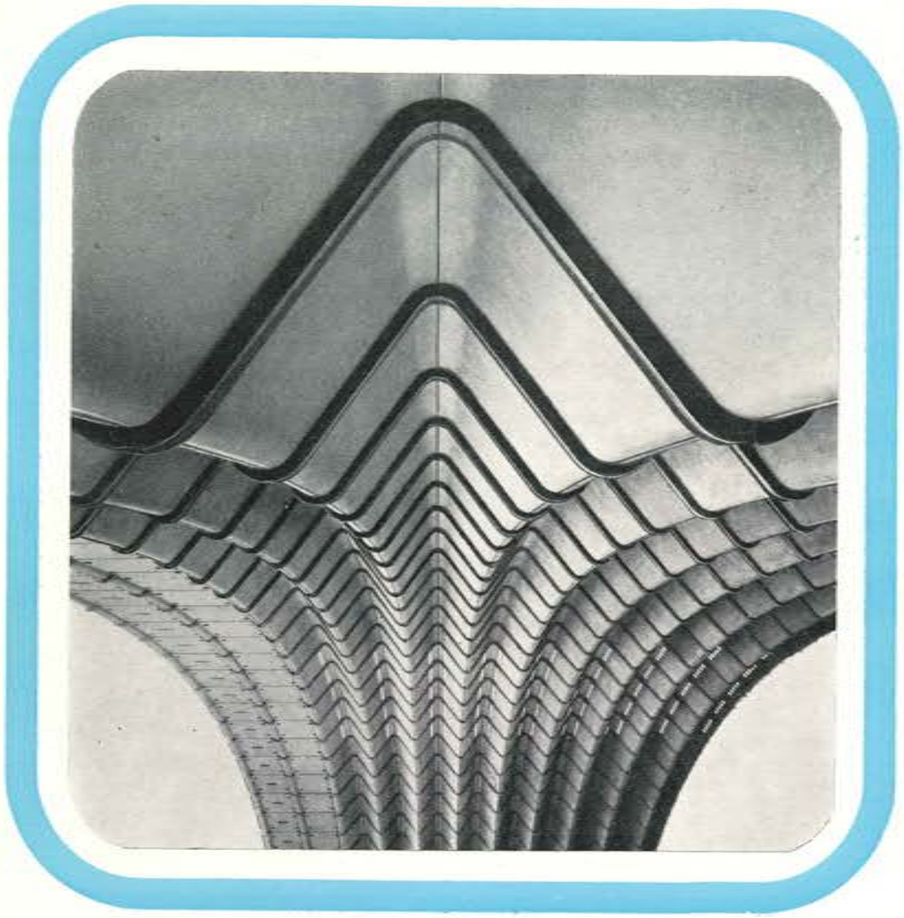
asociación técnica española del pretensado

hormigón y acero n. 102



ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

ARES - CHAMARTIN
MADRID - 33

4825

HORMIGON y acero

Nº 102

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n. 102

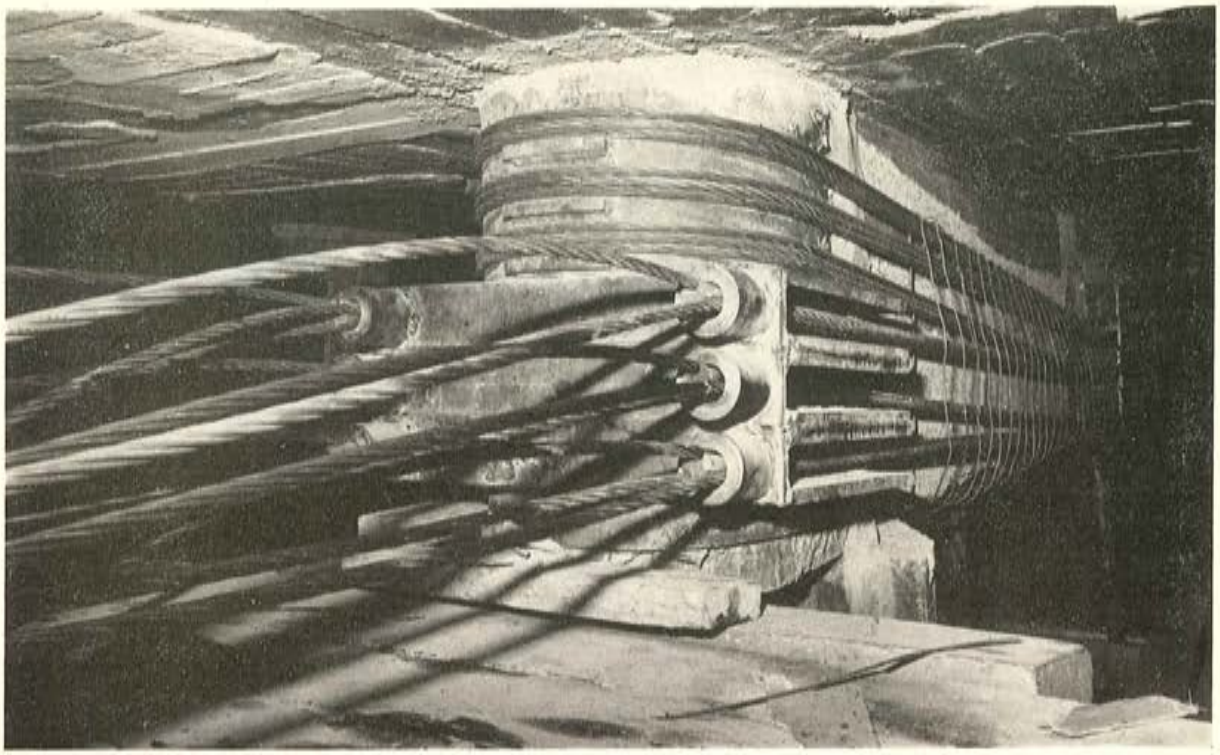
1.er trimestre 1972

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 04/12/2025

PROCEDIMIENTOS BARREDO



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 04/12/2025

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. 102

índice

Páginas

Resumen de actividades de la A.T.E.P. durante el año 1971 9
Résumé des activités de l'A.T.E P., au cours de 1971.
Summary of the activities of the A.T.E.P., during 1971.
R. Piñeiro.

457 - 5 - 4 ***Vibraciones en puentes.*** 23
Les vibrations des ponts.
Bridge vibrations.
A. Páez.

457 - 8 - 40 ***Ensayos a torsión y a esfuerzo cortante de vigas cajón pretensadas*** 45
Essais à la torsion et à l'effort tranchant de poutres-caissons précontraints.
Torsion and shear tests in prestressed box girders.
F. Leonhardt y *R. Walther.*

459 - 9 - 21 ***Dimensionamiento y optimación de forjados prefabricados*** 57
Calcul et optimation des planchers préfabriqués.
Design of minimun cost prefabricated flooring structures.
J. Vasconcelos.

591 - 1 - 14 ***Nuevo hangar Alitalia, para el Boeing 747, en el aeropuerto Fiumicino, en Roma*** . . . 77
Le nouveau hangar Alitalia, pour le Boeing 747, dans l'aeroport Fiumicino, dans Roma.
New Alitalia hangar for Boeing 747's, at Fiumicino airport.
R. Morandi.

591 - 2 - 53 ***¿Porqué debe colaborar un arquitecto en la construcción de un puente?*** 97
Pourquoi un architecte pour construir un pont?
Why should an architect collaborate in the construction of a bridge?
R. Pierry.

591 - 8 - 19 ***Nuevo tipo de puente prefabricado*** . . . 101
Un nuveau type de pont préfabriqué.
New type of prefabricated bridge.
M. Aguiló, J. A. Fernández Ordóñez y *J. Martínez Calzón.*

Notas de la F.I.P., núms. 34, 35 y 36. . . 111
Notes de la F.I.P., nos. 34, 35 et 36.
F.I.P. Notes nos. 34, 35 and 36.

PORTADA: ***Cubierta de la Estación de F.C. de Munich, construida por Dyckerhoff and Widmann k.G.***

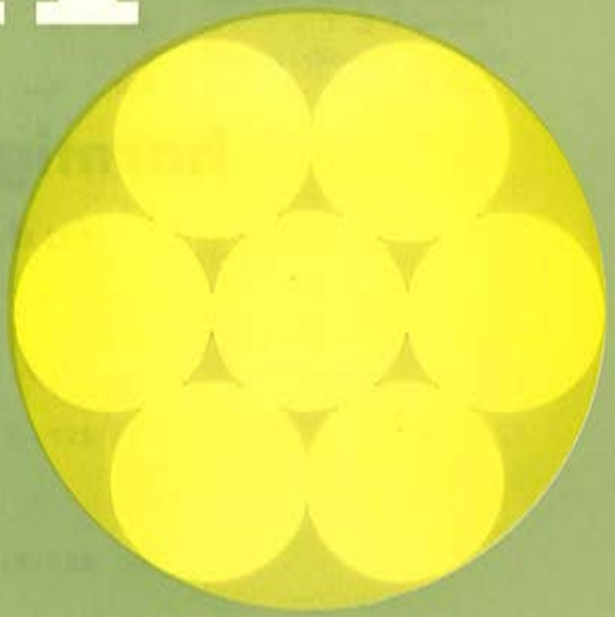
Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

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

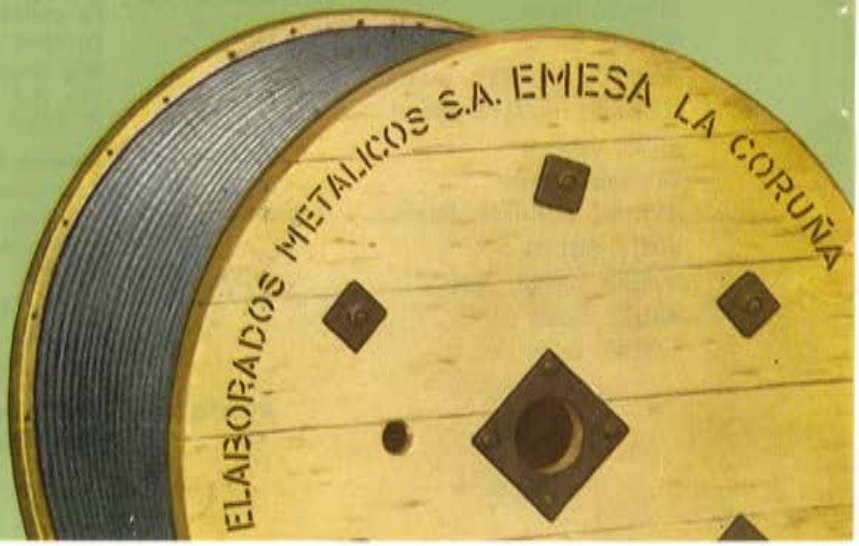
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

CABLES DE ACERO PARA HORMIGON "POSTENSADO"

EMESA



STRESS-RELIEVED STRAND FOR PRESTRESSED CONCRETE



Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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.
BAGANT. — Castellón.
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Madrid.
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA. — Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S. A. — Madrid.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
CIMACO, S. A. — Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid.
CIA. DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — HIDROCIVIL. — Madrid.
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao.
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUPRE. —Valladolid.
DIREC. GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS.—MINIST. DEL EJERCITO.—Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

EDES, S. A. — Madrid.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A.— Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid
ESTEBAN ORBEGOZO, S. A. — Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE CONSTRUCCION. — EXCO. — Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.
FERROLAND, S. A. — Valencia.
FORJADOS "DOL". — Esquivias (Toledo).
FORMO, S. A. — Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. — MINIST. DE O. P. — Madrid.
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.
INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A. — Zaragoza.
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. — VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL HORMIGON. — INHOR. — Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZACION. — Madrid.
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — INTECSA. — Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE ALMERIA. — Almería.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE SALAMANCA. — Salamanca.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE VALENCIA. — Valencia.
3.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.
5.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI. — CONSTRUCCIONES. — San Sebastián (Guipúzcoa).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.
LAING IBERICA, S. A. — Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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. — Madrid.
RENFE. — Madrid.
RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
S. A. E. M. — Valencia.
SAINCE. — Madrid.
SALTOS DEL SIL, S. A. — Madrid.
SECOTEC. — Madrid.
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
SIKA, S. A. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES. — OBRASCON. — Córdoba.
TAU CENTRO, S. A. — Madrid.
TECNOCEMENT, S. A. — Barcelona.
TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

TOSAM, S. L. — Segovia.

TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. — TYPSA. — Madrid.

UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.

VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.

VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.— San Sebastián (Guipúzcoa).

VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).

VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.

VIGUETAS 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).

EMPRESA DE CONSTR. CIVIS E INDUSTRIAIS, LDA. — Lourenço Marques (Mozambique).

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 DE CHILE. — AREA DE ARTE Y TECNOLOGIA (Departamento Tecnológico). — Valparaíso (Chile).

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. — FACULTAD DE INGENIERIA. — Mérid
a (Puerto Rico).

UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO (BIBLIOTECA). — Mayaguez (Puerto Rico).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

PROES

resumen de actividades de la asociación técnica española del pretensado durante el año 1971

R. PIÑEIRO

Vocal Secretario de la A.T.E.P.

La costumbre, ya tan arraigada que casi se ha convertido en obligación, de empezar el primer número de "Hormigón y Acero" de cada año con un breve resumen de las principales actividades desarrolladas por la Asociación durante el año anterior, es el motor que nos impulsa a pergeñar estas cuartillas para, en teórica y amistosa charla con nuestros Asociados, pasar rápida revista a lo más destacado que la A.T.E.P. ha hecho, o intentado hacer, durante los trescientos sesenta y cinco días del ya vencido 1971.

Es bastante probable que algunos o muchos de nuestros lectores consideren huero, si no superfluo, este contar lo que ya ha pasado. Lamentamos, sinceramente, discrepar de esta opinión. Y vamos a exponer a continuación las razones en que para ello nos basamos. Quizá sirvan para justificar nuestra postura y hacer cambiar el modo de ver las cosas de los disconformes con este proceder.

En primer lugar, hay que tener en cuenta que este resumen va dirigido a dos grupos de Miembros de la A.T.E.P. totalmente distintos en cuanto a su situación actual en la Asociación: los nuevos y los antiguos.

Respecto a los primeros parece evidente que debe interesarles conocer cuáles son las actividades a las que se viene dedicando la A.T.E.P., lo que últimamente se ha hecho y los trabajos ya comenzados y actualmente en marcha. Como éste es, precisamente, el objeto de la presente información, estimamos que la conveniencia de darla, desde este punto de vista al menos, resulta indiscutible. Bien, pero ¿qué valor tiene para los antiguos? Si, como realmente ocurre, constantemente están informados de lo que venimos haciendo, nada nuevo les va a aportar lo que ahora se diga. Sin embargo, aún en este caso, estimamos que no es tiempo perdido dedicar unos minutos, al terminar el año, a dar un repaso a lo ocurrido durante ese período; considerar lo que se ha hecho, lo que se está haciendo y lo que se ha dejado de hacer. Particularmente aleccionador resulta estudiar los motivos por los cuales un tema programado ha tenido que desecharse. ¿Falta de medios? ¿Falta de colaboración? ¿Carencia de interés? ¿No era el momento oportuno para plantearlo? De todo éxito y quizá más aún de todo fracaso, pueden obtenerse provechosas enseñanzas para futuras actuaciones. Desde este punto de vista, estos exámenes de conciencia anuales resultan, sin discusión, útiles para todos. Esta es al menos nuestra sincera opinión; la que nos impulsa a publicar este resumen.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Y una vez hecha esta aclaración vayamos con nuestro tema. Antes de entrar en la enumeración de las principales actividades desarrolladas, dedicaremos algunos comentarios a los sucesos más destacados durante 1971.

Empezaremos por el nombramiento de nuevo Director del Instituto Eduardo Torroja. El día 8 de noviembre último D. Francisco Arredondo tomó posesión de su nuevo cargo de Director del Instituto, para el cual había sido designado por la Superioridad en sustitución de D. Jaime Nadal. El Sr. Arredondo es Vocal de la Junta de Gobierno de nuestra Asociación, y, además, venía desempeñando las funciones de Tesorero de la misma. Como quiera que las obligaciones que su nuevo cargo le imponen, le impedían continuar realizando la labor que como Tesorero tenía asignada, solicitó de la Junta se encomendase esta labor a otro de los Miembros de la misma. Estimándose que esta petición estaba plenamente justificada, en la reunión celebrada por la Junta de Gobierno el día 25 del citado noviembre, se acordó que el actual Secretario ejerza también las funciones de Tesorero.

Estamos seguros que, para todos nuestros Asociados, ha de ser motivo de satisfacción saber que uno de los Vocales de la Junta de Gobierno ha merecido ser designado para el honroso y alto cargo de Director del Instituto Eduardo Torroja, Centro con el que tan estrechamente estamos vinculados. Por otra parte, si nuestras relaciones con dicho Instituto han sido siempre satisfactorias lógico es pensar que, en el futuro, habrán aún de intensificarse y mejorarse. Así lo ha augurado el Sr. Arredondo al prometernos que, desde su nuevo puesto de trabajo, procurará seguir ayudando en cuanto sea posible a la A.T.E.P., para que pueda desarrollar en las mejores condiciones la importante labor que tiene encomendada.

Quizá sea esta ocasión propicia para dejar bien clara la real situación de la A.T.E.P., puntualizando algunos extremos. Desearíamos que ello sirviese para eliminar la posibilidad de cualquier interpretación equivocada en lo que se refiere a la libertad de acción de la Asociación.

Repetidamente hemos comentado que con las cuotas que se cobran la Asociación no puede, ni con mucho, sufragar sus propios gastos. No obstante, fiel a sus principios estatutarios en los que se establece que se trata de una Entidad sin ningún interés de índole comercial, "cuyo fin es fomentar los progresos de todo orden referentes a la técnica del pretensado, colaborando al desarrollo técnico y social del país dentro del campo específico de esta rama de la construcción", en todo momento nos hemos preocupado por mantener una total independencia económica, sin adquirir compromiso alguno que, en un momento dado, pudiesen mediatizar nuestra libertad de actuación y forzarnos a abandonar nuestra posición de estricta neutralidad.

Muy difícil parece, en principio, poder llegar a compaginar ambas cosas: la independencia económica, con la carencia de medios. No obstante, ha logrado resolver tan espinoso problema de la manera más satisfactoria, gracias a la generosa y desinteresada ayuda del Instituto Eduardo Torroja.

Conviene recordar que, originariamente, la Asociación fue creada por el propio Instituto, como una Sección más del mismo. Una de las misiones del Instituto es la de fomentar el perfeccionamiento y progreso de todas las ramas de la construcción. Cuando la técnica del pretensado pasó a ser de dominio público, nuestro inolvidable Maestro D. Eduardo Torroja, en aquella época Director del Instituto, intuyendo la enorme trascendencia que para la construcción habría de tener el desarrollo del pretensado quiso contar, desde un principio, con una agrupación que se encargase de promover su difusión en nuestro

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Viaducto de la Avenida de Primo de Rivera. La Coruña.

país y seguir paso a paso su evolución, en íntimo contacto con las análogas Asociaciones extranjeras y con el Organismo internacional, la F.I.P., que agrupaba a las distintas organizaciones nacionales. Así surgió nuestra Asociación y así ha seguido desenvolviéndose, fiel siempre a los principios que sirvieron de base para su creación.

Cuando, por el volumen de sus actividades, se consideró oportuno darle personalidad jurídica propia, se tuvo muy en cuenta su historial y la conveniencia de no perder nunca su vinculación con el Centro, en el seno del cual se había engendrado y al cual le debía todo, incluso su propia existencia. A este criterio, precisamente, se debe la inclusión del "Artículo Adicional" al final de los Estatutos, en el que en forma expresa se hace constar el deseo de la Asociación de mantenerse íntimamente unida al Insituto. Por su parte, éste, como es lógico, sigue teniendo un especial cariño a la Asociación y considerándola como algo propio, cosa completamente natural, ya que se trata de una criatura suya, a la cual ha protegido y ayudado a desarrollarse hasta que llegó el momento de su emancipación.

El paralelismo entre la evolución de las relaciones entre el Instituto y la Asociación por un lado, y las de un padre con su hijo por otro, es tan evidente que estamos seguros que no necesita mayor comentario. Lo único que nos interesa es sacar ya la conclusión final a la que queríamos llegar. Del mismo modo que el padre hace cuanto puede por ayudar a su hijo y sacarlo adelante, sin pedirle nunca nada a cambio, jamás el Instituto ha exigido a la A.T.E.P. nada que coarte su libertad de acción, ni intervenido en sus decisiones.

Unicamente así ha podido y puede la Asociación compaginar su escasez de recursos económicos con el mantenimiento de su total independencia. Como el Instituto, que es el único que podría hacerlo, nunca nos ha coaccionado en ningún sentido, en todo momento la A.T.E.P. ha actuado, bien o mal, pero con entera libertad, según ha considerado que más convenía a la labor que tiene encomendada. Siempre hemos procurado que nuestra actuación fuese acorde con el deseo de la mayoría de los Asociados, para lo cual antes de adoptar cualquier decisión importante lo primero que se ha hecho es consultar a todos los Miembros. A pesar de ello, es posible que en alguna ocasión nos hayamos equivocado. Si así ha ocurrido habrá sido por error, pero no porque se haya querido beneficiar a unos en perjuicio de otros. Mucho nos agradaría saber que estáis convencidos de ello y de que no hay razón para que las cosas tengan que ser de otra manera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El segundo tema que creemos merece comentarse se refiere a la Revista. El pasado año se publicó el número 100 de "Hormigón y Acero". Se estimó que para este número tan "redondo" debería prepararse algo especial, y, después de estudiar y discutir diversas propuestas, se decidió que podría resultar interesante que algunos de los Asociados más veteranos publicasen sus impresiones sobre la evolución de la Revista y de la propia A.T.E.P. a lo largo de los años, y propusieran las modificaciones que, a su juicio, deberían introducirse. Vaya por delante nuestro más sincero reconocimiento a los que, amablemente, contestaron a nuestra encuesta.

