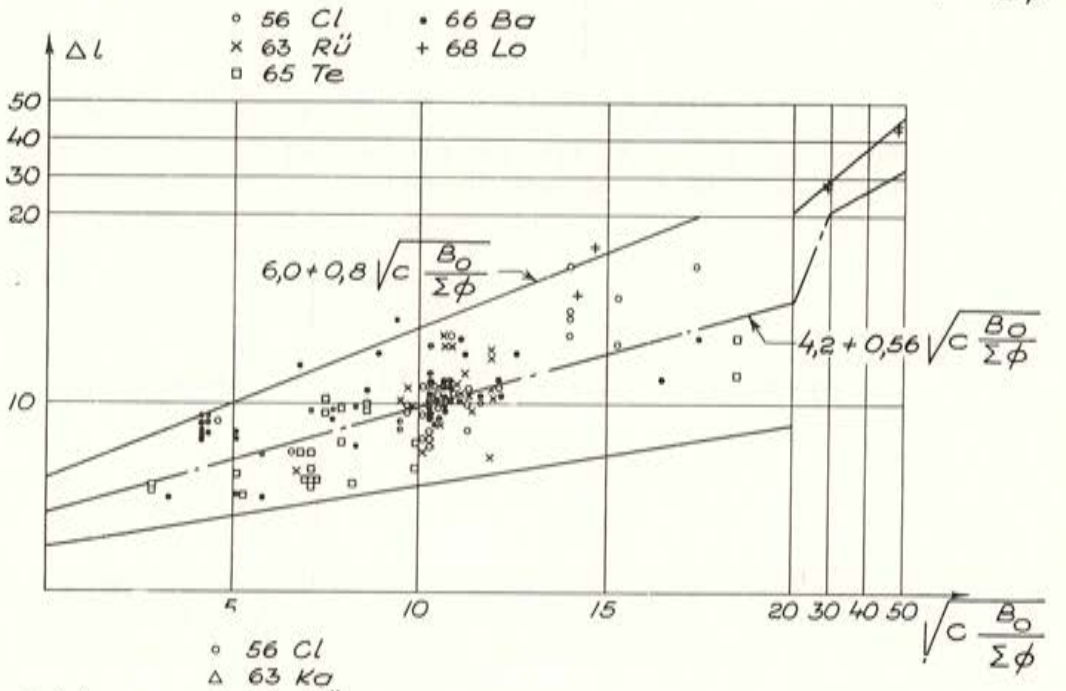


Fig. 4. — Distancia entre fisuras medida en el paramento sometido a mayor tensión (fondo) de vigas armadas con acero corrugado, comparada con la calculada según las fórmulas (1) y (2).

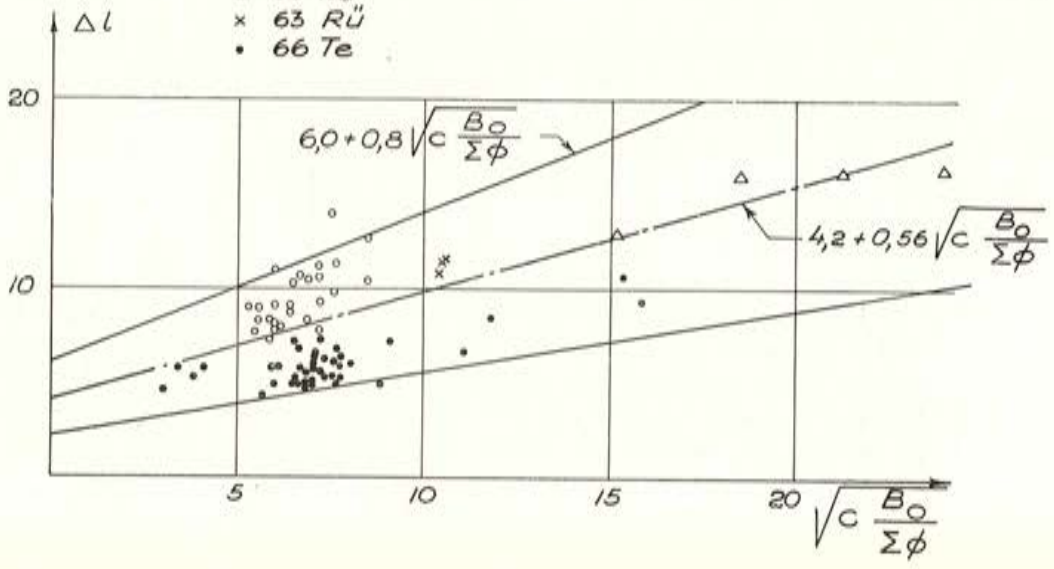


Fig. 5. — Distancia medida entre fisuras, en losas armadas con acero corrugado, comparada con la calculada según las fórmulas (1) y (2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

cuenta porque el valor medio va ya corregido en $2\,S_2$. La fórmula queda, por tanto:

$$\Delta l_{máx} = 1{,}7 \left(6{,}0 + 0{,}8 \sqrt{c \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}} \right)$$

Un estudio similar al anterior sobre distancias entre fisuras, basado en 67 ensayos sobre vigas armadas con barras lisas (66 Ba y 63 Rü), da los resultados de la tabla 3.

TABLA 3. — *Nueve cálculos, siete de ellos los mejores para todos los resultados de ensayos con barras lisas*

Δl (cm)	S_1 (cm)	S_2 (%)	S_3 (%)
$3{,}4 + 0{,}74\, c_4 \sqrt[3]{\frac{B_0}{\Sigma \varnothing^2}}$	1,45	13,7	14,1
$4{,}7 + 0{,}76\, c_2 \sqrt[3]{\frac{B_0}{\Sigma \varnothing^2}}$	1,51	14,0	14,6
$3{,}1 + 1{,}24 \sqrt[3]{c^2_2 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	1,51	14,1	14,5
$3{,}6 + 0{,}82 \sqrt{c_2 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	1,62	15,0	15,7
$4{,}4 + 0{,}72 \sqrt{c_1 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	1,65	15,4	15,5
$2{,}9 + 1{,}07 \sqrt[3]{c^2_4 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	1,69	15,8	16,3
$4{,}2 + 0{,}68 \sqrt{c_3 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	1,75	16,3	17,0
$4{,}9 + 1{,}18 \sqrt[3]{c_1 \frac{\varnothing^2 B_0}{\Sigma \varnothing^2}}$	2,01	19,1	19,6
$5{,}5 + 0{,}97 \sqrt[3]{c_3 \frac{\varnothing^2 B_0}{\Sigma \varnothing^2}}$	2,14	20,3	21,7

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Se supone que la pequeña dispersión encontrada se debe al número limitado de ensayos. Se hace uso de esta circunstancia para conseguir una concordancia con la fórmula (1), obteniéndose la siguiente:

$$\Delta l = 4{,}4 + 0{,}72 \sqrt{c_1 \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}} \tag{4}$$

Para barras lisas, la fórmula debe corregirse con $2{,}5\ S_2$, resultando:

$$\Delta l = 6{,}0 + 1{,}0 \sqrt{c \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}} \tag{5}$$

$$\Delta l_{max} = 1{,}7 \left(6{,}0 + 1{,}0 \sqrt{c \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}} \right) \tag{6}$$

Si se tiene en cuenta la creencia general de que el diámetro de las barras influye decisivamente en la distancia entre fisuras, las fórmulas (2) y (4) pueden parecer sorprendentes; hasta que se cae en la cuenta de que las prescripciones relativas al recubrimiento lo relacionan con el diámetro de las barras. La pequeña diferencia entre barras corrugadas y lisas está también comprobada en diversos sitios (57 Ho), pero resulta discrepante, no obstante, con lo que parece enseñar la experiencia. La aplicación reside probablemente en el hecho de que las estructuras armadas con barras lisas alcanzan su ancho de fisura completo más rápidamente que las armadas con barras corrugadas. Los resultados para barras lisas, separadas en costeros de vigas y fondos, se muestran en las figuras 6 y 7.

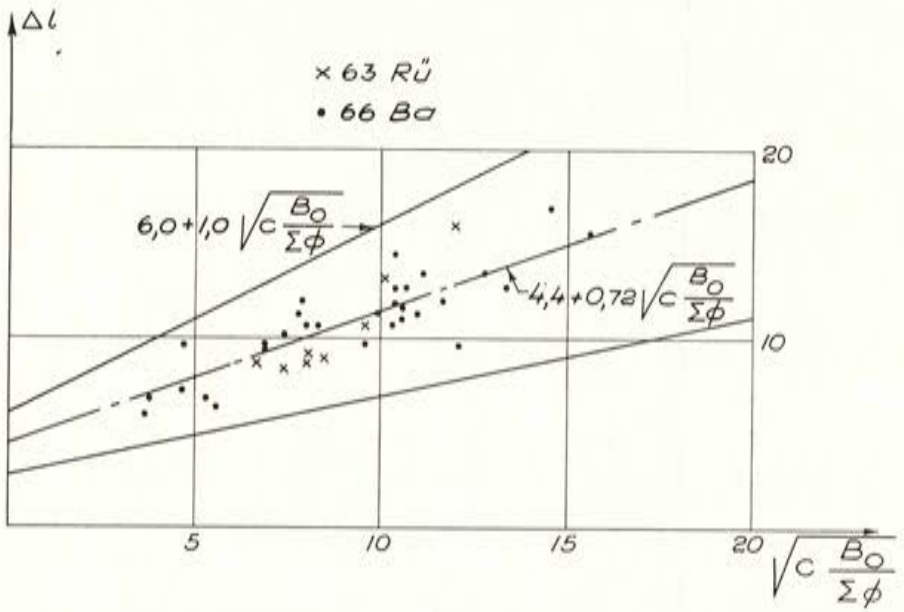


Fig. 6. — Distancia entre fisuras medida en los paramentos laterales de vigas armadas con barras lisas, comparada con la calculada según las fórmulas (4) y (5).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

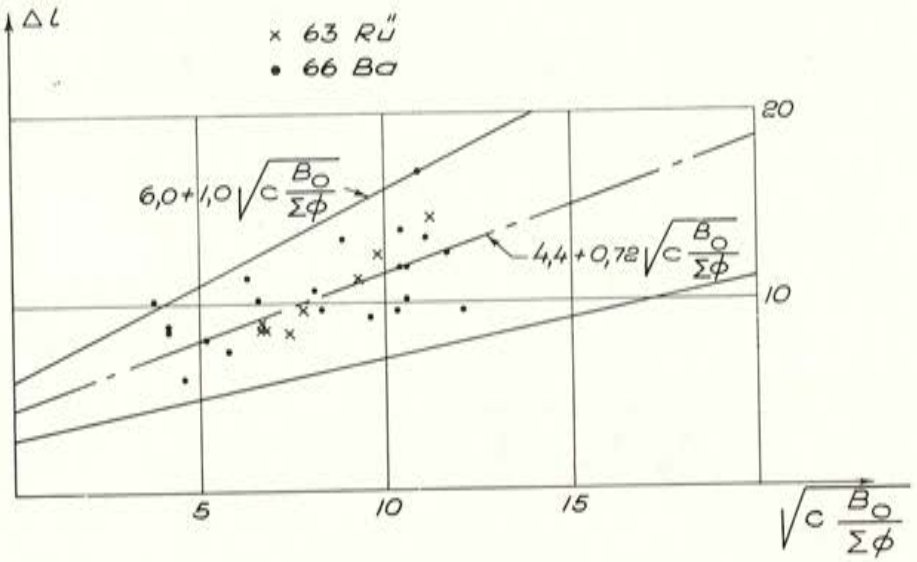


Fig. 7. — Distancia entre fisuras medida en el paramento sometido a mayor tensión (fondo) de vigas armadas con barras lisas, comparada con la calculada según las fórmulas (4) y (5).

Las separaciones entre fisuras dadas por las fórmulas (1) a (6) se compararán a continuación con otros resultados experimentales, que no han sido tenidos en cuenta antes por tratarse de ensayos muy especializados o por presentar una variación muy pequeña del término

$$\sqrt{c\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}.$$

Para vigas armadas con barras corrugadas con diámetro variable dentro de la viga (63 Rü y 68 Lo), la figura 8 muestra una comparación entre resultados experimentales y la fórmula (1), resultando que dicha fórmula puede emplearse incluso cuando los resultados son escasos y la dispersión es amplia.

En la figura 9 se comparan algunos resultados experimentales con armaduras formadas por barras en contacto (62 Te, 65 Te, 65 Tep y 66 Tep) con la fórmula (1), encontrándose una buena concordancia. No se ha incluido antes una comparación entre 12 vigas con barras corrugadas y otras 12 con barras lisas (66 Ba) porque las vigas son bastante parecidas y habrían resultado demasiado significativas. Los cocientes entre los valores observados de distancias medias entre fisuras y los calculados con las fórmulas (1) y (4):

0,96 : 1 (1,07 — 0,84) para barras corrugadas y

0,92 : 1 (1,04 — 0,83) para barras lisas.

Otra comparación entre cinco vigas con barras corrugadas y tres con barras lisas (65 Mu) da un cociente 1,10 : 1 (1,19 — 0,90) para barras corrugadas y 0,96 : 1 (1,06 — — 0,77) para barras lisas, entre los valores medidos y los calculados con (1) y (4).

Otro estudio sobre doce vigas con barras lisas y dos con corrugadas reseña tan sólo la distancia máxima entre fisuras (47 Wä). Para las doce vigas, la distancia medida en-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

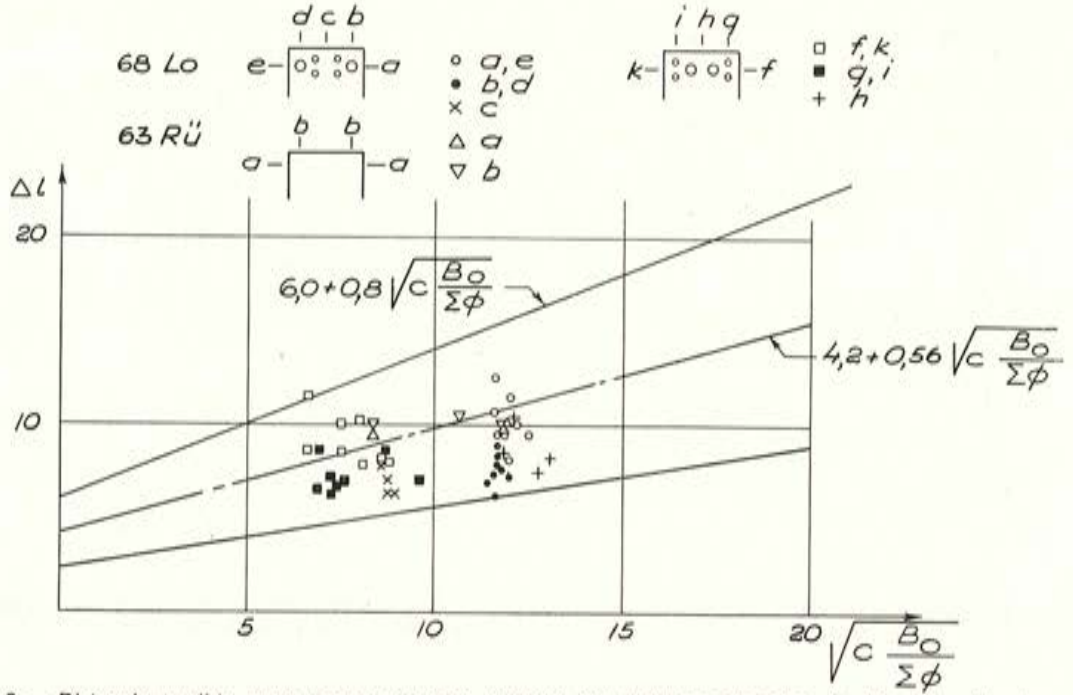


Fig. 8. — Distancia medida entre fisuras en vigas armadas con barras corrugadas de diferente diámetro y recubrimiento variable, comparada con la calculada según las fórmulas (1) y (2).

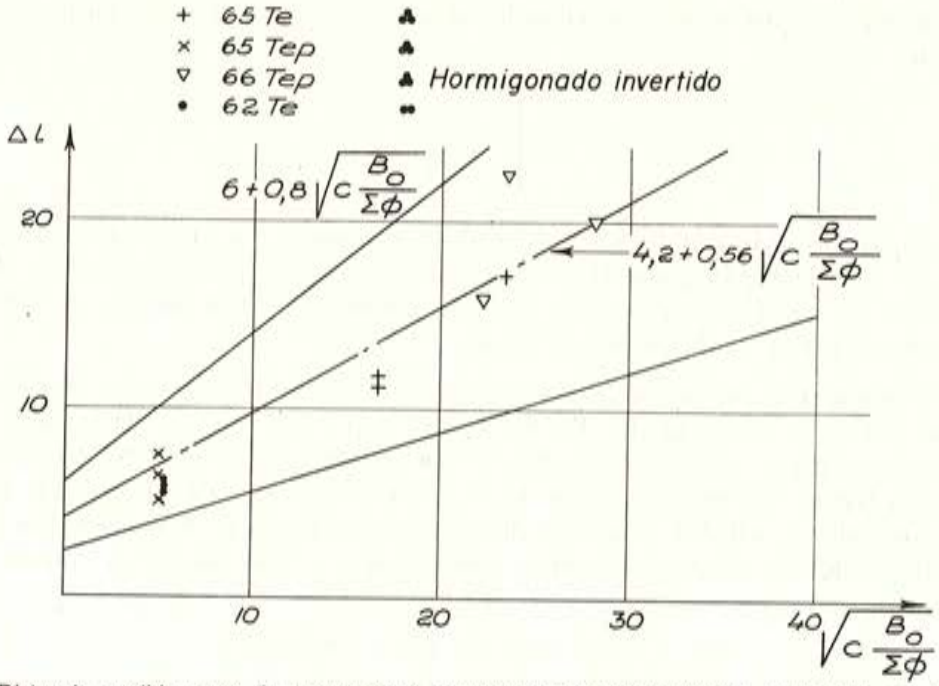


Fig. 9. — Distancia medida entre fisuras en vigas armadas con barras agrupadas comparada con la calculada según las fórmulas (1) y (2).

tre fisuras, comparada con el resultado de multiplicar por 1,7 el valor predicho por la fórmula (4), da como media 1,13 (1,32 — 0,83), y para las dos vigas de barras corrugadas, el mismo cociente respecto a la fórmula (1) da 1,03 y 0,95, respectivamente. Para una viga con barras lisas y estribos a distancias de 12,5 cm, el cociente fue de 1,04.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Hay otro estudio sobre quince vigas que sólo reseña la distancia máxima entre fisuras (66 Yo). Para trece de ellas, sin estribos, la distancia medida y el valor resultante de multiplicar por 1,7 la fórmula (1), presentan una desviación típica del 8 por 100. Para una viga con estribos a 15 cm, la distancia entre fisuras fue 0,97 veces la calculada mediante la expresión $1{,}7 \times (1)$, y para otra con estribos a 10 cm, fue de 0,76 veces, lo que expresa el efecto inductor de fisuras de los estribos.

En un cierto número de ensayos (63 Rü, 66 Ba y 66 Tep) se estudia el supuesto efecto de la dirección de hormigonado o quizá, más bien, del espesor de la tongada de hormigón por debajo de la armadura, como muestra la figura 10. No se ha encontrado la existencia de tal efecto.

Nuestros propios ensayos se planearon para investigar el efecto del pretensado (nulo, medio y completo) y del tratamiento de la superficie del acero. Los resultados, que aparecen en la figura 11, indican que el pretensado no tiene efecto, y también que incluso un tratamiento insignificante de la superficie, tal como grafilado u ondulado, convierte las armaduras pasivas o activas, desde el punto de vista que aquí se investiga, en barras corrugadas. (Tras diversos estudios preliminares, todas las barras corrugadas han sido consideradas como de un mismo tipo.) Se observa también que para valores de ω_0 menores del 1 por 100 la armadura deja de tener el menor efecto controlador de fisuras. No han tenido éxito los intentos realizados para conocer la influencia de la calidad del hormigón, a partir de los resultados de ensayos disponibles. Sería razonable suponer que tiene alguna influencia, al menos en el mencionado límite de ω_0.

A las constantes α y β se les ha dado el valor de 4,2 y 0,56, respectivamente, de acuerdo con (1), para cables y alambres grafilados y ondulados; de 4,4 y 0,72, respectivamente, de acuerdo con (2), para alambres lisos, y de 4,4 y 1,1, respectivamente, para barras en vainas. De acuerdo con (1), se han efectuado cálculos para barras en vainas en combinación con barras corrugadas, en los que el diámetro de la barra, sin corregir, se ha incluido dentro de $\Sigma \varnothing$.

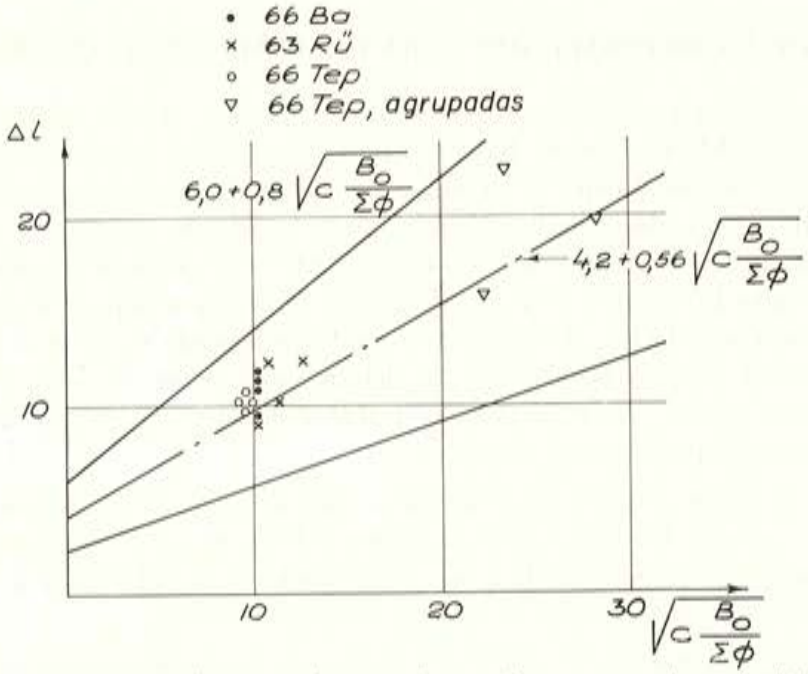


Fig. 10. — Distancia medida entre fisuras en vigas armadas con barras corrugadas que estaban colocadas en la parte superior de la viga durante el hormigonado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

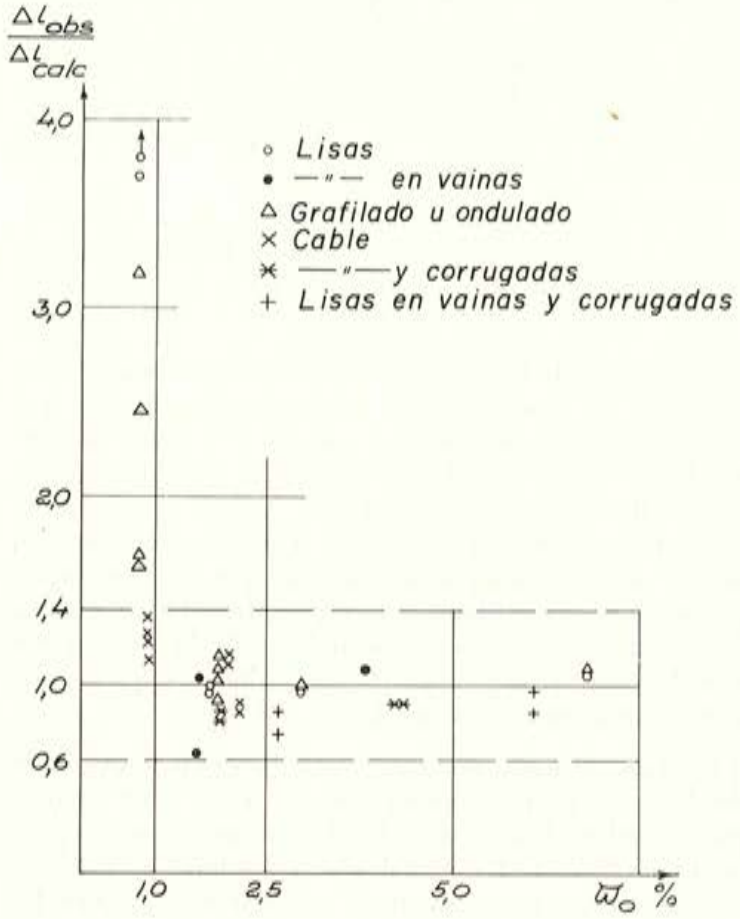


Fig. 11. — Relación entre los valores observados y calculados de la distancia entre fisuras, para diferentes tipos de acero, en los ensayos propios. Cada punto se refiere al valor medio de los obtenidos a cada lado de la viga. Para cables solos o combinados con barras corrugadas, para alambre grafilado u ondulado y barras lisas en vainas combinadas con barras corrugadas se ha calculado Δl con la fórmula (1). Para alambre liso se ha calculado con la fórmula (4). Para barras lisas solas, en vainas,

$$\Delta l_{calc.} = 4{,}4 + 1{,}1 \sqrt{c \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$$

El peor resultado, con una cuantía inferior al 1 por 100, se obtuvo para vigas armadas con 50 alambres lisos de 2,5 mm de diámetro.

2. VALOR DE LA DEFORMACION PARA DETERMINAR EL ANCHO DE FISURA

El ancho de fisuras viene dado por la distancia entre fisuras multiplicada por un cierto valor de la deformación. Se ha demostrado ya (66 Ba) que esta deformación es, con algún factor de corrección, la deformación media del hormigón (incluidas las fisuras) al nivel de la armadura, pasiva o activa. Este estado de cosas se ilustra en las figuras 12 y 13, que se refieren a la viga número XII B de nuestros propios ensayos. La figura 12 presenta la relación entre la flecha f y el ancho medio de fisuras w_{av} como función del momento flector M suponiendo que la deformada es un arco de círculo. La figura 13 presenta, para la misma viga, la deformación media ε_{av} calculada de f, en relación al ancho máximo de fisura $w_{máx}$ y al ancho medio w_{av}. Ambos vienen representados por rectas que pasan por el origen.

Respecto al factor de corrección, lo único que se sabe actualmente es que parece ser (66 Ba) menor que la unidad para pequeños valores de c y aproximadamente igual a la unidad para valores grandes de c. En el apartado 3 se comentará la confirmación experimental de lo dicho, basada en ensayos de corta duración.

Parece que la deformación media (63 Rü y nuestros propios ensayos) se aproxima a ε_a en la fisura después de algunos ciclos de carga y descarga. Ello se ilustra en la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

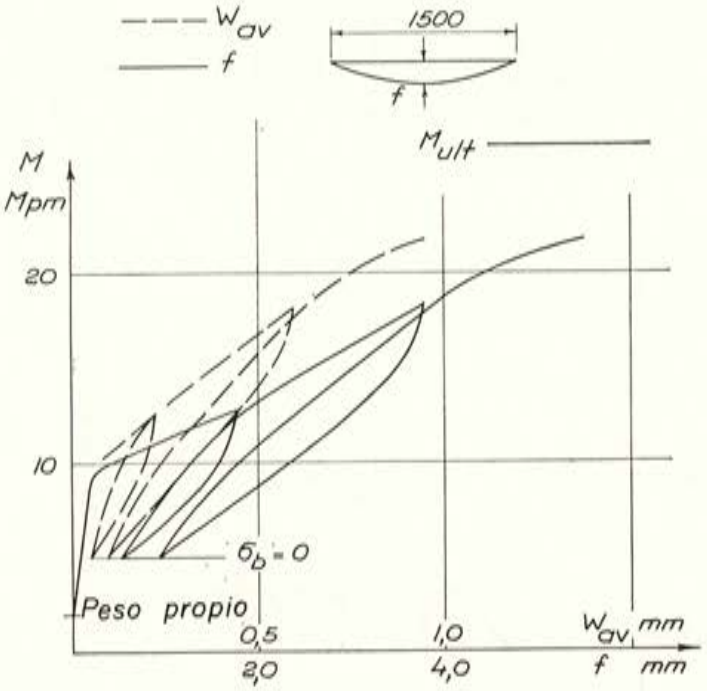


Fig. 12. — Flecha en una longitud de 1,5 m a mitad de la luz y ancho medio de fisura para la viga XIIB de los ensayos propios.