En las primeras páginas del citado número 100, correspondiente al tercer trimestre de 1971, se publican las colaboraciones recibidas. Del examen de las mismas se deduce, en primer lugar, una impresión general favorable respecto a la marcha, tanto de la Revista como de la Asociación, lo cual, como es lógico, nos satisface Por otra parte, se hacen diversas propuestas respecto a la Revista, entre las cuales cabe destacar las que a continuación se indican, agrupadas por analogía de temas:

a) — Crear una sección dedicada a asesorar sobre los problemas que los nuevos métodos de cálculo plantean.

— Crear una sección dedicada a asesorar sobre los problemas relativos a la prefabricación, especialmente en lo que se refiere a la aplicación de nuevas técnicas.

— Incluir un mayor número de trabajos dedicados a la descripción de casos prácticos concretos, de obras construidas, con el máximo de detalles constructivos, planos, etc., que resulten aprovechables para los proyectistas.

b) — Incluir la mayor y más exacta información posible sobre los medios auxiliares (maquinaria, instalaciones, equipos, dispositivos, etc.) que la industria nacional está en condiciones de suministrar a las plantas de prefabricación.

— Incluir, en forma de ficha u hojas archivables, el mismo tipo de información mencionado en el párrafo anterior, pero relativa a los elementos utilizados en las obras.

c) — Incluir más información sobre las publicaciones extranjeras relacionadas con la técnica del pretensado.

— Publicar más traducciones de las normas relativas al hormigón pretensado, vigentes en los diferentes países.

— Incluir en cada número de la Revista un conjunto de fichas normalizadas con los resúmenes de los artículos que en ella se publican.

Todas estas propuestas que estimamos francamente interesantes están siendo estudiadas con el mayor cariño y detenimiento y podemos aseguraros que, en lo que de nosotros dependa, trataremos de atenderlas en la mejor forma posible. Pero ya comprenderéis que la mayor parte de las cosas que se piden exigen una amplia colaboración de todos los Asociados, y organizar esta colaboración requiere su tiempo. Otras, como, por ejemplo, la inclusión de fichas de información bibliográfica, suponen un incremento del costo de la Revista, que ya viene resultando excesivo en comparación con el importe de las actuales cuotas de inscripción. Después de las últimas subidas de precios, solamente los gastos de papel e imprenta ya son superiores a las cuotas abonadas por algunas categorías de Miembros de la Asociación. Pero, en fin, de todas formas, podéis tener la seguridad de que se hará todo lo que se pueda.

Otro tema que queremos comentar es el relativo a la Comisión Técnica de la Asociación. Como se anunciaba en el "Resumen de Actividades" publicado en el número 98 de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Viaducto de San Pedro de Mezonzo. La Coruña.

"Hormigón y Acero", por acuerdo de la Junta de Gobierno se ha creado una Comisión Técnica encargada de estudiar qué actividades de este tipo podrían programarse para su promoción por la A.T.E.P. Esta Comisión ha celebrado diversas reuniones a lo largo de 1971. Primeramente se pasó una circular a todos los Asociados rogándoles propusiesen temas de interés general que, a su juicio, pudieran ser objeto de estudio por la A.T.E.P. Varios Miembros de la Asociación contestaron a esta encuesta, pero, en general, los temas propuestos fueron totalmente dispersos, y bastantes de un interés estrictamente particular. Sólo existió una cierta coincidencia en los siguientes:

a) Influencia de la forma y superficie de los alambres de pretensado en su adherencia con el hormigón.

b) Influencia de los fenómenos de fatiga en la resistencia de los elementos de hormigón.

c) Corrosión de las armaduras de pretensado.

d) Recomendaciones para la colocación en obra de los diversos tipos de viguetas pretensadas destinadas a la construcción de forjados.

De estos cuatro temas, el *c*) lo tiene actualmente en estudio el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales, y el *d*) va a ser abordado, en fecha inmediata, por la Comisión mixta ANDECE-I.E.T.c.c. que se viene ocupando de todo lo relativo al "Sello de Conformidad CIETAN", y en la cual está ampliamente representada la A.T.E.P. Por tanto, se estimó que lo más interesante sería promocionar el estudio de los dos primeros temas citados: *a*) y *b*).

En consecuencia, se iniciaron las gestiones previas necesarias para poder organizar el estudio de estos dos temas. Se han preparado unos programas de los ensayos necesarios y se están estudiando las posibilidades de los distintos laboratorios para la realización de estos ensayos, los presupuestos correspondientes y la forma de obtener las colaboraciones económicas precisas para sufragar los gastos que tales trabajos han de ocasionar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Por otra parte, la Comisión Técnica se ha propuesto también preparar, con la ayuda de los Miembros de la Asociación interesados en ello y que estén dispuestos a prestar su colaboración personal, una serie de "Normas de buena práctica" relativas a los problemas de mayor interés que normalmente se vienen presentando en la ejecución de los diversos tipos de obras de hormigón pretensado. Por el momento se han seleccionado los dos temas que se consideran de mayor actualidad:

— Control de las tensiones realmente introducidas en las armaduras de pretensado.
— Forma de conseguir que la inyección de los conductos en que se alojan las armaduras postesas resulte realmente efectiva.

Se ha empezado ya a trabajar en la primera de estas Normas. Una vez constituída la Comisión correspondiente, que en este caso está integrada por unos veinte miembros representantes de los distintos grupos interesados en el tema (representantes de los diferentes sistemas de pretensado; empresas constructoras; proyectistas y directores de obra, y técnicos de los Organos directivos de la A.T.E.P.), se vienen celebrando reuniones periódicas para la redacción de un primer proyecto de norma que posteriormente será sometida a discusión general, antes de su publicación definitiva.

Este nuevo tipo de actividades, que hasta ahora no habían sido abordadas de un modo sistemático por la Asociación, han sido muy favorablemente acogidas en general, por lo que se piensa incrementarlas en el futuro de acuerdo con las posibilidades de cada momento.

Y una vez comentados de un modo especial estos temas particulares, pasaremos rápidamente revista a las actividades normales de la Asociación durante 1971.

1. REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA ASOCIACION

15 de marzo.

El Ingeniero de Caminos D. Jacobo Abecasis pronunció una interesantísima conferencia en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja sobre el tema: "Puentes y viaductos en la autopista Villalba-Villacastín". Esta conferencia, que fue ilustrada con la proyección de numerosas diapositivas, resultó muy del agrado de todos los asistentes, tanto por el tema elegido como por la claridad y amenidad con que fue tratado por el Sr. Abecasis. Al final se entabló un animado coloquio.

Sr. Abecasis.

Sr. De las Heras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Sr. Fernández Casado.

Sr. López Jamar.

25 y 26 de mayo.

"Simposio sobre viaductos urbanos". Organizado por la Asociación, en colaboración, como siempre, con el Instituto Torroja, y en los locales de dicho Instituto, se celebró este Simposio de acuerdo con el siguiente programa:

Día 25.

— "Introducción al tema", D. Carlos Fernández Casado.
— "El paso elevado de la glorieta de Atocha", D. José Antonio de las Heras.
— "El paso elevado de Francisco Silvela-Joaquín Costa. Madrid", D. José Antonio López Jamar.
— "El paso elevado de Juan-Bravo-Eduardo Dato sobre el paseo de la Castellana, Madrid", D. Alberto Corral, D. Julio Martínez Calzón y D. José Antonio Fernández Ordóñez.

Sres. Martínez Calzón, Corral y Fernández Ordóñez.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Sr. Hernández-Ros.

Sr. Manterola.

— El paso elevado de Raimundo Fernández Villaverde-Joaquín Costa sobre la avenida del Generalísimo, Madrid", D. Claudio Hernández Ros.

Día 26.

— "Construcción de pasos elevados en Inglaterra", Mr. D. J. Lee (en inglés, con traducción simultánea).
— "Pasos elevados en Madrid", D. Ramón Valls González.
— "Viaductos de Cuatro Caminos, en Madrid; de San Pedro Mezonzo y Primo de Rivera, en La Coruña, y Zaramaga, en Vitoria", D. Javier Manterola.
— "Conclusiones y clausura del Simposio", D. Fernando Cassinello.

Mr. D. J. Lee.

Sr. Valls González.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El Simposio constituyó un verdadero éxito, y durante las dos tardes el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, donde se celebró, se vio lleno de público que siguió con el mayor interés las intervenciones de los diferentes conferenciantes, ilustradas con la proyección de numerosas diapositivas y dos películas: una, facilitada por la firma Laing Ibérica sobre la construcción del Viaducto de la Western Avenue, en Londres, que se proyectó a continuación y como complemento de la conferencia de Mr. Lee, y otra, con la que cerró su intervención el Sr. Valls, en la que se exponían diversos detalles sobre la mayor parte de los viaductos construidos o en construcción, en Madrid. Después de cada conferencia se abrió un coloquio libre en el que intervinieron gran número de los asistentes al Simposio, para pedir aclaraciones, solicitar datos concretos sobre algún punto determinado o simplemente exponer su opinión sobre las obras presentadas.

Sr. Cassinello.

Sr. Páez.

25 de noviembre.

También en el Salón de Actos del Instituto, el Profesor D. Alfredo Páez pronunció una conferencia, ilustrada con diapositivas, sobre el tema "Vibraciones en puentes pretensados". El Profesor Páez, que durante los primeros diez años de vida de la Asociación había intervenido brillante y activamente en todos los trabajos de la misma, por una serie de circunstancias llevaba mucho tiempo sin poder prestarnos su valiosa colaboración. Por ello, su reincorporación a las actividades de la A.T.E.P. había despertado gran interés. En este ambiente de verdadera expectación y ante una numerosísima concurrencia, expuso con su acostumbrada maestría el interesante y profundo tema elegido para su conferencia, al final de la cual fue calurosamente felicitado por todos los asistentes al acto.

Y ya, antes de pasar a otro punto, queremos solamente recordaros una vez más que nuestra tribuna (lo mismo que nuestra Revista) está a vuestra entera disposición y que estamos deseando y esperando que nos ofrezcáis vuestra colaboración para intervenir en cualquiera de los actos públicos que normalmente organiza la Asociación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2. PUBLICACIONES

Con toda normalidad, durante el pasado año se ha venido publicando nuestra Revista "Hormigón y Acero" que, como ya hemos comentado, precisamente con el número correspondiente al tercer trimestre ha llegado a centenaria.

Al repasar los índices de los números publicados durante 1971, nos resulta muy satisfactorio poder comprobar el importante incremento de artículos originales aparecidos. Desde hace tiempo venimos insistiendo en el interés que tenemos en conseguir vuestras colaboraciones. Afortunadamente, nuestra campaña parece haber dado su fruto, y lo único que pedimos es que este buen camino iniciado no se trunque en años sucesivos.

A continuación, siguiendo la costumbre establecida, se reproducen los índices de los cuatro números publicados:

Número 98. Primer trimestre de 1971.

— "Resumen de actividades de la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1970", por R. Piñeiro.
— "Ensayos de flexocompresión esviada de secciones rectangulares de hormigón pretensado", por J. Martínez Calzón, F. Morán y A. Verde.
— "Ensayo indirecto de tracción en probetas cilíndricas de hormigón", por J. Vargas.
— "Nota al cálculo de esfuerzos en tableros de puentes", por A. Samartín Quiroga.
— "La relajación del acero y la seguridad de las obras pretensadas", por J. Betanzos y J. I. Orbegozo.

Número 99. Segundo trimestre de 1971.

— "Anclaje y transmisión del pretensado", por A. Holmberg y S. Lindgren.
— "Las nuevas orientaciones de la reglamentación francesa en materia de hormigón pretensado", por R. Peltier.
— "Gimnasio cubierto del complejo deportivo de Maracaibo", por J. A. Delgado, O. Núñez y J. A. Peña.
— "Estructura especial de un puente en Brno (Checoslovaquia)", por V. Kolar, J. Kopecky y J. Juránek.
— "Sobre la utilización de aceros para hormigón armado en piezas sometidas a flexión simple", por F. Blanco García.
— "La unión, mediante resinas epoxi, de elementos prefabricados de hormigón", por P. Kelterbon.
— "Notas de la F.I.P., núm. 30".
— "Nota de la A.T.E.P. Intercambio de publicaciones. Referencias bibliográficas de los artículos de mayor interés incluidos en las revistas recibidas en la Asociación a través del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F.I.P.

Número 100. Tercer trimestre de 1971.

— "Opiniones sobre la Revista con motivo del número 100".
— "Simposio sobre viaductos urbanos".
— "Introducción al tema", por C. Fernández Casado.
— "Enlace a distinto nivel en la glorieta de Atocha, de Madrid", por J. A. de las Heras.

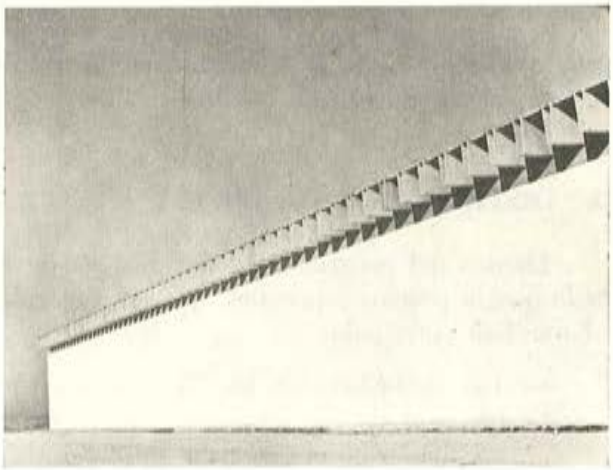
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

— "Paso elevado Francisco Silvela-Joaquín Costa", por J. A. López Jamar y A. Gimeno Fungairiño.
— "Puente sobre la Castellana, entre Juan Bravo y Eduardo Dato", por A. Corral, J. Martínez Calzón y J. A. Fernández Ordóñez.
— "Paso elevado sobre la Castellana, entre Raimundo Fernández Villaverde y Joaquín Costa", por C. Hernández Ros.
— "Viaductos urbanos en Londres", por D. J. Lee.
— "Pasos superiores en Madrid", por R. Valls González.
— "Pasos superiores de Cuatro Caminos, en Madrid; Zaramaga, en Vitoria, y San Pedro Mezonzo y Primo de Rivera, en La Coruña", por J. Manterola.
— "Intervención final", por C. Fernández Casado.
— "Palabras de Clausura", por F. Cassinello.
— "Prefabricación de pasos elevados urbanos", por A. Caparrós Navarro y A. Verde Martín.
— "Notas de la F.I.P., números 31, 32 y 33.

Número 101. Cuarto trimestre de 1971.

— "Criterio para el cálculo de tubos de hormigón pretensado", por G. Turazza.
— "Contribución al estudio del comportamiento al fuego del hormigón pretensado", por R. Baus, A. Brenneisen y J. M. Longueville.
— "Proyecto de puente para autopista, con aparcamiento-mirador", anónimo.
— "El control estadístico de la calidad en hormigones", por A. Verde.

Por otra parte, se continúa la recopilación de datos correspondientes a las nuevas obras pretensadas que se construyen en España, con vistas a la preparación del segundo volumen del libro "Realizaciones españolas" que intentamos editar para su presentación en el VII Congreso Internacional de la F.I.P. del año 1974. Confiamos en que, como hasta ahora, nos seguiréis informando de todas cuantas nuevas obras conozcáis. De otra forma, como ya comprenderéis, nos sería imposible poder llevar a cabo esta labor que es realmente interesante como medio para conocer cuanto en el campo del pretensado se viene haciendo en nuestra Patria y los progresos de todo orden que se van logrando. Al propio tiempo, como el libro se distribuye entre los participantes en el Congreso de la F.I.P., es el más eficaz método de propaganda para dar a conocer a todos los países nuestras realizaciones y los avances de nuestra técnica.



Bodegas Garvey, en Jerez de la Frontera

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Por último, dentro de este apartado y aun cuando no se trate de una publicación de la Asociación, queremos referirnos a las "Recomendaciones para la fabricación de viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado", conocidas con las siglas "V.P.-71". Como por propia experiencia muchos de vosotros sabéis, en su redacción han intervenido principal y directamente varios de los Miembros de la A.T.E.P., cosa, por otra parte, totalmente lógica, dado el tema de que se trata.

Estas "Recomendaciones" se han preparado como base para la concesión del sello de conformidad "CIETAN" a los elementos resistentes pretensados, de hormigón o cerámica, fabricados en serie y destinados a la construcción de forjados.

El trabajo, promovido por los propios fabricantes y desarrollado por una Comisión mixta ANDECE-IETcc, en la que, como ya hemos dicho, estaba ampliamente representada la A.T.E.P., estimamos que presenta un extraordinario interés con vistas al control de la calidad en esta industria.

Si la introducción del concepto de calidad, como es evidente, resulta fundamental en todas las normas de la construcción, en el campo de la industria de prefabricados, por las especiales circunstancias que en ella concurren, se hacía imprescindible.

Afortunadamente, en la actualidad ya nadie discute la necesidad de implantar, con carácter general, unas normas y un control de calidad, tanto para los materiales como para los procesos de ejecución y las obras o estructuras terminadas. Como es lógico, ello requiere tiempo y la colaboración de todos los interesados en el tema.

Desde este punto de vista, la iniciativa de los industriales dedicados a la prefabricación de elementos resistentes pretensados, para forjados, no ha podido ser más oportuna y el haber conseguido llegar a la implantación de un control de calidad de sus prefabricados, del cual dará fe el "Sello de conformidad CIETAN" que será otorgado mediante la tramitación y las inspecciones reguladas en los correspondientes Estatutos a tal efecto aprobados, constituye un éxito que habrá de traducirse en notables beneficios, tanto para los fabricantes como para los consumidores, ordenando un mercado en el que hasta ahora no había posibilidad de defensa contra la competencia ilícita de quienes ofrecían sus productos a unos precios exageradamente bajos, con detrimento de la calidad; lo que además ha dado lugar a un desprestigio injustificado de esta industria; creando un clima de desconfianza entre los usuarios.

No es ésta la ocasión para seguir ahondando en este problema, lo que nos llevaría muy lejos. Quede constancia únicamente de este primer paso, tan importante, dado en un camino en el que todavía falta mucho por recorrer, pero en el que se hace imprescindible seguir avanzando, con la colaboración de todos, hasta alcanzar esa meta final que es el control de la calidad en la construcción.

3. DISTRIBUCION DE LIBROS

Dentro del programa de distribución de libros relacionados con la técnica del pretensado que, a precios especiales, nos son ofrecidos a través de la F.I.P., durante el pasado año se han entregado:

— 183 ejemplares de las "Recomendaciones internacionales para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón" preparadas por el Comité Mixto FIP-CEB y aprobadas en el Congreso de Praga de 1970.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

— 70 ejemplares del libro "Realizzazioni italiane in cemento armato precompresso 1966-70".
— 86 ejemplares de la publicación del A.C.I. "Primer Simposio Internacional sobre proyecto de puentes de hormigón".
— 34 ejemplares de las Memorias del "I Congreso Internacional sobre hormigones ligeros".
— 21 ejemplares del libro "Creep of concrete: plain, reinforced and prestressed".
— 19 ejemplares de la publicación en la que se recogen las Comunicaciones presentadas por el Grupo inglés de la F.I.P. al Congreso de Praga de junio de 1970.

4. OTRAS ACTIVIDADES

Se continúa trabajando en la redacción de las Normas nacionales para hormigón pretensado. Como se sabe, algunos de los Miembros de la A.T.E.P. forman parte del Grupo de trabajo designado a tal efecto por la Secretaría General Técnica del Ministerio de Obras Públicas.

También varios de los Miembros de la Asociación colaboran con los Grupos de trabajo designados por UNESID para redactar las Normas UNE correspondientes a los distintos tipos de armaduras utilizadas en el pretensado (alambres, torzales, cables, etc.).

Por otra parte, durante el pasado año, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha estado representada en las siguientes reuniones internacionales: Consejo de Administración de la F.I.P.; Comité Ejecutivo de la F.I.P.; Comisiones de la F.I.P. sobre "Práctica constructiva" y "Prefabricación"; Jornadas convocadas por la Asociación Francesa del Hormigón" y "IV Conferencia sobre Prefabricados del Hormigón".

Por último, a instancia de la Secretaría Técnica de la F.I.P., se ha cursado una circular a todos los Miembros de la A.T.E.P., rogándoles que los que estuviesen interesados en participar activamente en los trabajos encomendados a las distintas Comisiones que la F.I.P. tiene formadas, lo comunicasen para su traslado a la citada Secretaría, con vistas a su posible incorporación a las respectivas Comisiones. De las contestaciones recibidas se ha pasado el oportuno informe a la Secretaría de la F.I.P., pero ésta aún no ha dado cuenta de ningún acuerdo relativo a este asunto.

° ° °

Con esto damos por concluida esta reseña de las principales actividades desarrolladas por la Asociación durante 1971, un año que, en general, podríamos calificar como normal. Mirando al futuro, quizá lo más interesante sea la iniciación de una serie de nuevas actividades de carácter técnico, que hasta ahora no nos habíamos decidido a emprender y de las cuales es de esperar que habrán de obtenerse provechosos frutos para el desarrollo de nuestra técnica, con el consiguiente beneficio general para todos cuantos se mueven en el campo del pretensado o, lo que es lo mismo, para todos los Miembros de nuestra Asociación.