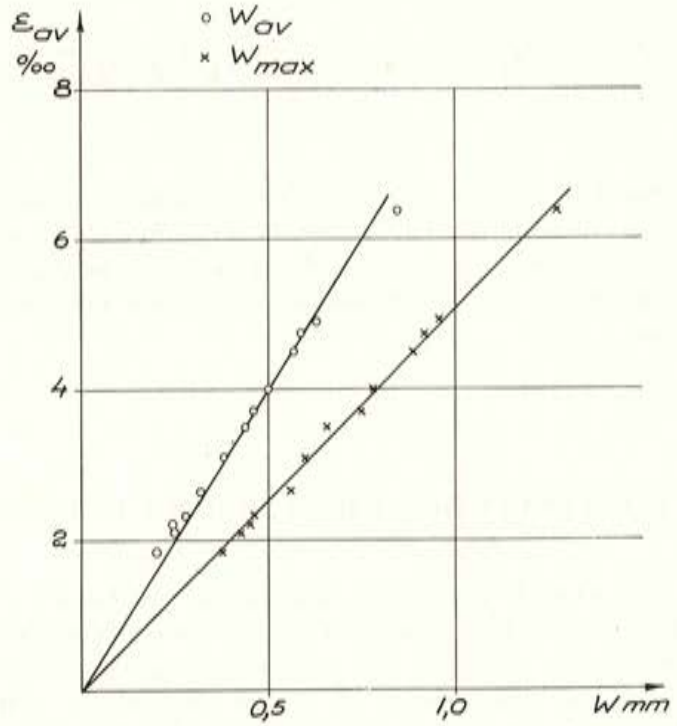


Fig. 13. — Anchuras media y máxima de fisura para la viga XIIB de los ensayos propios, comparadas con la deformación media a nivel de la armadura, calculada a partir de la curvatura.

figura 14, que se refiere a la misma viga de las figuras 12 y 13. A efectos comparativos, se ha dibujado (66 Fe) la línea

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{av} + \frac{7{,}5}{E_a\,\omega_1}$$

que está claramente deducida de ensayos con carga noval.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

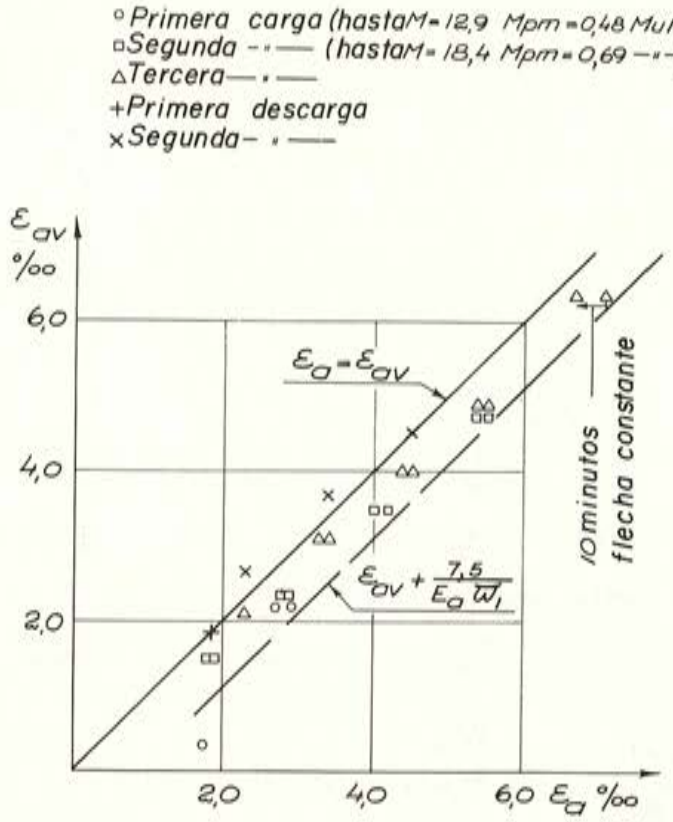


Fig. 14. — Deformación del acero calculada sin considerar el hormigón circundante, comparada con la deformación media a nivel de la armadura, calculada a partir de la curvatura, para la viga XIIB de los ensayos propios.

No debe mirarse la figura como algo muy afinado, porque las tensiones y las deformaciones deben calcularse sobre la base de valores supuestos para el pretensado residual y para los módulos de deformación del hormigón y el acero, respectivamente. Ambos materiales fueron solicitados por encima del límite de proporcionalidad. Se acepta que:

$$\varepsilon_{av} = \varepsilon_a. \tag{7}$$

3. INFLUENCIA DE LA REPETICION Y DURACION DE LAS CARGAS

El factor de corrección citado en el apartado 2 es menor que 1 en la mayor parte de los ensayos. Este fenómeno se debe probablemente al hecho de que el hormigón se deforma en la dirección del acero sin coartar su deformación, excepto en los muy primeros estadios del proceso de carga (fórmula 7). Ello se explica, en lo que se refiere al hormigón sometido a tracción junto al acero, por la presencia de fisuras internas (65 Br). En cuanto al hormigón que puede estar sometido a compresión entre las fisuras en la superficie, la explicación hay que buscarla probablemente más en una deformación plástica a tracción que en la fisuración.

Queda mucho por investigar. Los problemas son la deformación en el hormigón y su rotura interna antes y después de la fisuración externa, así como la forma de las superficies de fisuración.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Se observa en la figura 15 que el factor de corrección no es el mismo para todas las vigas. Esta figura reproduce resultados de nuestros ensayos, ordenados de acuerdo con el parámetro arbitrariamente elegido.

$$\sqrt{c\frac{B_0}{\Sigma \emptyset}}$$

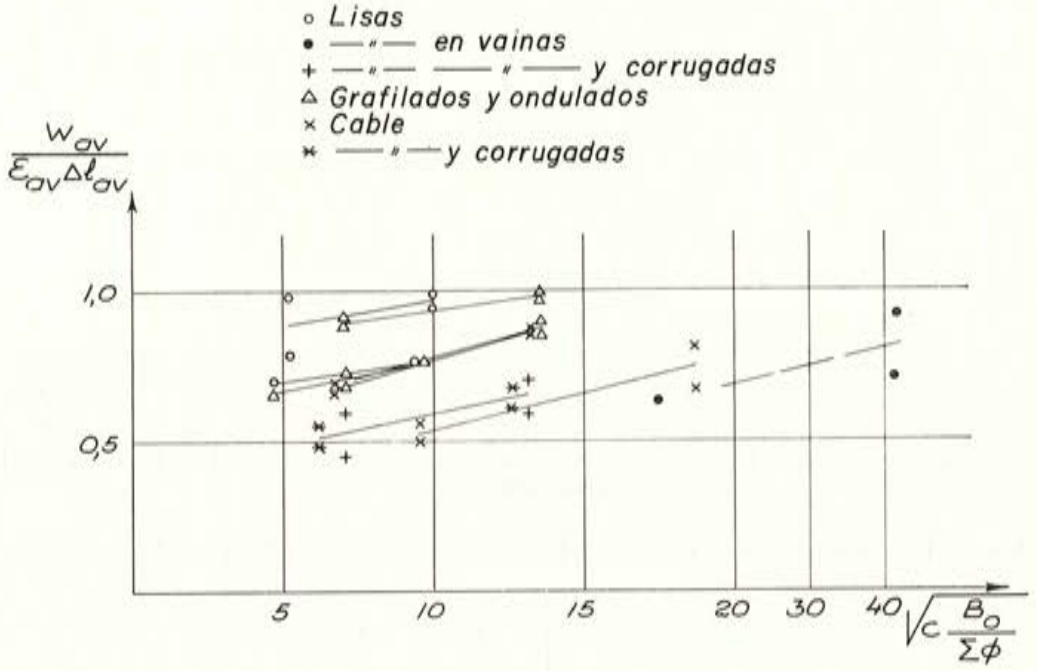


Fig. 15. — Valores de $w_{av}/\varepsilon_{av} \cdot \Delta l_{av}$ en los ensayos propios. Cinco vigas presentan valores próximos a la unidad. Cuatro de ellas, con alambres lisos grafilados u ondulados, tenían una cuantía menor del 1 por 100 (figura 11) y una viga con alambres lisos de 2,5 mm de diámetro falló por adherencia.

Para vigas iguales en sus restantes características, a mayor valor $\sqrt{c\frac{B_0}{\Sigma \emptyset}}$ corresponde, obviamente, mayor valor del factor de corrección, expresado como:

$$\frac{w_{av}}{\varepsilon_a \Delta l_{av}}.$$

Las figuras 16 y 17 dan algunas indicaciones relacionadas con estos fenómenos. Las figuras muestran cómo la repetición y la duración aumentan gradualmente el valor del factor de corrección hacia 1, en cuyo momento es:

$$w = \varepsilon_a \cdot \Delta l.$$

Puede suponerse que la secuencia de fenómenos es como sigue: las tensiones de compresión en la superficie del hormigón inducen gradualmente deformaciones de compresión, cede la adherencia entre el hormigón y el acero y las fisuras internas se cierran.

No se pretende que lo anterior sea una explicación completa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

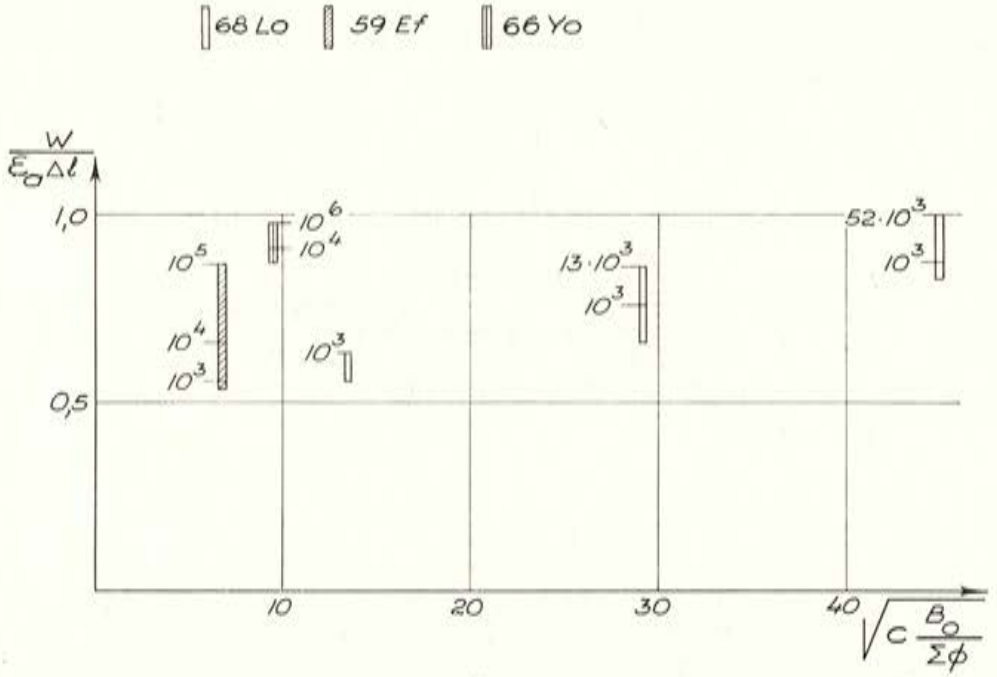


Fig. 16. — Aumento de $w/\varepsilon_a \cdot \Delta l$ con cargas repetidas para vigas con barras corrugadas. Los números de las columnas son ciclos de carga.

No se ha intentado buscar una relación entre el valor del factor de corrección y sus variaciones, y el factor

$$\sqrt{c\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$$

o cualquier otro parámetro.

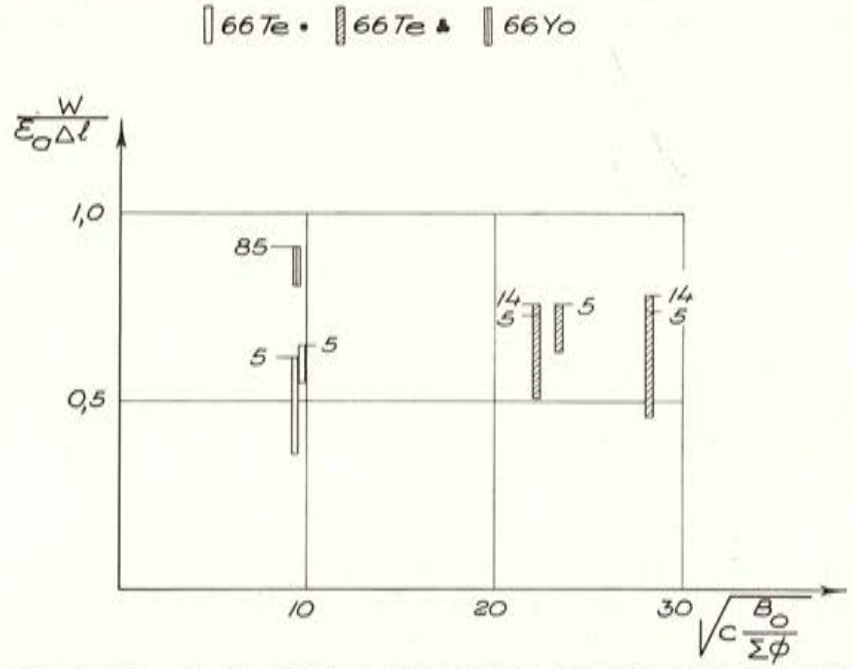


Fig. 17. — Aumento de $w/\varepsilon_a \cdot \Delta l$ con cargas de larga duración para vigas con barras corrugadas. Los números de las columnas son días de carga mantenida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Otra observación que se describirá se refiere a un cierto número de vigas con barras corrugadas (57 Bj) con $\sigma_a = 4.000$ kg/cm² y el valor

$$\sqrt{c\frac{B_0}{\Sigma \varnothing}} = 5.$$

Con el factor de corrección igual a 1, el valor medio del ancho de fisura, después de mucho tiempo, sería 0,13 mm y su valor máximo sería $1{,}7 \times \frac{6{,}0}{4{,}2} \times 0{,}13 = 0{,}32$ mm, de acuerdo con (1), (7) y (8). En un período de 2,25 años con carga constante, la anchura máxima de fisura para un total de cuatro vigas aumentó de 0,15 mm a 0,30 mm. Estos valores, no obstante, no se refieren a la misma fisura.

Podría hacerse la objeción de que esta investigación no tiene en cuenta la retracción del hormigón, que al menos a largo plazo debe tener alguna influencia. La respuesta es que todo este Apartado reposa sobre bases más bien inciertas y, puesto que la corrección raras veces es mayor de la correspondiente a $\sigma_a = 800$ kg/cm², la objeción no parece justificada.

4. INFLUENCIA DEL CORTANTE

Poco se sabe sobre la influencia del esfuerzo cortante en la distancia entre fisuras y el ancho de fisuras. En estos ensayos, la mayor fisura bajo los puntos de aplicación de las cargas apareció fuera del área real de observación. En las figuras 18 y 19 la fisura mencionada y la mayor aparecida dentro del área de observación se comparan con las calculadas, de acuerdo con $1{,}7 \times (1)$ y $1{,}7 \times (4)$. El único ensayo que mostró una dispersión apreciable fue el de una viga con armadura lisa de 2,5 mm de diámetro (número XVIII A) en la que las barras deslizaron, fallando finalmente la viga por adherencia. Se estima, pues, que el cortante no tiene influencia en el ancho de fisura — lo que coincide con la opinión de otros investigadores (63 Rü) — siempre que la tensión de adherencia no sea demasiado alta.

Una investigación no publicada sobre trece tubos de hormigón de 60 cm de diámetro interior, 8 cm de espesor de pared y armadura variable en cuatro grupos, cargados en dos generatrices opuestas, arrojó como valor medio para la anchura máxima de fisura el de 0,6 veces el calculado según (3) y (9) con una desviación típica del orden del 40 por 100. El cálculo se realizó con $B_0 = 0{,}75 \times$ acción transversal alrededor de la armadura (armadura central) y con la hipótesis puramente formal de que era posible el desarrollo de la distancia completa entre fisuras.

Las fisuras observadas son, pues, pequeñas, quizás debido a que se midieron bajo carga noval. Las variaciones involuntarias de c muestran, sin embargo, que el cociente

$$\frac{w_{obs}}{w_{calc}}$$

se hace más pequeño a medida que aumenta el valor de c. Esto es una posible consecuencia del caso especial de carga, con tensiones rápidamente variables. Aquí hay un campo abierto para la investigación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

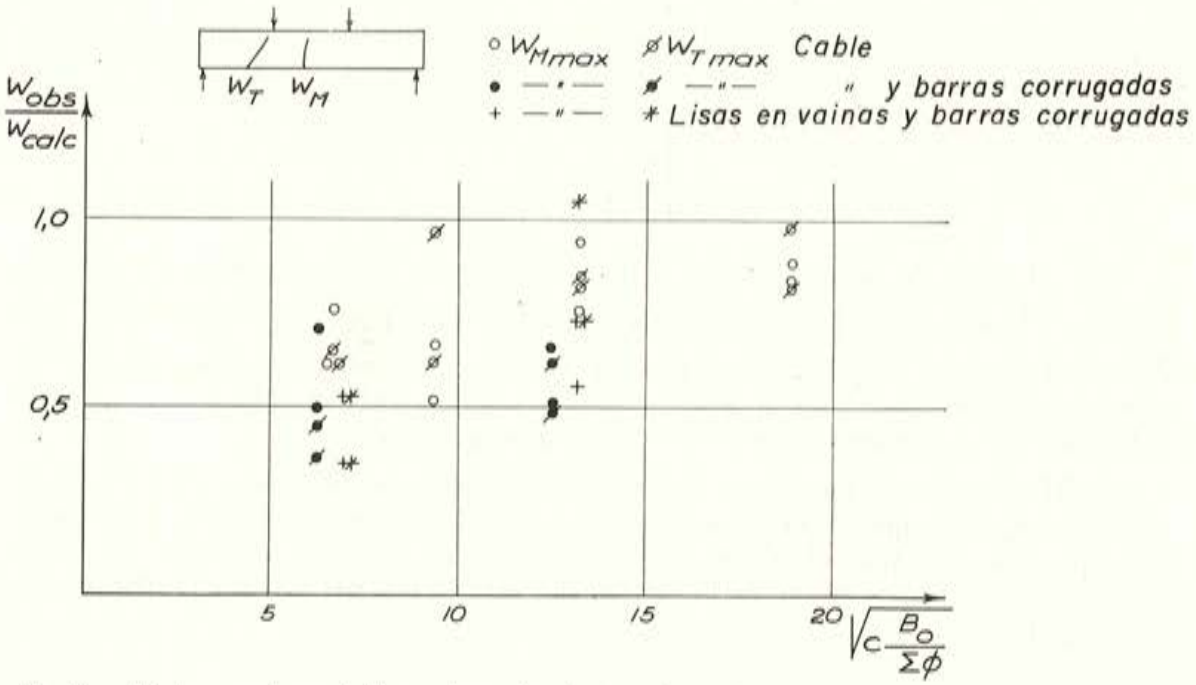


Fig. 18. — Máximas anchuras de fisura observadas, dentro y fuera de la zona de momento constante, comparadas con las calculadas, en los ensayos propios. Vigas con cables o barras corrugadas en combinación con otro acero. No se incluyen las vigas con cuantías inferiores al 1 por 100.

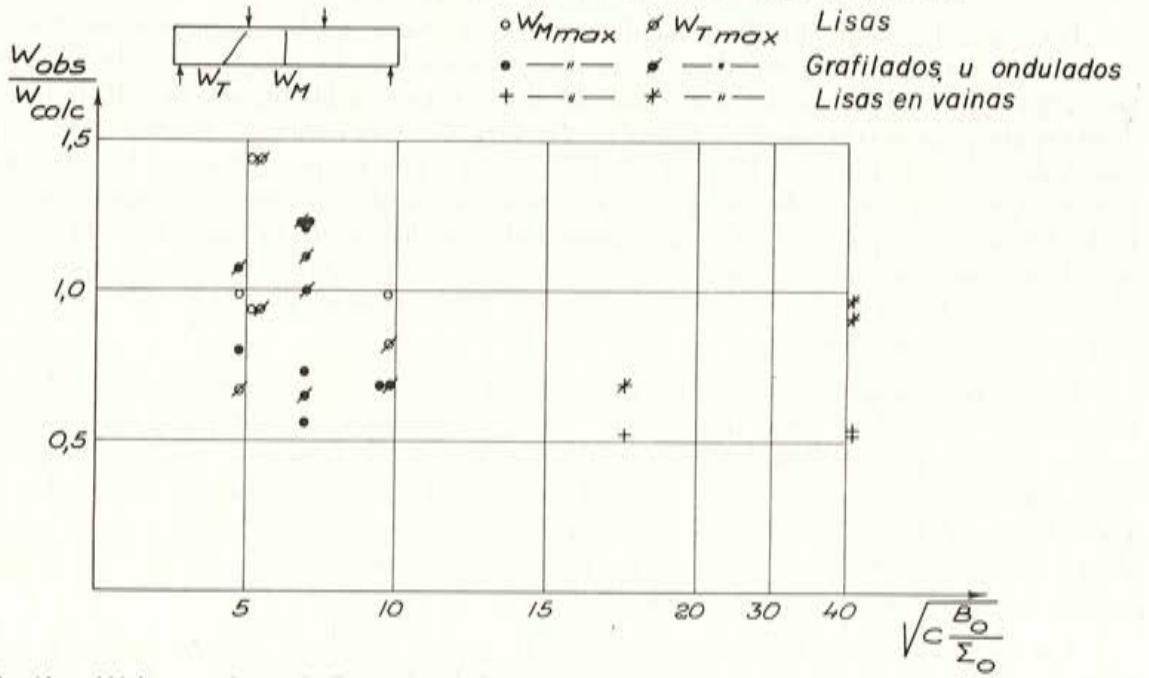


Fig. 19 — Máximas anchuras de fisura observadas, dentro y fuera de la zona de momento constante, comparadas con las calculadas, en los ensayos propios. Vigas con alambres lisos grafilados u ondulados y con barras lisas en vainas. La viga con ordenada igual a 1,43, que iba armada con 50 alambres de 2,5 mm, falló por adherencia. No se incluyen las vigas con cuantías inferiores al 1 por 100.

5. RECOMENDACIONES PARA LAS NORMAS

Para un momento y esfuerzo axil constantes, que producen una fuerza constante en la armadura si el brazo de palanca interna es constante y, por consiguiente, una defor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

mación constante en el acero si la sección del mismo es constante, siendo todo ello aproximadamente cierto, además, a lo largo de un múltiplo no muy grande de la distancia entre fisuras calculada, es probable que la expresión siguiente (con una repetición razonable del elemento de construcción) sirva para predecir la distancia máxima entre fisuras, es decir, la distancia que interesa en el cálculo:

$$\Delta l = 6 + \alpha \sqrt{c \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$$

con:

$\alpha = 1{,}0$ para barras lisas o alambres.
$= 0{,}8$ para barras o alambres corrugados.
$= 0{,}8$ para armaduras onduladas.
$= 0{,}8$ para barras corrugadas.
$= 0{,}8$ para cables.
$= 1{,}5$ para armaduras en vainas.

Allí donde una armadura transversal firmemente atada con la principal no presente un efecto inductor de fisuras, pueden utilizarse los valores anteriores como base para predecir la distancia entre fisuras.

Es de suponer que el ancho medio de fisuras enfrente de la armadura y a la misma distancia del eje neutro que ella, vendrá dado por la expresión siguiente, después de dos mil quinientas horas o de 16^6 aplicaciones de carga:

$$w_e = \varepsilon_a \cdot \Delta l$$

con ε_a medido para $\sigma_b = 0$.

Puede suponerse que la anchura máxima de fisuras vale 1,7 veces la anchura media.

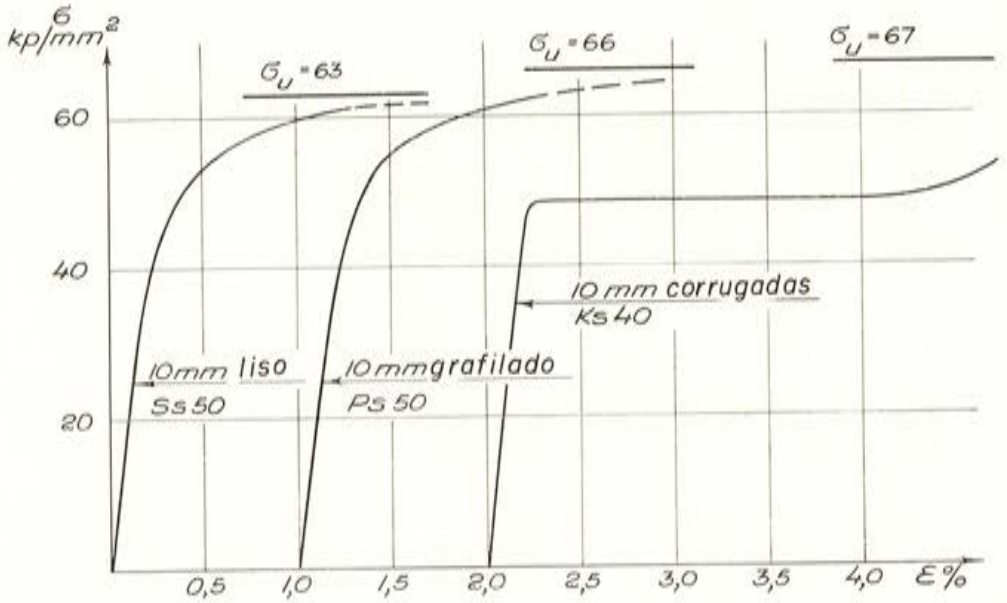


Fig. 20. — Diagramas tensión-deformación para alambre liso y grafilado (Ss 50 y Ps 50) y para barras corrugadas (Ks 40).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

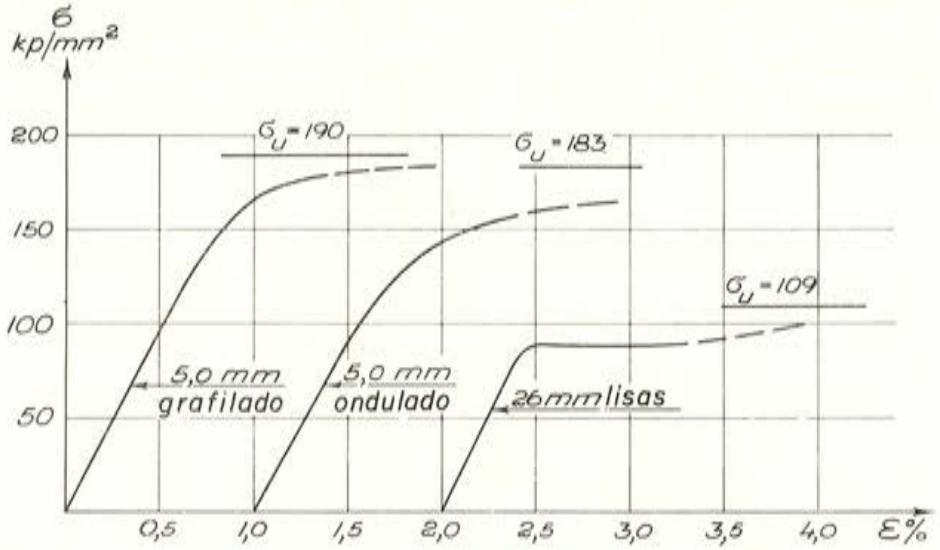


Fig. 21. — Diagramas tensión-deformación para alambre de pretensado de 5 mm grafilado y ondulado y para barras lisas de pretensado de 26 mm.