Para el año que ahora comienza hay preparados varios actos importantes, tanto internacionales como nacionales. Desde el punto de vista internacional debemos destacar las "Jornadas de la F.I.P.", en Amsterdam, y los "Simposios Internacionales" de Tbilisi (Rusia), ya convocados para abril y septiembre,respectivamente. Por otra parte, cuando este número llegue a vuestras manos, habréis recibido ya las primeras noticias sobre la VII

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Asamblea Técnica Nacional, que este año corresponde celebrar, y para la cual se ha elegido como sede Sevilla. Contando, como siempre, con vuestra colaboración, esperamos que el éxito de esta Asamblea supere, si es posible, el de las anteriores. No debemos olvidar que toda mejora o superación radica en el común esfuerzo; que todo éxito ha de basarse en una preparación adecuada y completa que sólo es posible con el trabajo metódico y continuo de todos, con un mismo objetivo.

Y para terminar, quisiéramos hacer algunas consideraciones sobre el futuro de la técnica del pretensado. No parece necesario insistir en su importancia cada día creciente en el mundo entero y en su rápida evolución en sus diferentes aspectos: elementos con armaduras pre o postesas, ya sean prefabricados o construidos in situ. Para corroborar este optimista vaticinio y a falta de datos estadísticos nacionales, citaremos a título de ejemplo, el caso de dos naciones de economías tan opuestas como Rusia y Estados Unidos de Norteamérica.

Los programas soviéticos prevén que en 1980 el 90 por 100 de las estructuras de viviendas y el 95 por 100 de los edificios industriales serán totalmente prefabricados con elementos pretensados. Y el volumen de las obras pretensadas construidas en dicho país, que en 1954 fue sólo de 30.000 m^3, pasó a casi 10 millones de m^3 diez años más tarde y a 13 millones en 1967. El aumento es siempre creciente.

En Estados Unidos, al finalizar el año 1968, se habían construido unas 32.000 obras pretensadas, de las cuales 13.000 eran puentes. De éstos, el 90 por 100 eran prefabricados, con armaduras pretesas, y el 10 por 100 restante, cuyo importe representaba el 25 por 100 del costo total, habían sido construidos utilizando armaduras postesas. Cada año aparecen nuevas técnicas y aplicaciones.

En uno de los informes presentados al Congreso de la F.I.P., en Praga, se resumían los resultados de una encuesta realizada a escala internacional que demostraba el desarrollo constante y rápido de la técnica del pretensado, en todos los campos de la construcción. Entre las conclusiones deducidas de dicha encuesta, cabe mencionar las siguientes:

"En definitiva, se puede afirmar que la técnica actual del pretensado, con armaduras pre o postesas, asociada al sentido común, a la intuición y a una cuidadosa ejecución permite no sólo aprovechar cada vez mejor, en el momento de su puesta en obra, los materiales de calidad que la naturaleza o la industria pone en manos de los ingenieros constructores, y, por consiguiente, construir más económicamente que con cualquier otra técnica, sino también garantizar la conservación de los propios materiales y la de sus iniciales condiciones de trabajo durante toda su vida de servicio, anulando así prácticamente los gastos de conservación; gastos que, como es bien sabido, gravan fuertemente otros tipos de estructuras. Pero para que esto sea así hace falta, evidentemente:

a) Que los técnicos conozcan bien los materiales para que puedan elegir los más convenientes, teniendo en cuenta las condiciones ecológicas y el régimen de trabajo a que habrán de estar sometidos, tanto durante la construcción como en servicio.

b) Que la estructura esté bien concebida, calculada y ejecutada".

Si se cumplen estos requisitos, es indudable que el porvenir del pretensado ha de ser cada día más halagüeño. Para ello, ha sido creada esta Asociación, y el fin último de todas sus actividades es la difusión entre sus Miembros de cuantas novedades se producen relacionadas con la técnica del pretensado en cualquiera de sus aspectos: cálculo, ejecución, aplicaciones, etc.; labor ésta en la que, con la colaboración de todos, queremos y debemos perseverar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

vibraciones en puentes

ALFREDO PAEZ
Prof. 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 25 de Noviembre de 1971.

Frecuentemente tenemos una imagen dual de un mismo fenómeno, y, a veces, esas percepciones son contradictorias. Estamos en presencia de una paradoja. Hay dos tesis que parten de un mismo origen y llegan a resultados diferentes.

Cuando imaginamos una viga y pensamos que sobre ella actúa una carga, nuestro raciocinio nos conduce a la conclusión de que la viga se deforma hasta alcanzar una cierta flecha en el centro de la luz que salva. Dentro del dominio elástico, la flecha producida es proporcional a la carga aplicada, anulándose aquélla cuando cesa este influjo.

Pero nuestra intuición directa del fenómeno es, en cierto modo, diferente. Si imaginamos estar en el centro de la luz de un puente, apoyados en la barandilla del tablero como espectadores de un camión que entra en el tramo, nuestra vivencia nos hará percibir la creciente vibración que se produce por el paso de la carga y que si bien es imperceptible cuando la carga se aleja, presentimos que se trata de una oscilación que rápidamente se amortigua, pero que perdura brevemente después de desaparecido el influjo.

Al volver a nuestra representación esquemática de la viga supuesta simplemente apoyada en sus extremos bajo la acción de una carga P aplicada en el centro del tramo de luz L, advertimos que la conclusión de que el valor de la flecha en el centro es:

$$f = \frac{P L^3}{48 E I} \tag{1}$$

envuelve una condición previa: la de que se aplique la carga de un modo gradualmente creciente. Si alcanzada la flecha f retiráramos P instantáneamente, la viga rebasaría la posición de equilibrio ($f = 0$), produciéndose una vibración símbolo de la energía liberada.

Pero cuando parecía que habíamos encontrado el camino, el buen camino, el método, pues este es el significado etimológico de esta palabra, advertimos que aquel camión que entró en el puente no apareció súbitamente en el centro para desaparecer después por arte de magia, sino que las cargas de sus ejes avanzaron desde un apoyo hasta el otro de modo tal, que sus líneas de influencia en las diferentes secciones del elemento resistente fueron siempre gradualmente crecientes, y consecuentes, por tanto, con la hipótesis implícitamente admitida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fácilmente percibimos ahora que esta gradación en la aplicación de la carga presupone una velocidad de crecimiento. Si la carga aumenta lentamente, será cierta la expresión (1), pero si el gradiente es muy alto, si la carga actúa de un modo casi instantáneo, la flecha será casi el doble. Su valor preciso dependerá de la velocidad con que actúe el influjo, lo cual equivale a declarar que la magnitud de la flecha máxima debe depender de la velocidad v del camión, nueva variable hasta ahora no considerada.

Como consecuencia, aparecerá una vibración en el puente. Si la flecha f producida rebasa el valor estático (1) correspondiente a una pausada aplicación de P, existe un desequilibrio momentáneo y dinámico. Las fuerzas de inercia entran en juego y las masas del puente y del camión se contraponen en un movimiento pendular alrededor de la posición de estabilidad estática.

Velocidad y péndulo son dos conceptos que demuestran la insuficiencia de las tres dimensiones del espacio para la representación de un fenómeno. Una cuarta dimensión inmaterial, el tiempo, interviene como parámetro regulador de unas leyes.

Percibido el problema, para resolverlo tendremos que recurrir a un razonamiento lógico. Esto significa que tendremos que definir de un modo preciso la representación que de ese fenómeno hacemos, y puesto que nuestro modo de pensar sólo puede basarse en conceptos, nos volveremos de espaldas a la realidad material para operar con los esquemas que la representan dentro del laboratorio de nuestra actividad intelectual.

Si las cargas pasan y el puente permanece, aceptaremos la hipótesis de que aquéllas sólo influyeron en éste de un modo eventual. De un modo más preciso aceptamos, para este estudio, la premisa de que el elemento resistente es un cuerpo elástico. Dada la complejidad del fenómeno que se intenta representar, así como por su carácter vibratorio, se admite la hipótesis de una proporcionalidad entre las tensiones y las deformaciones, siendo E el módulo que las vincula.

Partiendo de estos esquemas, podemos expresar la ecuación general de la elástica en la forma:

$$E\,I\,\frac{d^2 y}{d x^2} = -M \tag{2}$$

que, derivada dos veces, se expresa como:

$$\frac{d^2}{d x^2}\left(E\,I\,\frac{d^2 y}{d x^2}\right) = -\frac{d^2 M}{d x^2} = q \tag{3}$$

siendo q la carga repartida en una unidad de longitud genérica.

Supongamos, como instante inicial o punto cero de nuestra observación, el momento en el cual el puente, quieto, está descargado. Sea y la flecha genérica que en una sección x toma el puente como consecuencia de la acción de un influjo exterior instantáneamente aplicado y retirado. Para producir esta deformación será necesario aplicar la carga q, capaz de vencer las fuerzas de inercia en cada punto.

$$q\,d\,x = -\frac{w\,A\,d\,x}{g}\,\frac{d^2 y}{d t^2} \tag{4}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

siendo w el peso específico del material que constituye la viga y A la sección transversal de la sección considerada.

Sustituyendo (4) en (3) resulta:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(E\,I\,\frac{d^2 y}{d x^2}\right) = -\frac{w\,A}{g}\,\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \tag{5}$$

En el caso de que la viga tenga sección constante, así como en el caso de que siendo el canto variable la relación I/A sea constante, la expresión anterior puede escribirse en la forma:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + a^2\,\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = 0 \tag{6}$$

siendo:

$$a^2 = \frac{E\,I\,g}{w\,A} \tag{7}$$

La ecuación diferencial (6) es del tipo de las funciones llamadas armónicas o normales. Su solución general es la conocida serie de sumas de senos y cosenos.

Llamando t_0 al período de vibración, la función y será de la forma:

$$y = \left(B\,\text{sen}\,\frac{2\,\pi}{t_0}\,t + C\,\cos\frac{2\,\pi}{t_0}\,t\right) X$$

siendo X una función de x que cumpla con las condiciones de los límites. Siendo la flecha nula en los apoyos:

$$(X)_{x=0} = 0 \quad \text{y} \quad (X)_{x=L} = 0$$

y estando la viga simplemente apoyada, sus momentos flectores para $x = 0$ y para $x = L$ son también nulos. luego:

$$\left(\frac{d^2 X}{d x^2}\right)_{\substack{x=0\\x=L}} = 0$$

La función senoidal cumple esta condición y, por consiguiente, una solución de y es:

$$y = \left(B\,\text{sen}\,\frac{2\,\pi}{t_0}\,t + C\,\cos\frac{2\,\pi}{t_0}\,t\right) D\,\text{sen}\,\frac{n\,\pi}{L}\,x \tag{8}$$

siendo n un número entero que expresa el orden de la vibración.

Las sucesivas derivadas parciales de la función (8) son:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \left(B\,\frac{2\,\pi}{t_0}\,\cos\frac{2\,\pi}{t_0}\,t - C\,\frac{2\,\pi}{t_0}\,\text{sen}\,\frac{2\,\pi}{t_0}\,t\right) D\,\text{sen}\,\frac{n\,\pi}{L}\,x$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = -\left(B\frac{4\pi^2}{t^2_0}\operatorname{sen}\frac{2\pi}{t_0}t + C\frac{4\pi^2}{t^2_0}\cos\frac{2\pi}{t_0}t\right)D\operatorname{sen}\frac{n\pi}{L}x$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \left(B\operatorname{sen}\frac{2\pi}{t_0}t + C\cos\frac{2\pi}{t_0}t\right)D\frac{n\pi}{L}\cos\frac{n\pi}{L}x$$

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = -\left(B\operatorname{sen}\frac{2\pi}{t_0}t + C\cos\frac{2\pi}{t_0}t\right)D\frac{n^2\pi^2}{L^2}\operatorname{sen}\frac{n\pi}{L}x$$

$$\frac{\partial^3 y}{\partial x^3} = -\left(B\operatorname{sen}\frac{2\pi}{t_0}t + C\cos\frac{2\pi}{t_0}t\right)D\frac{n^3\pi^3}{L^3}\cos\frac{n\pi}{L}x$$

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = \left(B\operatorname{sen}\frac{2\pi}{t_0}t + C\cos\frac{2\pi}{t_0}t\right)D\frac{n^4\pi^4}{L^4}\operatorname{sen}\frac{n\pi}{L}x$$

Sustituyendo en (6) estos resultados, se obtiene:

$$\left(B\operatorname{sen}\frac{2\pi}{t_0}t + C\cos\frac{2\pi}{t_0}\right)\frac{4\pi^2}{t_0}D\operatorname{sen}\frac{n\pi}{L}x -$$

$$-a^2 D\frac{n^4\pi^4}{L^4}\operatorname{sen}\frac{n\pi}{L}x\left(B\operatorname{sen}\frac{2\pi}{t_0}t + \cos\frac{2\pi}{t_0}t\right) = 0$$

Simplificando:

$$\frac{4\pi^2}{t_0^2} = a^2\frac{\pi^4 n^4}{L^4};$$

y sustituyendo el valor de a dado en (7):

$$\frac{4}{t_0^2} = \frac{E I g}{A w}\frac{\pi^2 n^4}{L^4},$$

se obtiene el valor del período propio de oscilación de la estructura:

$$t_0 = \frac{2L^2}{n^2\pi}\sqrt{\frac{A w}{E I g}}, \qquad (9)$$

expresión en la cual:

L = es la luz de la viga simplemente apoyada (m).

n = es el orden de la oscilación.

A = es el área de la sección del puente o viga (m^2).

I = su momento de inercia (m^4).

w = el peso específico del material (Tn/m^3).

E = su módulo de elasticidad (Tn/m^2).

g = la aceleración de la gravedad ($g = 9{,}8$ m/sen m seg^{-2}).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Una fuerza F, aplicada en el centro del tramo, produce una flecha estática:

$$f = \frac{F L^3}{48 E I}. \tag{10}$$

Recíprocamente, si una fuerza Y produce una flecha y, el valor de esta fuerza aplicada en el centro es:

$$Y = \frac{48 E I}{L^3} y.$$

Si la fuerza F actúa en el centro de la viga, al retirarla bruscamente la viga tiende a subir buscando su nueva posición de equilibrio elástico. El centro de la viga sufrirá una aceleración ascensional en el instante inicial:

$$\left(\frac{d^2 y}{d t^2}\right)_{y=f} = -\frac{F}{m},$$

siendo m la masa virtual de la viga. A medida que la viga se recupera y la flecha inicial disminuye, la fuerza elástica ascendente se reduce a Y y la aceleración producida por esta fuerza será:

$$\frac{d^2 y}{d t^2} = -\frac{Y}{m} = -\frac{48 E I}{m L^3} y, \tag{11}$$

ecuación diferencial, cuya solución, tomando como origen de tiempo el instante en que se retiró la carga, es:

$$y = \frac{Y L^3}{48 E I} \operatorname{sen}\left(\frac{2\pi}{t_0} t + \frac{\pi}{2}\right) \tag{12}$$

Identificando la segunda derivada de esta función:

$$\frac{d^2 y}{d t^2} = -\frac{4\pi^2}{t_0^2} y,$$

con la ecuación (11) se deduce:

$$m = \frac{12 E I t_0^2}{\pi^2 L^3}, \tag{13}$$

y sustituyendo t_0 por su valor (9):

$$m = \frac{48 L A w}{\pi^4 g} = 0{,}4927 \frac{w L A}{g}, \tag{14}$$

que define la masa ficticia m como la mitad de la real de la viga.

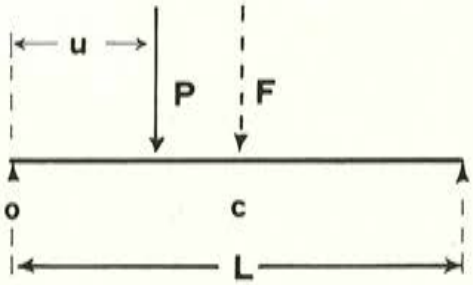
Sea ahora el caso general de una carga P que avanza por el puente de izquierda a derecha, moviéndose con una velocidad constante V.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tomando como origen de tiempos el instante en que la carga P actúa sobre la vertical del apoyo izquierdo 0, al cabo de un tiempo t la distancia u de P a ese origen de coordenadas, así como la flecha estática f_e, que en el centro del tramo produce la acción de la fuerza P aplicada en una posición genérica distante del apoyo izquierdo 0, la longitud u menor que $L/2$, son, respectivamente:

$$u = V\,t,$$

$$f_p = \frac{3\,L^2 - 4\,u^2}{48\,E\,I}\,u\,P,$$



que, con suficiente aproximación puede expresarse en la forma:

$$f_p = \frac{P\,L^3}{48\,E\,I}\,\text{sen}\,\frac{u}{L}\,\pi, \tag{16}$$

flecha que es equivalente a la que produciría una fuerza F aplicada en el centro, de valor:

$$F = P\,\text{sen}\,\frac{u}{L}\,\pi.$$

Bajo la acción de la carga P móvil, o de la fuerza F variable con el tiempo:

$$F = P\,\text{sen}\,\frac{V\,t}{L}\,\pi,$$

el punto central C de la viga resulta sometido a la aceleración:

$$\frac{d^2\,y}{d\,t^2} = -\frac{48\,E\,I}{m\,L^3}\,y + \frac{P}{m}\,\text{sen}\,\frac{\pi\,V\,t}{L}, \tag{17}$$

y sustituyendo m por su valor (13):

$$\frac{d^2\,y}{d\,t^2} = -\frac{4\,\pi^2}{t_0^2}\,y + \frac{\pi^2\,P\,L^3}{12\,E\,I\,t_0^2}\,\text{sen}\,\frac{\pi\,V\,t}{L}, \tag{18}$$

ecuación diferencial, cuya solución es:

$$y = \frac{P\,L^3}{48\,E\,I\left(1 - \dfrac{V^2\,t_0^2}{4\,L^2}\right)}\,\text{sen}\,\frac{\pi\,V\,t}{L} - b\,\text{sen}\,2\,\pi\,\frac{t}{t_0}. \tag{19}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tomemos como origen de tiempos el instante en que la carga P, en su movimiento de izquierda a derecha, actúa sobre el apoyo izquierdo 0. Admitamos que en este instante la viga no vibra como consecuencia de la aplicación de unos influjos precedentes. En esta posición de absoluto reposo la flecha y, en el centro del tramo, es nula, así como su velocidad:

$$t = 0; \quad y = 0; \left(\frac{d\,y}{d\,t}\right)_{t=0} = 0,$$

según (19) esta velocidad vertical del punto medio del tramo es:

$$\frac{d\,y}{d\,t} = \frac{\pi\,V\,P\,L^2}{48\,E\,I\left(1 - \dfrac{V^2\,t_0^2}{4\,L^2}\right)} \cos\frac{\pi\,V\,t}{L} - \frac{2\,\pi\,b}{t_0} \cos 2\,\pi\,\frac{t}{t_0},$$

que para $t = 0$ es:

$$\left(\frac{d\,y}{d\,t}\right)_{t=0} = \frac{\pi\,V\,P\,L^2}{48\,E\,I\left(1 - \dfrac{V^2\,t_0^2}{4\,L^2}\right)} - \frac{2\,n\,b}{t_0} = 0,$$

luego:

$$b = \frac{V\,t_0\,P\,L^2}{96\,E\,I\left(1 - \dfrac{V^2\,t_0^2}{4\,L^2}\right)}.$$

La ecuación general de la flecha y en el centro del tramo es:

$$y = \frac{P\,L^2}{96\,E\,I\left(1 - \dfrac{V^2\,t_0^2}{4\,L^2}\right)} \left(2\,L \operatorname{sen}\frac{\pi\,V\,t}{L} - V\,t_0 \operatorname{sen} 2\,\pi\,\frac{t}{t_0}\right) \tag{20}$$

COEFICIENTE DE IMPACTO

Se denomina coeficiente de impacto a la relación:

$$i = \frac{y_{vp}}{y_p},$$

entre la flecha producida por una carga P, que se mueve a una velocidad V, y la flecha y_p producida por la acción estática de la carga P.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En virtud de la ecuación (20):

$$i = \frac{48\,E\,I}{P\,L^3}\,y_{vp} = \frac{\operatorname{sen} 2\,\pi\,k\,\dfrac{t}{t_0} - k \operatorname{sen} 2\,\pi\,\dfrac{t}{t_0}}{1 - k^2}, \tag{21}$$

expresión en la cual:

$$k = \frac{V\,t_0}{2\,L}.$$

El máximo valor de i corresponde al instante t, en que:

$$\frac{d\,i}{d\,t} = C\left(\cos 2\,\pi\,k\,\frac{t}{t_0} - \cos 2\,\pi\,\frac{t}{t_0}\right) = 0, \tag{22}$$

o lo que es igual:

$$-2\,\pi\,k\,\frac{t}{t_0} + 2\,n\,\pi = 2\,\pi\,\frac{t}{t_0}; \quad t = \frac{n\,t_0}{1 + k}, \tag{23}$$

ya que la otra serie de posibles soluciones a (22):

$$2\,\pi\,k\,\frac{t}{t_0} + 2\,n\,\pi = 2\,\pi\,\frac{t}{t_0},$$

conduce a valores menores de i que la (23). En esta expresión del instante crítico en que se alcanza la máxima flecha en el centro del tramo, n es un número entero que procede de la periodicidad de las funciones trigonométricas expresadas en la ecuación (22).