En las condiciones indicadas, el ancho de fisuras a la distancia máxima de eje neutro puede suponerse igual (66 Ba) a:

$$w_2 = w_1 \frac{h_t - x}{h - x}.$$

Puede suponerse que el ancho de fisura determinado por una unidad de armadura, medido en la superficie del hormigón, aumenta de tamaño a medida que aumenta la distancia a la armadura, hasta alcanzar un valor de 2,5 veces el calculado a una distancia de $5\text{-}6 \times c$ (66 Ba).

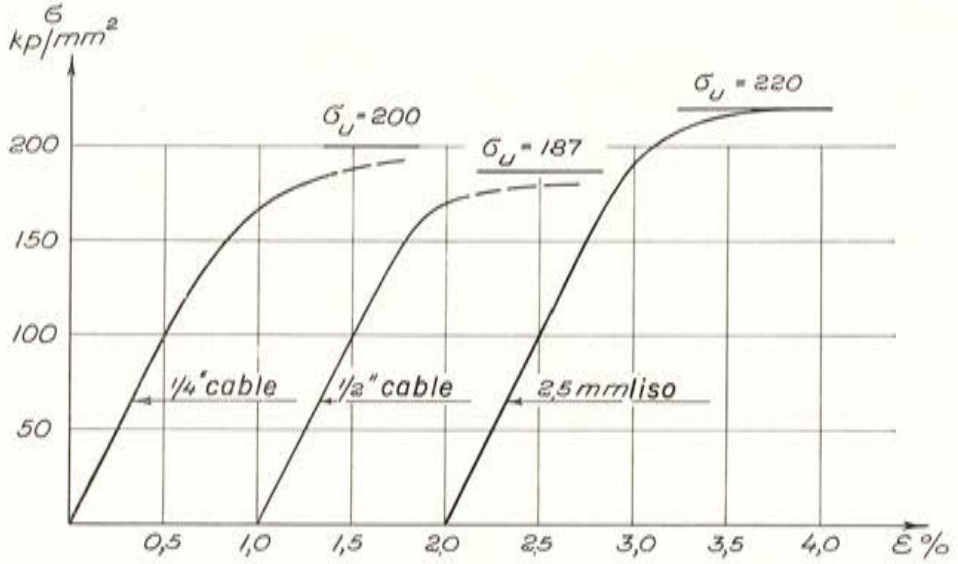


Fig. 22. — Diagramas tensión-deformación para cable de 1/4" y 1/2" y para alambre liso y de pretensado de 2,5 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Convendría realizar determinaciones experimentales de Δl con un valor de σ_a de al menos 1,5 veces el considerado, abarcando el número de piezas necesario para que los resultados supongan una base confiable parael valor medio y dos veces la desviación típica.

Cuando la deformación en el acero presenta una variación importante dentro de un pequeño múltiplo de la distancia entre fisuras calculada y, al mismo tiempo, la adherencia del acero es completamente satisfactoria, hay que suponer que la anchura máxima de fisura será menor de la indicada más arriba. Para confirmarlo experimentalmente, debería establecerse como base de comparación el valor medio más dos veces la desviación típica, determinados durante carga descendente de $1{,}5 \times$ el valor de σ_a considerado.

No se han considerado aquí los efectos de las deformaciones impuestas. Tampoco se han intentado relacionar los anchos de fisura con la posible corrosión del acero en ambientes agresivos ni con la función de la estructura.

No se ha creído que hubiese ninguna razón para tener en cuenta un posible efecto debido a la armadura colocada en la parte superior de la viga mientras se está hormigonando.

Todas estas recomendaciones vienen limitadas por la condición de que sea $\omega \geq 1$ por 100, así como por la condición de que exista una adherencia confiable entre el acero y el hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

APENDICE 1

Materiales empleados. Armaduras.

TABLA 4. — *Armadura principal empleada en las diversas vigas.*

Viga n.º	Tipo	Dia. mm	σ_u kg/mm²	$\sigma_{0,2}$ kg/mm²	Número de barras o tendones	Area cm²	Pretensado efectivo kg/mm²	Figura
IA, IB	Grafilado (1)	10	66	54	12	9,45	—	20
IIA, IIB	Liso (2)	10	63	52	12	9,45	—	20
IIIA	Liso (3)	26	109	89	1	5,3	56	21
IIIB	Liso	26	109	89	1	5,3	57	21
IVA	Liso	26	109	89	1	5,3	27,5	21
IVB	Liso	26	109	89	1	5,3	28	21
VA	Liso	26	109	89	1	5,3	54	21
	Corrugado (4)	10	67	49	4	3,1	—	20
VB	Liso (3)	26	109	89	1	5,3	56	21
	Corrugado (4)	10	67	49	4	3,1	—	20
VIA	Liso (3)	26	109	89	1	5,3	27	21
	Corrugado (4)	10	67	49	4	3,1	—	20
VIB	Liso (3)	26	109	89	1	5,3	28	21
	Corrugado (4)	10	67	49	4	3,1	—	20
VIIA	Cable	12,7	188	172	3	2,85	100	22
VIIB	Cable	12,7	188	172	3	2,85	102	22
VIIIA	Cable	12,7	188	172	3	2,85	50	22
VIIIB	Cable	12,7	188	172	3	2,85	51	22
IXA	Cable	12,7	188	172	3	2,85	100	22
	Corrugado (4)	10	67	49	4	3,1	—	20
IXB	Cable	12,7	188	172	3	2,85	102	22
	Corrugado (4)	10	67	49	4	3,1	—	20
XA	Cable	12,7	188	172	3	2,85	50	22
	Corrugado (4)	10	67	49	4	3,1	—	20
XB	Cable	12,7	188	172	3	2,85	51	22
	Corrugado (4)	10	67	49	4	3,1	—	20
XIA	Cable	6,3	200	174	12	3,0	93	22
XIB	Cable	6,3	200	174	12	3,0	96	22
XIIA	Cable	6,3	200	174	12	3,0	47	22
XIIB	Cable	6,3	200	174	12	3,0	48	22
XIIIA	Grafilado	5,0	190	170	14	2,75	102	21
XIIIB	Grafilado	5,0	190	170	14	2,75	105	21
XIVA	Grafilado	5,0	190	170	14	2,75	52	21
XIVB	Grafilado	5,0	190	170	14	2,75	53	21
XVA	Ondulado	5,0	184	142	14	2,75	102	21
XVB	Ondulado	5,0	184	142	14	2,75	105	21
XVIA	Ondulado	5,0	184	142	14	2,75	52	21
XVIB	Ondulado	5,0	184	142	14	2,75	53	21
XVIIA	Liso	2,5	220	207	50	2,45	115	22
XVIIB	Liso	2,5	220	207	50	2,45	119	22
XVIIIA	Liso	2,5	220	207	50	2,45	58	22
XVIIIB	Liso	2,5	220	207	50	2,45	60	22

(1) Ps 50 norma sueca 21 25 19.
(2) Ss 50 norma sueca 21 25 18.
(3) En vaina de 30 mm. Inyectado.
(4) Ks 40 norma sueca 21 25 13.

Hormigón: Cemento Gullhögen de fraguado rápido, 354 kg/m³.
Cemento/agua, 1,7.
Tamaño máximo del árido, 10 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

APENDICE 2

Forma de las piezas de ensayo y procedimiento de ensayo.

Las piezas de ensayo, que eran vigas T o I, aparecen en las figuras 23 y 24. En la tabla 4 se dan detalles de la armadura principal. Las cabezas superiores de las vigas iban armadas con 2 Ø 12 corrugadas (Ks 40). Las vigas llevan estribos Ø 8 a 20 cm (Ks 40) entre los apoyos y los puntos de aplicación de las cargas. La disposición de la armadura principal se muestra en la figura 25, *a-h*.

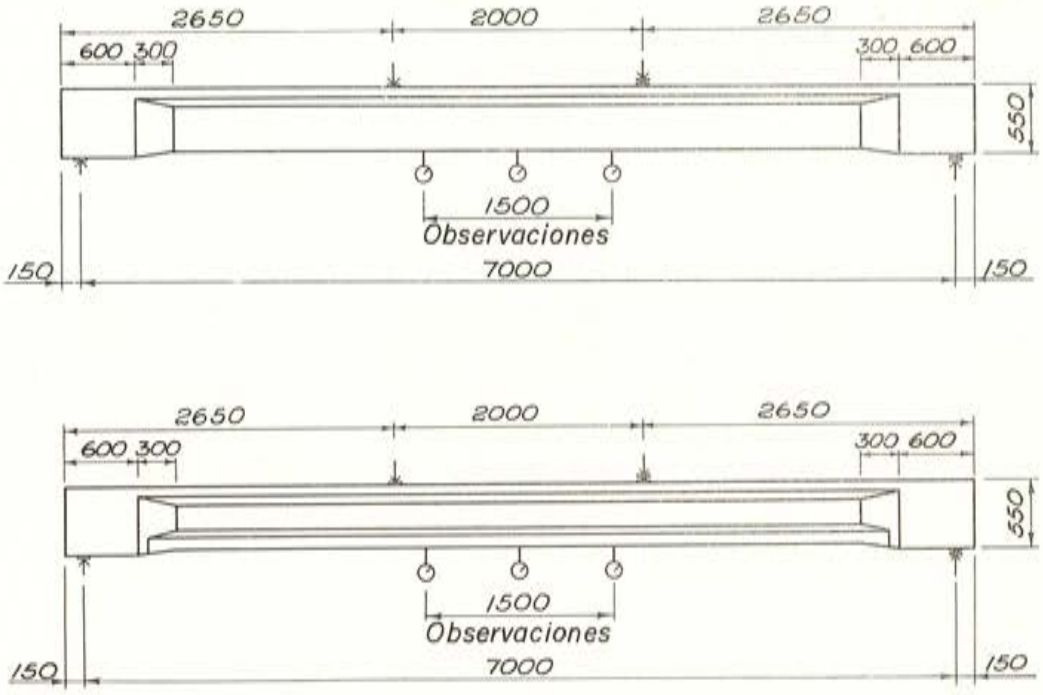


Fig. 23. — Vigas de ensayo, en T y en I.

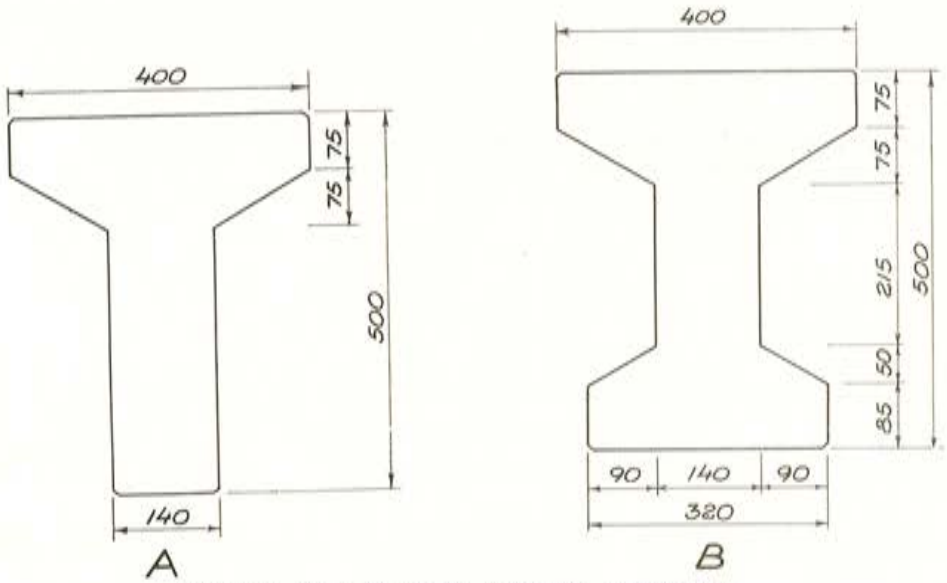
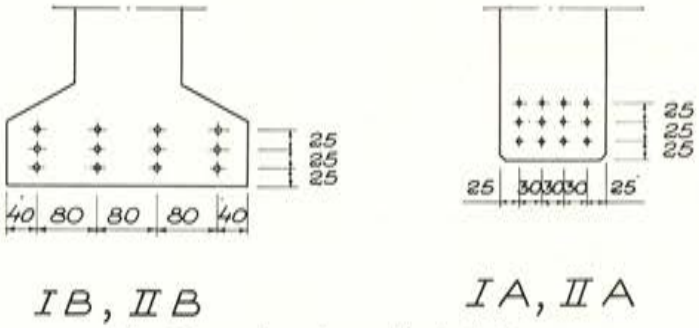


Figura 24. Vigas de ensayo. Secciones transversales.

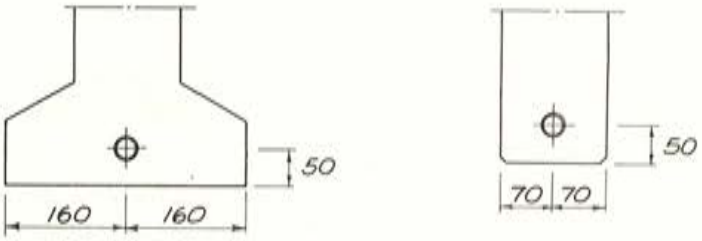
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Fig. 25. — Disposición de acero. Ver también la tabla 4.



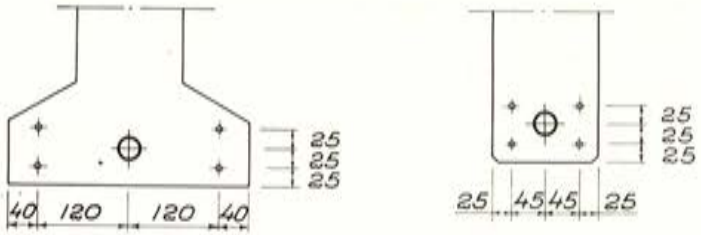
I B, II B I A, II A

Fig. 25, *a.* — Armadura ordinaria Ø 10 mm.



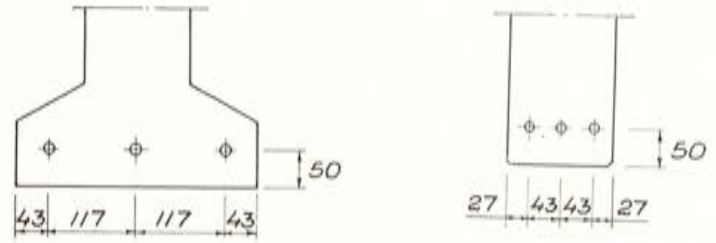
III B, IV B III A, IV A

Fig. 25, *b.* — Barra postesada Ø 26 mm en vaina.



V B, VI B V A, VI A

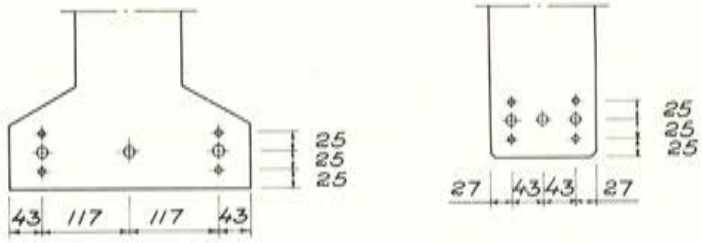
Fig. 25, *c.* — Barra postesada Ø 26 mm en vaina y barras corrugadas Ø 10 mm.



VII B, VIII B VII A, VIII A

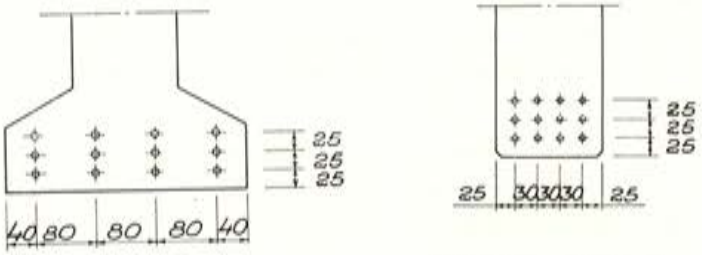
Fig. 25, *d.* — Cable 1/2" preteso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



IX B, X B IX A, X A

Fig. 25, *e.* — Cable 1/2" preteso y barras corrugadas Ø 10 mm.



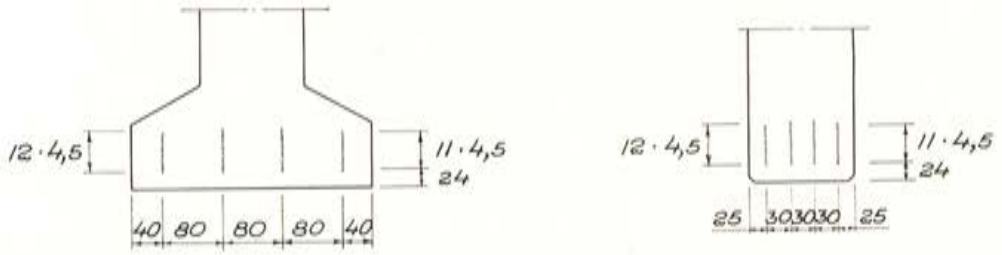
XI B, XII B XI A, XII A

Fig. 25, *f.* — Cable 1/4" preteso.



XIII B, XIV B, XV B, XVI B XIII A, XIV A, XV A, XVI A

Fig. 25, *g.* — Alambres Ø 5 mm pretesos, grafilados y ondulados.



XVII B, XVIII B XVII A, XVIII A

Fig. 25, *h.* — Alambres Ø 2,5 mm lisos pretesos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Las armaduras pretesas fueron destesadas lentamente y las postesas se tesaron cuando el hormigón había alcanzado una resistencia de al menos 300 Kg/cm².

El procedimiento de carga de las vigas se muestra en la figura 23 y los ciclos de carga en la figura 26. El momento de rotura especificado en la figura se ha calculado con un diagrama parabólico para el hormigón y con los valores nominales de resistencia del hormigón y del acero. El momento de fisuración es el correspondiente a la primera fisura observada. La flecha se mantuvo constante durante las paradas para tomar lecturas. Cuando el proceso de carga era ascendente, la carga tenía que ser disminuida durante tales paradas y tenía que ser aumentada ligeramente cuando se estaba en proceso de descarga. Se medían todos los anchos de fisura, en cada escalón, dentro de la distancia de observación (1.500 mm). Además de esto, se medían también las fisuras más anchas de las que aparecían en las proximidades de los puntos de aplicación de las cargas, ya que podía esperarse que estas fisuras fuesen mayores que las aparecidas dentro de la zona de momento constante. Se observaban las fisuras a ambos lados de las vigas, a la altura del centro de gravedad de la armadura. Las flechas se medían en el centro de la distancia de observación y en sus dos extremos.

La deformación media a nivel de la armaduras (ε_{av}) se calculaba a partir de la curvatura y las anchuras medidas de fisuras se referían a esta deformación media. La razón de esta forma de actuar se comprende comparando las figuras 12 y 13.

Los resultados de los ensayos figuran en las tablas 5 y 6. La distancia entre fisuras y su ancho se expresan como media de los valores correspondientes a cada lado de la viga. Los momentos de rotura calculados en la tabla 6 se determinan sobre la hipótesis de reparto parabólico de compresiones en el hormigón, con valor máximo igual a la resistencia cúbica. La deformación máxima del hormigón se considera igual al 0,45 por 100. Para el acero se emplean los diagramas tensión-deformación de las figuras 20 a 22.

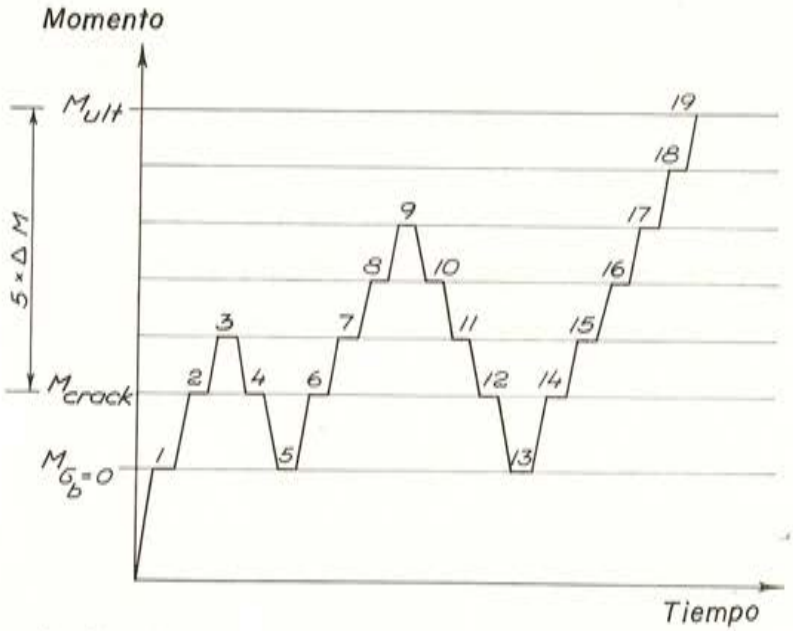


Fig. 26. — Diagrama de ciclos de carga. $M_{\sigma_b} = 0$ es el momento para el cual es nula la tensión calculada en el hormigón a nivel de la armadura. M_{crack} es el momento para el que se observa la primera grieta. M_{ult} es el momento de rotura calculado para las resistencias nominales del hormigón y del acero. Hasta el escalón número 17, se hicieron observaciones en cada escalón. También se pudieron hacer en muchos casos en el escalón 18.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

TABLA 5. — *Resultados de medidas de fisuras. Cada valor es la media de los correspondientes a cada lado de la viga. El valor* $\Delta l_{av} = w_{av}/\varepsilon_{av}$ *se determina con la fórmula (1) para los casos de cable solo, cable combinado con barras corrugadas, alambres grafilados u ondulados y barras lisas en vainas combinadas con barras corrugadas. Para acero liso sin vainas,* Δl_{av} *se determina con la fórmula (4) y para barras lisas en vainas inyectadas se emplea la expresión* $\Delta l_{av} = 4{,}4 + 1{,}1 \sqrt{c \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$. *Las anchuras máximas de fisura, dentro y fuera de la zona de momento constante, se calculan mediante la expresión* $w_{máx}/\varepsilon_{av} = 1{,}7 \cdot \Delta l_{av}$.

Viga N.°	B_0	A	ω_0	c_h	$\Sigma \varnothing$	$\sqrt{c_h \frac{B_0}{\Sigma \varnothing}}$	Calc.	Δl_{av} Obs.	Obs. — Calc.	$\frac{w_{av}}{\varepsilon_{av}}$ Cal.	Obs.	Obs. — Calc.	$\frac{w_{av}}{\varepsilon_{av} \cdot \Delta l_{av}}$ Obs.	$\frac{w_{max}}{\varepsilon_{av}}$ Calc.	(2) M Obs.	(3) T Obs.	M Obs. — Calc.	T Obs. — Calc.
	cm^2	cm^2	%	cm	cm	cm	cm	cm		cm	cm			cm	cm	cm		
IA	140	9,45	6,8	2,0	12,0	4,8	6,9	7,5	1,09	6,9	5,0	0,73	0,67	11,7	9,4	12,6	0,80	1,08
IB	320	9,45	3,0	3,5	12,0	9,7	9,6	9,7	1,01	9,6	7,4	0,77	0,76	16,3	11,2	11,2	0,69	0,69
IIA	140	9,45	6,8	2,0	12,0	4,8	7,9	8,3	1,05	7,9	5,8	0,74	0,70	13,4	13,4	9,0	0,99	0,67
IIB	320	9,45	3,0	3,5	12,0	9,7	11,4	11,1	0,97	11,4	8,4	0,74	0,76	19,4	19,2	15,8	0,99	0,82
IIIA	140	5,30	3,8	5,7	2,6	17,6	23,7	25,5	1,08	23,7	16,0	0,68	0,63	40,3	20,5	27,4	0,51	0,68
IIIB	320	5,30	1,7	14,7	2,6	42,6	50,5	52,0	1,03	51,3	36,8	0,72	0,71	87,3	45,5	84,0	0,52	0,96
IVA (1)	140	5,30	3,8	5,7	2,6	17,6	23,7	33,5	1,41	23,7								
IVB	320	5,30	1,7	14,7	2,6	42,6	50,5	32,0	0,63	51,3	29,4	0,57	0,92	87,3	45,5	79,0	0,52	0,91
VA	140	8,45	6,0	2,4	6,6	7,1	8,2	7,0	0,86	8,2	3,1	0,38	0,44	13,9	4,8	4,8	0,35	0,35
VB	320	8,45	2,6	3,7	6,6	13,4	11,7	10,0	0,86	11,7	5,9	0,51	0,59	19,8	14,5	14,5	0,73	0,73
VIA	140	8,45	6,0	2,4	6,6	7,1	8,2	7,9	0,97	8,2	4,6	0,56	0,58	13,9	7,4	7,4	0,53	0,53
VIB	320	8,45	2,6	3,7	6,6	13,4	11,7	8,4	0,72	11,7	5,9	0,51	0,70	19,8	11,1	20,7	0,56	1,05
VIIA	140	2,85	2,0	2,1	3,3	9,4	9,5	11,1	1,17	9,5	6,3	0,66	0,57	16,2	10,9	15,7	0,67	0,97
VIIB	320	2,85	0,9	3,7	3,3	18,9	14,8	18,8	1,27	14,8	15,2	1,03	0,81	25,2	21,0	24,8	0,84	0,99
VIIIA	140	2,85	2,0	2,1	3,3	9,4	9,5	10,7	1,12	9,5	5,3	0,56	0,50	16,2	8,4	10,1	0,52	0,62
VIIIB	320	2,85	0,9	3,7	3,3	18,9	14,8	20,0	1,35	14,8	13,3	0,91	0,67	25,2	22,2	20,4	0,89	0,82
IXA	140	6,00	4,3	2,1	7,3	6,4	7,8	6,9	0,89	7,8	3,8	0,49	0,55	13,3	9,3	5,9	0,71	0,45
IXB	320	6,00	1,9	3,7	7,3	12,7	11,3	9,7	0,86	11,3	5,9	0,52	0,61	19,2	10,0	12,2	0,51	0,62
XA	140	6,00	4,3	2,1	7,3	6,4	7,8	7,0	0,90	7,8	3,4	0,44	0,49	13,3	6,5	4,8	0,50	0,37
XB	320	6,00	1,9	3,7	7,3	12,7	11,3	9,4	0,83	11,3	6,3	0,56	0,67	19,2	13,0	9,6	0,66	0,49
XIA	140	3,00	2,1	2,2	6,8	6,7	8,0	7,3	0,91	8,0	5,1	0,64	0,70	13,6	10,4	8,8	0,76	0,65
XIB	320	3,00	0,9	3,7	6,8	13,2	11,6	13,1	1,13	11,6	11,1	0,96	0,85	19,7	14,8	16,3	0,75	0,83
XIIA	140	3,00	2,1	2,2	6,8	6,7	8,0	6,9	0,86	8,0	4,6	0,58	0,67	13,6	8,4	8,4	0,62	0,62
XIIB	320	3,00	0,9	3,7	6,8	13,2	11,6	14,3	1,28	11,6	12,5	1,08	0,87	19,7	18,5	16,7	0,94	0,85
XIIIA	145	2,75	1,9	2,2	7,0	6,9	8,1	9,4	1,16	8,1	8,3	1,03	0,88	13,8	16,6	13,8	1,20	1,00
XIIIB	335	2,75	0,8	3,7	7,0	13,5	11,8	29,0	2,45	11,8	29,0	2,46	1,00	20,0	33,8	25,8	1,70	1,30
XIVA	145	2,75	1,9	2,3	7,0	6,9	8,1	8,8	1,09	8,1	6,0	0,74	0,68	13,8	9,5	10,6	0,69	0,77
XIVB	335	2,75	0,8	3,8	7,0	13,5	11,8	19,5	1,67	11,8	16,7	1,42	0,86	20,0	22,8	19,0	1,14	0,96
XVA	145	2,75	1,9	2,3	7,0	6,9	8,1	8,3	1,02	8,1	7,6	0,94	0,92	13,8	16,8	16,8	1,22	1,22
XVB	335	2,75	0,8	3,8	7,0	13,5	11,8	38,0	3,20	11,8	36,8	3,12	0,97	20,0	41,8	39,0	2,09	1,96
XVIA	145	2,75	1,9	2,3	7,0	6,9	8,1	7,5	0,93	8,1	5,5	0,68	0,73	13,8	10,1	15,2	0,73	1,10
XVIB	335	2,75	0,8	3,8	7,0	13,5	11,8	19,0	1,62	11,8	17,1	1,45	0,90	20,0	32,3	32,3	1,62	1,62
XVIIA	140	2,45	1,8	2,4	12,5	5,2	8,1	7,9	0,98	8,1	6,3	0,78	0,80	13,8	13,0	13,0	0,94	0,94
XVIIB	320	2,45	0,8	3,9	12,5	10,0	11,6	43,5	3,75	11,6	40,6	3,50	0,95	19,7	58,5	38,6	2,97	1,96
XVIIIA	140	2,45	1,8	2,4	12,5	5,2	8,1	8,1	1,00	8,1	8,0	0,99	0,99	13,8	20,0	20,0	1,43	1,43
XVIIIB	320	2,45	0,8	3,9	12,5	10,0	11,6	63,5	5,50	11,6	62,5	5,40	0,99	19,7	70,5	58,5	3,60	2,97

(1) La viga IVA resultó dañada antes del ensayo, de forma tal que existía una fisura en un extremo de la distancia de observación al comienzo del ensayo.
(2) Fisura más ancha dentro de la distancia de observación.
(3) Fisura más ancha en las proximidades del punto de aplicación de la carga.

TABLA 6. — *Momentos de rotura calculados y observados.*

Viga núm.	Resistencia cúbica kg/cm²	Momento de rotura en m . t			Causa de la rotura
		Cálc.	Obs.	Obs. / Cálc.	
IA	538	27,2	27,7	> 1,02	Deformación excesiva.
IB	555	27,2	28,4	1,04	Fallo del hormigón.
IIA	423	25,8	23,6	0,92	Fallo del hormigón.
IIB	437	25,8	24,1	0,93	Fallo del hormigón.
IIIA	526	24,5	25,2	1,03	Fallo del hormigón.
IIIB	500	24,4	24,9	1,02	Fallo del hormigón.
IVA	472	24,2	24,4	1,01	Fallo del hormigón.
IVB	467	24,2	24,7	1,02	Fallo del hormigón.
VA	436	30,3	31,6	1,04	Fallo del hormigón.
VB	458	30,3	30,7	1,01	Fallo del hormigón.
VIA	494	30,5	30,8	1,01	Fallo del hormigón.
VIB	487	30,5	30,4	1,00	Fallo del hormigón.
VIIA	511	23,3	23,8	> 1,02	Deformación excesiva.
VIIB	491	23,3	24,7	1,06	Fallo del hormigón.
VIIIA	475	23,3	22,7	0,98	Fallo del hormigón.
VIIIB	508	23,3	23,4	> 1,00	Deformación excesiva.
IXA	440	29,5	29,7	1,01	Fallo del hormigón.
IXB	486	29,7	30,1	1,01	Fallo del hormigón.
XA	415	29,2	30,1	1,03	Fallo del hormigón.
XB	427	29,2	29,7	1,02	Fallo del hormigón.
XIA	482	26,2	26,6	1,02	Fallo del hormigón.
XIB	496	26,2	27,0	1,03	Fallo del hormigón.
XIIA	496	26,2	26,2	1,00	Fallo del hormigón.
XIIB	500	26,2	26,6	> 1,02	Deformación excesiva.
XIIIA	507	22,6	23,7	1,05	Fallo del hormigón.
XIIIB	503	22,6	23,4	1,04	Rotura del alambre.
XIVA	465	22,5	23,4	1,04	Rotura del alambre.
XIVB	427	22,5	23,5	1,04	Rotura del alambre.
XVA	451	21,7	22,4	1,03	Rotura del alambre.
XVB	431	21,7	22,1	1,02	Rotura del alambre.
XVIA	458	21,7	22,3	> 1,03	Deformación excesiva.
XVIB	400	21,7	22,4	1,01	Rotura del alambre.
XVIIA	408	23,4	23,7	1,01	Rotura del alambre.
XVIIB	456	23,5	22,4	0,95	Rotura del alambre.
XVIIIA	432	23,5	20,9	0,89	Fallo por adherencia.
XVIIIB	410	23,4	19,5	0,83	Fallo por adherencia.

Traducido por A. García Meseguer

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

REFERENCIAS

10 Gr. Otto Graf: Einiges zur Rissbildung des Eisenbetons, Beton und Eissen 1910.

35 Em. Fritz v. Emperger: Die Rissfrage bei hohen Stahlspannungen und die zulässige Blosslegung des Stahles Mitteilungen, Osterreichischen Eisenbeton-Ausschuss 1935.

47 Wä. Georg Wästtund, Per Olov Jonsson: Undersökning rörande sprickbildning i armerade betongkonstruktioner. Investigation into crack formation in reinforced concrete structures (In Swedish). Betong No. 2, 1947.

51 Ho. A. Holmberg: Two Highway Bridges with High-Grade Steel Reinforcement, IABSE, Publ. XI, Zürich 1951.

56 Cl. Arthur P. Clark: Cracking in Reinforced Concrete Flexural Members, J.A.C.I. Proceedings, abril 1956.

57 Bj. Crack Formation of Concrete Beams with High Strength Reinforcement Subjected to Sustained Loads and to Static Short-Time Loads, Duplicated and distributed at the RILEM Symposium, Stockholm 1957.

57 Ho. L. Holmgrem: A Comparative Investigation of Smooth Reinforcing Bars with Widely Spaced Corrugations, RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm 1957.

57 Rü. H. Rüsch y G. Rehm: Notes on Relation Between Crack Spacing and Crack Width in Members Subjected to Bending, RILEM Symposium, Stockholm 1957.

57 So. S. Soretz: Sustained Loading Tests, RILEM Symposium, Stockholm 1957.

59 Ef. Axel Efsen, Herbert Krenchel: Tensile Cracks in Reinforced Concrete, Laboratoriet för byggningsteknik, Danmarks Tekniske Hojskole, Meddelande No. 9, 1959. (Supplementary correspondence.)

62 Ho. Eivind Hognestad: High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2: Control of Flexural Cracking, Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Vol. 14, No. 1, enero 1962.

62 Te. Ralejs Teffers: Studium av förankrings- och sprickproblem hos balkar armerade med Ks 60. A study of bond and cracking in beams reinforced with Ks 60 steel. (In swedish.) Chalmers Institute of Technology, Gothenburg, Inst. för byggnadsteknik, 1962.

63 Ka. P. H. Kaar, A. H. Mattock: High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 4: Control of Cracking, Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Vol. 15, No. 1, enero 1963.

63 Rü. Hubert Rüsch, Gallus Rehm: Versuche mit Betonformstälen, Teil I, II, III. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 140, 160, 165, 1963-1964.

64 Bri. L. P. Brice: Idées générales sur la fissuration du béton armé et du béton precontraint, Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux public, junio 1964.

65 Ab. P. W. Abeles: Studies of Crack Widths and Deformation under Sustained and Fatique Loading, Journal of the PCI, diciembre 1965.

65 Br. Bengt Broms: Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members, with supplement, JACI, octubre 1965.

65 Bro. Bengt Broms, Leroy Lutz: Effects of Arrangement of Reinforcement on Crack Width and Spacing of Reinforced Concrete Members, with supplement, JACI, noviembre 1965.

65 Ka. P. H. Kaar, Eiving Hognestad: High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 7: Control of Cracking in T-beam Flanges, Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Vol. 17, No. 1, enero 1965.

65 Na. E. G. Nawy: Cracking of Slabs Spanning in Two Directions, Concrete and constructional engineering, Oct. 1965.

65 Mu. H. Muguruma, S. Morita: On the Flexural Rigidity of Reinforced Concrete Beams, Memoirs of the faculty of engineering, Kyoto University, 1965.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

65 Re ELMER REIS, JOHN D. MOZER, ALBERT C. BIANCHINI, CLYDE E. KESLER: Causes and Control of Cracking in Concrete Reinforced with High Strength Steel Bars. A Review of Research. University of Illinois, College of Engineering, Bulletin 479, 1965.

65 Te RALEJS TEPFERS: Sprick- och skjuvproblem hos betongbalkar armerade med kamjärn. Cracking and shear in concrete beams reinforced with deformed steel. (In Swedish.) Chalmers Institute of Technology, Gothenburg, Inst. för byggnadsteknik, 1965.

65 Tep. RALEJS TEPFERS: Jämförande försök med buntad och icke buntad armering. Comperative tests into bundled and non-bundled reinforcement. (In Swedish.) Chalmers Institute of Technology, Gothenburg, julio 1965.

66 Ba. G. D. BASE, J. B. READ, A. W. BEEBY, H. P. J. TAYLOR: An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams, Part I. Supplement. Part II. Cement and Concrete Association, Research Report 18, 1966. (Supplementary correspondence.)

66 Br. BENGT BROMS: Sprickavstand och sprickbredd i armerade betongkonstruktioner. Crack spacing and crack width in reinforced concrete structures. (In Swedish.) Nordisk Betong, No. 3, 1966. (Supplementary correspondence.)

66 Bre. B. BRESLER, V. BERTERO: Influence of Load History on Cracking in Reinforced Concrete, University of California, Berkely, agosto 1966.

65 Ku. KUNGL: Väg- och vattenbyggnadsstyrelsen. Undersökning av broar med avseende pa spricbildning, Stockholm 1965. The National Road Boar. An examination of briges with regard to crack formation. (In Swedish.)

66 Fe. JULIO FERRY, BORGES: Cracking and Deformability of Reinforced Concrete Beams, IABSE, Publications, Vol. 126, 1966.

66 St. G. STANCULESCU, M. IONESCU: Statistical Analysis of the Distance Between Cracks and Their Openings in Reinforced Concrete Bent Elements. Revue roumaine des sciences techniques, Série de mécanique appliquée, Tome 11, No. 1, 1966.

66 Te. RALEJS TEPFERS: Undersökning av den efter momentkurvan avkortade dragarmeringens förankringsegenskaper. Investigation of the bond characteristics of reinforcement curtailed in accordance with the bending moment diagram. (In Swedish.) Chalmers Institute of Technology, Gothenburg, Inst. för konstruktionsteknik, mayo 1966.

66 Tep. RALEJS TEPFERS: Försök med buntad och icke buntad armering i full skala. Fullscale tests on bundled and nonbundled reinforcement. (In Swedish.) Chalmers Institute of Technology, Gothenburg, Inst. för konstruktionsteknik, noviembre 1966.

66 Yo. HIDEO YOKOMICHI, YOSHIO KAKUTA: Cracking in RC Tensile Elements, Hokkaido University, 1966. (Supplementary correspondence.)

67 Kr. N. W. KRAHL, N. KHACHATURIAN, C. P. SIESS: Stability of Tensile Cracks in Concrete Beams, Proc. ASCE, Struct. Div., febrero 1967.

67 So. S. SORETZ: Increased Corrosion Danger Through High Tensile Reinforcement, The Institution of Engineers, India, marzo 1967. (Supplementary correspondence.)

69 Ab. P. W. ABELES, E. I. BROWN, J. O. WOODS: Preliminary Report on Static and Sustained Loading Tests, Journal of the PCI, agosto 1968.

68 Abe. P. W. ABELES, E. I. BROWN, J. W. MORROW: Development and Distribution of Cracks in Rectangular Prestressed Beams During Static and Fatigue Loading, Journal of the PCI, octubre 1968.

68 Ge. PETER GERGELY, LEROY LUTZ: Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members, ACI Publication SP-20, 1968.

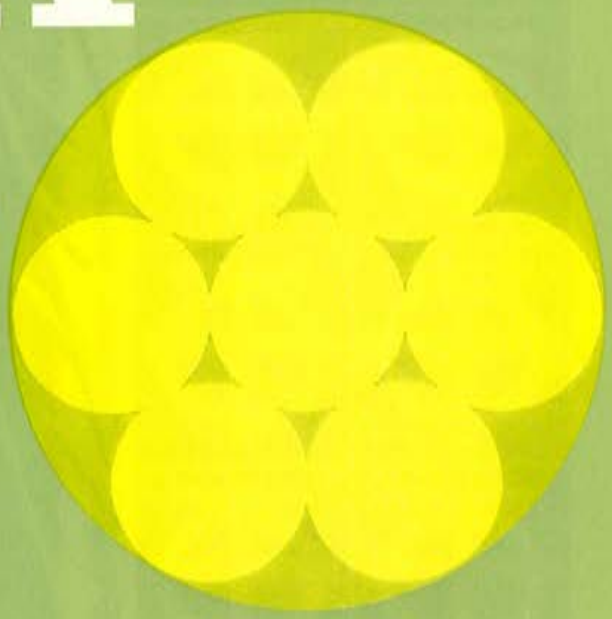
68 Lo. Resultat av balkprovningar vid Chalmers Tekniska Högskola, Institutionen för konstruktionsteknik, 1968-1969. Results of beam tests at the Department of Construction Technology, Chalmers Institute of Technology. (Not published.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CABLES DE ACERO PARA HORMIGON "POSTENSADO"

EMESA





STRESS-RELIEVED STRAND FOR PRESTRESSED CONCRETE





Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



25 aniversario
1947 * 1972
tetracero, s. a.
Fuencarral, 123 • Tels. 224 87 53 - 54 - 55 • MADRID - 10

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

591 - 2 - 56

realizaciones en la autopista Sevilla - Cádiz

JOSE A. LOPEZ JAMAR
Dr. Ingeniero de Caminos

Texto de la conferencia que, organizada por la Asociación Técnica Española del Pretensado, pronunció en el Instituto Eduardo Torroja el día 7 de marzo de 1972

DESCRIPCION GENERAL DE LA AUTOPISTA

La autopista de peaje de Bética de Autopistas, S. C. del Estado, se denomina de Sevilla a Cádiz, pero enlaza en realidad el final de la autovía de Sevilla a Dos Hermanas, kilómetro 556 de la Carretera Nacional IV, con el km 663 de dicha Carretera Nacional y con el acceso Norte del puente sobre la Bahía de Cádiz, en las proximidades de Puerto Real. De esta forma, con el futuro desdoblamiento del puente citado, quedarán enlazadas totalmente con autopista las dos capitales andaluzas y la importante ciudad de Jerez (fig. 1).



Figura 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 2.

La longitud de autopista de peaje es de 93,6 km. La distancia entre Sevilla y Cádiz por la Carretera Nacional IV es de 155 km, mientras que la correspondiente por la autopista es de 125 km, resultando, por tanto, una reducción total en longitud de 30 km.

La situación de los enlaces y carreteras de acceso es la siguiente (las distancias se miden desde Sevilla):

Kilómetro	19:	Carretera N-IV y acceso a Dos Hermanas.
»	31:	Carretera de Utrera a Los Palacios.
»	52:	Carretera de Lebrija a Las Cabezas de San Juan.
»	86:	Nuevo acceso a Jerez y carretera de Jerez a Arcos de la Frontera.
»	92:	Carretera C-440, de Jerez a Medina Sidonia.
»	112:	Carretera N-IV y acceso al puente de peaje.

El ancho de calzada para cada dirección es de dos carriles de 3,75 m. El ancho de mediana es de 8,00 m en el tramo Los Palacios-Puerto Real y de 15,50 m en el tramo Dos Hermanas-Los Palacios. De esta forma, en este tramo podrá establecerse, en el futuro, un carril más en cada dirección.

En las figuras 2 y 3 pueden verse diversos puntos de la autopista.



Figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CONDICIONANTES DEBIDOS AL RITMO DE OBRAS PREVISTO

El plazo de obra previsto en la concesión era de tres años, que terminaría a fines del presente año. Sin embargo, la Empresa Concesionaria, Bética de Autopistas, de común acuerdo con la Empresa Constructora adjudicataria, decidió adelantar en lo posible la terminación y puesta en servicio de la obra, que se abrió al tráfico en diciembre de 1971.

Así, pues, como las obras no se pudieron comenzar hasta fines de marzo de 1970, se ha realizado una media de 4,3 km por mes.

En cuanto a las obras de pasos y viaductos, como la superficie total de tableros es de 95.539 m², había que construirlos con un ritmo de hasta 500 m² de tablero al día y rendimiento medio de 350 m² por día.

Es evidente que ese ritmo de construcción, en obras repartidas a lo largo de 93 kilómetros, hace prácticamente inviable el pensar en realizarlas total o parcialmente in situ, por lo que nos orientamos decididamente hacia una prefabricación, a ser posible del 100 por 100 de las obras.

NORMALIZACION DE LAS ESTRUCTURAS

1. Normalización de luces.

Se estudió en primer lugar una normalización de luces, a fin de reducir en lo posible el número de tipos diferentes de vigas.

Dado lo reducido de las cotas rojas de la rasante de los viaductos de la autopista sobre la mayor parte de los cauces, caños de desagüe y algunas vías de comunicación, las luces de estos viaductos convenía fuesen reducidas. En estas condiciones, las posibles distribuciones de luces para los pasos de carreteras y caminos sobre la autopista, a la vista de los máximos esviajes, decidieron las luces tipo de los tramos, isostáticos para toda la autopista. Estas luces fueron de 25, 18 y 12 m entre ejes de pilas (fig. 4).

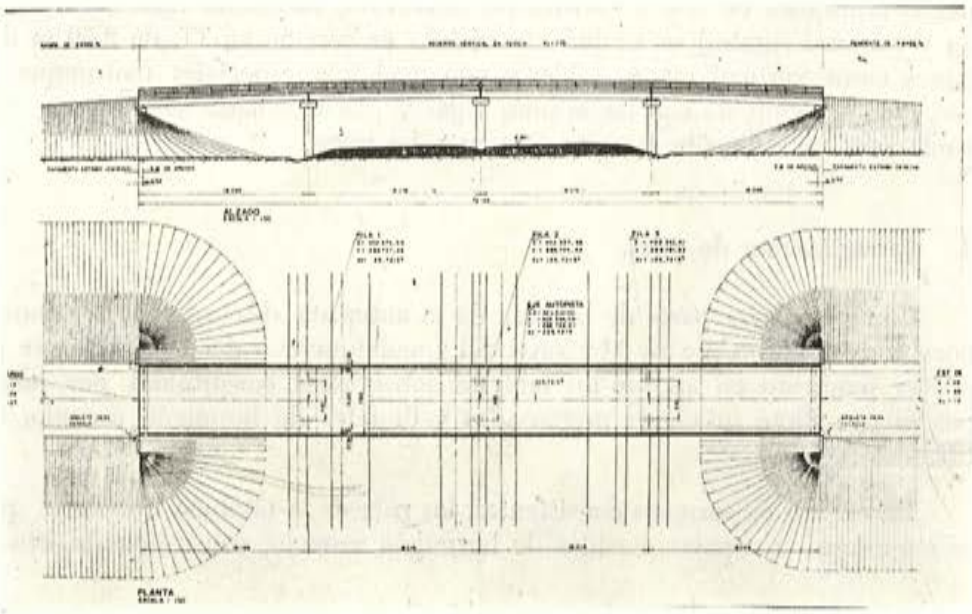


Figura 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

La luz de 18 m resultaba también económica para los pasos de la autopista sobre cauces y caños y sobre el ferrocarril Sevilla-Cádiz en la zona de las Marismas. La luz de 25 m resultaba igualmente conveniente para algunos pasos inferiores o para viaductos sobre cauces con alguna oblicuidad (fig. 5).

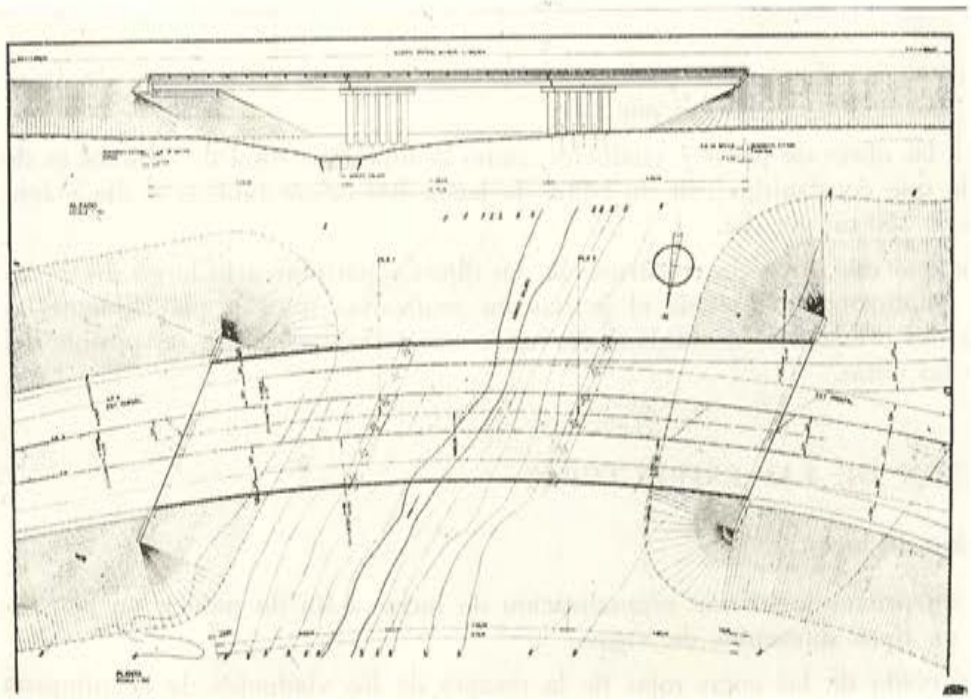


Figura 5.

2. Modulación de vigas.

En cuanto a la normalización de anchura de vigas, dados los diferentes tipos de tableros (autopista de 2 y 3 carriles por dirección, carreteras nacional, comarcales y locales y caminos rurales) se adoptó un módulo de sección en TT, de 2,50 m de anchura. Algunos casos particulares de tableros con anchuras especiales (entronques, enlaces curvos, etc.) se resolvían con las mismas vigas y placa armada superior de compresión, volando ésta lateralmente o separando más las vigas.

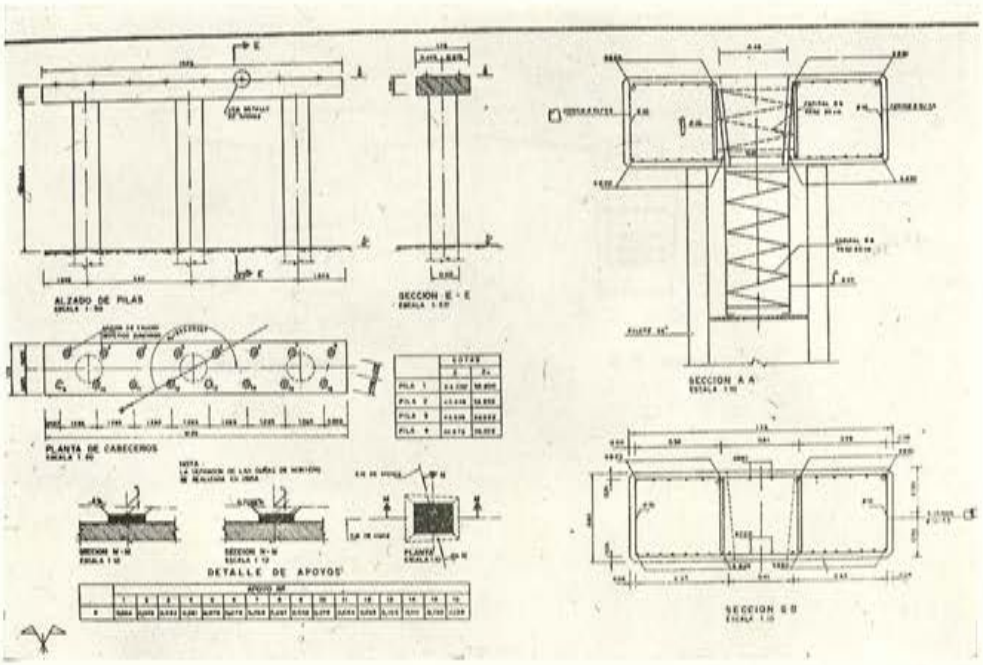
3. Normalización de pilas.

Como la mayor parte de la traza de la autopista discurre por terrenos relativamente poco consistentes o por las Marismas del Guadalquivir o del Guadalete, se pensó desde el primer momento en apoyar los tableros sobre pilas constituidas por pórticos formados por pilares-pilote tubulares pretensados y dinteles de hormigón armado, también prefabricados (fig. 6).

En el caso de terrenos consistentes, los pilares —también tubulares prefabricados— se empotran en zapatas corridas de hormigón armado, construidas in situ.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Figura 6.

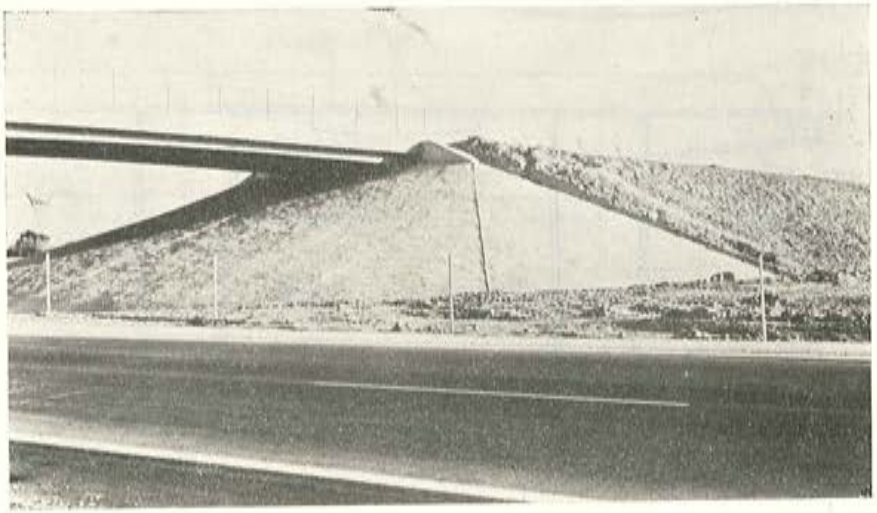


4. Normalización de estribos.

La conveniencia de simplificar las obras a ejecutar in situ y la previsión de posibles asientos del terreno bajo los terraplenes, aconsejó la adopción, como caso general, de estribos del tipo denominado "perdido", es decir, cimentados sobre el terraplén. De esta forma, aunque se alargan los tableros, la obra de estribos y aletas es mínima, resultando, en conjunto, el coste prácticamente igual, y evitándose al tiempo los fuertes desniveles que se producen en el comienzo del terraplén, aun cuando se dispongan placas de transición (fig. 7). Naturalmente, está previsto el recalce de las vigas sobre los estribos cuando convenga restablecer el nivel del terraplén.

Repetimos que este tipo corresponde sólo al caso más general, pues se han construido algunos estribos altos cimentados sobre el terreno, cuando éste tiene condiciones adecuadas para ello, en los casos en que no convenía perder el espacio ocupado por el avance del terraplén.

Figura 7.



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

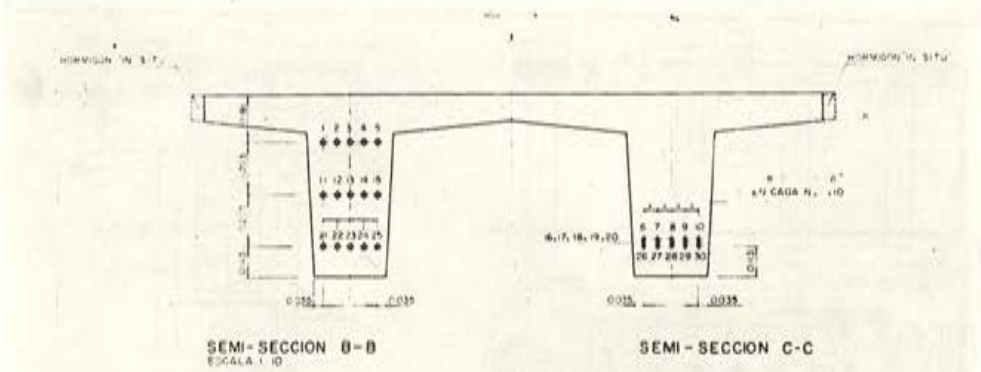


Figura 8.