Sustituyendo t por su valor (23) en (21) se deduce:

$$i = \frac{1}{1 - k^2}\left(\operatorname{sen}\frac{2\,n\,\pi\,k}{1 + k} - k \operatorname{sen}\frac{2\,n\,\pi}{1 + k}\right) \tag{24}$$

siendo $n = 1, 2, 3, \ldots$ El valor $n = 0$ conduce a $i = 0$.

Los valores máximos de i se deducen para los casos en que:

$$\frac{d\,i}{d\,k} = 0; \quad \operatorname{sen}\frac{2\,n\,\pi}{1 + k} = -1; \quad \operatorname{sen}\frac{2\,n\,\pi\,k}{1 + k} = +1;$$

es decir, cuando:

$$k = \frac{1}{4\,n - 1}; \quad n = 1, 2, 3, 4, 5 \ldots$$

el valor del coeficiente de impacto es:

$$i = \frac{1}{1 - k} = \frac{2\,L}{2\,L - V\,t_0}, \tag{25}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

con la limitación para la velocidad crítica:

$$n \geqq 1 \quad k \leqq \frac{1}{3} \qquad i \leqq \frac{1}{1 - \frac{1}{3}} = 1{,}5.$$

Conviene hacer la observación de que estos valores del coeficiente dinámico corresponden al cabo de una carga móvil no pulsatoria. Cuando la carga P es oscilante, el puente sufre el efecto de la vibración forzada impuesta. Los altos coeficientes de impacto señalados en las normas oficiales proceden de la experiencia obtenida sobre puentes ferroviarios cargados con locomotoras de vapor, cuyas bielas y balancines de contrapeso actúan en forma de carga móvil oscilante o pulsatoria.

Una vez que la carga P ha rebasado el apoyo derecho, el puente queda sometido a la oscilación remanente debida a su propio período de oscilación. Si f_e es la flecha que se produciría en el centro por la aplicación de una fuerza estática P, y f_d la flecha dinámica producida por el paso de P, la semiamplitud de la oscilación remanente será:

$$\frac{a}{2} = f_d - f_e = f_e\,(i - 1),$$

o sea:

$$\pm \frac{a}{2} = \pm \frac{k\,P\,L^3}{48\,E\,I\,(1 - k)} \tag{26}$$

siendo, como siempre:

$$k = \frac{V\,t_0}{2\,L} \leqq \frac{1}{3} \tag{27}$$

La vibración (26), cuyo período es t_0, se amortigua rápidamente. Según el estudio realizado por A. Rösli (ref. 3) sobre 20 puentes de hormigón pretensado, la amplitud a queda reducida a la a_t al cabo de un tiempo t_1 tal, que:

$$\frac{t_0}{t} \log_e \frac{a}{a_t} = 0{,}025 + \frac{0{,}015}{t_0} \tag{28}$$

En virtud de esta relación, la amplitud a queda reducida a:

$$a_1 = \frac{a}{2{,}7183}$$

al cabo del tiempo:

$$t_1 = \frac{40\,t^2_0}{t_0 + 0{,}6} \tag{29}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tomando ahora como origen de tiempos el instante en que la carga P rebasa el puente, la amplitud a_t de la oscilación remanente es:

Para:

$t = 0$	$a_0 = a$	$t = 4\,t_1$	$a_4 = 0{,}0183\,a$
$t = t_1$	$a_1 = 0{,}3678\,a$	$t = 5\,t_1$	$a_5 = 0{,}0067\,a$
$t = 2\,t_1$	$a_2 = 0{,}1353\,a$	$t = 6\,t_1$	$a_6 = 0{,}00248\,a$
$t = 3\,t_1$	$a_3 = 0{,}0498\,a$	$t = 7\,t_1$	$a_7 = 0{,}00091\,a$

LA FATIGA

Un tramo, cualesquiera que sean sus condiciones de apoyo, bien sea metálico o bien de hormigón armado o pretensado, resulta sometido a los ciclos de oscilación amortiguada que determina el paso de las sobrecargas. La amplitud de esa oscilación dependerá de la magnitud de la carga actuante y de la velocidad con que atraviesa el tramo.

Debido a estas oscilaciones, el material que constituye el puente, hormigón y acero, se encuentra sometido a unas tensiones que fluctúan, bien entre dos límites, ambos de compresión, bien de signo contrario o bien entre dos tracciones unitarias.

En cualquiera de los tres casos, estos ciclos de esfuerzos oscilantes fatigan el material. Su reiterada acción puede producir una rotura anticipada bajo tensiones inferiores a su capacidad resistente en solicitaciones estáticas.

La cuantía de esta disminución de sus características mecánicas depende del número de ciclos aplicado y de la amplitud de la oscilación. Cuando esta última es pequeña, o cuando siendo grande, el número de ciclos que el tramo ha de soportar no es muy elevado, la pérdida de resistencia carece de importancia y el fenómeno de la fatiga pasa desapercibido.

Tecnológicamente, el punto fundamental de apoyo consiste en el conocimiento de la tensión límite que el material puede resistir un número indefinido de veces. De un modo más preciso podemos definir este límite como la máxima solicitación que el material es capaz de resistir aún en forma de un elevado número de repeticiones. Como es lógico, este valor de la tensión máxima soportable depende de la amplitud de la oscilación, y, en consecuencia, será función de la tensión mínima. En el límite, cuando la mínima coincide con la máxima, la amplitud es nula y el ensayo se convierte en una prueba estática.

A efectos de la resistencia del material, conviene distinguir entre los tres siguientes tipos de solicitación.

Se entiende por solicitación alternada todo ciclo de carga que crea en el material un estado tensional variable, en cada punto, entre una compresión unitaria máxima σ'_m y una tracción unitaria extrema σ_m como representación de un valor mínimo.

Se aplica la denominación de solicitación oscilante a todo ciclo conducente a una variación tensional limitada entre un valor superior σ'_M y otro inferior σ'_m, ambos de compresión, o ambos de tracción.

Se define como solicitación repetida el caso fronterizo y particular de los dos anteriores, en que el valor inferior es nulo ($\sigma_m = 0$).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La armadura pretensada de un puente de hormigón estará así sometida a una tracción oscilante con el paso de las cargas. El hormigón estará sometido a una compresión alternada o, por el contrario, oscilante, según que bajo la acción de las cargas llegue a sufrir tensiones de tracción o permanentemente esté comprimido por la acción de un pretensado que supere las tracciones engendradas por las cargas permanentes y las sobrecargas móviles.

La fatiga en el hormigón.

Siendo la resistencia una propiedad intrínseca al material, el comportamiento de este último bajo la acción de unas solicitaciones cíclicas sólo puede establecerse en base a la experimentación, ensayos que, como siempre, no son más que una respuesta del material a unas determinadas y concretas condiciones de carga.

En lo que al hormigón se refiere, la mayor parte de los resultados disponibles se refieren a series de ensayos sobre probetas sometidas a esfuerzos oscilantes y repetidos de compresión, alcanzándose incluso los 10 millones de ciclos. No faltan series dedicadas al comportamiento comparativo de hormigones de distinta calidad, llegando hasta el campo de los hormigones ligeros, ni los ensayos con ciclos interrumpidos breves, a fin de apreciar la influencia del descanso en estas intermitencias (ref. 7).

Como resumen de todo este conjunto de experiencias, y dentro del orden de aproximación compatible con las aplicaciones prácticas, pueden establecerse las siguientes conclusiones básicas para la formulación de los oportunos esquemas teóricos representativos del fenómeno general que se considera:

a) Sometido el hormigón a un elevado número N de ciclos de compresiones variables entre una tensión máxima σ'_M y una mínima σ'_m, el máximo valor de σ'_M depende del número N de ciclos que el material ha de soportar sin romperse, de la mínima tensión σ'_m como expresión de la amplitud de la oscilación, y de la resistencia σ'_{br} del hormigón en el ensayo normal de carga estática:

$$\sigma'_M = F\,[N, \sigma'_m, \sigma'_{br}]$$

aumentando σ'_M cuando N disminuye y cuando aumentan σ'_m y σ'_{br}.

b) La influencia de la velocidad en la aplicación de los ciclos de carga es despreciable en estos ensayos en los que la masa de la probeta es insignificante frente a la magnitud de la carga aplicada.

c) Dentro de las tolerancias impuestas por la inevitable dispersión de los resultados, puede aceptarse, como hipótesis suficientemente aproximada, la existencia de una proporcionalidad directa entre las tensiones que limitan la oscilación y la resistencia estática del material:

$$\frac{\sigma'_M}{\sigma'_{br}} = F\left(N \,\text{»}\, \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{br}}\right) \tag{30}$$

d) No ha sido posible determinar el valor límite de σ'_M cuando N tiende hacia infinito (límite de endurancia). La obligada celeridad con que se tienen que desarrollar los ensayos anula el efecto del aumento real de resistencia del hormigón con la edad, desvirtuando la imagen del verdadero comportamiento de este material cuando los sucesivos ciclos se extienden en todo el período de servicio de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

e) El módulo instantáneo de elasticidad disminuye con la repetición de los ciclos de carga.

f) El diagrama tensión-deformación varía en el transcurso del ensayo, si bien tiende hacia una estabilidad final.

g) Para un millón de ciclos ininterrumpidos de cargas repetidas ($\sigma'_m = 0$) aplicadas en un período inferior al año la tensión máxima σ'_M es del orden del 60 por 100 de la resistencia estática σ'_{br}:

$$\sigma'_m = 0 \begin{cases} N = 10^6 & \sigma'_M = 0{,}6\ \sigma'_{br} \\ N = 10^7 & \sigma'_M = 0{,}57\ \sigma'_{br} \end{cases}$$

descendiendo al 57 por 100 cuando el número de ciclos es de 10 millones.

h) Las interrupciones en la aplicación de los ciclos de carga supone, como término medio, y para descansos superiores a la media hora, un incremento de un 15 por 100 en la tensión máxima σ'_M.

Las hipótesis (*g*) y (*h*), junto con la (*e*), permiten el establecimiento de una primera expresión de σ'_M:

$$\frac{\sigma'_M}{\sigma'_{br}} = \frac{1}{1 + 0{,}05 \log N} \tag{31}$$

válida sólo para el caso de cargas repetidas ($\sigma'_m = 0$), y en la cual, σ'_{br} tiene el carácter de resistencia a los noventa días, por suponerse que tal es la edad de un hormigón cuando se inician los ciclos reiterados de carga.

La inversa de la anterior igualdad:

$$\gamma_{br} = \frac{\sigma'_{br}}{\sigma'_M} = 1 + 0{,}05 \log N \tag{32}$$

expresa el margen adicional de seguridad γ_{br} que debe adoptarse cuando el hormigón deba estar sometido a este tipo de compresiones repetidas.

Aceptando la hipótesis de Goodman sobre una previsible correlación entre los ciclos oscilantes y los repetidos, se llega a la generalización de la fórmula anterior:

$$\gamma_{bo} = \frac{\sigma'_{br}}{\sigma'_M} = 1 + 0{,}05 \left(1 - \frac{\sigma'_m}{\sigma'_M}\right) \log N \tag{33}$$

representativa del margen de seguridad adicional que se precisa admitir para compensar la pérdida de capacidad resistente causada por la fatiga producida por la aplicación de N ciclos de compresiones unitarias oscilantes entre el valor máximo σ'_M y el mínimo σ'_m. La expresión $\log N$ debe entenderse como el logaritmo vulgar o decimal de N:

$$N = 10^{\log N}$$

La fórmula (33), como toda expresión simplificada de un fenómeno, no puede considerarse como una representación rigurosa, sino simplemente aproximada. La dispersión propia de las características mecánicas del material y, especialmente, nuestra propia incertidumbre en la evaluación de la amplitud, sucesión, intervalos y número de las oscila-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ciones creadas por unas sobrecargas que no son más que previsibles y cuya verdadera intensidad desconocemos, nos eximen de la búsqueda de unas representaciones que siendo más completas nos desorientarán con su ilusoria precisión.

La fatiga en el acero.

También el acero sufre este fenómeno de disminuición de su capacidad mecánica por fatiga. Un acero de los llamados ordinarios, de 3.600 kg/cm² de carga unitaria de rotura, tiene un límite de endurancia aproximadamente igual a su límite elástico.

La experimentación muestra que los aceros especiales son relativamente más sensibles que los ordinarios a la oscilación o a la alternancia de cargas. Un acero retorcido en frío, de 4.200 kg/cm² de límite elástico garantizado y 5.000 kg/cm² de carga de rotura, sólo es capaz de soportar un millón de oscilaciones comprendidas entre + 4.000 y + 2.000 kilogramos/cm².

Cuanto mayor es su resistencia más se acentúa su debilidad a la fatiga. Si en lugar de ensayar un acero 42 fatigamos con un millón de ciclos un acero 50, cuyas características mecánicas son un 20 por 100 superiores a las anteriores, nos encontramos con que su capacidad de resistencia está limitada a la oscilación comprendida entre + 4.200 y 2.100 kilogramos/cm². Un acero de 6.000 kg/cm² de límite elástico y 7.500 kg/cm² de carga de rotura, sólo resiste un millón de oscilaciones variables entre 4.400 y + 2.200 kg/cm².

Introduciendo estos resultados en la expresión general:

$$\gamma_{ao} = \frac{\sigma_{ar}}{\sigma_M} = 1 + \alpha_{ao}\left(1 - \frac{\sigma_m}{\sigma_M}\right) \log N \tag{34}$$

y teniendo en cuenta la corrección del 12,5 por 100 de aumento por la posible interrupción de ciclos, aumento que es legítimo en los aceros estirados y retorcidos en frío por la subsiguiente acomodación o consolidación tensional en el mosaico cristalino, se deducen, para $N = 10^6$ ciclos de carga, los siguientes coeficientes de α_{ao}:

$$\alpha_{ao} = \frac{\sigma_{ar} - 1{,}125\,\sigma_M}{6 \times 1{,}125\,[\sigma_M - \sigma_m]} \tag{35}$$

a) Aceros ordinarios de 2.400 kg/cm² de límite elástico y 3.600 kg/cm² de carga de rotura, $\alpha_{ao} = 0{,}05$.
b) Acero 42 retorcido en frío (límite elástico 4.200 kg/cm²), $\alpha_{ao} = 0{,}05$.
c) Acero 50 retorcido en frío, $\alpha_{ao} = 0{,}09$. (36)
d) Acero 60 retorcido en frío, $\alpha_{ao} = 0{,}17$.

Los aceros de dureza natural o especiales por composición química, tienen un comportamiento diferente. Según los ensayos recientemente desarrollados por la Portland Cement Association (ref. 8), el límite inferior de σ_M para cinco millones de ciclos de carga repetidos ($\sigma_m = 0$) es de 1.950 kg/cm² para las barras de 16 a 32 mm de diámetro, siendo sorprendente el hecho de que la calidad del acero no influye sensiblemente en este límite de endurancia. A estos efectos conviene detallar el hecho de que los aceros ensayados fueron de las calidades comprendidas entre los 3.500 y los 6.300 kg/cm² de límite elástico. Sus respectivas cargas unitarias de rotura variaron entre 5.365 y 8.680 kg/cm².

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Haciendo $\sigma_m = 0$ en la ecuación (35) y $\alpha_M = 1.950$ se deducen para las diferentes calidades de aceros de dureza natural los siguientes valores:

$$
\begin{aligned}
&A) \text{ Aceros 35 (carga de rotura, 5.500 kg/cm}^2\text{)} \ \alpha_{ao} = 0{,}25 \\
&B) \text{ Aceros 42 (carga de rotura, 6.500 kg/cm}^2\text{)} \ \alpha_{ao} = 0{,}32 \\
&C) \text{ Aceros 46 (carga de rotura, 7.000 kg/cm}^2\text{)} \ \alpha_{ao} = 0{,}36 \\
&D) \text{ Aceros 50 (carga de rotura, 7.500 kg/cm}^2\text{)} \ \alpha_{ao} = 0{,}40 \\
&E) \text{ Aceros 60 (carga de rotura, 8.700 kg/cm}^2\text{)} \ \alpha_{oa} = 0{,}50
\end{aligned}
\tag{37}
$$

La fatiga en el hormigón pretensado.

Una viga, bajo la acción de un conjunto o sistema de fuerzas exteriores, resulta sometida a una ley de momentos flectores, ley que sufre mutaciones cuando las fuerzas actuantes cambian su posición o varían su magnitud.

Una parte de las cargas, las llamadas permanentes, son invariables. Otras, las de pretensado, sufren débiles cambios de intensidad con el tiempo. Finalmente, las sobrecargas, tanto las meteorológicas como las de servicio, tienen el carácter de eventuales, móviles y aleatorias.

La intervención de este último grupo de fuerzas exteriores motiva, por su carácter dinámico, los fenómenos oscilatorios que se han analizado en páginas anteriores. Como consecuencia de estas fluctuaciones en las flechas de la viga, los dos materiales, hormigón y acero, sufren las consecuencias de la fatiga.

Sería un error ignorar los efectos que de un modo subsidiario acompañan a esta fluctuación del régimen tensional interno de la pieza sometida a este tipo de solicitaciones. Aparte de la fatiga registrada en ambos materiales, se observa una apreciable debilidad en el enlace entre las barras que constituyen la armadura pasiva y el hormigón que las rodea, efecto que se traduce en una disminución en la capacidad límite de adherencia.

La alteración del diagrama de tensión-deformación por la reiterada aplicación de los ciclos, supone una adicional perturbación, origen de una redistribución tensional influida por todo el cortejo de deformaciones remanentes que en menor o mayor cuantía acompaña a todo proceso de carga y descarga.

No obstante, los resultados experimentales muestran que la importancia de estas perturbaciones es relativamente pequeña. Probablemente en el interior de la pieza se operan unos complejos reajustes tensionales en donde la plasticidad juega un importante papel compensador.

Es importante señalar el hecho de que, sometida una viga pretensada a unos ciclos pulsatorios de carga sin alcanzarse la fisuración, la pieza no registra sensible disminución en su capacidad portante final cuando se la compara con otra viga igual no sometida a este proceso de cargas oscilantes. Dicho de otro modo, cuando las cargas de servicio no llegan a producir la fisuración, la pieza no resulta fatigada o dañada por los ciclos de oscilaciones sufridos. Dado que usualmente los puentes pretensados se proyectan de tal modo, que resisten sin fisurarse las cargas de utilización moderadas por ser las que se repiten, el resultado experimental citado goza de una gran importancia en las aplicaciones prácticas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Cuando esas cargas se rebasan, la fatiga aparece claramente representada por el número de ciclos que acaban por producir la rotura bajo cargas inferiores a las estáticas. El hormigón se encuentra sometido a un régimen de tensiones diagonales alternadas, o de tracción repetida según su orientación, que determina la rotura anticipada. No es fácil determinar el valor tensional de estas alternancias, porque las alteraciones debidas a las deformaciones remanentes desvirtúan la imagen conceptual del estado interno de tensión. Prueba de ello es el hecho de que el hormigón del nervio de la viga parece resistir mejor las cargas oscilantes que una probeta del mismo material sometido a las tracciones variables que se deducirían de un estudio elástico de la viga. Tampoco se cierran las fisuras, después de un elevado número de ciclos de carga, como desaparecen en un primer ensayo estático de carga y descarga.

La anchura de las grietas progresa considerablemente bajo la acción de los sucesivos ciclos. Este fenómeno no puede decirse que sea distinto a lo que ocurre con las vigas simplemente armadas debido a la circunstancia de que la fisuración en las piezas pretensadas sólo se produce bajo condiciones mucho más próximas al agotamiento resistente que en los ensayos dinámicos de vigas armadas.

En el aspecto estadístico se observa una dispersión cuya magnitud depende de la variable elegida. Como es lógico, los mayores valores de la dispersión se refieren a la variabilidad del número de ciclos que producen la rotura. Inversamente, el valor semiteórico de la máxima carga oscilante capaz de producir la rotura al cabo de N aplicaciones reiteradas envuelve un margen de aleatoriedad sólo algo mayor que la variabilidad propia de un ensayo estático.

Tomando como base los ensayos desarrollados en el Imperial College de Londres, bajo la supervisión del Prof. A. L. L. Baker (Ref. 9), puede deducirse la relación:

$$\gamma_0 = \frac{M_r}{M_M} = 1 + 0{,}1 \left(1 - \frac{M_m}{M_M}\right) \log N \tag{38}$$

en donde M_r es el momento de rotura estático y M_M y M_m los momentos máximo y mínimo de oscilación capaces de producir la rotura después de la aplicación de N ciclos de carga. El coeficiente γ_0 tiene así el carácter de margen adicional de seguridad aplicable al momento máximo M_M producido por las cargas repetidas.

No parece necesario considerar otras limitaciones distintas a las meramente resistentes. Como término medio, se estima que la flecha producida por la acción de un millón de ciclos de cargas repetidas es del orden de un 20 por 100 mayor que la producida por los primeros ciclos.

Dentro del orden de las aplicaciones prácticas, la mayor indeterminación radica en la aleatoriedad de la intervención de las cargas. Salvo en casos muy especiales, el puente está abierto a un tráfico indiscriminado de camiones pesados y vehículos ligeros. Cada móvil tiene su peso, distinto del anterior y también del siguiente, pudiéndose decir lo mismo de su velocidad individual, así como de los intervalos o de la simultaneidad de su acción.

Como consecuencia del influjo de estas cargas eventuales, todas y cada una de las diferentes secciones del puente resultan sometidas a la solicitación de un momento M variable entre un límite superior M_M y uno inferior M_m. Tanto el primero como el segundo de estos últimos valores, tanto M_M como M_m dependerán de la sección considerada y de la magnitud y velocidad de la carga que produce esa oscilación o esa alternancia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Las armaduras pasivas sufren unas análogas oscilaciones en su régimen tensional. Los estribos de las vigas pretensadas rara vez capacitados para absorber la totalidad del esfuerzo cortante, insensibles a la alternancia de este esfuerzo en los estados de prefisuración, se rompen sucesivamente cuando la pieza fisurada resiste los ciclos de carga, de tal modo, que la relación entre el ciclo N_1 que produce la primera rotura de estribo y el ciclo final que rompe la pieza N_u muchas veces es inferior a 0,5, llegando en ocasiones a valores próximos a 0,25. Las barras longitudinales, en cierto modo indiferentes a las alternancias de las tensiones diagonales, intentan seguir los cambios en las deformaciones longitudinales en el hormigón, de tal modo que si σ'_{bM} y σ'_{bm} son las respectivas tensiones de compresión que se desarrollan en las vecinas fibras del hormigón, su oscilación se extiende al dominio de las tensiones, también de compresión, variables entre:

$$\sigma'_{aM} = 10\,\sigma'_{bM} \qquad \sigma'_{am} = 10\,\sigma'_{bm}$$

No ocurre lo mismo con las armaduras activas o de pretensado. Su fuerte tensión inicial σ_i, desciende a un valor inferior σ_p como consecuencia de los fenómenos diferidos de relajación propia y de la retracción y fluencia del hormigón. La oscilación $10\,(\sigma'_{bM} - \sigma'_{bm})$ de las tensiones del hormigón, en el borde descomprimido por la acción de las sobrecargas, hace que la tensión σ_p se eleve a:

$$\sigma_{pM} = \sigma_p + 10\,(\sigma'_{bM} - \sigma'_{bm}) \tag{39}$$

Denominando σ_{pr} a la carga unitaria de rotura estática de este acero, se deberá satisfacer la condición:

$$\frac{\sigma_{pr}}{\sigma_{pM}} \geqq 1 + \alpha_p \left(1 - \frac{\sigma_p}{\sigma_{pM}}\right) \log N$$

Adoptando para α_p el valor 0,6 con todas las reservas debidas a la escasa experimentación realizada sobre los aceros de pretensado en este aspecto, sustituyendo σ_{pM} por su igual (39) y aceptando un coeficiente de seguridad adicional 1,1 respecto a las características mecánicas garantizadas como es norma usual, se deduce que la tensión σ_p final de las armaduras una vez descontadas las pérdidas por rozamiento, fluencia, retracción y relajación deberá ser:

$$\sigma_p < 0{,}9\,\sigma_{pr} - (10 + 6 \log N)\,(\sigma'_{bM} - \sigma'_{bm}) \tag{40}$$

expresión en la cual $\log N$ representa el logaritmo vulgar o decimal de N, número de ciclos de sobrecarga capaces de crear en el hormigón la oscilación de tensiones $\sigma'_{bM} - \sigma'_{bm}$.

CONCLUSIONES

El período propio de oscilación de una viga simplemente apoyada en sus extremos es:

$$t_0 = \frac{2\,L^2}{n^2\,\pi} \sqrt{\frac{w\,A}{E\,I\,g}} \tag{41}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

siendo:

L = la luz del tramo, m.

n = el orden de la oscilación (en general, $n = 1$).

A = el área de la sección transversal, m^2.

I = su momento de inercia, m^4.

w = el peso específico del material, Tn^{-3}.

E = el módulo instantáneo de elasticidad, Tn^{-2}.

g = la aceleración de la gravedad, $g = 9{,}8$, m/seg^{-2}.

Una fuerza P, gradualmente creciente, aplicada en el centro del tramo, produce una flecha estática:

$$f_e = \frac{P L^3}{48 E I} \tag{42}$$

pero si la carga P entra en el tramo con una velocidad v, expresada en m seg^{-1}, produce en el centro del vano una flecha dinámica:

$$f_d = i f_e \tag{43}$$

siendo i el llamado coeficiente de impacto y cuyo valor es:

$$i = \frac{2 L}{2 L - V t_0} \tag{44}$$

siendo el valor máximo $i = 1{,}5$ en el caso de $v = \frac{2 L}{3 t_0}$. Para esta velocidad crítica se produce el fenómeno de resonancia que no se ha desarrollado por corresponder a casos especiales de luces muy pequeñas.

El coeficiente i de impacto dado en (44), no es aplicable al caso de cargas de tipo pulsatorio, es decir, al caso de móviles cuyas ruedas estén descompensadas por unos balancines de masa p no despreciable (bielas de las locomotoras de vapor).

Una vez que la carga P ha rebasado el tramo, el puente queda sometido a una oscilación remanente y amortiguada. La semiamplitud de esa oscilación:

$$0{,}5\, a = f_d - f_e = (i - 1)\, f_e \tag{45}$$

cuyo período de vibración es t_0, se amortigua rápidamente. Pasado un tiempo t, la amplitud "a" queda reducida al valor a_t dado por:

$$\log \frac{a}{a_t} = \frac{t}{t_0} \left(0{,}01 + \frac{0{,}0065}{t_0} \right) \tag{46}$$

o sea, que al cabo de un tiempo t_1:

$$t = t_1 = \frac{40\, t^2_0}{t_0 + 0{,}6} \tag{47}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

la amplitud "a" de la vibración se ha reducido a:

$$a_1 = 0{,}3678\, a \tag{48}$$

Las igualdades (46), (47) y (48), han sido deducidas en base a la experimentación realizada en puentes de hormigón pretensado de luces comprendidas entre 15 y 80 m. Aun cuando no se poseen datos estadísticos sobre la influencia que en la psicología de un peatón produce la vibración originada por el paso de cargas transeúntes, parece que los períodos de vibración superiores a un segundo ($t_0 > 1$) puedan motivar, en algunas personas, una equivocada sensación de inseguridad.

Las oscilaciones producidas en un tramo por la acción de las sobrecargas, no sólo determinan una variación en las flechas de las diferentes secciones, sino también una correlativa variación en el régimen tensional del hormigón. La repetición de estos ciclos de carga y descarga, fatigan el material, fatiga que, en determinadas ocasiones, puede suponer una sensible disminución en la capacidad portante del elemento resistente. Sean M_M y M_m los valores entre los cuales fluctúa el momento de una determinada sección crítica por el paso de un cierto tren de sobrecargas. En el caso particular de tramos independientes, simplemente apoyados en sus extremos, el momento mínimo M_m corresponderá a la hipótesis de puente descargado y el máximo será:

$$M_M = M_m + i\, M_s$$

o bien:

$$M_M - M_m = i\, M_s$$

siendo M_s el momento debido a la sobrecarga multiplicado por el oportuno coeficiente dinámico definido en la ecuación (44).

El hecho de que la acción reiterada de N ciclos de sobrecargas variables entre un momento máximo M_M y uno mínimo M_m, produce el agotamiento resistente de la viga como lo hiciera un momento mayor M_1 aplicado una sola vez ($N = 1$), demuestra la correlación existente entre ambos tipos de carga que siendo distintos producen el mismo efecto. Esta correspondencia se puede expresar en la forma:

$$M_1 = k_f\, M_M = k_f\, (i\, M_s + M_m) = k_l\, M_s + M_m \tag{49}$$

siendo:

$$k_f = 1 + 0{,}1 \left(1 - \frac{M_m}{M_M}\right) \log N$$
$$M_1 = M_M + 0{,}1\, (M_M - M_m) \log N \tag{50}$$

El factor k_f, tiene así el carácter de un coeficiente amplificador del momento reiterado M_M a modo de margen de seguridad supletorio destinado a compensar la pérdida de resistencia sufrida por el hormigón como consecuencia de la fatiga a la cual ha estado sometido. El cociente:

$$k_l = \frac{M_1 - M_m}{M_s} = \frac{[M_M - M_m]\,[1 + 0{,}1 \log N]}{M_s}$$

$$k_l = i\,[1 + 0{,}1 \log N] = \frac{2\,L}{2\,L - V\,t_0}\,(1 + 0{,}1 \log N) \tag{51}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

es la explícita expresión del coeficiente de impacto que aparece empíricamente tratado en las normas.

En el caso de puentes ferroviarios, las sobrecargas máximas previsibles de servicio puede decirse que son sensiblemente iguales a las que reiteradamente actuarán sobre el tramo durante el período de utilización de la estructura. Comparadas con las cargas ejercidas por las locomotoras, el resto de los ejes transmiten cargas menores si bien es mayor el número N de ciclos. La experiencia, anteriormente reseñada, de que las vigas pretensadas no sufren sensibles fenómenos de fatiga mientras los momentos máximos M_M no superan al de fisuración M_0:

$$M_M \leq M_0 \qquad k_f = 1 \qquad k_i = k_d = \frac{2L}{2L - V t_0}$$

justifica el criterio de disponer unos esfuerzos de pretensado tales que, bajo estas cargas de servicio, no aparezcan tensiones longitudinales de tracción en el hormigón, ya que, de otro modo, la acción fortuita de una carga capaz de fisurar la pieza, daría lugar a una repetida abertura de la grieta cada vez que el momento de tensión nula M_0 fuese superado.

Con la excepción de estos puentes para el tráfico ferroviario, el concepto de hipótesis más desfavorable, por su carácter de extraordinaria concentración de cargas de máxima intensidad, es incompatible con la reiterada repetición de ciclos de igual amplitud. Por ser excepcional, el momento M_1 a ella debido, se corresponde con $N_1 = 1$, y por tanto con $\log N = 0$ y con $k_f = 1$. La acción reiterada de ciclos de sobrecarga, en términos de miles o de millones, sólo parece compatible con la hipótesis de vehículos aislados, acción que conduce a valores de M_M notablemente inferiores al máximo M_1. Cuanto menor es el momento M_M mayor será el número N de cargas transeúntes capaces de alcanzar ese nivel, lo cual plantea una dudosa elección de datos (frecuencia de tránsito-cargas) determinantes del producto $k_f\, M_M$ que, en caso de ser mayor que $M_1 = 1 \times M_1$ constituiría la base para el cálculo de la sección considerada.

Independientemente de la fatiga sufrida por el hormigón, los cables de pretensado resultan sometidos a una oscilación de sus tensiones internas motivadas por el paso de las sobrecargas y transmitidas a través de los esfuerzos de adherencia. Si σ_{bM} y σ_{bm} representan los límites de la variación tensional del hormigón en el borde donde se aloja la armadura y producida por la acción de N ciclos de una cierta sobrecarga, la tensión σ_p de las armaduras, una vez descontadas las pérdidas por rozamiento, relajamiento, fluencia y retracción, deberá ser:

$$\sigma_p < 0{,}9\, \sigma_{pr} - (\sigma'_{bM} - \sigma'_{bm})\,(10 + 6 \log N)$$

siendo σ_{pr} *la* resistencia del acero. Una tensión final σ_p de las armaduras, superior a la indicada en la desigualdad anterior, indica la posible rotura por cansancio de estos cables de pretensado. Para mayor seguridad, la fórmula anterior puede ser sustituida por:

$$\sigma_p < \sigma_i - (\sigma'_{bM} - \sigma'_{bm})\,(10 + 6 \log N)$$

en donde σ_i representa la tensión inicialmente dada a los cables por los gatos, como expresión de una carga unitaria que nos consta que el acero es capaz de resistir.

Finalmente, el acero que constituye las armaduras pasivas, tanto el situado en el bor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

de más comprimido, como el del borde menos comprimido por la acción de las sobrecargas, deberá cumplir la condición de que su carga unitaria de rotura σ_{ar} sea:

$$\sigma_{ar} > 12\,\sigma'_{bM}\left(1 + \alpha_{ao}\,\frac{\sigma'_{bM} - \sigma'_{bm}}{\sigma'_{bM}}\log N\right)$$

expresión en la cual, y como en el caso anterior, $\sigma'_{bM} \geqq \sigma'_{bm}$ representan los límites de la variación tensional en el hormigón, producidos por la acción de una sobrecarga que se prevé actuará N veces durante el período estimado de servicio, y correspondientes al lado o borde en cuya proximidad se dispone la armadura pasiva, siendo α_{ao} un coeficiente cuyo valor para las diferentes clases de acero es:

a) Aceros de dureza natural:

Acero ordinario: $\sigma_{ar} = 3.600$ kg/cm², $\alpha_{ao} = 0{,}05$.

Acero especial 35: $\sigma_{ar} = 5.500$ kg/cm², $\alpha_{ao} = 0{,}25$.

Acero especial 42: $\sigma_{ar} = 6.500$ kg/cm², $\alpha_{ao} = 0{,}32$.

Acero especial 46: $\sigma_{ar} = 7.000$ kg/cm², $\alpha_{ao} = 0{,}36$.

Acero especial 50: $\sigma_{ar} = 7.500$ kg/cm², $\alpha_{ao} = 0{,}40$.

Acero especial 60: $\sigma_{ar} = 8.700$ kg/cm², $\alpha_{ao} = 0{,}50$.

b) Aceros especiales estirados en frío:

Acero especial 42: $\sigma_{ar} = 4.800$ kg/cm², $\alpha_{ao} = 0{,}05$.

Acero especial 50: $\sigma_{ar} = 5.700$ kg/cm², $\alpha_{ao} = 0{,}09$.

Acero especial 60: $\sigma_{ar} = 6.800$ kg/cm², $\alpha_{ao} = 0{,}17$.

La solución empírica de un problema, como toda fórmula aislada de la ruta mental que a ella lleva, isleña y abrupta, no es más que una abstracción en el peor sentido de la palabra, y como tal, ininteligible. Contrariamente, expuestas las ideas, las fórmulas que de ellas se deducen mediante un razonamiento lógico, tienen el rigor de una precisa definición. En este canje de la realidad por su imagen, que son los conceptos, la teoría pretende representar el esbozo, no el retrato, del fenómeno que se considera. El rico colorido de la realidad escapa a las posibilidades de una formulación genérica.

De un modo objetivo, las fórmulas anteriores expresan el diferente criterio que debe adoptarse para las tensiones extremas de servicio en las hipótesis más desfavorables de sobrecarga según la frecuencia con que éstas actúen. Los puentes urbanos de esbeltas proporciones constituyen un caso especial. En ellos, las cargas del tráfico crean en el tablero unas oscilaciones que pueden producir una desagradable e injustificada sensación de inseguridad en el ánimo de los peatones que circulan por los andenes laterales. En la bibliografía consultada no se ha encontrado ninguna orientación referente a este aspecto psicológico del problema, circunstancia un tanto sorprendente cuando parece que basta con disponer de una plataforma vibratoria cuya frecuencia y amplitud sean regulables, para poder desarrollar con éxito la oportuna encuesta.

El número N de ciclos previsibles de carga, introducido como un dato en el planteamiento del problema, supone la necesidad de un previo establecimiento del período de uti-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

lización de la estructura que se proyecta. Transcurrido ese lapso, pasados los años de activo servicio, los materiales que la constituyen reclaman su jubilación por acercarse el término de su edad.

Y es que en el estudio de estos fenómenos interviene un parámetro, la variable tiempo, relegado al olvido por la estática, cuando él es un concepto de inexcusable presencia en toda mutación. Sin tiempo no hay cambio.

Este, y no otro, fue el origen de la paradoja inicial.

Queda en suspenso la pregunta cuya trascendencia excede de los límites de este tema: ¿Existe el tiempo en un universo inerte, quieto e inmutable?

NOTACION

A = área de la sección de la viga o tramo.
B = constante.
C = constante.
D = constante.
E = módulo de elasticidad.
F = fuerza genérica.
I = momento de inercia.
L = luz del tramo.
M = momento flector.
M_M = momento máximo de oscilación.
M_m = momento mínimo de oscilación.
M_r = momento de rotura estática.
M_s = momento creado por las sobrecargas.
M_1 = momento máximo admisible.
N = número de ciclos de carga.
P = carga aislada y móvil.
α = coeficiente de fatiga.
α_{ao} = coeficiente de fatiga en el acero.
w = peso específico del material.
γ_{bo} = coeficiente de fatiga en el hormigón.
$\gamma_o = M_r : M_M$.
i = coeficiente de impacto dinámico:

$$i = k_d = \frac{1}{1 - k}.$$

a = amplitud de la oscilación.
b = constante.
f = flecha en el centro.
f_d = flecha dinámica en el centro.
f_e = flecha estática en el centro.
g = aceleración de la gravedad.

$$k = \frac{v\, t_0}{2\, L}.$$

k_f = coeficiente de fatiga.
k_i = coeficiente global de impacto $= k_d\, k_f$.
log = logaritmo vulgar o decimal.
$\log_e$ = logaritmo neperiano.
m = masa virtual de la viga.
n = orden de la oscilación.
t = coordenada tiempo.
t_0 = período propio de oscilación de la estructura.
u = distancia de la carga al apoyo.
v = velocidad de la carga P.
x = distancia al apoyo.
y = flecha en la sección x.
σ = tensión.
σ' = compresión unitaria.
σ_a = tensión en el acero.
σ_b = tensión en el hormigón.
σ_i = tensión inicial de las armaduras.
σ_p = tensión final de pretensado.
σ_r = tensión de rotura.
σ_M = tensión producida por M_M.
σ_m = tensión producida por M_m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

BIBLIOGRAFIA

1. TIMOSHENKO, S.: "Vibration problems in engineering". Ed. Van Nostraud Co. Inc-New York, 1947.
2. SUNDARA RAJA IYENGAR, K. T.: "Free vibration of beam and slab bridges". Memoires de la A.I.P.C. Vol. XVII, 1967.
3. RÖSLI, A: "Uber das dynamische Verhalten von vorgespannten Brücken". VI Congreso A.I.P.C. Memorias. Estocolmo, 1960.
4. INGLIS, C.E.: "A mathematical treatise on vibrations in railway bridges". Cambridge University Press. London, 1934.
5. YAMADA, Y.: "Free vibration of simple span I-beam bridges". A.S. veletsos. VIII Progress report. "Highway bridge impact investigation". Univ. Illinois, 1958.
6. HUANG, C. L. y WALKER, W. H.: "Free vibration of simple span I-beam bridges". IX Progress report. "Highway bridge impact investigation". Univ. Illinois, 1959.
7. "Informe núm. 638 del Departamento de Mecánica teórica y aplicada de la Universidad de Illinois (Estados Unidos)".
8. MACGREGOR, J. G.; JHAMB, I. C., y NUTTALL, N. "Fatigue strength of hot rolled deformed reinforcing bars". Journal of American Concrete Institute. Marzo 1971.
9. PRICE, K. M.; EDWARDS, A. D.: "Fatigue strength in shear of prestressed concrete I-beams". Journal of American Concrete Institute. Abril 1971.
10. SORETZ, S.: "Ermüdngseinfluss im Stahlbeton". Zement und Beton-Heft núm. 31, mayo 1965.
11. ALARCÓN ALVAREZ, E. DE: "El coeficiente de impacto en puentes de ferrocarril". Revista de Obras Públicas, núm. 3.077, septiembre 1971.
12. HACAR, M. A. y ALARCÓN, E.: "Elementos de dinámica aplicada a las estructuras". Edix. Madrid, 1971.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ensayos a torsión y a esfuerzo cortante de vigas cajón pretensadas. informe resumido (*)

F. LEONHARDT
R. WALTHER

1. INTRODUCCION

Cada vez son más numerosas las realizaciones de puentes en vigas cajón pretensadas, sobre las que se disponen tableros de voladizo importante. Estas estructuras tienen fuertes solicitaciones de torsión, bien por sobrecargas asimétricas, bien como consecuencia de su curvatura en planta, especialmente cuando se apoyan sólo parcialmente a lo largo de su eje medio.

Con el fin de estudiar la seguridad que presentan respecto a rotura y su comportamiento en el estado II, se han realizado ensayos a torsión y a esfuerzo cortante, a finales de 1963, en el Otto Graf Institut de Stuttgart. En el número 202 del "Forschungshefte des Deutchen Ausschusses für Stahlbeton" apareció un informe detallado de estos ensayos, dedicándose el presente artículo a recoger un resumen del mismo.

2. PROGRAMA Y REALIZACION DE LOS ENSAYOS

2.1. Vigas de ensayo.

Se construyeron dos vigas cajón pretensadas, designadas con los números BM1 y BM2, cuyas dimensiones corresponden a una escala de 1/2 y 1/3 respecto a las dimensiones reales (figs. 1 y 2).

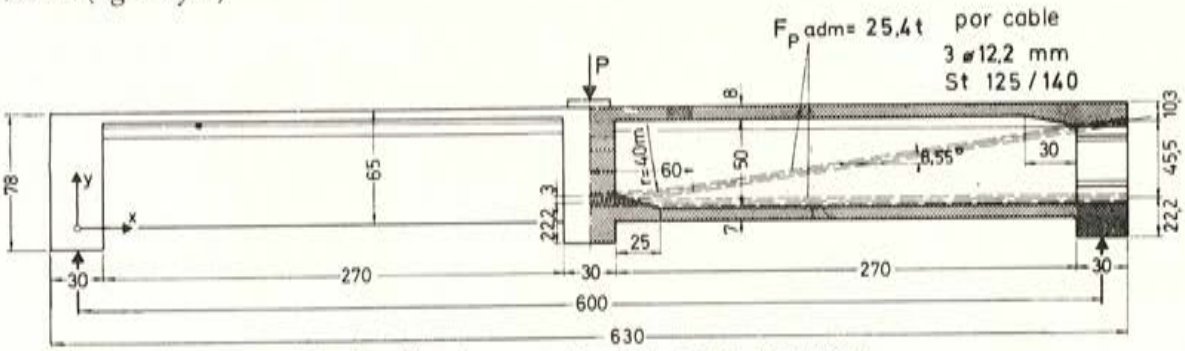


Fig. 1. — Viga de ensayo. Alzado y sección longitudinal.