DETALLE DE LAS ESTRUCTURAS

1. Vigas.

Es conocida de nuestros lectores la tendencia actual a la simplificación de las secciones de hormigón pretensado, en especial por lo que se refiere a los tramos isostáticos, pero también en obras hiperestáticas.

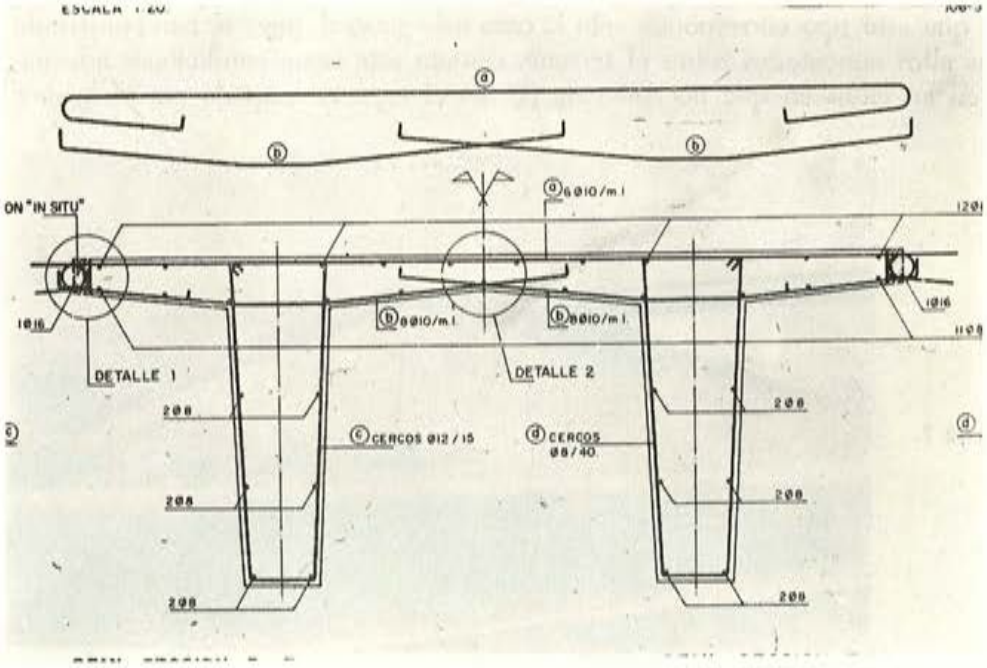
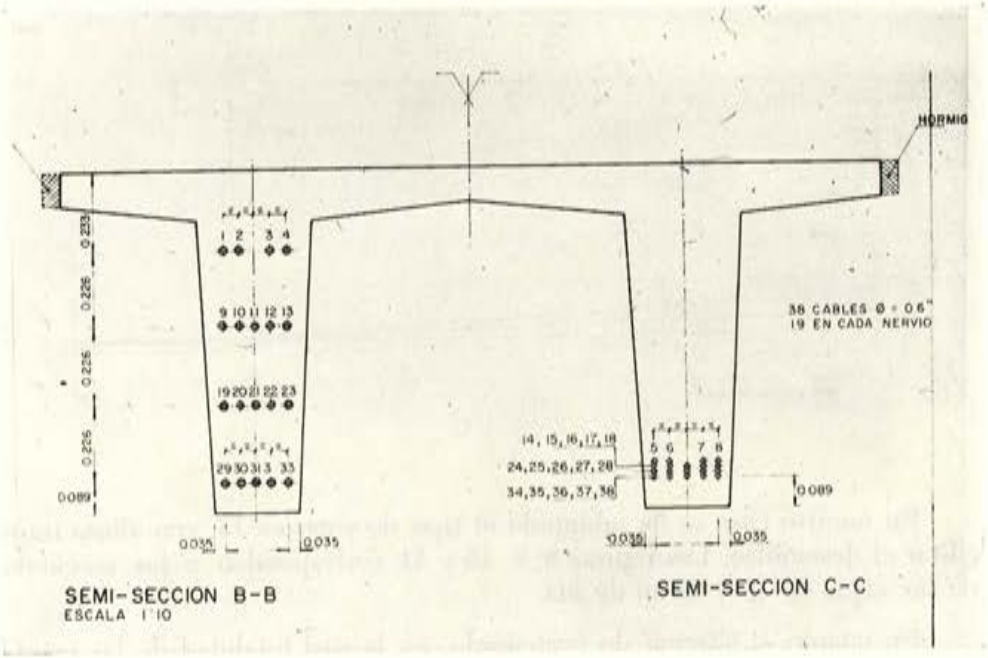


Figura 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

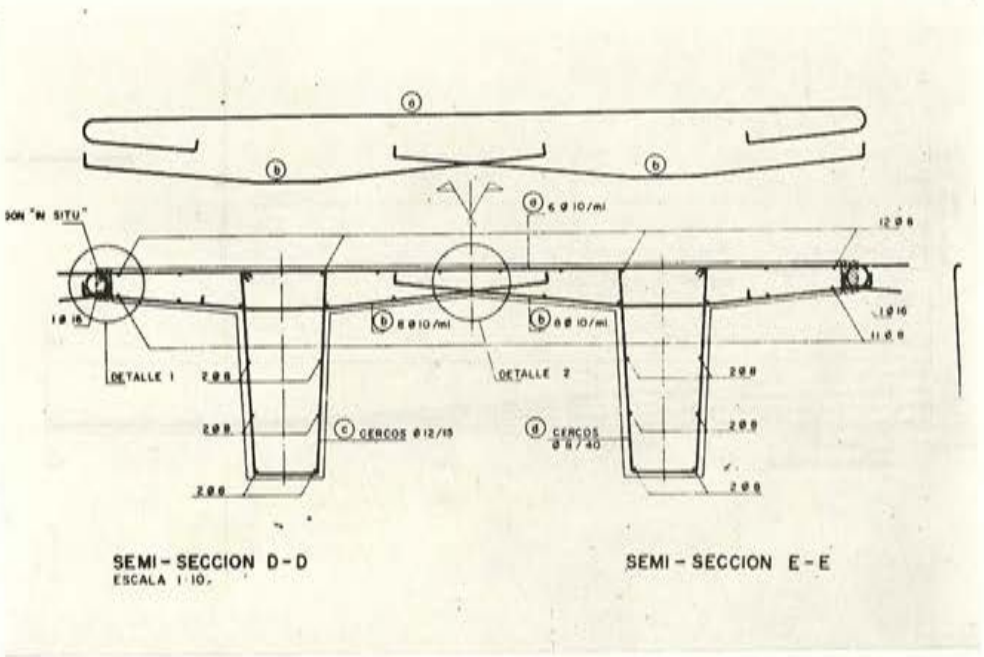
Figura 10.



La razón fundamental de esta tendencia recae en la ventaja de operar con unos encofrados más sencillos, y de facilitar al propio tiempo el hormigonado y desmoldeo de las vigas. Es decir, principalmente a razones de tipo constructivo.

Pero, por otra parte, la aplicación de las Recomendaciones de la Comisión Mixta CEB-FIP de 1970 lleva a que, en el dimensionamiento, sea casi siempre predominante el estado de rotura, con lo cual puede no resultar indispensable la disposición con cabeza inferior.

Figura 11.



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

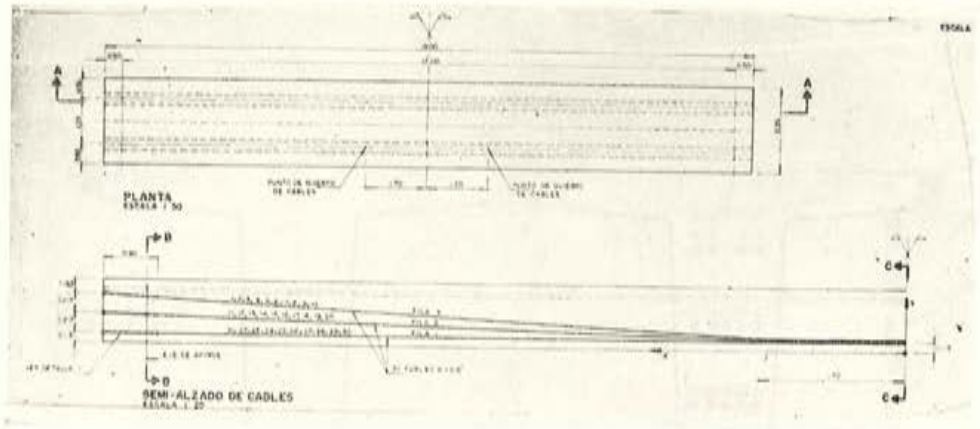


Figura 12.

En nuestro caso se ha adoptado el tipo de vigas en TT, con almas trapeciales para facilitar el desmoldeo. Las figuras 8, 9, 10 y 11 corresponden a las secciones y armaduras de las vigas de 18 y 25 m de luz.

En cuanto al sistema de pretensado, en la casi totalidad de las vigas se han utilizado armaduras pretesas, formadas por cables adherentes de trazado poligonal. Este sistema permite fabricar simultáneamente varias vigas en una bancada. Es la primera vez que se utilizan en España armaduras pretesas con trazado poligonal.

Las figuras 12 y 13 corresponden a las vigas de 18 y 25 m, y en ellas pueden apreciarse los trazados de las armaduras con quiebres bastante próximos al centro de las vigas.

Las vigas para tramos de 25 m (24 de cálculo) tienen canto de 1,00 m, y las de 18 metros (17 de cálculo), de 0,70 m.

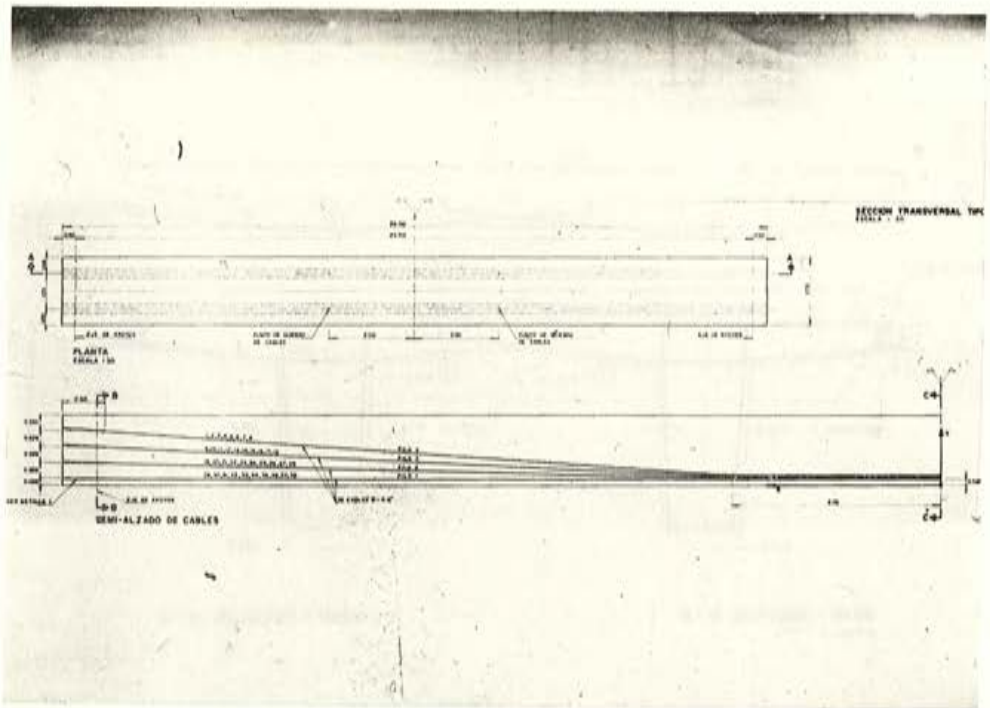


Figura 13.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

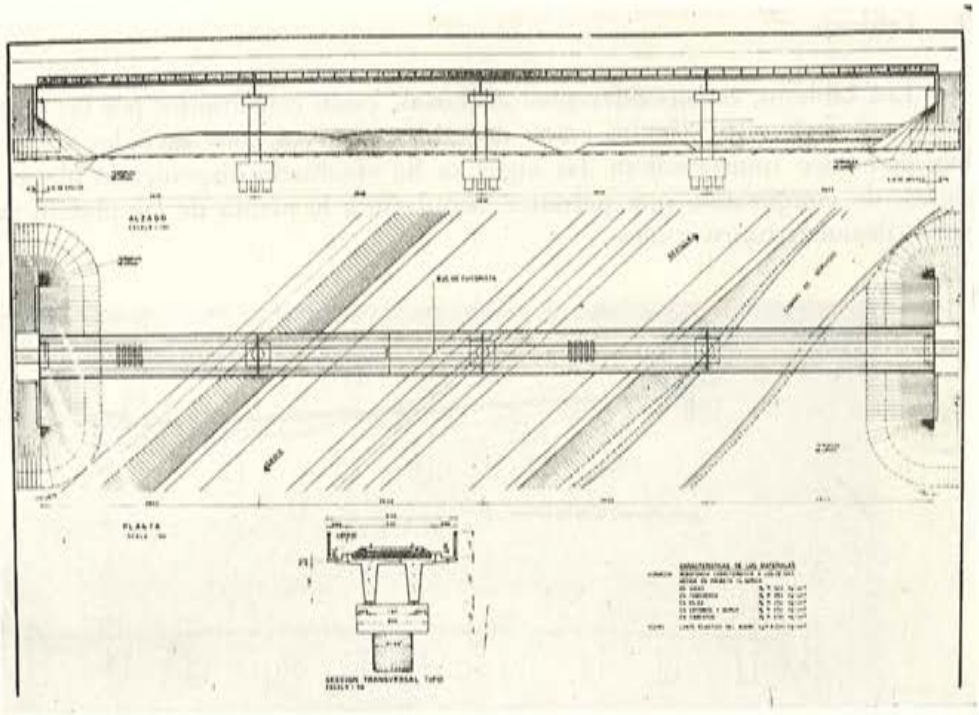


Figura 14.

Las vigas de 12 m (11 de cálculo) pueden ser de uno u otro canto para acoplarlas estéticamente con las anteriores en las obras con luces diferentes.

El paso del ferrocarril de Almargen sobre la autopista, de gran oblicuidad, se ha resuelto con cuatro tramos isostáticos de 28 m entre ejes de pilas. Las vigas de sección en T son de hormigón pretensado con armaduras postesas, y se fabricaron a pie de obra (figuras 14 y 15).

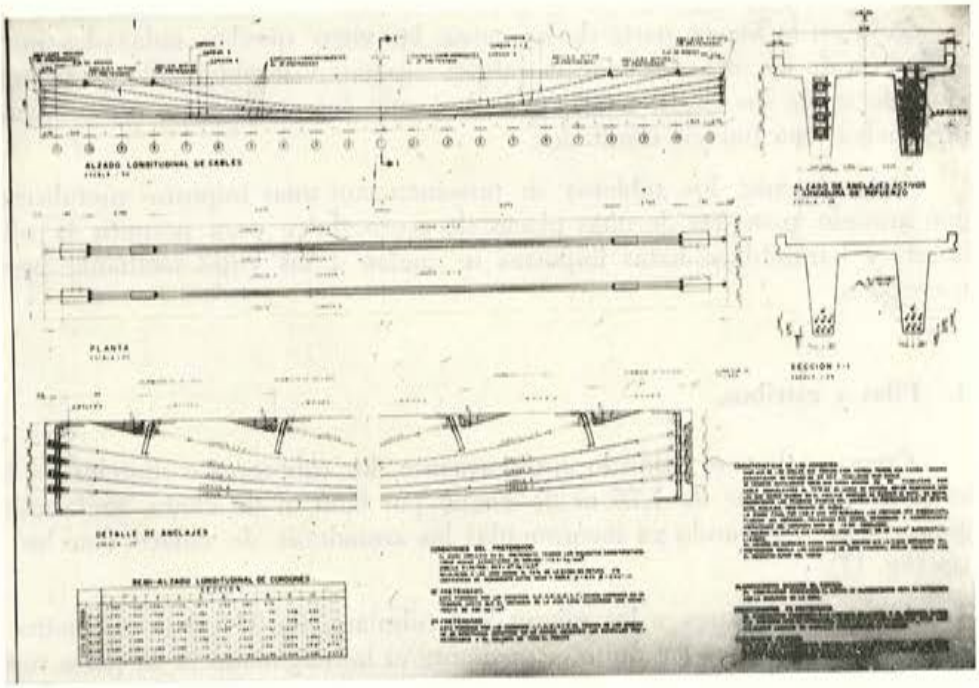


Figura 15.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

2. Tableros.

Los tableros, en sus diferentes anchuras, están constituidos por las vigas anteriormente descritas (fig. 16). En los casos de tableros curvos, muy esviados o con anchura variable, el enlace transversal de las vigas se ha efectuado disponiendo placas armadas superiores, de compresión, que permiten acoplarse a la planta de las plataformas o a las mayores flexiones transversales.

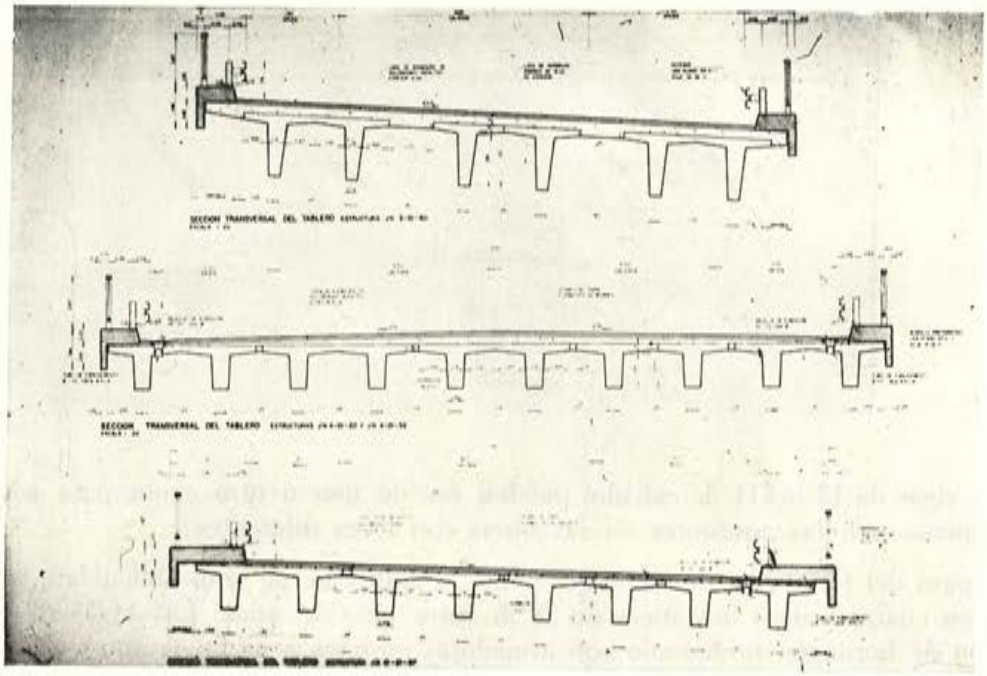


Figura 16.

Pero en la mayor parte de los casos, las vigas quedan enlazadas mediante cruce o soldadura de las armaduras de la cabeza superior y hormigonado de la junta, de anchura variable según los casos. Estos tipos de juntas fueron previamente ensayados en el taller de Huelva, con buenos resultados.

Lateralmente, los tableros se terminan con unas impostas prefabricadas, de hormigón armado, provistas de unas placas de acero dulce para permitir la soldadura de defensas y barandillas. Estas impostas se anclan a las vigas mediante pernos roscados y tuercas.

3. Pilas y estribos.

Como ya hemos indicado anteriormente, los cabeceros o dinteles de las pilas son de sección rectangular de 1,75 m de ancho por 0,60 m de canto, prefabricados en hormigón armado y llevando ya incorporadas las armaduras de enlace con los pilares tubulares (fig. 17).

Los pilotes-pilares y los pilares son tubulares de 91 cm de diámetro exterior, disponiéndose el anclaje a los dinteles mediante el hormigonado de la parte superior de los pi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

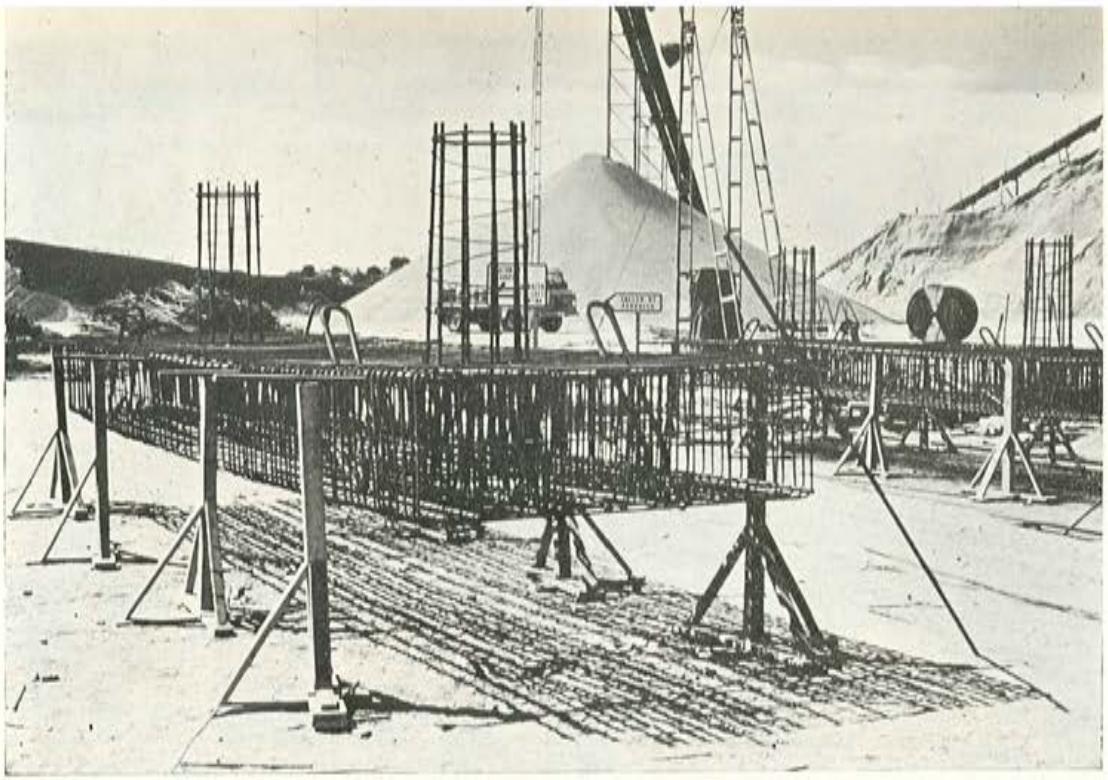


Figura 17.

lotes o pilares, con hormigón ligeramente expansivo vertido a través de unos orificios que llevan dichos dinteles.

En el caso de pilares sobre zapatas, se dejaban, asimismo, armaduras saliendo de la zapata ejecutada in situ, hormigonando también el interior del tubo en su zona inferior.

Los estribos se construyeron de hormigón armado vertido in situ, previa excavación del terraplén ya compactado.

PREFABRICACION DE PILOTES, CABECEROS Y VIGAS

La totalidad de los pilotes y pilares tubulares, así como los cabeceros y las vigas, se fabricaron en el taller que la Empresa Constructora tiene establecido en las cercanías de Punta Arenilla, en la margen izquierda de la desembocadura del río Tinto. En la figura 18 pueden observarse, de abajo a arriba y de izquierda a derecha:

— Las instalaciones de áridos y hormigonado.
— El taller de ferralla.
— El taller de fabricación de tubos.
— El taller de fabricación de vigas.
— Las áreas de acopio de tubos y vigas.
— El taller de alineado y pretensado de tubos para formar los pilotes.

Las piezas pueden cargarse en barcazas o barcos en el muelle que se ve al fondo a la izquierda, bien sobre parejas de vagones de ferrocarril, o bien, sobre grupos de tractor-carretón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Los cabeceros se hormigonan en posición invertida.

Las vigas se construyen en dos bancadas de unos 115 m de longitud, que permiten fabricar simultáneamente cuatro vigas de 25 m o cinco de 18 m. Los encofrados vibrantes son fijos, y, dada su forma, el desmoldeo se efectúa levantando simplemente las vigas (fig. 22). El tesado se efectúa dando las tensiones necesarias para que, una vez bajados los puntos de quiebre de las armaduras a su posición, los incrementos de tensión correspondientes completen las de cálculo. Esta última operación se efectúa mediante botellas accionadas hidráulicamente. Se fabricaron, diariamente, unas diez vigas.

TRANSPORTE Y COLOCACION EN OBRA

El transporte de los elementos prefabricados a pie de obra se efectuó mediante tractores y carretones independientes.

Los pilotes se colocaron en posición mediante una guiadera montada en una grúa Nordwesth 80-D con ayuda de otra grúa Manitowoc 4000 (1,50 t), la que, a continuación, elevaba y sostenía la maza de hinca (fig. 23), procediéndose, seguidamente, al descabezado del trozo sobrante y a la colocación del collarín superior para el posterior empalme con el cabecero.

Los cabeceros o dinteles se elevaban también con grúa, girándolos 180º alrededor de su eje longitudinal para introducir las armaduras de enlace en la parte superior de los pilotes o pilares (fig. 24), en los que, previamente, se habían dispuesto unos encofrados

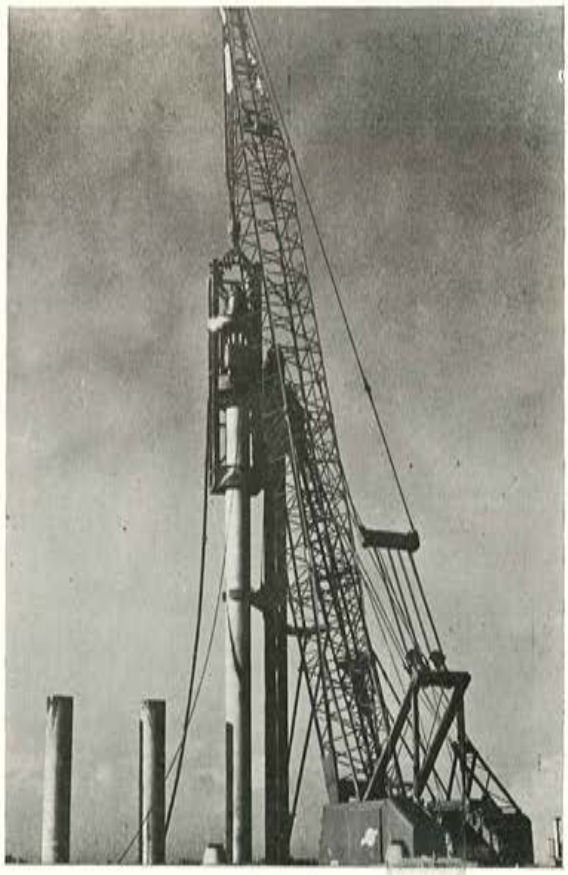


Figura 23.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 24.