(*) Versión española del artículo publicado en el Boletín de Información núm. 71 del Comité Europeo del Hormigón. Deseamos expresar nuestro más sincero agradecimiento a M. Vandenkerskhove, Secretario Ejecutivo del C.E.B., y a los autores de este trabajo, los profesores Dr. Ing. F. Leonhardt y Dr. Ing. R. Walther, por su amabilidad al autorizarnos a incluir esta traducción en nuestra revista HORMIGÓN Y ACERO.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

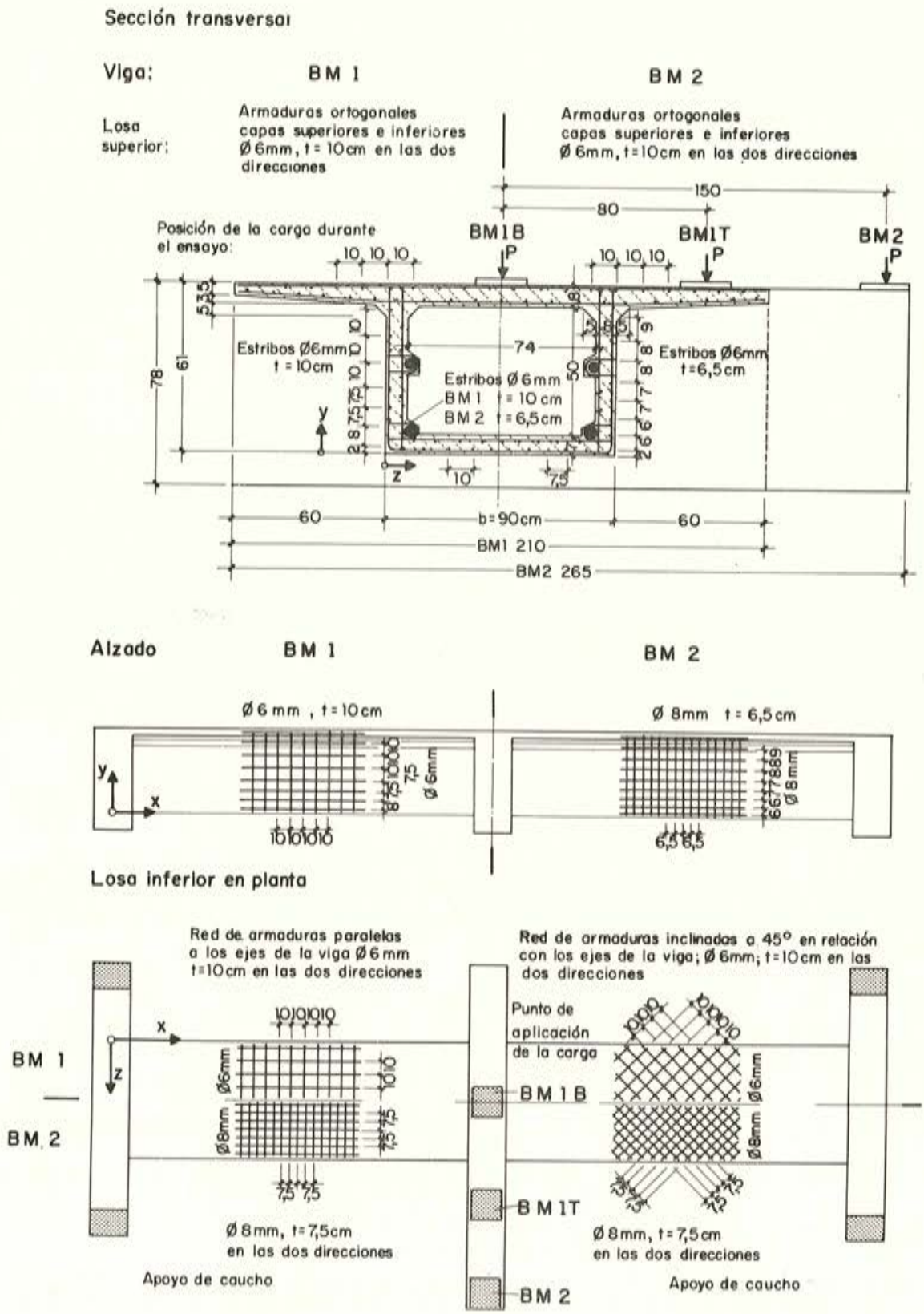


Fig. 2. — Vigas de ensayo. Disposición de las armaduras ordinarias.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Las armaduras de la losa inferior se dispusieron paralelamente a los ejes en una semilongitud de la viga. En la otra mitad, se inclinaron un ángulo de 45° sobre el eje de la losa. El pretensado se indica en las figuras.

2.2. Características mecánicas de los materiales.

Acero de pretensado: Alambre laminado en caliente y tratado, Sigma St 125/140 (sección circular).

Armadura ordinaria: Acero Tor St III^b ∅ 6; $\sigma_{0,2} = 4.700$ kg/cm^2. Acero Tor St III^b ∅ 8; $\sigma_{0,2} = 4.550$ kg/cm^2

Hormigón (a veintiocho días de edad):

	BM1	BM2
Resistencia en probeta cúbica 20 × 20 × 20 cm (kg/cm²) ...	320	350
Resistencia en prismas 10 × 10 × 53 cm (kg/cm²)	230	280
Módulo de elasticidad (kg/cm²)	265.000	315.000

2.3. Realización de los ensayos.

Inicialmente, la viga BM1 se cargó simétricamente (sin torsión) por escalones de 10 toneladas (ensayo BM1B) hasta una carga de $P = 70$ t (carga límite teórica en flexión $P = 73{,}5$ t); después, en el ensayo BM1T, se volvió a cargar la viga a flexión y torsión por escalones de 20 t, con una excentricidad de $e = 0{,}80$ m (fig. 3) hasta rotura ($P_u = 69{,}9$ t).

En cambio, la viga BM2 se sometió únicamente a una carga excéntrica $e = 1{,}50$ m por escalones de 10 t ($P_u = 56{,}2$ t).

En ambos casos, la rotura se produjo en el alma, del lado de la carga, a causa de la acción de las tensiones principales de compresión.

Se efectuaron las siguientes mediciones:

— El esfuerzo de pretensado y las tensiones del acero de pretensado mediante elongámetros eléctricos.
— Las deformaciones exteriores mediante 30 comparadores.
— Las deformaciones del hormigón y de la armadura ordinaria con un extensómetro.
— Las anchuras de fisuras, marcando el trazado de las mismas con un color diferente para cada escalón de carga y tomando luego fotografías.

En total, en cada escalón de carga se tomaban de 600 a 800 medidas.

3. PRINCIPALES RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

3.1. Comportamiento, en cuanto a deformaciones, de las vigas solicitadas a torsión.

Se representa en la figura 3 la rotación $\varphi(x)$, obtenida dividiendo la diferencia de flechas de las dos almas por la distancia entre ejes de esas almas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Dado que para un cierto valor de la carga la solicitación M_{Ti} (momento de torsión) es constante a lo largo de una cierta parte de la viga, la distorsión:

$$\theta = \frac{M_{Ti}}{G \cdot I_T} = \frac{\partial \sigma}{\partial x}$$

según la teoría de Saint-Venant (secciones que se suponen pueden alabearse libremente), es también constante a lo largo de esta parte de la viga. La curva que representa la rotación $\varphi(x)$ está formada por segmentos rectilíneos y presenta discontinuidades en los

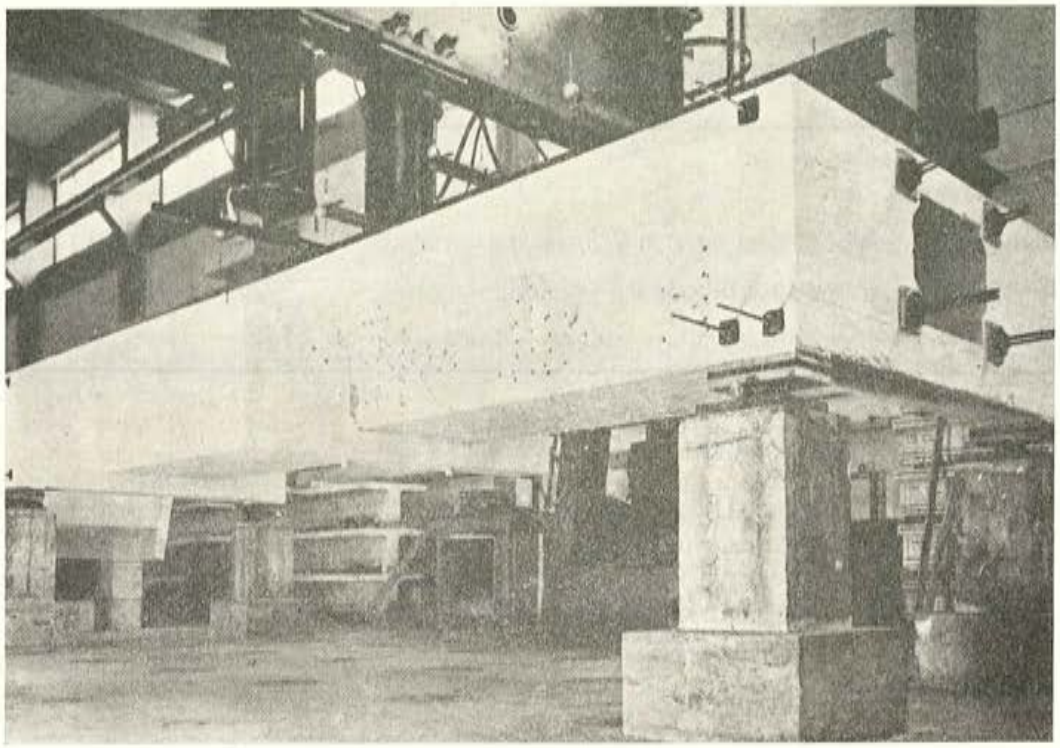


Fig. 3. — Montaje del ensayo.

paramentos de las traviesas (a causa de la importante rigidez de dichas traviesas) y en el punto $x = \frac{L}{2}$ (a causa del cambio de signo del momento de torsión de $+0{,}5\ M_{Ti}$ a $-0{,}5\ M_{Ti}$).

En *el estado I* (estado elástico, hasta una carga de 35 t, aproximadamente) el alabeo de las secciones indicadas anteriormente está impedido, lo que se expresa por una curvatura del diagrama $\varphi(x)$. En la sección correspondiente a las traviesas extremas, donde se producen menos fisuras, las zonas en las que el alabeo está impedido son perfectamente visibles.

En *el estado II* (estado fisurado) la rotura de la curva $\varphi(x)$ y, por consiguiente, la discontinuidad de la distorsión θ (para grandes valores de la misma), en la zona de la traviesa intermedia, han podido producirse, pues como consecuencia de las fisuras nada impedía el alabeo de las secciones. Por consiguiente, las tensiones normales producidas por la coacción al alabeo no tienen ninguna importancia si se trata de tensiones de tracción,

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

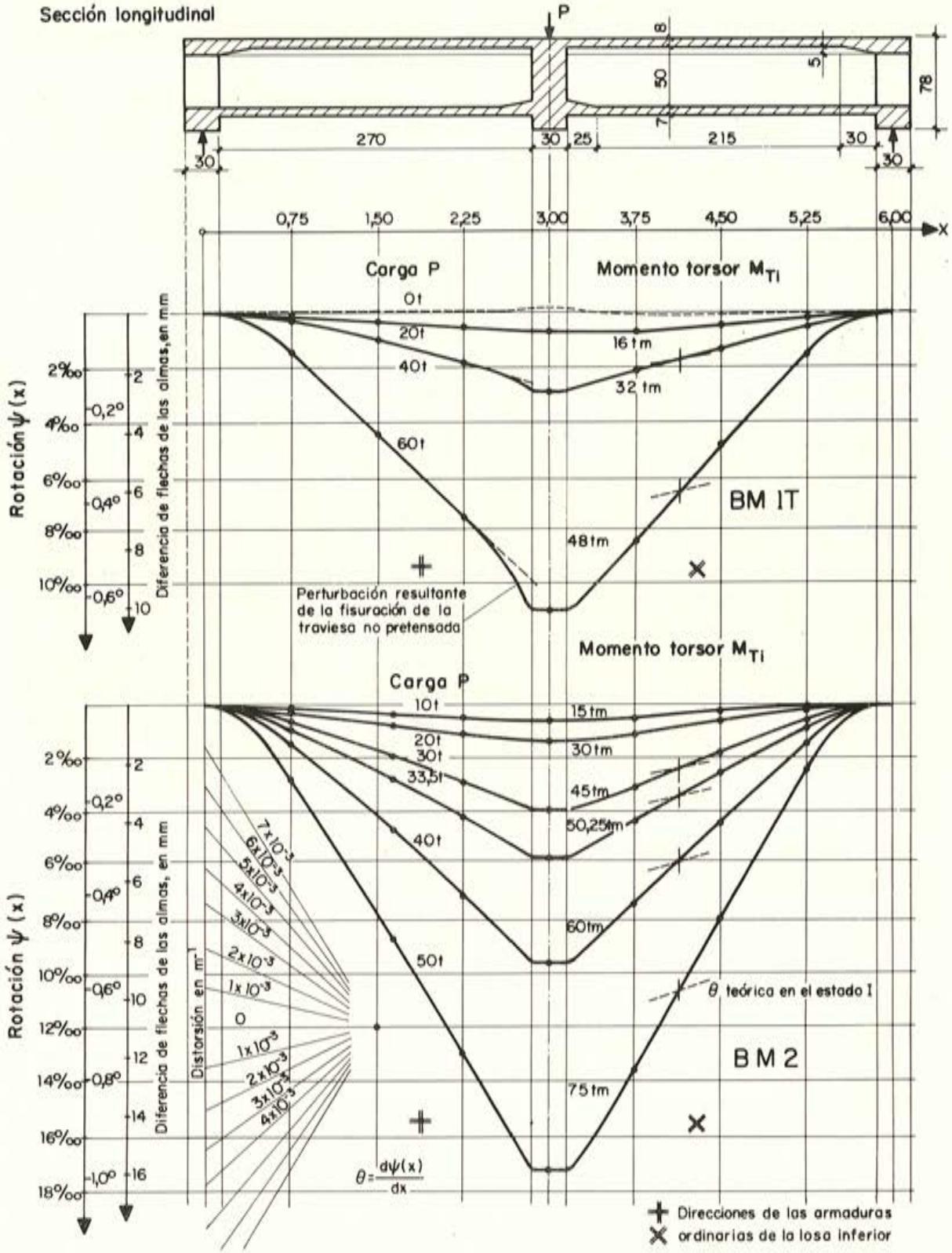


Fig. 4. — Rotaciones $\varphi(x)$ de las secciones de las vigas BM1T y BM2 sometidas a una carga exocéntrica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ya que estas tensiones de coacción desaparecen casi por completo en cuanto aparecen las fisuras. La losa inferior fisurada se deforma en paralelogramo como consecuencia del acortamiento de las bielas inclinadas de hormigón y del alargamiento de la armadura, de tal modo que la distorsión es mucho mayor que en el estado I.

Fuera de las zonas de acuerdo, las leyes de variación lineales en el estado II (es decir, $\theta(x) =$ constantes, $\frac{\partial \theta}{\partial x} = 0$) muestran que la disminución de la rigidez a la torsión era constante y, por tanto, independiente del momento de flexión, a lo largo de la viga. Como la diferencia de flechas de las dos almas es igual a $\varphi(x)$ multiplicado por la distancia entre ejes de las almas, estas dos almas tenían la misma curvatura, puesto que:

$$\frac{\partial^2 \sigma}{\partial x^2} = \frac{\partial \theta}{\partial x} = 0$$

por consiguiente, a pesar de la diferencia de fisuración, tenían un comportamiento equivalente en cuanto a flexión, lo que se confirmó por las tensiones medidas en el acero de pretensado y en la armadura horizontal de alma.

3.2. Fisuración.

Las fisuras comienzan inicialmente de acuerdo con el reparto teórico de tensiones. En el curso del ensayo de la viga BM1, solicitada primero a flexión sin torsión, se ha comprobado en la losa inferior la aparición de fisuras perpendiculares al eje. Es interesante hacer notar que, bajo la solicitación de torsión, han aparecido nuevas fisuras inclinadas a 45°, aproximadamente, atravesando las fisuras anteriores de flexión, como si éstas no hubiesen existido nunca (fig. 5).

Por tanto, en caso de momentos de torsión de signos diferentes, habrá que prevenir en el estado II la dislocación de las losas de hormigón; se recomienda por ello, en estas losas de vigas cajón, prever armaduras poco separadas o, mejor todavía, aplicar un pretensado en las dos direcciones.

3.3. Solicitación de las armaduras.

3.3.1. *Armaduras de alma.*

Las armaduras horizontales de las almas no estaban solicitadas más que por el reparto de alargamientos debidos al momento flector. La solicitación de los estribos se indica en la figura 6. Las tensiones obtenidas en los estribos fueron inferiores a los valores

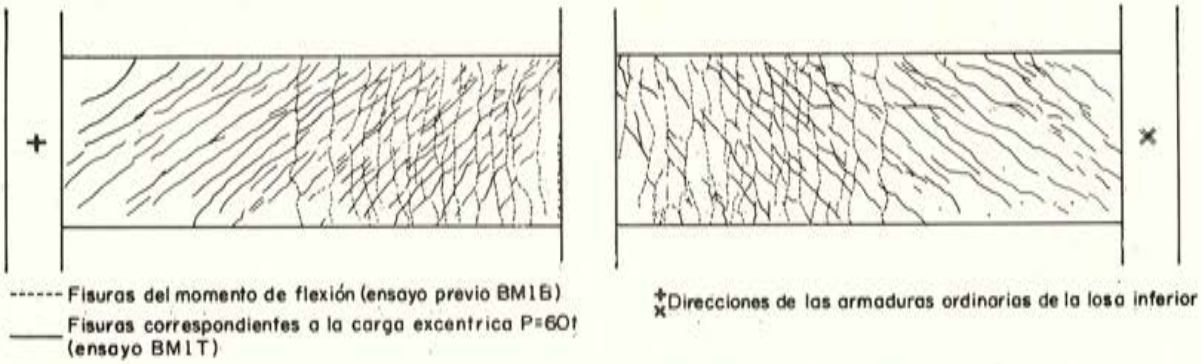


Fig. 5. — Esquema de la fisuración de la losa inferior de la viga BM1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

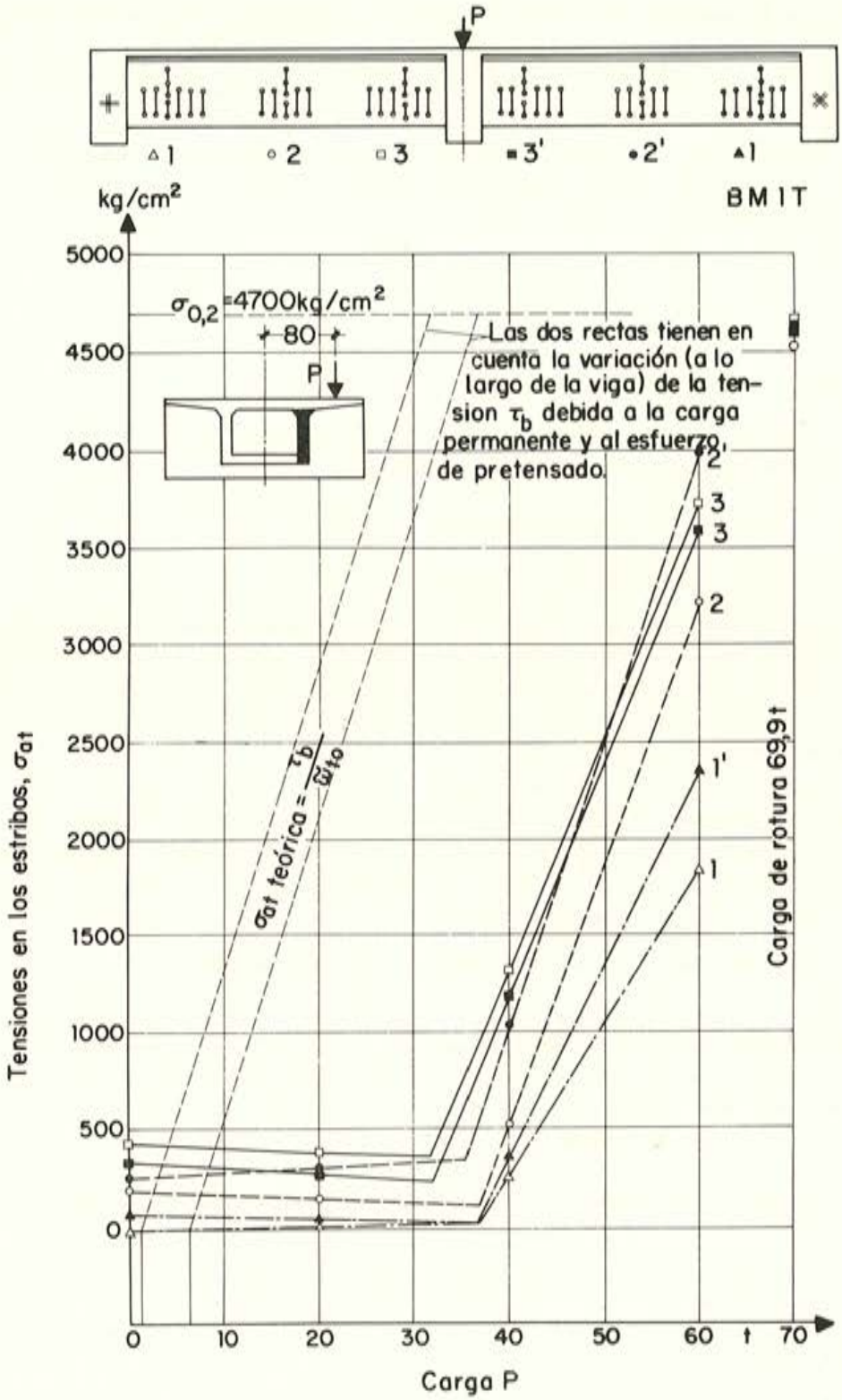


Fig. 6. — Tensiones medias σ_{at} en los estribos del alma del lado de la carga excéntrica de la viga BM1 (ensayo BM1T).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

calculados por la analogía de la triangulación ($\sigma_{at,\,\text{teórica}} = \frac{\tau_b}{\bar{\omega}_{to}}$, siendo τ_b debida al esfuerzo cortante y al momento torsor); sin embargo, el diagrama que representa las tensiones medidas aparece decalado en relación con la recta teórica, pero permanece paralelo a ella. Este fenómeno había sido ya puesto en evidencia por los ensayos a esfuerzo cortante de Stuttgart. Por consiguiente, en presencia de una cabeza comprimida, capaz de resistir una fracción del esfuerzo cortante, los estribos verticales podrán dimensionarse mediante la expresión:

$$\bar{\omega}_{t0} = \frac{\tau_b - \tau_{b,f}}{\sigma_{at}}$$

donde $\tau_{b,f}$ debe determinarse mediante ensayos.