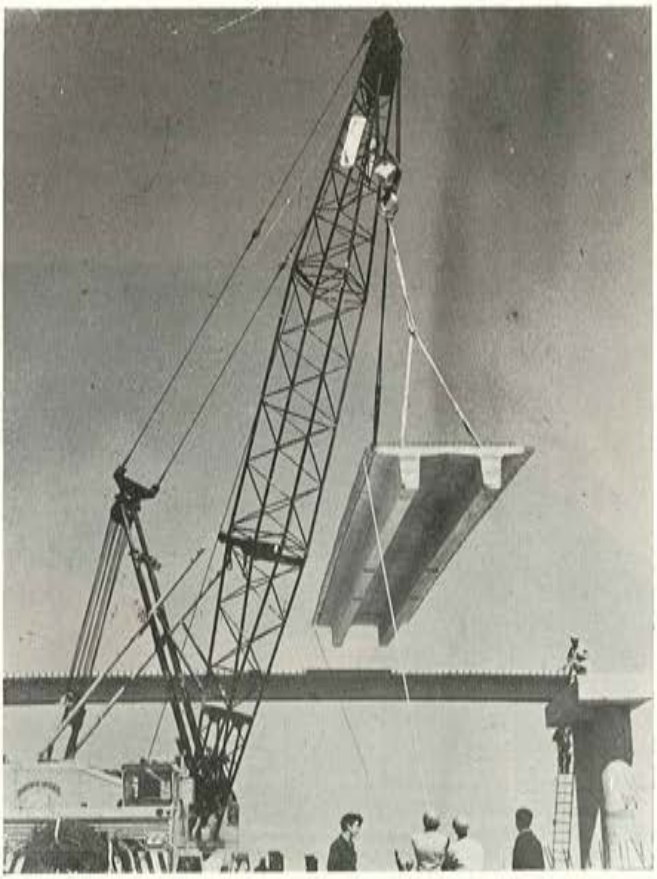


Figura 25.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

perdidos que permitían el hormigonado interior de la zona de enlace con hormigón ligeramente expansivo, que se vertía y vibraba a través de los huecos dispuestos en los cabeceros.

Las vigas se colocaban en obra, también mediante grúas y sobre apoyos de neopreno (fig. 25).

VOLUMEN DE LA OBRA REALIZADA

En total, las principales unidades de obra realizadas en las estructuras pretensadas alcanzan las siguientes magnitudes aproximadas:

Tableros de paso o viaductos: 95.539 m².

Pilotes o pilares de 91 cm: 281 Udes de 5 m.

Pilares de 1,70 m (paso F.C.): 3 Udes de 6 m.

Cabeceros de 1,70 × 0,60 m: 339 Udes de 3.970 m.

Vigas.

De 28 m (F.C.) en T:	8 Udes < >	224 m
De 25 m:	507 Udes < >	13.750 m
De 18 m:	1.405 Udes < >	27.360 m
De 12 m:	115 Udes < >	1.380 m
Sumas:	2.035 Udes	39.569 m

En total, hormigón: 27.087 m³.

Cable de 0,6″: 800.000 m < > 900.000 kg.

Alambre de 5 mm (pilotes): 2.490.000 m < > 384.000 kg.

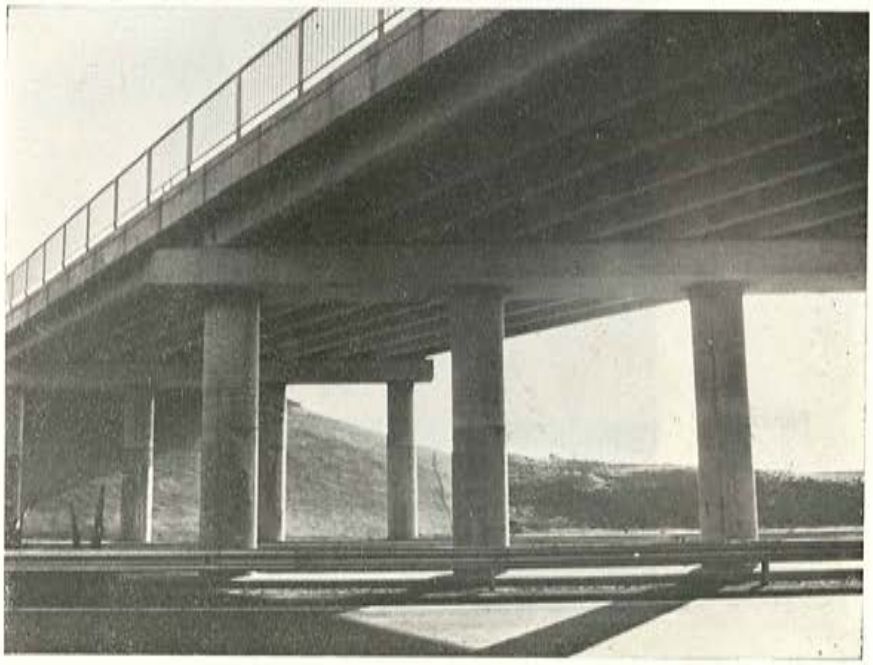


Figura 26.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Figura 27.



Figura 28.



CONCLUSION

Con lo anteriormente expuesto, se describen las soluciones que se han considerado como más idóneas para resolver el problema de conseguir la ejecución, en unos plazos extremadamente cortos, de unas obras de viaductos y pasos con cimentación en unos terrenos, en su mayor parte de consistencia baja o muy baja.

La prefabricación de un mínimo número de tipos diferentes para cada clase de elemento, unido a la máxima simplificación de la disposición de encofrados y al sistema de anclaje por adherencia, ha permitido soluciones económicas y satisfactorias, pudiendo rebajarse el plazo de ejecución de tres años a menos de dos años, desde el comienzo real de las obras.

Las figuras 26 a 28 muestran aspectos de diversas obras de pasos superiores y viaductos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

PREFABRICACION

MADRID	MONTE ESQUINZA, 30	TELEF. 4 19 24 12/16	CADE
BARCELONA	GERONA, 2	TELEF. 2 25 30 02/2 25 94 38	PIMOSA
SEVILLA	Avda. de la BORBOLLA, 13-15	TELEF. 23 61 17	PRESUM

NAVE PREFABRICADA POR CADE



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

837 - 4 - 30

curado a elevada temperatura del hormigón pretensado

P. W. KEENE (*)

SINOPSIS

El autor establece fórmulas para calcular la pérdida suplementaria de pretensado que hay que prever en las piezas pretensadas cuando se somete el hormigón a un proceso de curado a temperatura elevada. En el artículo se incluyen varios ejemplos para una serie de condiciones tipo. Se demuestra que la pérdida suplementaria de pretensado no resulta, en general, afectada por la adherencia, durante la elevación de temperatura, tanto si el calor se aplica al conjunto de la bancada de pretensado como si afecta sólo a la pieza de hormigón. Se demuestra también que la pérdida suplementaria de pretensado depende directamente del incremento de temperatura y del coeficiente de dilatación térmica lineal del hormigón. En condiciones medias, esta pérdida suplementaria de pretensado puede llegar a ser del orden del 1 por 100, por cada 6° C de incremento de temperatura.

INTRODUCCION

Se puede constatar que, cuando se somete el hormigón pretensado a un curado a temperatura elevada, se produce una pérdida suplementaria en el esfuerzo de pretensado, si durante la elevación de temperatura no existe adherencia entre el hormigón y el acero. Se ha considerado, en general, que si cuando se aumenta la temperatura existe adherencia, esta pérdida es despreciable. Un estudio teórico realizado sobre estas pérdidas ha demostrado, sin embargo, que, para un conjunto de condiciones tipo, la adherencia durante la elevación de temperatura tiene mucha menos influencia sobre la pérdida subsiguiente de pretensado de lo que en general se supone.

En dicho estudio se ha supuesto que el conjunto del banco de pretensado (es decir, la pieza de hormigón y los trozos de los alambres o cables de acero que quedan al descubierto) estaban sometidos a la acción de la temperatura elevada. El objeto del presente artículo es extender este estudio a un ejemplo en el que solamente el hormigón es el que se encuentra sometido a esta temperatura elevada, permaneciendo los trozos descu-

(*) *Nota de Redacción*: Agradecemos al autor, Mr. P. W. Keene, y a Mrs. Carolina J. Boss, secretaría de la revista *Build International*, su amable autorización para publicar la versión española de este interesante trabajo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

biertos de las armaduras a la temperatura ambiente. Esta hipótesis corresponde a un conjunto de condiciones que puede considerarse como un caso extremo. El estudio efectuado en el artículo publicado anteriormente [1] consideraba el otro caso extremo en el cual el acero se calentaba a la misma temperatura que el hormigón.

Supóngase la pieza pretensada simple, esquematizada en la figura 1, sobre su banco de pretensado. La pieza tiene sección transversal constante, longitud igual a $2\,L$, y lleva

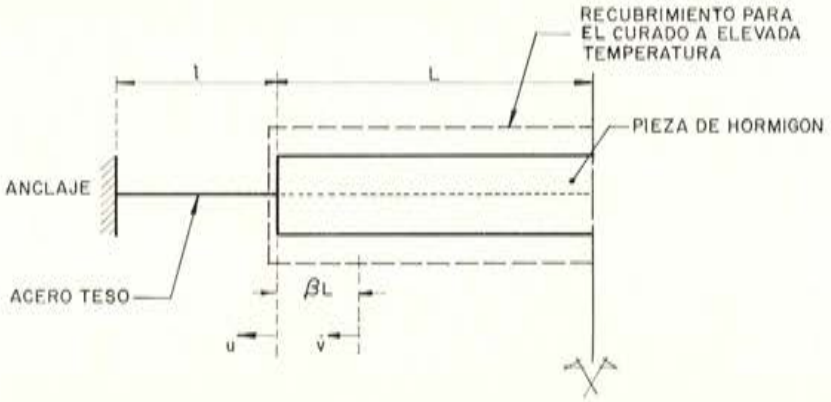


Fig. 1. — Esquema de un banco de pretensado.

un solo cable o alambre de acero que pasa por el centro de gravedad de la sección. La pieza se coloca sobre el banco de pretensado de tal forma que entre cada uno de sus extremos y el anclaje correspondiente queda al descubierto una longitud "l" de acero. Se supone además que la posición de este anclaje no resulta afectada por la elevación de temperatura aplicada al hormigón y que el rozamiento entre el hormigón y el molde, o entre el molde y sus apoyos, no influye de un modo sensible en las tensiones de la pieza.

Se estudiarán las tensiones originadas por el curado a temperatura elevada en dos casos diferentes. En el primer caso se supondrá que no existe adherencia entre el hormigón y el acero durante el período de elevación de la temperatura y que dicha adherencia no comienza a manifestarse hasta después de alcanzada la temperatura máxima constante. En el segundo caso se supondrá que antes de iniciarse la elevación de la temperatura existe ya adherencia suficiente para resistir las tensiones originadas por la acción del calor.

CASO EN QUE NO EXISTE ADHERENCIA DURANTE EL PERIODO DE ELEVACION DE LA TEMPERATURA

El calor aplicado al hormigón penetra gradualmente hasta el centro de la sección de la pieza y la temperatura del acero situado en el interior del hormigón comienza, igualmente, a aumentar. Como consecuencia de este aumento de temperatura, la tensión en el acero disminuye. Establecido el equilibrio térmico a temperatura elevada, el hormigón y el acero situado en su interior están a la misma temperatura. Dando por supuesto que la adherencia interviene después de haberse alcanzado estas condiciones, hasta entonces el acero puede desplazarse libremente, con el fin de lograr una situación estable. Se producirá, por tanto, un pequeño movimiento hasta que la tensión en la parte del acero al descubierto sea igual a la del acero situado en el interior del hormigón. Sea T la eleva-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

ción de temperatura respecto a la del ambiente cuando se llega a las condiciones de estabilidad a temperatura elevada.

Si no se tienen en cuenta los efectos de la conductibilidad del acero a temperatura elevada, colocado en el interior del hormigón, hacia el acero situado al descubierto a la temperatura ambiente, se deduce que la tensión del acero disminuye uniformemente a lo largo de todo el alambre o cable en una magnitud:

$$E_a \cdot \alpha_a \cdot T \frac{L}{l+L}$$

debido al aumento T de temperatura, siendo E_a y α_a, respectivamente, el módulo de elasticidad y el coeficiente de dilatación térmica lineal del acero. Si se designa por σ_{al} la tensión inicial de tracción a que se encuentra sometido el acero y se desprecia su relajación, la tensión de tracción en el acero, al alcanzar las condiciones de estabilidad a temperatura elevada, vendrá dada por:

$$\sigma_{al} - E_a \cdot \alpha_a \cdot T \frac{L}{l+L}$$

El curado continúa a temperatura elevada y, durante este período, se produce la adherencia entre el hormigón y el acero. En el momento de la transmisión del esfuerzo de pretensado, el hormigón y el acero colocado en su interior se contraen la misma cantidad. Por razones de equilibrio, el esfuerzo de tracción en el acero debe ser igual al esfuerzo de compresión en el hormigón, después de la transmisión. Sea σ_{ao} la tensión de tracción en el acero y σ_{bo} la tensión de compresión en el hormigón inmediatamente después de la transmisión.

Deberá verificarse:

$$A \cdot \sigma_{ao} = B \cdot \sigma_{bo} \tag{1}$$

donde A es la sección transversal del acero y B la sección transversal del hormigón.

Por otra parte:

$$\sigma_{bo} = \varepsilon \cdot E'_b \tag{2}$$

siendo E'_b el módulo de elasticidad del hormigón al final del curado y ε la deformación que se produce en el momento de la transmisión.

Por efecto de la transmisión, la tensión de tracción en el acero disminuye en una cantidad igual a:

$$\varepsilon \cdot E_a$$

Por tanto, σ_{ao} vendrá dada por:

$$\sigma_{ao} = \sigma_{al} - E_a \cdot \alpha_a \cdot T \frac{L}{l+L} - \varepsilon \cdot E_a \tag{3}$$

De las ecuaciones (1) y (2) se obtiene:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_{ao}}{E'_b} \cdot \frac{A}{B}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

sustituyendo este valor de ε en la ecuación (3) y haciendo:

$$\frac{E_a \cdot A}{E'_b \cdot B} = k$$

se tiene:

$$(1+k)\,\sigma_{ao} = \left[\sigma_{ai} - E_a \cdot \alpha_a \cdot T\right] \frac{L}{l+L} \tag{4}$$

A medida que la pieza se enfría y se contrae, toda nueva pérdida de pretensado resultante de esta contracción queda compensada por el incremento de la tensión de tracción que se produce en el acero cuando su temperatura disminuye. Como ya se ha indicado en el artículo publicado anteriormente, la pérdida neta de tensión de tracción en el acero durante el enfriamiento viene dada por:

$$\frac{E_a\, T\,(\alpha_b - \alpha_a)}{1+k}$$

por tanto, la tensión final en el acero será:

$$\sigma_a = \frac{1}{1+k} \cdot \left[\sigma_{ai} - E_a \cdot \alpha_a \cdot T \frac{L}{l+L} - E_a\, T\,(\alpha_b - \alpha_a)\right]$$

expresión que también se puede escribir:

$$\sigma_a = \frac{1}{1+k}\left(\sigma_{ai} - E_a \cdot \alpha_b \cdot T + \frac{l}{l+L} E_a \cdot \alpha_a \cdot T\right) \tag{5}$$

La pérdida suplementaria permanente de pretensado se obtiene comparando la tensión final en el acero, dada por la ecuación (5), con la tensión final correspondiente en una pieza curada a temperatura normal todo el tiempo. En este caso, $T = 0$, y, por consiguiente:

$$\sigma_{ao} = \sigma_a = \frac{\sigma_{ai}}{1+k} \tag{6}$$

La pérdida suplementaria de pretensado, cuando no existe adherencia durante el período de elevación de la temperatura, se obtiene, por consiguiente, restando del miembro de la derecha de la ecuación (6) el de la ecuación (5), lo que da:

$$\frac{E_a\, T}{1+k}\left(\alpha_b - \frac{l}{l+L} \cdot \alpha_a\right) \tag{7}$$

CASO EN QUE EXISTE ADHERENCIA DURANTE LA ELEVACION DE TEMPERATURA

Si la adherencia que existe durante la subida de temperatura es suficiente para resistir las tensiones originadas por este aumento de temperatura, el hormigón y el acero que hay en su interior se comportan como un conjunto único. Se supone que las condiciones son uniformes en una cierta longitud del centro de la pieza y que las tensiones varían linealmente, hasta hacerse uniformes en una longitud $\beta \cdot l$, medida a partir del extremo de la pieza. Se admite que, para mantener el equilibrio, el extremo de la pieza se aleja

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

una distancia u del centro de la pieza, o lo que es igual que la variación neta de longitud de la pieza durante el curado a alta temperatura es una dilatación. El corrimiento correspondiente a una sección situada a la distancia $\beta \cdot L$ del extremo de la viga, se designa por V (fig. 1).

Se considera primero la tensión en la parte del acero que queda al descubierto. Si el extremo de la pieza de hormigón permaneciese fijo no habría deformación en la parte visible del acero, y puesto que este trozo de acero no sufre variación de temperatura, su tensión de tracción permanecería constante e igual a su valor inicial σ_{ai}.

Sin embargo, el extremo de la pieza de hormigón se traslada una distancia u, en dirección al anclaje, y, por tanto, la tensión de tracción en la parte descubierta del acero se reduce en una cantidad:

$$\frac{u}{l} \cdot E_a$$

Por consiguiente, cuando se alcanzan las condiciones de equilibrio a temperatura elevada, la tensión de tracción en la parte descubierta del acero es:

$$\sigma_{ai} - \frac{u}{l} E_a \tag{8}$$

Si no hubiese variación de longitud se produciría una tensión de compresión en el hormigón, en la parte central de la pieza, igual a:

$$E_b \cdot \alpha_b \cdot T$$

siendo E_b el módulo de elasticidad durante la elevación de temperatura. En general, E_b no es constante durante el período de subida de la temperatura, sino que, según se ha indicado en el artículo publicado anteriormente, para un caso tipo, puede considerarse con una aproximación suficiente para el presente estudio que varía linealmente en función de la temperatura. Se puede, pues, tomar para E_b el valor medio del módulo de elasticidad del hormigón durante el período de elevación de la temperatura.

La tensión en el hormigón de la parte central de la pieza está, igualmente, influenciada por la dilatación que se supone que interviene con el fin de mantener el equilibrio con la parte del acero al descubierto. La dilatación, considerada aisladamente, produce una tensión de tracción de:

$$\frac{V}{(1-\beta) L} \cdot E_b$$

en el hormigón.

La tensión neta de compresión en el hormigón de la parte central de la pieza es, por tanto, en las condiciones de equilibrio a temperatura elevada:

$$E_b \cdot \alpha_b \cdot T - \frac{V}{(1-\beta) L} E_b \tag{9}$$

La tensión en el acero, en la parte central de la pieza, disminuye en una cantidad:

$$E_a \cdot \alpha_a \cdot T$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

a causa del aumento de temperatura, pero aumenta en una cantidad:

$$\frac{V}{(1-\beta)\,L}\,E_a$$

a causa del alargamiento v. En las condiciones de equilibrio a temperatura elevada la tensión neta de tracción en el acero, en la parte central de la pieza, viene dada, pues, por:

$$\sigma_{al} - E_a \cdot \alpha_a \cdot T + \frac{V}{(1-\beta)\,L}\,E_a \qquad (10)$$

Para que haya equilibrio, el esfuerzo en la parte descubierta del acero debe equilibrar los esfuerzos en el hormigón y en el acero en una sección transversal cualquiera de la pieza.

Por consiguiente, de las expresiones (8), (9) y (10) se deduce:

$$\left(\sigma_{al} - \frac{u}{l}\,E_a\right)A = \left[\sigma_{al} - E_a \cdot \alpha_a\,T + \frac{V \cdot E_a}{(1-\beta)\,L}\right]A - E_b \cdot B\,\alpha_b\,T + E_b\,\frac{V}{(1-\beta)\,L}$$

de donde:

$$\frac{u}{l} = \alpha_a \cdot T - \frac{V}{(1-\beta)\,L} + \frac{E_b \cdot B}{E_a \cdot A}\left[\alpha_b \cdot T - \frac{V}{(1-\beta)\,L}\right]$$

haciendo:

$$q = \frac{E_b \cdot B}{E_a \cdot A}$$

se tiene:

$$\frac{u}{l} = (\alpha_a + q \cdot \alpha_b)\,T - \frac{V(1+q)}{L(1-\beta)} \qquad (11)$$

Para obtener una segunda relación entre u y V deben considerarse las tensiones en la parte en que la tensión es creciente desde el extremo de la pieza. Se supone que la tensión de compresión en el hormigón varía linealmente desde cero, en el extremo de la pieza, hasta el valor dado por la expresión (9) a una distancia $\beta \cdot L$ de dicho extremo, como muestra la figura 2.

Supuesto que la tensión varía linealmente en el tramo $\beta \cdot L$, la deformación en esta parte de la pieza puede ser calculada tomando la tensión media que actúa sobre la totalidad del tramo $\beta \cdot L$. El valor de esta tensión media será igual a la mitad del valor dado por la expresión (9). La deformación en el tramo $\beta \cdot L$, desde el extremo de la pieza, vendrá, pues, dada por:

$$\frac{1}{2} \cdot \left[\alpha_b \cdot T - \frac{V}{(1-\beta)\,L}\right]$$

y la variación de longitud de esta parte de la pieza será:

$$\frac{\beta L}{2}\left[\alpha_b\,T - \frac{V}{(1-\beta)\,L}\right]$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Esta variación de longitud es igual a $(u - V)$, o sea:

$$u - v = \frac{\beta L}{2}\left[\alpha_b T - \frac{V}{(1-\beta)L}\right]$$

De donde se deduce:

$$2u = v \cdot \frac{2-3\beta}{1-\beta} + \beta L \alpha_b T \qquad (12)$$

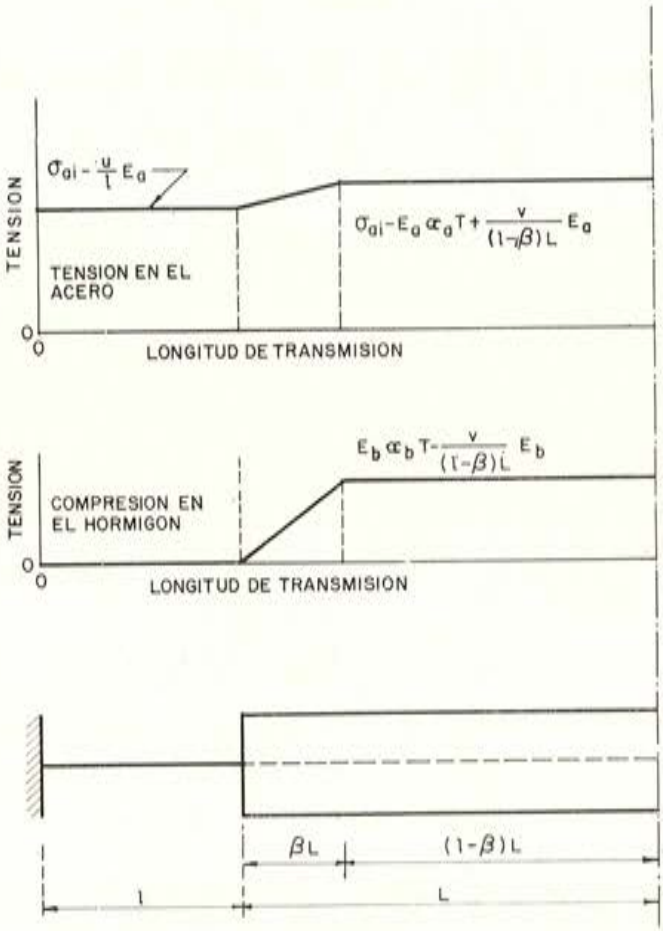


Fig. 2. — Tensiones en los materiales, a temperatura elevada. (Existe adherencia antes del aumento de temperatura.)

Eliminando u entre las ecuaciones (11) y (12) se obtiene:

$$\frac{V}{(1-\beta)L} = \frac{2 l \alpha_a T + (2 q l - \beta L)\alpha_b \cdot T}{(2-3\beta)L + 2l(1+q)} \qquad (13)$$

Las tensiones en los materiales de la pieza, en condiciones de estabilidad a temperatura elevada, pueden encontrarse ahora sustituyendo en las ecuaciones (9) y (10) el valor

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

de v, sacado de la ecuación (13). La tensión de compresión en el hormigón de la parte central de la pieza viene dada entonces por:

$$E_b \cdot \alpha_b \cdot T - \frac{2\,l\,\alpha_a \cdot T + (2\,q\,l - \beta \cdot L) \cdot \alpha_b \cdot T}{(2 - 3\,\beta)\,L + 2\,l\,(1 + q)} E_b$$

es decir, por:

$$2\,E_b \cdot T \frac{\left(1 - \beta + \frac{l}{L}\right)\alpha_b - \frac{l}{L}\,\alpha_a}{2 - 3\,\beta + 2\,\frac{l}{L}\,(1 + q)} \tag{14}$$

y la tensión de tracción en el acero en la parte central de la pieza viene dada por:

$$\sigma_{a\,l} - E_a\,\alpha_a\,T + \frac{2\,l\,\alpha_a\,T + (2\,q\,l - \beta\,L)\,\alpha_b\,T}{(2 - 3\,\beta)\,L + 2\,l\,(1 + q)}\,E_a \tag{15}$$

Probablemente cuando el curado a alta temperatura se prolonga, las tensiones engendradas en el hormigón desaparecen, en cierta medida, a causa de la fluencia. Parece lógico que la fluencia influya, al menos durante las primeras etapas del curado, especialmente si se tiene en cuenta la débil resistencia del hormigón en esos momentos. La importancia de la fluencia será discutida posteriormente a la luz de los resultados aplicables a un ejemplo tipo. Hasta entonces no se tendrá en cuenta esta fluencia, es decir, que la tensión en el hormigón se supondrá constante durante el período de curado, en el transcurso del cual la temperatura se mantiene a un nivel elevado constante. Se supone también que la transmisión del pretensado se efectúa antes de que comience el enfriamiento.

La pérdida de tensión de tracción que se produce en el acero en el momento de la transmisión viene dada por:

$$\varepsilon \cdot E_a$$

y el aumento de tensión de compresión que aparece al mismo tiempo en el hormigón valdrá:

$$\varepsilon \cdot E'_b$$

Por consiguiente, teniendo en cuenta la ecuación (15), la tensión de tracción en el acero inmediatamente después de la transmisión vendrá dada por:

$$\sigma_{a\,o} = \sigma_{a\,l} - E_a\,\alpha_a\,T + E_a\,T\,\frac{2\,\alpha_a\,\frac{l}{L} + \alpha_b\left(2\,q\,\frac{l}{L} - \beta\right)}{2 - 3\,\beta + 2\,\frac{l}{L}\,(1 + q)} - E \cdot E_a \tag{16}$$

Del mismo modo, teniendo en cuenta la ecuación (14), la tensión de compresión en el hormigón inmediatamente después de la transmisión vendrá dada por:

$$\sigma_{b\,o} = 2\,E_b\,T\,\frac{\left(1 - \beta + \frac{l}{L}\right)\alpha_b - \frac{l}{L}\,\alpha_a}{2 - 3\,\beta + 2\,\frac{l}{L}\,(1 + q)} + \varepsilon \cdot E'_b \tag{17}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Eliminando ε entre las ecuaciones (16) y (17), se obtiene:

$$E_b' \cdot \sigma_{a\,o} + E_a \cdot \sigma_{b\,o} = \sigma_{a\,i} \cdot E_b' - E_a E_b' \cdot \alpha_a T + E_a E_b' T \frac{2 \cdot \alpha_a \cdot \frac{l}{L} + \alpha_b \left(2q \frac{l}{L} - \beta\right)}{2 - 3\beta + 2\frac{l}{L}(1+q)}$$

$$+ 2 E_a E_b T \frac{\left(1 - \beta + \frac{l}{L}\right) \cdot \alpha_b - \frac{l}{L} \alpha_a}{2 - 3\beta + 2\frac{l}{L}(1+q)}$$

Si se sustituye $\sigma_{a\,o}$ por su valor deducido de:

$$A \cdot \sigma_{a\,o} = B \cdot \sigma_{b\,o}$$

y se hace:

$$\frac{A E_a}{B E_b'} = K$$

resulta:

$$(1+k)\sigma_{a\,o} = \sigma_{a\,i} - E_a \alpha_a T + E_a T \frac{2\alpha_a \frac{l}{L} + \alpha_b \left(2q \frac{l}{L} - \beta\right)}{2 - 3\beta + 2\frac{l}{L}(1+q)}$$

$$+ \frac{2 E_a E_b T}{E_b'} \left[\frac{\left(1 - \beta + \frac{l}{L}\right)\alpha_b - \frac{l}{L}\alpha_a}{2 - 3\beta + 2\frac{l}{L}(1+q)} \right] \qquad (18)$$

La pérdida neta de tensión de tracción que se produce en el acero cuando la pieza se enfría valdrá:

$$\frac{E_a \cdot T(\alpha_b - \alpha_a)}{1+k}$$

Por consiguiente, la tensión final de tracción en el acero, después de la transmisión y el enfriamiento, será:

$$\sigma_a = \sigma_{a\,o} - \frac{E_a T(\alpha_b - \alpha_a)}{1+k}$$

La pérdida suplementaria de pretensado es, por tanto, en este caso:

$$\frac{\sigma_{a\,i}}{1+k} - \sigma_{a\,o} + \frac{E_a T(\alpha_b - \alpha_a)}{1+k}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Si se sustituye $\sigma_{a\,o}$ por su valor deducido de la ecuación (18), la pérdida suplementaria de pretensado vendrá dada por la siguiente expresión:

$$\frac{E_a\,T}{1+k}\left[\alpha_b-\frac{2\,\alpha_a\,\frac{l}{L}+\alpha_b\left(2\,q\,\frac{l}{L}-\beta\right)}{2-3\,\beta+2\,\frac{l}{L}\,(1+q)}-2\,\frac{E_b}{E'_b}\cdot\frac{\left(1-\beta+\frac{l}{L}\right)\alpha_b-\frac{l}{L}\,\alpha_a}{2-3\,\beta+2\,\frac{l}{L}\,(1+q)}\right]$$

que puede también escribirse:

$$\frac{2\,E_a\,T}{1+k}\left(1-\frac{E_b}{E'_b}\right)\frac{\left(1-\beta+\frac{l}{L}\right)\alpha_b-\frac{l}{L}\,\alpha_a}{2-3\,\beta+2\,\frac{l}{L}\,(1+q)} \qquad (19)$$

Ejemplo numérico.

Para comparar las pérdidas de pretensado en las dos condiciones de adherencia que acaban de ser estudiadas, se incluye un ejemplo numérico, en el que se utilizan los mismos valores de partida que en el artículo publicado anteriormente.

Estos valores son los siguientes:

$\frac{B}{A} = 135$

$E_a = 2 \times 10^6$ kg/cm².

$E_b = 7.000$ kg/cm² y 17.500 kg/cm² para períodos de reposo previo de tres y nueve horas, respectivamente.

$E'_b = 350.000$ kg/cm².

$\alpha_a = 10 \times 10^{-6}$ por °C.

$\alpha_b = 10 \times 10^{-6}$ por °C.

$T = 60$ °C.

$\frac{l}{L} = 0,\ 0,05\ 0,1\ 0,2\ 0,5.$

$\beta = 0,\ 0,01\ 0,02\ 0,05\ 0,1.$

Se ha considerado una serie de valores de β, en atención a la incertidumbre de su valor probable en la práctica. Del mismo modo, se ha considerado una serie de valores de $\frac{l}{L}$ con vistas a cubrir el campo de valores de posible aplicación práctica. Se han elegido períodos de reposo previo de tres y nueve horas como exponentes del mínimo y del máximo posibles, respectivamente, en un ciclo de trabajo de un día, es decir, en un ciclo en el cual el hormigonado, el curado y la transmisión del pretensado se realizan en un período de veinticuatro horas. Los valores medios de E_b para cada uno de estos períodos de reposo previo se han obtenido como resultado de los ensayos descritos en el artículo publicado anteriormente. El coeficiente de dilatación térmica del hormigón puede variar desde 6×10^{-6} a 14×10^{-6}/°C aproximadamente, dependiendo, principalmente, del coeficiente de dilatación térmica de los áridos utilizados (2). El valor 10×10^{-6}/°C, adoptado en el ejemplo, se sitúa en el centro del intervalo de los valores prácticos posibles. En

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CUADRO I

Pérdida suplementaria de pretensado. Se calienta solamente el hormigón. No hay adherencia durante la elevación de temperatura.

l/L	Pérdida suplementaria de pretensado (kg/cm²)
0	1.150
0,05	1.100
0,1	1.050
0,2	960
0,5	770

CUADRO II

Pérdida suplementaria de pretensado. Se calienta solamente el hormigón. Hay adherencia antes de la elevación de temperatura.

Tiempo que transcurre antes de la elevación de temperatura E_b (kg/cm²)		3 horas 7.000 kg/cm²	9 horas 17.500 kg/cm²
$l/L = 0$	0	1.130	1.090
	0,01	1.130	1.100
	β 0,02	1.140	1.100
	0,05	1.160	1.120
	0,1	1.190	1.160
$l/L = 0,05$	0	1.050	990
	0,01	1.050	990
	β 0,02	1.060	990
	0,05	1.070	1.000
	0,1	1.100	1.030
$l/L = 0,1$	0	980	900
	0,01	990	900
	β 0,02	990	900
	0,05	1.000	910
	0,1	1.020	920
$l/L = 0,2$	0	870	760
	0,01	870	760
	β 0,02	870	760
	0,05	880	760
	0,1	890	770
$l/L = 0,5$	0	650	520
	0,01	650	520
	β 0,02	650	520
	0,05	650	520
	0,1	640	510

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CUADRO III

Pérdida suplementaria de pretensado. Se calienta todo el banco de pretensado. Hay adherencia antes de la elevación de temperatura.

Tiempo que transcurre antes de la elevación de la temperatura E_b (kg/cm²)		3 horas 7.000 kg/cm²	9 horas 17.500 kg/cm²
$l/L = 0$	0	1.130	1.090
	0,01	1.130	1.100
	β 0,02	1.140	1.110
	0,05	1.160	1.120
	0,1	1.190	1.160
$l/L = 0,05$	0	1.100	1.040
	0,01	1.110	1.040
	β 0,02	1.110	1.040
	0,05	1.130	1.060
	0,1	1.160	1.080
$l/L = 0,1$	0	1.080	990
	0,01	1.090	990
	β 0,02	1.090	990
	0,05	1.100	1.010
	0,1	1.130	1.020
$l/L = 0,2$	0	1.050	910
	0,01	1.050	920
	β 0,02	1.050	920
	0,05	1.060	930
	0,1	1.080	940
$l/L = 0,5$	0	980	790
	0,01	980	790
	β 0,02	980	790
	0,05	990	790
	0,1	1.000	790

la práctica es poco probable que los otros factores varíen mucho con relación a los valores indicados.

En el cuadro I se da la pérdida suplementaria de pretensado cuando no hay adherencia durante la elevación de temperatura, calculada a partir de la expresión (7), utilizando los valores indicados. En el cuadro II se da la pérdida suplementaria de pretensado cuando hay adherencia durante la subida de temperatura, calculada a partir de la expresión (19). En este úlimo cuadro se da la pérdida suplementaria de pretensado para los dos valores de E_b correspondientes a los dos períodos de reposo previo elegido. Sin embargo, se debe tener en cuenta que para uno u otro de estos períodos la adherencia puede no haber alcanzado en todos los casos un valor suficiente para resistir las tensiones debidas a la temperatura, como se ha supuesto al establecer la expresión (19). Para cada conjunto determinado de condiciones de temperatura ambiente, tipo de cemento y calidad del hormigón, la adherencia suficiente para resistir las tensiones debidas a la temperatura se al-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

canza después de un plazo también determinado, contado a partir del vertido del hormigón.

No se dispone de datos precisos al respecto. Cuanto mayor es el período de reposo previo, o sea, el tiempo que transcurre desde el hormigonado hasta que comienza el calentamiento, más posibilidades habrá de alcanzar la necesaria adherencia antes de dicho comienzo; por tanto, hay más posibilidades de adherencia si el calentamiento empieza nueve horas después del hormigonado que si comienza tres horas después. No obstante, se da la pérdida suplementaria de pretensado para los dos tiempos de reposo previo, únicamente a título de comparación y con el fin de que se pueda evaluar la importancia de los diferentes factores.

Los resultados dados en los cuadros se representan en los diagramas de la figura 3.

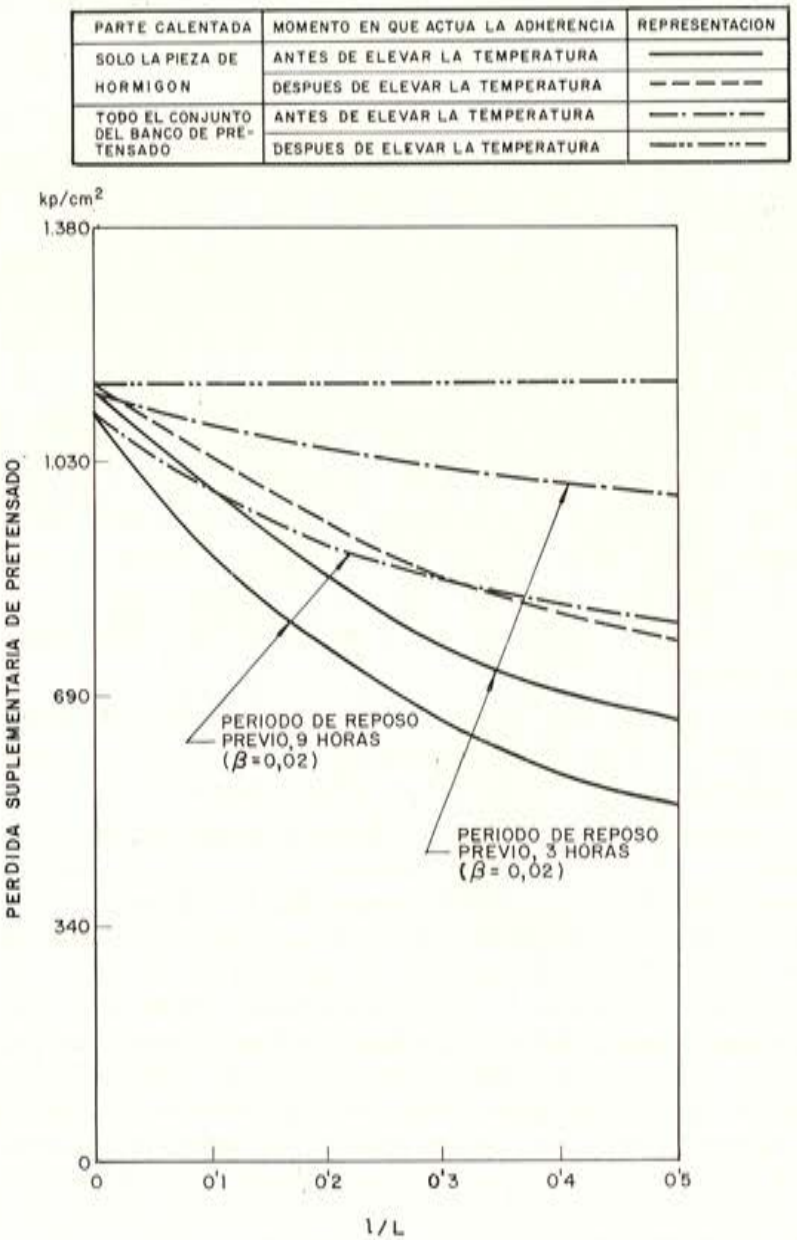


Fig. 3. — Pérdidas suplementarias de pretensado en función de *l/L*.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

DISCUSION

El cuadro I demuestra que la pérdida suplementaria de pretensado disminuye cuando aumenta la relación l/L, en el caso en que sólo se calienta la pieza de hormigón y no hay adherencia durante la elevación de la temperatura. Cuando se calienta el conjunto del banco de pretensado y no hay adherencia durante la subida de temperatura, se ha demostrado (1) que la pérdida suplementaria de pretensado es independiente del valor de la relación l/L y que para los valores utilizados en el ejemplo esta pérdida es igual a 1.150 kg/cm².

El cuadro II demuestra que cuando se calienta solamente el hormigón y hay adherencia al empezar a subir la temperatura, la pérdida suplementaria de pretensado disminuye también cuando aumenta la relación l/L. También demuestra el cuadro II que el factor β sólo ejerce una pequeña influencia sobre la pérdida suplementaria de pretensado. Por ello, la incertidumbre en el valor de β no tiene importancia, cosa que ya se había comprobado en el caso de ser el conjunto del banco de pretensado el que se calienta.

Comparando los cuadros I y II se ve que, para todo valor particular de l/L, la pérdida suplementaria de pretensado, cuando se calienta solamente el hormigón, no es sensiblemente menor si la adherencia interviene antes de la subida de temperatura que si no hay adherencia durante esta subida.

Al analizar el caso en que interviene la adherencia antes de la subida de temperatura, se ha supuesto que las tensiones producidas en el hormigón durante dicha subida permanecen constantes durante el resto del período de curado, es decir, que se desprecian los efectos de la fluencia del hormigón.

En realidad, es probable que estas tensiones desaparezcan, al menos en una cierta medida, a causa de la fluencia durante el período de curado, particularmente al principio del mismo, cuando el hormigón es aún poco resistente. Si durante ese período actúa la fluencia, los valores del cuadro II subestiman la pérdida suplementaria de pretensado, que estará entonces comprendida entre los valores correspondientes de los cuadros I y II.

En el cuadro III se reproduce el valor de la pérdida suplementaria de pretensado cuando se calienta el conjunto del banco de pretensado y hay adherencia durante la subida de temperatura.

Comparando los cuadros II y III se ve que, para un valor determinado de l/L, la pérdida suplementaria de pretensado es menor cuando se calienta solamente el hormigón que cuando se calienta el conjunto del banco de pretensado.

La pérdida suplementaria de pretensado disminuye, pues, en general, cuando aumenta l/L. Sin embargo, los valores más elevados de l/L de los cuadros no corresponden, generalmente, a casos normales en la práctica, puesto que la utilización y el manejo de cables de longitudes mucho mayores que la pieza correspondiente ocasiona un aumento de costo innecesario. Para valores inferiores de l/L, que son los normales, la pérdida suplementaria de pretensado permanece en el intervalo comprendido entre 970 y 1.170 kilogramos/cm², aproximadamente, tanto si el calor se aplica al banco de pretensado completo como si sólo se calienta el hormigón y lo mismo si hay adherencia durante la elevación de temperatura como si esta adherencia interviene solamente después de alcanzada la temperatura máxima. Si se supone que el acero se ha tesado inicialmente a 10.800 kilogramos/cm², la pérdida suplementaria de pretensado es de un 10 por 100, aproximadamente, para los valores utilizados en el ejemplo, o sea, de cerca del 1 por 100 por cada 6° C de aumento de temperatura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

La pérdida suplementaria de pretensado, cuando se calienta el conjunto del banco y se supone que no hay adherencia mientras se eleva la temperatura, viene dada por:

$$\frac{E_a \cdot \alpha_b \cdot T}{1+k} \tag{20}$$

Para los valores pequeños de l/L, normales en la práctica, la pérdida de pretensado dada por la expresión (20) varía poco, tanto si se tiene o no en cuenta la adherencia, como si se calienta sólo el hormigón o todo el banco de pretensado.

Puesto que k es pequeño ($k = 0{,}043$ para los valores utilizados en el ejemplo) y E_a, en la práctica, permanece casi constante, la pérdida suplementaria de pretensado puede considerarse proporcional a α_b y a T.

Para un árido dado, esta pérdida suplementaria depende principalmente del aumento de temperatura, pero, en general, también puede influir en ella, a través de α_b, el tipo de árido utilizado. Como casos extremos, la pérdida suplementaria de pretensado puede aumentar alrededor de un 1 por 100 por cada 3° C de aumento de temperatura, si se utiliza un árido que tenga un coeficiente de dilatación térmica excepcionalmente elevado, o sólo un 1 por 100 por cada 9° C de aumento de temperatura cuando se utiliza un árido con un coeficiente de dilatación térmica excepcionalmente bajo.

CONCLUSIONES

Cuando se calienta solamente el hormigón, la pérdida suplementaria de pretensado, originada por el curado a temperatura elevada, disminuye, tal como se ha demostrado, cuando la relación l/L aumenta, haya o no adherencia durante la elevación de temperatura.

Para los valores pequeños de l/L, correspondientes a los casos prácticos, esta pérdida suplementaria de pretensado no se modifica sensiblemente por la intervención de la adherencia durante la elevación de la temperatura, ni cuando se calienta todo el banco de pretensado en lugar de sólo la pieza de hormigón. Su magnitud depende, principalmente, del aumento de temperatura y, en menor medida, del coeficiente de dilatación térmica del hormigón. Puede esperarse, en general, una pérdida suplementaria de pretensado del orden del 1 por 100 por cada 6° C de incremento de temperatura.

Traducido por JUAN JÓDAR

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

NOTACION

A = Area de la sección transversal del acero.

B = Area de la sección transversal de hormigón.

α_a = Coeficiente de dilatación lineal térmica del acero.

α_b = Coeficiente de dilatación lineal térmica del hormigón.

β = Fracción de la semilongitud de la viga, a partir de la cual, la tensión en el hormigón alcanza su valor total.

ε = Deformación común del hormigón y del acero, resultante de la transmisión del pretensado.

E_a = Módulo de elasticidad del acero.

E_b = Módulo de elasticidad del hormigón durante el período de elevación de la temperatura.

E'_b = Módulo de elasticidad del hormigón al final del curado.

$K = \dfrac{A \cdot E_a}{B \cdot E'_b}$

L = Semilongitud de la pieza.

l = Longitud de armadura de pretensado que queda al descubierto a cada lado de la pieza, entre ésta y el anclaje correspondiente.

$q = \dfrac{B \cdot E_b}{A \cdot E_a}$

$\sigma_{a\,l}$ = Tensión inicial de tracción en el acero.

$\sigma_{b\,o}$ = Tensión de compresión en el hormigón inmediatamente después de la transmisión del pretensado.

$\sigma_{a\,o}$ = Tensión de tracción en el acero inmediatamente después de esta transmisión.

σ_a = Tensión final de tracción en el acero después de la transmisión y el enfriamiento.

T = Diferencia entre la temperatura ambiente y la máxima alcanzada y mantenida constante durante el curado.

u = Corrimiento del extremo de la pieza de hormigón.

V = Corrimiento de un punto distante $\beta \cdot L$ del extremo de la pieza de hormigón.

BIBLIOGRAFIA

[1] KEENE, P. W.: "The loss of prestress in pretentioned concrete as a result of curing at high temperature" (La pérdida de pretensado en el hormigón como consecuencia del curado a elevada temperatura). Prestress, Johanesburg, marzo 1969.

[2] NEVILLE, A. M.: "Properties of concrete" (Propiedades del hormigón). Londres, Pitman, 1963.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

nota de la asociación técnica española del pretensado

intercambio de publicaciones

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

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

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

Publicaciones enviadas por Prestressed Concrete Development Group, de Inglaterra.

Revista: *Concrete*, núm. 6, mayo 1969.

1. "Coeficiente para el cálculo de placas por la teoría de las líneas de rotura", por R. Taylor y otros.

   Sinopsis: En este artículo se expone un método de cálculo de placas rectangulares, apoyadas en los cuatro bordes y sometidas a carga uniforme por medio de coeficientes obtenidos, basándose en la teoría de las líneas de rotura.

Revista: *Concrete*, núm. 7, junio 1969.

2. "Evolución de las estructuras de hormigón" (primera parte), por J. W. Courcy.

   Sinopsis: En estos artículos se examinan las normas de 18 países que fijan y controlan la evolución de las estructuras de hormigón. Estas recomendaciones se agrupan en 16 ponencias. En esta primera parte se comentan los documentos y acuerdos presentados por las tres ponencias relativas a la colocación y sellado de juntas.

Revista: *Concrete*, núm. 8, julio 1969.

3. "La tribuna para el hipódromo de Doncaster", anónimo.

   Sinopsis: En el presente artículo se describen brevemente el proyecto y las distintas fases constructivas de las tribunas para el hipódromo de Doncaster.
   Las tribunas ocupan una superficie de 61 × 122 metros, con una estructura portante de hormigón armado en H, rematada por una cubierta laminar en voladizo, realizada mediante elementos prefabricados de hormigón pretensado con áridos ligeros.

4. "Evolución de las estructuras de hormigón" (segunda parte), por J. W. Courcy.

   Sinopsis: En estos artículos se examinan las normas de 18 países que fijan y controlan la evolución de las estructuras de hormigón. Estas recomendaciones se agrupan en 16 ponencias. En esta segunda parte se comentan las recomendaciones presentadas por las cuatro ponencias referentes a las propiedades de los materiales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Revista: *Concrete*, núm. 9, agosto 1969.

5. "Evolución de las estructuras de hormigón" (tercera parte), por J. W. Courcy.

   Sinopsis: En estos artículos se examinan las normas de 18 países que fijan y controlan la evolución de las estructuras de hormigón. Estas recomendaciones se agrupan en 16 ponencias. En esta tercera parte se comentan las recomendaciones presentadas por las nueve ponencias relativas a consideraciones estructurales.

   Revista: *Concrete*, núm. 10, septiembre 1969.

6. "Capacidad de carga de las bandas de placas coaccionadas por la expansión longitudinal", por E. H. Roberts.

   Sinopsis: En el presente artículo se dan los resultados de los ensayos de 36 vigas, que representan las bandas de placas, cuyos extremos se coaccionan para evitar la expansión longitudinal y se contrastan con los resultados obtenidos por métodos de cálculo.
   Se encontró que en la mayoría de los ensayos, la carga máxima de rotura era superior a la obtenida teóricamente.

   Revista: *Concrete*, núm. 11, octubre 1969.

7. "El comportamiento de las armaduras bajo tensiones fluctuantes", por J. L. Bannister.

   Sinopsis: En este artículo se estudia el comportamiento de las armaduras de diferentes superficies geométricas y características mecánicas, sometidas a tensiones variables bajo condiciones de servicio análogas a las que se encuentran cuando actúan como armaduras en las vigas.

   Revista: *Concrete*, núm. 1, enero 1970.

8. "Las resinas epoxi y sus aplicaciones en el hormigón", por P. E. Davies.

   Sinopsis: En este artículo se presentan, en primer lugar, las propiedades fisicoquímicas de las resinas epoxi, en las que se basa su utilidad como elemento de construcción.
   Después se exponen brevemente las condiciones que han de cumplir las superficies en donde van a aplicarse dichas resinas, así como los distintos procedimientos de aplicación de la mezcla y dosificaciones de la misma.

9. "Algunas ideas sobre el diseño estructural en ingeniería", por P. Ahm.

   Sinopsis: Este artículo es un comentario sobre algunos aspectos de la profesión del ingeniero. En él se exponen determinados aspectos que no son bien conocidos por todos aquellos ajenos a esta profesión.
   Se aboga por una mayor atención a los aspectos estéticos de las obras y una mayor compresión humana del ingeniero.

   Revista: *Concrete*, núm. 6, junio 1970.

10. "El hormigón pretensado, en Gran Bretaña", por D. J. Lee.

    Sinopsis: Bajo este título se presentan las obras recientemente construidas en Gran Bretaña.
    Entre otras obras figuran los siguientes puentes:
    El puente Kingston, en Glasgow. Este puente tiene un vano central de 143 metros y dos laterales de 52,5 metros. Se ha construido en voladizo libre. El tablero está constituido por dos vigas cajón de canto variable. El sistema de pretensado es el Macalloy.
    El puente sobre el río Aire. Este puente es de hormigón pretensado y está constituido por tres vanos de 44-88-25 metros. El tablero está formado por dos vigas cajón de canto variable, construido por voladizos sucesivos.

    Revista: *Concrete*, núm. 8, agosto 1970.

11. "El Congreso de la F.I.P., en Praga", por R. J. M. Sutherland.

    Sinopsis: Se presenta un comentario sobre el Congreso de la F.I.P. escrito por uno de los asis-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tentes a dicho Congreso. Dicho comentario no pretende ser un resumen de todo lo tratado en Praga, sino más bien una serie de impresiones personales del autor, que termina su artículo con cuatro notas cortas sobre otros tantos temas tratados en dicho Congreso y, que a su juicio, son de especial interés.

12. "Un puente en Holanda, construido con hormigón ligero", anónimo.

Sinopsis: Se presentan las características más destacadas de un puente construido en Holanda, el cual a pesar de sus reducidas dimensiones, 38 metros de luz, es de especial interés por haberse empleado hormigón pretensado de áridos ligeros en la construcción de su vano central.

Revista: *Concrete*, núm. 10, octubre 1970.

13. "La tribuna del hipódromo de Leopardstown, en Dublín", anónimo.

Sinopsis: La tribuna fue construida en doce meses y su estructura presenta algunas novedades, tales como el empleo de módulos de hormigón prefabricados y elementos prefabricados de hormigón ligero pretensado para la cubierta en ménsula de la tribuna.
En el hipódromo de Doncaster se adoptó esta misma solución estructural. El presente artículo da una breve descripción de la tribuna y sus dependencias.

14. "La resistencia a la corrosión de las armaduras", por N. P. Roberts.

Sinopsis: Aunque el hormigón que recubre las armaduras es una protección bastante eficaz, debe prestarse una atención especial al problema de la corrosión de las armaduras en elementos de hormigón armado. En este artículo se presentan con detalle algunas de las causas de la corrosión y diversas medidas para atenuarla, tales como la galvanización o el empleo de películas protectoras, para el recubrimiento de las armaduras.

Revista: *Concrete*, núm. 11, noviembre 1970.

15. "Teoría de los estados límites aplicada a depósitos de agua", por Barry Phughes.

Sinopsis: En este artículo se discuten las hipótesis de cálculo necesarias para el proyecto de depósitos de agua de hormigón pretensado, prefabricados. Estas hipótesis no estaban incluidas en la nueva norma unificada para el empleo de estructuras de elementos de hormigón.

16. "El fuego y las vigas de hormigón", por H. L. Malhotra.

Sinopsis: El artículo constituye una corta nota introductora al tema, que será desarrollado con amplitud en la reunión anual de la Concrete Society. En esta nota se mencionan los efectos del fuego sobre una viga y la transmisión de calor a través de ella.

Revista: *Concrete*, núm. 12, diciembre 1970.

17. "Una nueva valoración de los ensayos a esfuerzo cortante por punzonamiento", por M. Herzog.

Sinopsis: En el artículo se hace una nueva valoración de 233 ensayos distintos de punzonamiento realizados en 14 procesos de investigación previos. De los resultados de dichos ensayos se han derivado tres expresiones empíricas de gran sencillez, que permiten determinar la resistencia a punzonamiento de pasarelas y losas con o sin armaduras de cortante independiente, en forma de cercos, estribos o barras levantadas. Se aclara la aplicación de la fórmula con un ejemplo totalmente resuelto.

18. "El proyecto de estructuras de hormigón con fenómenos de retracción, fluencia y cambio de temperaturas", anónimo.

Sinopsis: El artículo es un resumen de temas tratados en el Simposio celebrado en Madrid sobre la retracción, fluencia y variaciones térmicas en estructuras de hormigón. Se da una breve reseña de las comunicaciones de mayor interés y se hace notar la preponderancia del tema sobre hormigón pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Revista: *Concrete,* núm. 2, febrero 1971.

19. "Realizaciones pasadas y futuras en hormigón armado", por R. Morandi.

Sinopsis: Este artículo ha sido expresamente escrito por el Prof. Morandi, para la revista *Concrete.*

El distinguido ingeniero italiano especula sobre el futuro de las construcciones en hormigón armado y pretensado, basándose en las últimas realizaciones ejecutadas. Acompañan al artículo fotografías de algunas de las más importantes obras, en las que ha intervenido como proyectista el autor del artículo.

20. "Ferrocemento: investigación y realizaciones", por R. Walkus y T. G. Kowalski.

Sinopsis: El ferrocemento consiste, esencialmente, en láminas formadas por una o varias mallas de acero, recubiertas de un mortero rico de cemento y arena.

Su ligereza frente a su resistencia, durabilidad, sencillez de ejecución y un bajo costo relativo, lo hacen un material cada vez más atractivo. El artículo nos presenta el ferrocemento, en su origen, composición, fabricación, comportamiento bajo carga, realizaciones presentes y posibles aplicaciones futuras.