3.3.2. *Armaduras de la losa inferior.*

La solicitación de la armadura transversal bajo la acción de los esfuerzos tangentes debidos a la torsión, se calcula mediante la fórmula:

$$\sigma_{at,\,\text{teórica}} = \frac{\tau_{b,To}}{\bar{\omega}_{to}}$$

donde $\tau_{b,To}$ es la tensión debida a la torsión.

Bajo cargas pequeñas, los valores medidos permanecen todavía por debajo de los calculados; pero bajo cargas elevadas, se acercan a $\sigma_{at,\text{teórica}} = \sigma_{0,2}$. En la losa inferior, solicitada a tracción por el momento flector, se debe tomar la totalidad de la fuerza inclinada de tracción debida a la torsión, según la analogía de la triangulación, para bielas de hormigón inclinadas a 45°.

Al comparar los ensayos BM1-B (flexión y esfuerzo cortante) y BM2T (flexión, esfuerzo cortante y torsión) se ha comprobado que las fuerzas tangentes debidas al momento de torsión provocaban una solicitación suplementaria de la armadura longitudinal de la losa inferior. En consecuencia, si existe un momento de torsión suplementario, conviene disponer, además de las armaduras longitudinales previstas para resistir las tracciones debidas a la flexión, unas armaduras suplementarias correspondientes a $\frac{\tau_{b,To}}{\sigma_{at}}$.

Para que el momento interior fuese el mismo, sería necesario que para una solicitación suplementaria de torsión los alargamientos de la zona en tracción fuesen más altos que en flexión pura. Resultaría así una solicitación mayor de la armadura de pretensado y una curvatura más fuerte, que provocaría en el ensayo de torsión unas flechas mayores que en el ensayo de flexión.

3.4. Solicitación del hormigón por las tensiones principales de compresión.

Las tensiones de compresión en las bielas de hormigón, medidas entre fisuras, eran —al igual que en los ensayos a esfuerzo cortante— considerablemente más altas que los valores teóricos. Como en el caso de una solicitación debida al esfuerzo cortante, estas tensiones dependen de la dirección de la armadura, lo que se puede demostrar también con la analogía de la triangulación.

Para las dos vigas, la rotura se produjo bajo la acción de tensiones de compresión en las bielas de las almas. Estas tensiones, por tanto, constituyen un criterio esencial para la determinación de la carga límite (fig. 7).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

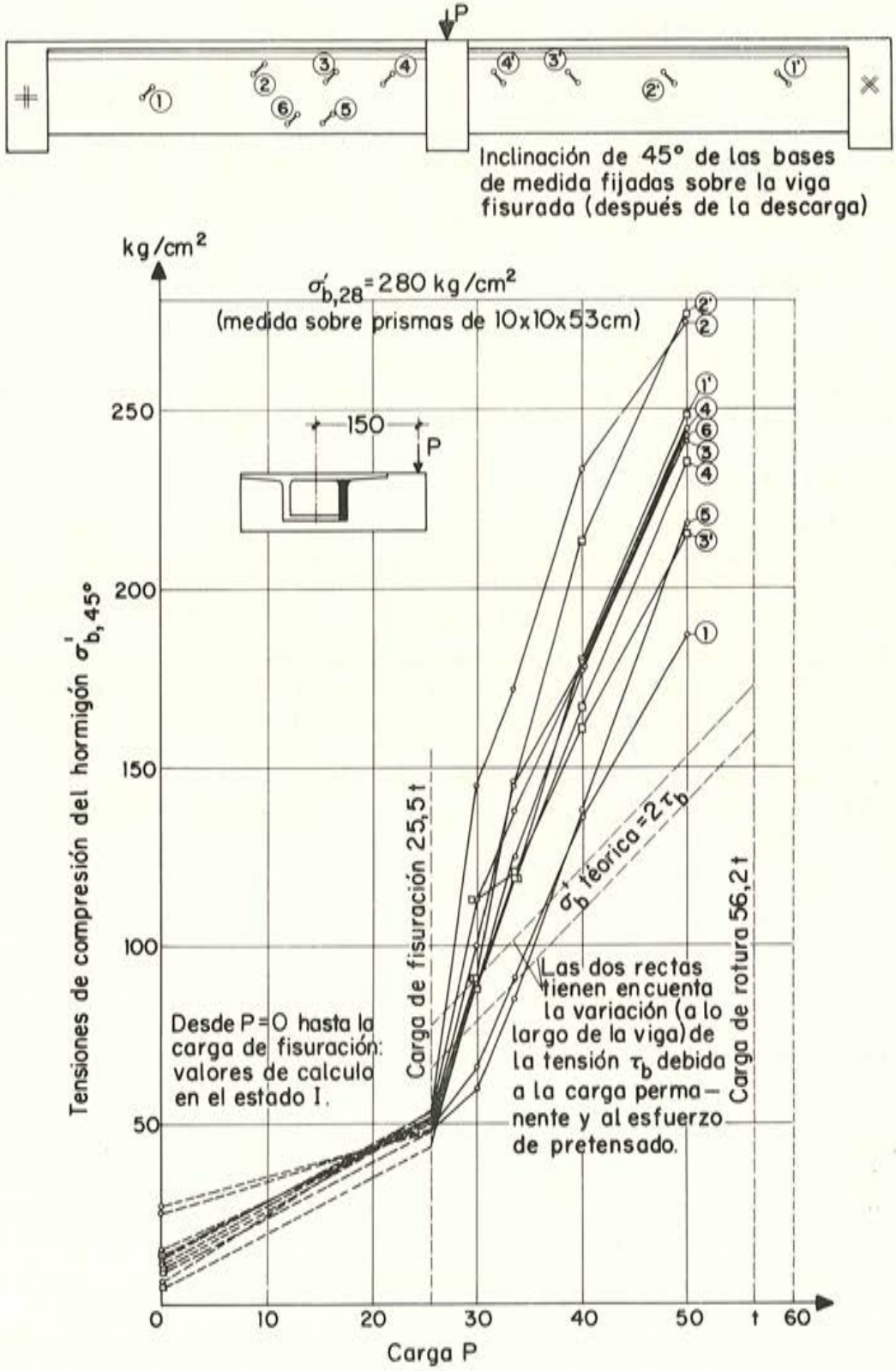


Fig. 7. — Tensión de compresión del hormigón $\sigma'_{b,45°}$ en el alma del lado de la carga de la viga BM2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4. RESUMEN Y CONCLUSIONES

4.1. Valores del pretensado.

En los ensayos fundamentales, los valores de las cargas de servicio no están dados al comienzo, en general. No obstante, es posible determinar estas cargas fácilmente a partir de las normas (DIN 4227), lo que conduce a valores muy diferentes, según que se trate de pretensado total o de pretensado limitado. De la comparación de estas cargas de servicio ficticias con los resultados del ensayo, pueden entresacarse algunas conclusiones muy interesantes, que se exponen a continuación.

4.1.1. *Pretensado total.*

En los ensayos de flexión y torsión, las vigas con pretensado total, en las que se había respetado el valor admisible de las tensiones principales de tracción, se mantuvieron totalmente libres de fisuras, como se preveía. Todas ellas manifestaron una seguridad excesiva respecto a rotura ($\gamma_{R\,mín} \simeq 2{,}5$) y a fisuración ($\gamma_f \simeq 1{,}28$).

4.1.2. *Pretensado limitado.*

Limitadas las tensiones de tracción a $\sigma_b = 25$ kg/cm², el ensayo de flexión BM1 condujo a una seguridad a rotura satisfactoria, con $\gamma_R = 1{,}82$, así como el ensayo de torsión BM2, con $\gamma_R = 1{,}95$, haciendo abstracción en este último de la muy severa limitación de la tensión principal de tracción, σ_1 a 20 kg/cm².

Bajo la carga de 30 t —o sea, aproximadamente la carga de servicio admisible en pretensado limitado para BM2— las fisuras se mantuvieron muy finas ($w_{máx} \simeq 0{,}08$ mm en las fisuras inclinadas de la losa inferior y de las almas) y ello a pesar de las tensiones principales de tracción, de alrededor de 30 kg/cm², que sobrepasaban abiertamente el valor admisible antes indicado. Estas fisuras estaban muy repartidas. Su anchura no sobrepasó los 0,25 mm en la rotura. Parece, pues, que el pretensado limitado está justificado incluso en piezas fuertemente solicitadas a torsión, y que el valor admisible de la tensión principal de tracción podría elevarse a 30 kg/cm,², más o menos, o con más generalidad, a $\frac{1}{10}\ \sigma'_{bw}$.

4.1.3. *Hormigón armado pretensado.*

En hormigón armado pretensado (pretensado parcial), que es un procedimiento que en Alemania no siempre se admite, no se limitan las tensiones de tracción debidas a la flexión; se exige simplemente no sobrepasar ciertos valores admisibles de las tensiones de tracción de las armaduras activas y pasivas y de los anchos de fisuras. Tal y como han mostrado los ensayos, es posible actuar de forma que las fisuras de flexión, de esfuerzo cortante o de torsión permanezcan muy finas, aun alcanzándose las tensiones admisibles, por medio de una distribución apropiada de la armadura pasiva. Es posible, por consiguiente, renunciar aquí también a una limitación de las tensiones principales de tracción, conservando la de tensiones de compresión (ver punto 3).

4.2. Principios de dimensionamiento.

4.2.1. Antes de la fisuración (estado I), las solicitaciones medidas coincidían bien, como se preveía, con los valores obtenidos por la teoría de la elasticidad.

4.2.2. La interpretación exacta de las medidas de la flecha y la rotación ha mostra-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

do que la curvatura, y por tanto las solicitaciones de flexión, era la misma en las dos almas de las vigas cajón, y ello incluso para torsiones elevadas y después de la fisuración. Las diferencias muy marcadas entre las flechas de las dos almas deben achacarse exclusivamente a las diferencias de deformación por cortante. Las tensiones tangentes de esfuerzo cortante y de torsión son, en efecto, del mismo signo en el alma más próxima a la carga y de signo contrario en la más alejada. Resulta de ello que, pese a las diferencias de fisuración de las dos almas, el centro de gravedad no sufre desplazamiento horizontal. En el estado II, la acción de una carga excéntrica puede, por tanto, representarse aun mediante una carga aplicada en el centro de gravedad y un momento de torsión. No cabe, por tanto, esperar una redistribución de esfuerzos interiores debida a la fisuración más que en el caso de apoyos hiperestáticos o si la sección no es ya indeformable, debido a la ausencia de rigidizadores transversales.

4.2.3. *Armadura transversal.*

Las solicitaciones producidas en las armaduras transversales por la flexión y el esfuerzo cortante (sin torsión) son muy inferiores a los valores dados por las prescripciones aún en vigor hoy día, según las cuales, las armaduras deben ser capaces de absorber, sin exceder su tensión admisible, las tensiones principales de tracción. La analogía de la triangulación de Mörsch, que podría utilizarse dada la fisuración observada, conduce también a valores demasiado altos. Es posible, por tanto, prever una reducción de la armadura de cosido de esfuerzo cortante, reducción que puede ser más importante todavía que en hormigón armado, dada la acción favorable del pretensado. En cambio, cuando es preponderante la solicitación de torsión, las tensiones de la armadura transversal son parecidas a los valores que resultan de la analogía de la triangulación. No resulta indicado, por tanto, reducir la armadura de cosido de torsión.

4.2.4. *Armaduras longitudinales pasivas.*

En pretensado limitado, la norma DIN 4227 exige que las tracciones del hormigón sean absorbidas por armaduras pasivas trabajando a su tensión admisible. Esta prescripción se contradice con las condiciones de compatibilidad, porque la armadura pasiva situada, por ejemplo, en una fibra a la que corresponda una tracción $\sigma_b = 25$ kg/cm^2, no puede ser utilizada hasta su tensión admisible, como han demostrado, por otra parte, los ensayos efectuados. Sería, pues, más racional dimensionar la sección total de la armadura pasiva en función de la seguridad que se desee obtener respecto a rotura y en función de las condiciones de limitación de la fisuración.

4.2.5. *Armadura horizontal de alma.*

La armadura horizontal de alma resulta poco solicitada, incluso después de desarrollarse las fisuras inclinadas. Por tanto, su determinación puede hacerse en función de razones constructivas. Esta armadura tendrá como finalidad principal la de impedir que se abran las fisuras de flexión en las almas de gran altura.

4.2.6. *Armadura transversal inferior.*

Las fisuras inclinadas que aparecen en la losa inferior se deben, en primer lugar, a las tensiones de cizallamiento por torsión. Para las solicitaciones elevadas de torsión (BM2), la tensión en la armadura transversal inferior que forma parte de la armadura

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

transversal de torsión, es prácticamente constante a lo largo de la viga y alcanza valores parecidos a los teóricos (analogía de la triangulación). Por ello, no resulta indicado reducir esta armadura de cosido.

4.3. Tensiones principales inclinadas, de compresión.

En general, las medidas de acortamientos efectuadas en las bielas comprimidas limitadas por las fisuras inclinadas han dado valores muy elevados. Otra vez queda así demostrado que las tensiones principales inclinadas de compresión constituyen un criterio de dimensionamiento esencial en las almas delgadas de las vigas muy solicitadas a la torsión. Según la analogía de la triangulación, esas tensiones dependen de la dirección de la armadura de alma.

Después de acabar el presente trabajo, los autores han tenido conocimiento de los resultados provisionales de los ensayos, aún no publicados, del profesor Robinson (Francia). De estos ensayos puede concluirse que el cálculo aquí realizado para pasar de acortamiento a tensiones no es rigurosamente exacto. En efecto, Robinson ha observado que cuando, perpendicularmente a la dirección de las compresiones, existe una armadura que está solicitada a tracción, el diagrama tensión-acortamiento del hormigón resulta bastante más aplanado que en compresión simple (se trataba de prismas comprimidos longitudinalmente con una tracción transversal). Este estado de tensión corresponde al que existe en las bielas comprimidas, que están atravesadas por los estribos, aun cuando éstos no sean perpendiculares, en general, a la dirección de las bielas. Las tensiones de compresión que hemos deducido de los ensayos deberían ser, pues, demasiado elevadas. No obstante, este fenómeno no debe tener gran influencia en nuestras conclusiones, pues las limitaciones propuestas se han basado siempre hasta aquí en valores calculados y no en valores "medidos". Las dos vigas BM1T (torsión pequeña) y BM2 (torsión grande) han roto por exceso de compresión de las bielas inclinadas para cargas poco más o menos iguales.

Las tensiones principales admisibles de compresión no deberían ser más elevadas bajo el esfuerzo cortante más la torsión que bajo el esfuerzo cortante solo. Por otra parte, no deberían ser mayores en pretensado limitado que en pretensado total. Los ensayos efectuados no permiten fijar nuevos valores límites. Permiten tan sólo concluir que estos valores límites, podrían ser bastante más altos que los admitidos hasta ahora.

4.4. Fisuración.

4.4.1. A causa de la apretada malla existente de armaduras pasivas, las fisuras de flexión, esfuerzo cortante y torsión han permanecido muy finas y bien repartidas hasta rotura.

4.4.2. Las diferencias existentes entre las direcciones de las armaduras de las losas inferiores izquierda y derecha no han tenido efecto apreciable en la aparición de fisuras; en cambio, sí han influido en la anchura de las mismas. En el caso de esfuerzo cortante preponderante, las losas inferiores armadas paralelamente a los ejes [redacted] han presentado fisuras mucho más finas que las armadas a 45° [redacted] Por el contrario, cuando la torsión era preponderante se ha producido el fenómeno inverso; en este caso, las fisuras de las losas inferiores eran efectivamente inclinadas. Se comprueba así, una vez más, que la armadura dispuesta según las trayectorias de las tensiones es la que permiten limitar más eficazmente la anchura de las fisuras.

Traducido por A. García Meseguer.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

dimensionamiento y optimación de forjados prefabricados

J. VASCONCELOS PAIVA

Ingeniero becario del Servicio de Edificios y Puentes del Laboratorio Nacional de ngeniería Civil de Lisboa (*)

SINOPSIS

En este trabajo se describen los métodos utilizados en el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil (L.N.E.C.), de Lisboa, para el dimensionamiento analítico de los forjados prefabricados construidos a base de viguetas de hormigón pretensado, y se discuten los parámetros básicos que procede adoptar para conseguir el dimensionamiento óptimo de las referidas viguetas.

Finalmente, se analizan diversos criterios de optimación de los modelos de forjados de esta clase, con vistas a su reducción a los tipos de utilización más favorable.

1. INTRODUCCION

Uno de los elementos de prefabricación ligera más utilizado en la construcción de edificios de tipo tradicional, ha sido el forjado prefabricado. En Portugal, durante la última década, ha experimentado un notable incremento la utilización de los forjados constituidos por viguetas de hormigón pretensado o piezas cerámicas pretensadas y, por consiguiente, la fabricación de estos elementos.

De acuerdo con la legislación portuguesa relativa a las edificaciones urbanas, los nuevos materiales o procesos de construcción utilizados en el país, para los que no exista una significativa experiencia de uso, deben ser reconocidos y homologados por el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil (L.N.E.C.). Como consecuencia directa de esta disposición, los forjados no tradicionales de hormigón armado o pretensado (lo mismo que sus análogos, desde el punto de vista de dimensionamiento y comportamiento, los de cerámica armada o pretensada) han sido sometidos, para su homologación, al L.N.E.C., el cual se ha encargado de la comprobación de los planos y la realización de los cálculos de dimensionamiento, efectuados por métodos automáticos en un computador NCR Elliot 803-B, en cumplimiento de lo dispuesto en la Circular de Información Técnica (C.I.T.),

(*) Deseamos expresar públicamente nuestro agradecimiento al autor y al Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, de Lisboa, por su amabilidad al concedernos su autorización para publicar la traducción de este interesante trabajo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

número 29, "Forjados constituidos por viguetas de hormigón pretensado. Reglas para su dimensionamiento analítico y su ejecución" [1].

Gracias a la experiencia alcanzada hasta la fecha por el L.N.E.C., con la realización de los cálculos de varios millares de forjados de esta clase, ha sido posible establecer algunas orientaciones para el adecuado dimensionamiento de las viguetas, y definir los criterios que conducen a su optimación y, paralelamente, a la de los modelos de forjados con ellas construidos.

El objetivo de este trabajo consiste principalmente en la divulgación de esas orientaciones y de estos criterios de optimación aplicables, tanto a las viguetas en su fase de dimensionamiento como a los modelos de forjados con ellas construidos, con el fin de reducir dichos modelos a los tipos de utilización más favorables.

2. DIMENSIONAMIENTO ANALITICO DE LOS FORJADOS PREFABRICADOS

2.1. Constitución de un modelo de forjado.

Un modelo de forjado prefabricado con viguetas de hormigón pretensado está constituido por una serie de viguetas que tienen, en general, la misma sección transversal de hormigón y diferentes armaduras de pretensado, y un conjunto de bloques de entrevigado de diversas dimensiones.

De la asociación en obra de cada bloque de entrevigado con los distintos tipos de viguetas (cada tipo de vigueta debe tener la misma sección de hormigón) completados con una capa de compresión, de espesor variable, hormigonada in situ, que solidariza entre sí los elementos prefabricados, resultan diferentes forjados pertenecientes a un mismo tipo.

Un tipo de forjado queda, por consiguiente, definido por la utilización de un bloque y de viguetas de forma idéntica; la diferencia entre los forjados de un mismo tipo viene dada por la armadura utilizada en las viguetas y por el espesor de la capa de compresión, que normalmente suele ser de 3, 4, 5 ó 6 cm.

Los tipos de forjado pueden ser, además, simples o dobles, según que los nervios resistentes entre bloques estén constituidos por una vigueta o dos viguetas colocadas apareadas.