Revista: *Concrete,* núm. 4, abril 1971.

21. "Explosiones en edificios: El comportamiento de los entramados del hormigón", por J. H. Slack.

Sinopsis: En este artículo se describen dos casos de explosión en estructuras de hormigón armado, una de ellas tuvo lugar en un almacén con estructura reticular de hormigón armado de cuatro plantas. La otra fue en un edificio prefabricado de una sola planta. Del estudio de ambos casos y de los conocimientos actuales sobre explosiones, se deducen conclusiones que tienden a reducir los efectos de las explosiones en estos tipos de edificios.

22. "La restauración de construcciones de hormigón, después de un incendio", anónimo.

Sinopsis: El artículo es un resumen de lo tratado en una reunión de 20 miembros para discutir el problema citado. Se enumeran los aspectos más importantes considerados por algunos de los integrantes del grupo, los cuales exponen sus criterios basados en su experiencia personal.

Revista: *Concrete,* núm. 5, mayo 1971.

23. "El proceso GO-CON para la fabricación de grandes paneles prensados (primera parte) y prescripciones y tecnología", por J. F. Eden y otros.

Sinopsis: En el artículo se describe un método para fabricar grandes paneles de hormigón en taller. El método descrito fue iniciado por la Building Research Station y comercializado por GO-CON Concrete Ltd. y en él se emplea una gran prensa de 5.000 toneladas. La característica básica del proceso es que los paneles se fabrican prensando hormigón fluido y sin ningún tipo de molde.

24. "El diseño mediante la nueva norma unificada para proyectos", por B. E. Clark y otros.

Sinopsis: Al publicarse la nueva norma unificada para proyectos se han agudizado las discusiones y controversias sobre el número y tipo de cálculos necesarios en comparación con las normas ya existentes.

En el artículo se trata de aclarar este punto, para lo cual se realiza el cálculo numérico de una estructura de cinco plantas de acuerdo con la nueva norma y también según los criterios de la CP-114: 1969.

Revista: *Concrete,* núm. 6, junio 1971.

25. "El rendimiento en el hormigón de morteros con acelerantes, retardadores o modificadores de la relación agua-cemento", por K. E. Fletcher y M. H. Roberts.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Sinopsis: En el artículo se describen los resultados de un ensayo realizado para determinar la influencia de los aditivos. Se ensayaron distintos acelerantes, retardadores y modificadores de la relación agua-cemento, estudiándose el rendimiento real de cada uno de ellos.

26. "Durabilidad de estructuras de hormigón pretensado", anónimo.

Sinopsis: En vista del creciente interés por la durabilidad de las estructuras de hormigón pretensado se organizó en Londres, el 5 de abril de 1971, un simposio sobre dicho tema, del cual se da una reseña en el artículo en la que se exponen los aspectos de mayor interés, haciendo referencia a datos sobre las pérdidas de tensión obtenidos, según los criterios seguidos en diferentes países.

Revista: *Concrete*, núm. 7, julio 1971.

27. "Estructuras de hormigón para carreteras en la nueva ciudad de Basildon", por P. J. Baldwin.

Sinopsis: La construcción de la nueva carretera del Sudeste y sus obras auxiliares, en la nueva ciudad de Basildon, se está realizando en dos etapas. La primera, valorada en más de un millón de libras, incluye cerca de una milla de autovía de 7,35 metros, parte de la cual está sustentada por un viaducto de 286 metros de longitud construido con hormigón pretensado. En la segunda fase se incluye la construcción de otro viaducto de 680 metros de longitud para la desviación A-13.

28. "Aclaraciones sobre el empleo del hormigón ligero en estructuras", por J. Bobrowski.

Sinopsis: A pesar del uso creciente del hormigón ligero en la industria del hormigón, no es aceptado todavía en algunos campos, debido principalmente a la falta de conocimiento sobre su comportamiento. Para ayudar a corregir este estado de cosas, en el artículo se dan las características principales del comportamiento del hormigón ligero desde el punto de vista de la resistencia y durabilidad.

Revista: *Concrete*, núm. 8, agosto 1971.

29. "Deslizamiento hasta su emplazamiento de un puente de hormigón de 6.500 toneladas", anónimo.

Sinopsis: En el artículo se describe el proceso de traslado por deslizamiento de un puente de hormigón de 6.500 toneladas. El puente se construyó en forma de pórtico monolítico con voladizos. El vano central mide 45 metros; los dos laterales, 20 metros, y los soportes del pórtico tienen una altura de 4,80 metros. El puente es postesado y se construyó en tres etapas.

30. "Construcción del nuevo departamento de biología del Politécnico de Portsmouth", anónimo.

Sinopsis: "Se describe en el artículo la construcción de dicho edificio, en el cual todos los elementos fueron prefabricados en hormigón pretensado y ensamblados en obra en un tiempo de ocho semanas. Los elementos estructurales fundamentalmente empleados fueron: entramados en H interiores y exteriores y paneles planos de grandes dimensiones.

Revista: *Concrete*, núm. 9, septiembre 1971

31. "Demolición de un edificio de hormigón armado", por P. Noble.

Sinopsis: Se describe la demolición de un edificio de hormigón armado construido en 1912. La gran concentración de armaduras en los soportes hizo precisa la utilización de una grúa, equipada con bola rompedora de dos toneladas de peso. Así, un pilar determinado tenía 45×45 cm de sección, conteniendo 19 armaduras de 50 mm de diámetro; con los nuevos métodos de cálculo hubieran bastado nueve armaduras de 25 mm de diámetro en una sección de 35×35 cm.

Revista: *Concrete*, núm. 10, octubre 1971.

32. "Anclaje de barras sometidas a compresión", anónimo.

Sinopsis: Se presenta un estudio de anclajes de barras que soportan esfuerzos de compresión y especialmente en pilares de hormigón armado. Se realiza un cálculo para obtener la longitud de adherencia necesaria para absorber las tensiones de la zona comprimida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Revista: *Concrete*, núm. 11, noviembre 1971.

33. "Algunas opiniones sobre el ancho de las fisuras", por J. COWAN.

Sinopsis: La mayor parte de los ingenieros están en desacuerdo al aceptar 0,3 mm como límite del ancho de las fisuras, según recomienda la norma práctica unificada para estructuras de hormigón.

En el artículo se dan detalles de los modelos y ensayos efectuados, así como de los resultados obtenidos con vistas a determinar un ancho de fisuras aceptable.

Revista *Concrete*, núm. 12, diciembre 1971.

34. "Hormigón bombeado", por E. KEMTSTER.

Sinopsis: Se discuten las propiedades del hormigón bombeado en función de los materiales que entran en su composición y de las dosificaciones de la mezcla. Se describen los ensayos realizados para determinar sus características.

Finalmente se realiza un estudio económico sobre el empleo de este tipo de hormigón.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, núm. 72, septiembre 1970.

35. "Algunas observaciones sobre las componentes de la fluencia en el hormigón", por L. J. PARROT.

Sinopsis: En este artículo se analizan los datos experimentales sobre la fluencia del hormigón, se pueden observar fluencias básicas recuperables y fluencia seca irrecuperable.

También se presentan datos sobre el comportamiento de las deformaciones laterales.

36. "Dimensionamiento óptimo de las armaduras en las placas de hormigón bajo combinaciones de momentos y fuerzas axiles", por C. T. MORLEY.

Sinopsis: El método presentado en este artículo se basa en el estudio de la distribución de las deformaciones que satisfacen ciertas condiciones en los puntos donde están situadas las armaduras.

Para algunas combinaciones de tensiones se obtienen ecuaciones explícitas que nos determinan la cuantía de armadura. Se resuelven algunos ejemplos numéricos.

37. "El comportamiento de pórticos de hormigón pretensado con y sin rigidizadores laterales", por A. K. CHATERJI.

El artículo describe el resultado de los ensayos de tres pórticos de hormigón pretensado con soportes empotrados. Los dos primeros eran idénticos, pero uno tenía rigidizadores con poca separación en las secciones críticas y el otro no tenía rigidizadores. El tercer pórtico era análogo al de Pietrzkowski con rigidizadores a lo largo de sus elementos.

Por los resultados de los ensayos, el autor llega a la conclusión sobre la importancia de hacer comprobaciones de los giros, especialmente en las secciones en I sobre dimensionados de hormigón pretensado.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, núm. 73, diciembre 1970.

38. "Cálculo plástico a cortante de vigas de sección rectangular y en T", por P. E. REGAN y A. PLACAS.

Sinopsis: Se presentan los tipos de rotura más característicos producidos por esfuerzo cortante: tracción en sentido diagonal, cizallamiento, cortante combinado con compresión y aplastamiento del alma de la viga como consecuencia de una compresión inclinada, a la vez se exponen las características mecánicas que producen cada una de ellas, componiéndose unas expresiones que permiten determinar la resistencia de la viga considerada frente a cada uno de los fenómenos citados. Los resultados obtenidos al aplicar las distintas fórmulas propuestas, se comparan con una serie de datos obtenidos de los ensayos realizados, por distintos autores, entre los que se encuentran los autores de este artículo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

39. "Tensiones en la zona de anclajes de los elementos postesados de sección uniforme y anclajes excéntricos y múltiples", por A. L. YETTRAM y K. ROBBINS.

Sinopsis: Mediante la aplicación conjunta de la teoría elástica tridimensional y del método de elementos finitos, se desarrolla un estudio teórico que permite establecer la distribución de tensiones en las zonas de anclaje de elementos postesados, de sección uniforme en forma rectangular o en doble T.

El tipo de anclaje sometido a estudio es excéntrico y múltiple. Las conclusiones de este trabajo sirven para comprobar el método convencional de cálculo, de los elementos postesados.

40. "Algunos ensayos sobre la transmisión del esfuerzo de pretensado y resistencia de las vigas de hormigón pretensado con alambres Dyform", por B. MAYFIELD y otros.

Sinopsis: Se presentan los resultados de tres ensayos realizados sobre vigas de hormigón pretensado. De las 30 vigas, 24 estaban pretensadas con alambres Dyform y las seis restantes con alambres corrientes de pretensado.

Los resultados de los ensayos se comparan con objeto de determinar las diferencias que existen entre ambas clases de vigas, estudiándose para ello la longitud de transmisión del esfuerzo de pretensado y resistencia a flexión.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, núm. 74, marzo 1971.

41. "Comportamiento de pórticos de hormigón pretensado bajo la acción de la fluencia y la temperatura", por S. KRISHNAMOORTHY y otros.

Sinopsis: Este artículo describe los ensayos para determinar los efectos, a largo plazo de la fluencia, sobre el comportamiento de un pórtico biarticulado, sometido a regímenes prolongados de temperaturas elevadas.

Se describen los métodos de ensayo y se dan los resultados de las conclusiones obtenidas de los mismos.

42. "Tensiones en las zonas de anclaje de las vigas en I postesadas y con bloques en los extremos", por A. L. YETTRAM y K. ROBBINS.

Sinopsis: Se expone en este artículo un método de elementos finitos para obtener la distribución de las tensiones en las zonas de anclaje de elementos con sección en I postesados y con bloques de anclaje en los extremos.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, núms. 75 y 76, junio-septiembre 1971.

43. "El esfuerzo cortante en las vigas sin armadura en el alma, sometidas a sobrecargas uniformes", por S. K. OJHA.

Sinopsis: Este artículo describe un método de iteración para calcular la carga de rotura de las vigas de hormigón armado, sin armadura de cortante, sometidas a carga uniforme.
Con este método es posible determinar analíticamente la sección de rotura y la inclinación de la rotura por cortante.

Se ha comprobado experimentalmente la bondad de los resultados obtenidos.

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

Revista: *P.C.I. Tems*, núm. 11, noviembre 1970.

44. "Bibliotecas y laboratorios", anónimo.

Sinopsis: En esta publicación se describen brevemente algunas bibliotecas y laboratorios construidos en los Estados Unidos y Canadá. En todos ellos se han empleado elementos prefabricados de hormigón pretensado, consiguiéndose por este procedimiento las siguientes ventajas: durabilidad, resistencia al fuego, facilidad y rapidez de construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Revista: *P.C.I. Tems.*, núm. 12, diciembre 1970.

45. "Edificios públicos", anónimo.

Sinopsis: Se hace en esta publicación. una defensa de la prefabricación pesada a base de elementos de hormigón pretensado, destinados en este caso a la construcción de edificios públicos en donde se consigue, aparte de una funcionalidad adecuada, una estética agradable.

Revista: *P.C.I. Tems.*, núm. 1, enero 1971.

46. "Rascacielos para oficinas", anónimo.

Sinopsis: Los propietarios y proyectistas eligen elementos prefabricados de hormigón pretensado, como la mejor solución para la construcción de edificios para oficinas.
Esta publicación presenta distintos tipos de edificios, tratando así de demostrar las calidades estéticas que son capaces de conseguirse mediante el empleo de elementos prefabricados.

Revista: *P.C.I. Tems*, núm. 2. febrero 1971.

47. "Aparcamientos", anónimo.

Sinopsis: Se presentan en esta publicación garajes, así como aparcamientos en hospitales y colegios. Todos ellos se han construido con elementos prefabricados de hormigón pretensado Se enumeran las ventajas y posibilidades de la prefabricación para este tipo de edificios.

Revista: *P.C.I. Tems*, núm. 4, abril 1971.

48. "Edificios religiosos", anónimo.

Sinopsis: La variación de estilos en los edificios religiosos presentados en esta publicación, nos muestra la facilidad de formas que se pueden lograr con el empleo de elementos prefabricados de hormigón pretensado.

Son buenos ejemplos de ello la iglesia de la Ascensión en Connecticut y una réplica a un templo budista en Hawai, entre otros.

Revista: *P.C.I. Tems*, núm. 5, mayo 1972.

49. "Viviendas", anónimo.

Sinopsis: Los elementos prefabricados de hormigón pretensado ofrecen ventajas al propietario, constructor y proyectista, tanto para el caso de viviendas unifamiliares como para los más altos edificios. Esta es la tesis a desarrollar en la presente publicación y para ello, y a través de numerosas fotografías, se nos presentan variados tipos de viviendas construidas en los Estados Unidos.

Revista: *P.C.I. Tems*, núm. 6, junio 1971.

50. "Edificios comerciales", anónimo.

Sinopsis: Desde la tienda más humilde, a los más grandes almacenes, la construcción con elementos prefabricados de hormigón pretensado ofrece ventajas, por su rapidez de ejecución, mayor economía y facilidad de adaptarse a cualquier tipo de formas, tanto desde el punto de vista estético como funcional.

En el presente folleto se presentan esquemáticamente varios ejemplos de centros comerciales construidos en Estados Unidos con estos elementos prefabricados de hormigón pretensado.

Revista: *P.C.I. Tems*, núm. 7, julio 1971.

51. "Edificios industriales", anónimo.

Sinopsis: La construcción de edificios con elementos prefabricados de hormigón pretensado, aumenta continuamente en Norteamérica, por su mayor economía, resistencia adecuada y facilidad para acoplar los sistemas mecánicos y eléctricos. Es, además, indicada para la construcción de naves con grandes luces.

Se presentan en este folleto naves e instalaciones para los más diversos tipos de industria.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Revista: *P.C.I. Tems*, núm. 8, agosto 1971.

52. "Escuelas", anónimo.

Sinopsis: El empleo de elementos prefabricados de hormigón pretensado para la construcción de parques infantiles, colegios y universidades, ofrece la posibilidad de ampliar espacios sin una variación del conjunto estructural. Su empleo está también recomendado por su resistencia al fuego y características antisísmicas.

En este folleto podemos encontrar diversos tipos de colegios y universidades así construidos.

Revista: *P.C.I. Tems*, núm. 9, septiembre 1971.

53. "Ganadores de los premios adjudicados por el P.C.I. en 1971".

Sinopsis: En este folleto se presentan los ganadores de los premios del P.C.I., así como las obras por las cuales los han merecido. Se trata de las más variadas obras, tales como un aparcamiento, un museo, dos edificios de viviendas y dos bibliotecas para sus respectivas universidades, un centro médico, un estadio y un paso elevado.

La característica esencial de todas estas obras la constituye el empleo total o parcial de elementos prefabricados de hormigón pretensado en su construcción.

Revista: *P.C.I. Tems*, núm. 10, octubre 1971.

54. "Edificios de poca altura para oficinas", anónimo.

Sinopsis: En esta publicación se recomienda utilizar el manual P.C.I. para el cálculo y proyecto de estructuras prefabricadas de hormigón pretensado. Este manual es adecuado por su simplicidad y rapidez para el cálculo de este tipo de estructuras. Se completa este artículo con numerosas fotografías y una breve descripción de las oficinas construidas en Estados Unidos por este procedimiento.

Revista: *P.C.I. Tems*, núm. 11, noviembre 1971.

55. "Centros Sanitarios", anónimo.

Sinopsis: Esta publicación como las anteriores expone las ventajas de la prefabricación. En este caso nos presenta clínicas y hospitales construidos con elementos prefabricados de hormigón pretensado.

Revista: *P.C.I. Tems*, núm. 12, diciembre 1971.

56. "Edificios variados", anónimo.

Sinopsis: Esta publicación nos muestra la gran variedad de formas estructurales y para distintos tipos de edificios que se pueden conseguir mediante la construcción a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado.

Revista: *Journal of the Prestressed Concree Institute*, vol. 16, núm. 1, enero-febrero 1971.

57. "Estudio comparativo sobre el comportamiento de las vigas de hormigón pretensado y hormigón armado, sometidas a cargas reversibles", por S. Inomata.

Sinopsis: Se ensayaron 12 vigas para estudiar el comportamiento del hormigón armado y pretensado bajo la acción de cargas reversibles. En este artículo se muestra cómo los elementos de hormigón pretensado por su ductilidad y por mantener una capacidad de absorción de energía, pueden emplearse en proyectos antisísmicos.

58. "Pretensado mediante bandas de acero de alta resistencia, por R. Saglio y otros.

Sinopsis: Este artículo describe las características de un sistema de pretensado que utiliza bandas delgadas de acero de alta resistencia como cables.

En él se enseña una aplicación de este sistema para la construcción de una vasija de presión para un reactor nuclear.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute,* vol. 16, núm. 2, marzo-abril 1971.

59. "Estructuras marinas de hormigón pretensado", por B. C. Gerwick Jr.

Sinopsis: El artículo es la transcripción íntegra de la conferencia pronunciada en el Congreso de la F.I.P., celebrado en Praga, sobre "Estructuras marinas de hormigón pretensado", sumergidas y flotantes, tales como depósitos para petróleo y graneles, aeropuertos flotantes, centrales nucleares y botes y barcazas de todo tipo.
Termina el artículo dando unas sugerencias sobre el desarrollo e investigaciones futuras de las estructuras marinas de hormigón pretensado.

60. "Estudio de vigas de puentes de grandes luces, de hormigón pretensado", por Francis J. Jacques.

Sinopsis: Este artículo se refiere al informe realizado en Colorado sobre la nueva estandarización de secciones para vigas de puente. Se desarrolla un programa por computador para el cálculo y costo de estas vigas.

Se estudian nueve secciones, según su canto, incluyéndose cuatro propuestas de secciones standarizadas.

61. "Proyecto y construcción de la cubierta de un hangar para las líneas Allegheny, formada por placas plegadas de hormigón pretensado", por S. Fiinkas.

Sinopsis: En este artículo se describe el proyecto, cálculo y procedimientos constructivos de la cubierta, con una luz libre de 77 m. Se cree que es la cubierta de placas plegadas más larga de las construidas hasta el momento.

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute,* vol. 16, núm. 3, mayo-junio 1971.

62. "Secciones prefabricadas y pretensadas sometidas a esfuerzos axiles y de flexión", por R. Chaudwani y N. D. Nathan.

Sinopsis: Se calculan las tensiones en las secciones normalizadas en T y en I de vigas prefabricadas pretensadas, sometidas a esfuerzos axiles y de flexión, mediante ábacos obtenidos con hipótesis de cálculo simplificadas.

Por último se comparan estos resultados con los obtenidos, teniendo en cuenta las pérdidas de tensión por relajación.

63. "Cálculo óptimo y cálculo a rotura de pilotes laminares de hormigón pretensado", por Shutien Li y V. Ramakrishnan.

Sinopsis: Se presentan en este artículo las 13 secciones transversales, recomendadas para la construcción de pilotes laminares de hormigón pretensado, estableciéndose recomendaciones para elegir el pretensado óptimo. Se desarrollan también las ecuaciones para el cálculo a rotura de las secciones con pretensado simétrico y excéntrico.

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute,* vol. 16, núm. 4, julio-agosto 1971.

64. "Sistema de anclaje para cables postesados", por E. Schechter y H. C. Boecker.

Sinopsis: Este artículo se refiere al cálculo y descripción de un anclaje para tres cables. Este sistema ha sido aplicado en ensayos de cables con fuerzas de trabajo de 100 a 600 toneladas.

Se revisan los resultados de los ensayos estáticos y dinámicos y se describe el empleo de este sistema para la construcción de puentes y edificios.

65. "Cálculo económico de firmes de hormigón pretensado", por M. Sargious y S. K. Wang.

Sinopsis: Se calculan las tensiones de las losas sometidas a una carga de rodadura. Los resultados se presentan en un ábaco que nos determina el espesor de la losa y la tensión de tesado para una longitud razonable de losa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Por medio de una ecuación que nos relaciona el costo con la losa, deducida de los ábacos, podemos determinar el firme más económico y de esta manera compararlo con el costo de otros tipos de firme.

Revista: *Jorunal of the Prestressed Concrete Institute,* vol. 16, núm. 5, septiembre-octubre 1971.

66. "Pérdidas de pretensado, flexión y deflexión de las estructuras simples y mixtas de hormigón pretensado", por D. E. Branson y K. M. Kripanarayanan.

Sinopsis: En este artículo se presentan las ecuaciones que predicen las pérdidas de pretensado y la flexión de las estructuras de hormigón pretensado mixtas o no. Se definen todos los parámetros para resolver estas ecuaciones, que se expresan en función del tiempo.
Los resultados obtenidos se comparan con los resultados experimentales para el caso de hormigón normal y hormigón ligero, así como para estructuras mixtas y con pretensado parcial.

67. "Estado actual de la construcción de puentes de gran luz de hormigón pretensado, por dovelas", por G. C. Lacey y otros.

Sinopsis: Se definen los puentes de grandes luces, construidos por dovelas prefabricadas, a través de su sección transversal, esfuerzo de pretensado, procedimiento constructivo, técnica de las juntas y detalles del proyecto.

En el artículo también se revisan los métodos de cálculo para este tipo de puentes.
Por último se hace una comparación entre los puentes construidos en Estados Unidos y el resto del mundo.

Publicaciones enviadas por el grupo de la República Democrática Alemana.

Revista: *Bauplanung Bautechnik,* núm. 1, 1970.

68. "Puente para el ferrocarril de la mina "Boxberg Power Station", por St. Zapt (en alemán).

69. "Mástiles para soportar los focos de luz en el estadio de Dresden", por M. Mortensen (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik,* núm. 2, 1970.

70. "Dimensionamiento de elementos estructurales de hormigón ligero pretensado", por H. Gerstner (en alemán).

71. "Elementos de gran superficie para cubiertas con vanos de hasta 24 m de luz", por E. Kün y otros (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik,* núm. 3, 1970.

72. "Relaciones y tolerancias entre edificaciones y equipos para realizarlas", por E. Vogt (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik,* núm. 5, 1970.

72. "Determinación de los factores económicos en la construcción de depósitos cilíndricos pretensados", por M. Steinecke (en alemán).

74. "Protección temporal contra la corrosión de los aceros para pretensado", por K. Bandekows (en alemán).

75. "Comportamiento de los aceros para pretensado durante el tratamiento térmico", por D. Röthin (en alemán).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 6, 1970.

76. "Problemas relacionados con la construcción de los ferrocarriles subterráneos", por K. Meister.

77. "Slotted waiis, un método para la construcción de las estructuras subterráneas", por K. Welzein (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 7, 1970.

78. "Torres hiperbólicas y grupos de torres de refrigeración bajo cargas de viento", por K. Weigmann y otros (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 9, 1970.

79. "Pasarela para peatones en la estación Riega", por D. Pfeiffer y G. Scheibe (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 11, 1970.

80. "Cálculo automático de cimentaciones planas", por W. Wille (en alemán).

81. "Coeficientes de seguridad para vigas en doble T", por W. Warkemthin (en alemán).

Revista *Bauplanung Bautechnik*, núm. 12, 1970.

82. "Construcción en Rusia de placas de hormigón armado para cubiertas", por A. P. Pavlov (en alemán).

83. "Estudio económico comparativo de los métodos para la construcción de puentes", por V. Sperling y E. Korth (en alemán).

84. "Tensiones producidas por recalentamiento en depósitos cilíndricos de hormigón pretensado", por G. Ackermann (en alemán).

85. "Reparación de estructuras de hormigón armado afectadas por la corrosión", por J. Martin (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 1, 1971.

86. "Proyecto y construcción de la torre de televisión de Dresden", por J. Braune y otros (en alemán).

87. "Cálculo práctico de vigas sobre cimentación elástica", por F. Patzschke (en alemán).

Revista: *Blauplanung Bautechnik*, núm. 3, 1971.

88. "Método para la evaluación de unidade prefabricadas en el proceso de montaje", por W. Schlorki (en alemán).

89. "Procesos de manipulación en las plantas de elementos prefabricados", por H. Pörschmann y F. Nenustien (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 4, 1971.

90. "Tendencias actuales en la construcción de edificios de varias plantas", por S. Schmidt (en alemán).

91. "Cubierta sustentada por cables para grandes luces", por Y. A. Eliseev (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 5, 1971.

92. "Tabiques de hormigón armado para naves industriales construidos mediante ensambladura", por E. Böticher y otros (en alemán).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

93. "Nuevo método de construcción de depósitos de hormigón armado prefabricado", por W. Jahr y otros (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 6, 1971.

94. "Ensayo de una unidad para el transporte de elementos de hormigón pretensado de más de 24 m de longitud", por H. Sandhagen (en alemán).

95. "Estudios comparativos de cimentaciones de hormigón armado para máquinas sometidas a cargas dinámicas", por I. Lent (en alemán).

96. "Elementos de hormigón armado para la construcción de puertos", por L. Plath (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 7, 1971.

97. "Construcciones de hormigón ligero", por F. Lieban y G. Müller (en alemán).

98. "Nuevo método para el cálculo de cimentaciones sometidas a cargas vibratorias", por S. Schiter (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 8, 1971.

99. "Comportamiento de los aceros para pretensado frente a la corrosión", por H. Polster y J. Olden (en alemán).

100. "Protección contra la corrosión mediante revestimientos plásticos", por W. Pett (en alemán).

101. "Protección contra la corrosión en uniones soldadas. Estudios sobre modelos. Análisis de muestras", por R. Schneiderheinze y W. Bötter (en alemán).

102. "Estudio sobre la resistencia a la corrosión de los elementos de hormigón pretensado", por K. D. Kalisch y E. Neumann (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 9, 1971.

103. "Problemas de dimensionamiento en construcciones totalmente desplazables y en construcciones con núcleo desplazable", por H. Rüle y H. Wiese (en alemán).

104. "Empleo de hormigones preamasados en tiempo caluroso", por J. Ledderbog (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 10, 1971.

105. "Mástiles para antenas fabricadas con plásticos armados con fibra de vidrio", por M. Badstube (en alemán).

106. "Lámina plegada de superficie rugosa con armadura de malla", por R. Walkus (en alemán).

Por A. Rasilla.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

publicación de ANDECE-I.E.T.c.c.

V. P. - 71

Recomendaciones para la Fabricación de Viguetas Autorresistentes y Semirresistentes de Hormigón Pretensado

Anejo: Recomendaciones para la Fabricación de Viguetas con Piezas Cerámicas

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

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

— Especificaciones.

— Normas relativas al control de calidad (control interno).

— Normas relativas a la inspección (control del control).

Un volumen de 122 páginas, encuadernado en rústica.

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026