En el caso general, y a menos que haya que prever soluciones alternativas (por ejemplo, cuando la escasez en el mercado de un determinado tipo de alambre aconseje la utilización de viguetas sensiblemente equivalentes desde el punto de vista resistente, pero armadas con alambres de diferentes diámetros), bastarán cuatro o cinco tipos de viguetas, convenientemente estudiados, para poder cubrir con un solo modelo de forjado las necesidades de utilización entre límites bastante amplios.

Es también importante la adecuada elección de las dimensiones exteriores de los bloques utilizados para el entrevigado, de las cuales va a depender directamete la separación entre nervios y el canto de los diversos forjados, con vista a obtener un elevado rendimiento y un buen escalonamiento del conjunto de forjados de cada modelo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2.2. Determinación de la capacidad resistente de los forjados.

Aparte del momento de inercia de la sección transversal del forjado y de los módulos de elasticidad de los materiales que lo constituyen (características de las que depende la deformación del forjado que no debe sobrepasar ciertos valores límites [1]) la capacidad resistente del forjado viene definida por los valores de su momento flector de servicio, M_s, y de su esfuerzo cortante de servicio, T_s. El forjado podrá soportar determinadas condiciones de luces y de cargas (del tipo I) si las solicitaciones actuantes M y T originadas en esas condiciones satisfacen las siguientes relaciones evidentes:

$$M \leq M_s$$
$$T \leq T_s$$

A continuación se indica cómo se calculan las solicitaciones de servicio, para analizar luego cómo se debe efectuar el dimensionamiento para mejorar los valores de dichas solicitaciones, en especial el momento M_s.

Primeramente, es necesario indicar cuáles son las tensiones admisibles en los materiales, de acuerdo con la C.I.T., núm. 29.

Según la clase del hormigón de las viguetas, B 350 ó B 450, las tensiones admisibles en estos elementos, en fase elástica, vienen dadas en el cuadro siguiente:

TIPO DE SOLICITACION		Tensiones admisibles kg/cm²	
		B 350	B 450
Compresión por flexión	Tensión temporal.	— 140	— 180
	Tensión en servicio.	— 110	— 140
Tracción por flexión	En la fibra inferior.	+ 10	
	En la fibra superior.	+ 30	
Esfuerzo cortante	Sin armaduras para esfuerzo cortante.	6	
	Con armaduras para esfuerzo cortante.	14	

En este cuadro se entiende por tensión temporal la que se origina inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo de pretensado, antes de producirse las pérdidas de tensión por fluencia y retracción del hormigón y por relajación del acero. El hormigón vertido in situ, que se considera ha de ser de la clase B 225, admite como valor máximo de tensión de compresión, en fase elástica, 75 kg/cm².

En la armadura de pretensado de las viguetas no debe sobrepasarse en el momento del pretensado y después de experimentadas todas las pérdidas de tensión, los valores 0,90 $\sigma_{0,2}$ y 0,75 $\sigma_{0,2}$, respectivamente, siendo $\sigma_{0,2}$ el límite elástico convencional del acero, correspondiente a la deformación remanente del 0,2 por 100.

Además de fijar los valores de las tensiones admisibles en los materiales, la C.I.T., número 29, prescribe también que debe efectuarse la comprobación a rotura de los forjados (para lo cual se facilitan expresiones simplificadas), y da indicaciones para el cómputo de las pérdidas de pretensado en las viguetas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El programa de cálculo automático para el dimensionamiento de forjados [2], teniendo en cuenta las condiciones anteriormente expuestas, determina el momento flector de servicio, escogiendo el menor de los cuatro momentos flectores siguientes:

— Momento M_I, capaz de originar la rotura (con el correspondiente coeficiente de seguridad), bien de las armaduras inferiores de la vigueta o bien del hormigón vertido in situ.

— Momento M_{II}, que origina, en fase elástica, una tracción de $+10$ kg/cm² en el borde inferior de la vigueta.

— Momento M_{III}, que origina, en fase elástica, una tracción $+30$ kg/cm² en el borde superior de la vigueta.

— Momento M_{IV}, que origina, en fase elástica, una compresión de -75 kg/cm², en el borde superior del forjado, es decir, del hormigón vertido in situ.

A continuación se exponen, en forma muy resumida, algunas consideraciones sobre estos cuatro momentos.

a) Momento M_I:

La experiencia ha demostrado que, en este tipo de forjado, nunca se produce la rotura del hormigón vertido in situ. En la práctica estos forjados resultan asimilables a una serie de vigas en T, de alas muy grandes. Debido a esto, el análisis del momento M_I puede quedar reducido al cálculo del momento que origina la rotura del acero.

El valor de M_I se obtiene dividiendo el momento de rotura por el coeficiente de seguridad 1,8 [1].

La limitación del momento flector de servicio por este valor M_I ocurre, en la mayoría de los forjados con viguetas de hormigón pretensado, cuando la cuantía de armaduras de estas viguetas es pequeña y corresponde al mejor aprovechamiento posible de las armaduras.

b) Momento M_{II}:

Este momento es limitativo cuando la descompresión de la vigueta originada por la flexión en servicio de forjado produce una tracción de $+10$ kg/cm² en el borde inferior de la vigueta, antes de ser alcanzado el valor M_I. La resistencia a rotura de los aceros de las viguetas no está totalmente aprovechada en este caso, que se presenta en casi todos los forjados cuyo momento flector de servicio no está limitado por el valor M_I. Tales forjados son, en general, los forjados simples construidos con viguetas fuertemente armadas o los dobles cuyas viguetas no lleven cuantías de armaduras demasiado pequeñas.

c) Momento M_{III}:

Sólo en un número relativamente pequeño de casos y en forjados de medio o gran canto, el valor del momento flector de servicio viene limitado por la aparición de tracciones, de valor igual o mayor a $+30$ kg/cm², en el borde superior de la vigueta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Su existencia revela, en general, un dimensionamiento defectuoso de la vigueta y que el esfuerzo de pretensado fue aplicado con una gran excentricidad, capaz de originar tracciones o compresiones muy reducidas en el borde superior de la pieza aislada, con el consiguiente riesgo de aparición de fisuras durante su transporte o colocación en obra.

Además de este inconveniente, existe otro todavía más grave: como la tracción de $+30$ kg/cm² en el borde superior de la vigueta, será alcanzada tanto más fácilmente cuanto mayor sea el canto del forjado (dado que cuanto mayor sea éste más separada quedará la línea neutra de dicho borde), se llega a la situación paradójica, que no se da en ninguno de los otros casos, de que el momento de servicio del forjado disminuye cuando se aumenta el espesor de la capa de compresión hormigonada in situ. Por tanto, el recurso para situaciones de emergencia, de aumentar este espesor para mejorar la resistencia del forjado, solución posible y aconsejable en todos los otros casos, resulta inaplicable en éste.

d) Momento M_{IV}:

La limitación del momento flector de servicio por la aparición de una tensión de compresión de -75 kg/cm² en el borde superior del forjado es sumamente rara. Si esto ocurre, significa que la capa de compresión hormigonada in situ es insuficiente para soportar el momento flector necesario para agotar la capacidad resistente de las viguetas.

La solución, en estos casos, que sólo se presentan en algunos modelos de forjados dobles construidos con bloques de pequeña anchura (lo que origina una elevada densidad de nervios resistentes por metro) consiste, naturalmente, en aumentar el espesor de la capa de compresión.

De los momentos que condicionan el valor del momento flector de servicio, puede decirse, en vista de lo expuesto anteriormente, que únicamente interesa actuar sobre M_I (limitación por rotura del acero), M_{II} y M_{III}, cuyos valores dependen directamente del dimensionamiento de las viguetas, lo que no ocurre con M_{IV}.

Llamando (fig. 1):

I_p = momento de inercia del forjado, sin tener en cuenta la zona de hormigón en tracción (cm⁴/m).

p = cota de la línea neutra del forjado, contada a partir de su borde superior, en la misma hipótesis de no tener en cuenta la zona de hormigón en tracción (cm).

h_v = canto total de la vigueta (cm).

H = canto total del forjado (cm).

d = distancia entre los ejes de los nervios resistentes (cm).

σ_r = tensión de rotura del acero de pretensado (kg/cm²).

R_i, R'_i = tensión originada por el esfuerzo de pretensado, en el borde inferior de la vigueta, antes y después de las pérdidas (kg/cm²).

R_s, R'_s = tensión originada por el esfuerzo de pretensado, en el borde superior de la vigueta, antes y después de las pérdidas (kg/cm²).

ΣA_i = área total de las secciones de las armaduras de la vigueta que intervienen en la rotura (mm²).

η' = cota del centro de gravedad de las armaduras que intervienen en la rotura, contada a partir del borde inferior de la vigueta (cm).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

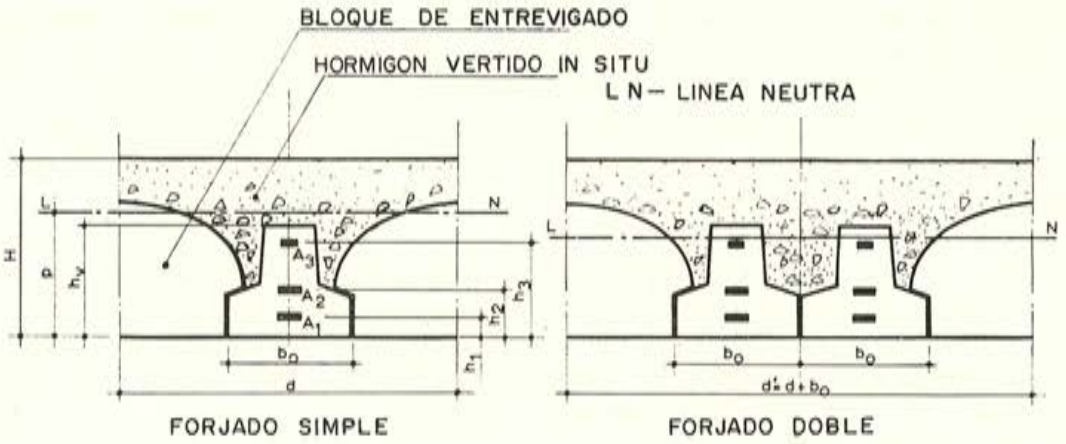


Fig. 1. — Secciones de forjados prefabricados construidos a base de viguetas de hormigón pretensado.

y adoptando la siguiente convención de signos:

tracción (+)
compresión (—)

los valores de los momentos flectores que dan origen a las limitaciones:

a) por la seguridad respecto a rotura;
b) por la aparición de tracciones de + 10 kg/cm² en el borde inferior, y
c) por la aparición de tracciones de + 30 kg/cm² en el borde superior,

vienen dados, respectivamente, por las expresiones siguientes:

$$M_I = 0{,}5 \cdot \frac{\sigma_r\,(H - \eta') \cdot \Sigma A_i}{d}\ (\mathrm{m \cdot kg/m}).$$

$$M_{II} = \frac{(10 - R'_i) \cdot I_p}{p} \cdot 10^{-2}\ (\mathrm{m \cdot kg/m}).$$

$$M_{III} = \frac{(30 - R'_s) \cdot I_p}{p - h_v} \cdot 10^{-2}\ (\mathrm{m \cdot kg/m}).$$

Para calcular el esfuerzo cortante de servicio T_s, el mismo programa de cálculo automático [2] determina el nivel de la sección del forjado, en el que la tensión tangencial es máxima, el valor de ésta y el nivel en el que dicha tensión alcanza el valor de — 6 kg/centímetro cuadrado, máximo admisible en el hormigón.

Sucede, a veces, que el valor del esfuerzo cortante de servicio que es capaz de soportar un forjado es muy pequeño, hasta el punto que su utilización resulta limitada por este esfuerzo y no por el valor de M_s. Como quiera que el motivo de este fenómeno es, normalmente, el estrangulamiento creado en la sección de hormigón del forjado por las pestañas de apoyo de los bloques sobre las viguetas, ha de ponerse un cuidado especial, al proyectar los bloques, en reducir la longitud de dichas pestañas de apoyo al mínimo compatible con la seguridad de la construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

3. OPTIMACION DEL DIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGUETAS

3.1. Parámetros que condicionan el dimensionamiento.

En la fase de dimensionamiento analítico de un modelo de forjado, los parámetros, inherentes a las viguetas, que van a condicionar las solicitaciones de servicio, son los siguientes:

— Clase de los materiales de las viguetas (hormigón y acero).
— Sección de hormigón de las viguetas.
— Sección de las armaduras.
— Valor del esfuerzo de pretensado aplicado a las armaduras.

Desde el punto de vista de la fabricación, conviene hacer las siguientes recomendaciones que afectan a la elección de los parámetros antes citados:

— Debe procurarse que todas las viguetas tengan idéntica forma de sección, lo mismo si se fabrican a mano, en moldes fijos, que mecánicamente, con moldes deslizantes.
— Debe evitarse utilizar un número demasiado elevado de diámetros distintos de armaduras y de posibles posiciones de éstas en la sección de las viguetas.
— Conviene, además, siempre que sea posible, que las tensiones de pretensado aplicadas a las armaduras de un diámetro dado sean idénticas en todos los tipos de viguetas en que se emplean, para reducir así la posibilidad de errores graves en la fabricación de tales piezas.

3.2. Dimensiones de las secciones y armaduras de las viguetas.

Las dimensiones de la sección y las armaduras de pretensado de las viguetas dependen, en primer lugar, de la clase de los materiales utilizados. La propia capacidad resistente máxima de un modelo de forjado es función de dicha clase, en especial de la del hormigón, ya que en los forjados con viguetas fuertemente armadas el momento de servicio viene principalmente condicionado por el valor de M_{II} (descompresión de la vigueta) y la tensión de compresión de la arista inferior, debida al pretensado, resulta limitada por los valores máximos admisibles, variables según la clase de hormigón (véase 2.2).

El análisis de los forjados ya homologados o que se encuentran en estudio en el LNEC, permite constatar que las dimensiones de las secciones de las viguetas de hormigón pretensado varían dentro de unos límites no muy amplios. Así, el canto de estos elementos oscila normalmente entre 9 y 13 cm, y la anchura de su cabeza inferior entre 11 y 13 cm. En algunos modelos se utilizan viguetas especiales empleadas únicamente en la construcción de forjados de pequeña luz destinados a soportar cargas de servicio mínimas, cuyo canto es todavía inferior a los 9 cm; pero deben considerarse como casos excepcionales.

Aparentemente, existe un interés económico en la reducción de las dimensiones de la sección de las viguetas, de la que resulta una disminución de su peso propio.

Este interés se refleja en la tendencia actual a fabricar viguetas de menor canto, de 9 ó 10 cm solamente, para las construidas con hormigón B 450. La disminución de la an-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

chura de la cabeza es más difícil de conseguir y está limitada por la necesidad de disponer del apoyo suficiente para los bloques de entrevigado.

En cualquier caso, la reducción del canto de las viguetas solamente será aconsejable si no da lugar a una disminución de la capacidad resistente de estos elementos.

Así, por ejemplo, ocurre que en los forjados poco resistentes construidos con viguetas débilmente armadas, cuyo momento de servicio viene limitado por el valor de M_I, no disminuirá su capacidad resistente si se utilizan viguetas de menor canto con idéntica armadura inferior.

En los forjados de canto medio o grande se producirá tanto más fácilmente una limitación del momento de servicio por el valor de M_{III}, cuanto menor sea el canto de la vigueta utilizada. Las medidas que pueden adoptarse para obviar este inconveniente se describen más adelante, en 3.3, pero dan lugar a un aumento de las pérdidas de pretensado en las armaduras y reducen, por consiguiente, el valor de M_{II}, que es el que habitualmente resulta limitativo para estos forjados (fig. 2).

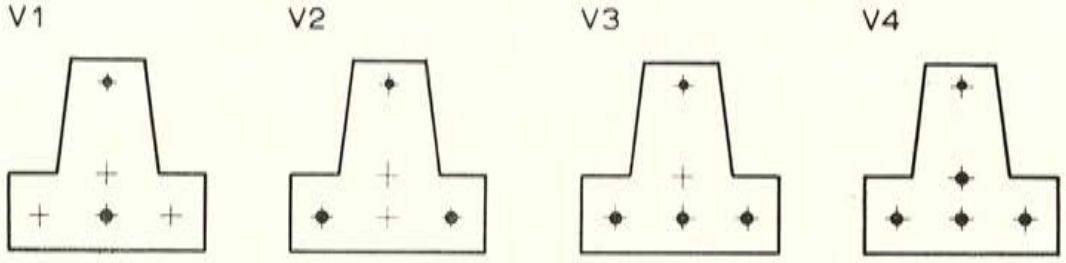


Fig. 2. — Viguetas constitutivas de un modelo de forjado.

Para valorar la incidencia económica de la variación del canto de las viguetas habría que conocer la ley de frecuencia correspondiente a las distintas luces y solicitaciones de los forjados. No se dispone por ahora de suficiente información para establecer esa ley con exactitud, pero se sabe que la mayoría de los casos (del 80 al 90 por 100 de la totalidad) corresponden a forjados de pequeño canto y de reducido momento flector de servicio. La utilización de forjados más resistentes, construidos con piezas de mayor canto, es bastante menos frecuente, lo que no quiere decir, lógicamente, que se deba menospreciar su rendimiento económico.

Cabe por consiguiente deducir que, en vista de esta distribución de frecuencias, es preferible procurar obtener un mayor rendimiento en los forjados de menor resistencia, aunque ello pueda perjudicar el dimensionamiento de los forjados más resistentes, que resultarán menos económicos.

En cuanto a las armaduras, habrá que definir sus secciones, su distribución en la sección transversal de la vigueta y las tensiones de pretensado en ellas introducidas, de tal forma que se emplean en lo posible las recomendaciones hechas anteriormente (véase 3.1).

Las armaduras normalmente empleadas tienen un diámetro de 3,2; 4,0 y 5,0 ó 5,1 milímetros, siendo estos dos últimos diámetros los más utilzados como armaduras inferiores de las viguetas de un gran número de forjados conocidos. Para las armaduras medias o superiores se emplean habitualmente los alambres de menor diámetro.

Como ya se ha indicado anteriormente (véase 2.1), es posible completar un modelo de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

forjado a base sólo de cuatro o cinco tipos de viguetas, de armaduras sucesivamente crecientes, tal como se representa a título de ejemplo en la figura 2, en la que se supone que los alambres inferiores son de 5,0 ó 5,1 mm de diámetro.

En este caso, bastaría disponer sólamente cinco puntos de paso para las armaduras, los cuales se irían ocupando sucesivamente, a medida que fuese necesario ir aumentando la resistencia de las viguetas.

En el apartado siguiente se trata de cómo deben determinarse las cotas a que deben ser colocados los alambres y las tensiones iniciales de pretensado que en ellos deben introducirse.

3.3. Criterios de optimación de las viguetas.

La optimación del dimensionamiento de las viguetas tendrá como principal finalidad definir y utilizar los criterios más favorables para conseguir los mayores momentos flectores de servicio posible en los forjados.

Como la magnitud de estos momentos M_s viene condicionada por los valores de M_I, M_{II}, M_{III} y M_{IV}, podría parecer a primera vista que se debería procurar aumentar simultáneamente estos cuatro momentos hasta los límites permitidos por los materiales. Sucede, sin embargo, que, como ya se ha indicado, no todos ellos tienen la misma influencia y que las medidas que originan el aumento de algunos de ellos provocan simultáneamente la reducción de los otros.

Dejando aparte el momento M_{IV}, en el cual prácticamente no influye el dimensionamiento de la vigueta y teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente (véase 2.2) sobre la importancia relativa de las distintas limitaciones del momento de servicio, debe actuarse sobre los valores de M_I, M_{II} y M_{III} por este orden de prioridad.

El momento de servicio de un forjado, cuando viene limitado por la seguridad con respecto a la rotura del acero, es decir, por M_I, podrá aumentarse (una vez fijados la clase de acero y los diámetros de las armaduras de las viguetas que lo componen) bajando la posición de las respectivas armaduras inferiores.

La C.I.T., núm. 29, establece que el recubrimiento de las armaduras de las viguetas no deberá ser inferior a 1,5 cm. Dado que los diámetros de los alambres empleados alcanzan un máximo de 5,1 mm, la cota mínima admisible de la primera capa de armaduras, contada a partir del borde inferior, es de 1,8 cm. Esta cota y la de 2,0 cm son las más utilizadas en los modelos de forjados conocidos. Por consiguiente, la determinación de la cota correspondiente a la capa inferior de armaduras no presenta dificultades y puede establecerse mediante una previa selección entre dos o tres valores posibles. Eventualmente, incluso podrá rectificarse durante el dimensionamiento.

Otros valores que influyen en la resistencia a rotura de los forjados, además del de la cota de la capa inferior de armaduras, son los de las cotas de la capa media, en las viguetas más armadas y los de las correspondientes a la capa superior en algunos forjados de mayor canto. Por ello, es conveniente que la posición de los alambres de estas dos últimas capas sea lo más baja posible, para aumentar el valor de M_I. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que esta disposición dará lugar a un aumento de M_{II} y una disminución de M_{III}, por lo que ha de procurarse conseguir una posición de equilibrio.

Como quiera que las tensiones R_I y R_s, originadas por el esfuerzo inicial de preten-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

sado y las debidas a las pérdidas de pretensado van a influir en los momentos M_{II} y M_{III}, es conveniente recordar las respectivas expresiones de cálculo, a partir de las cuales se puede deducir más fácilmente la forma de conseguir el aumento de los valores de dichos momentos.

Las tensiones originadas por el esfuerzo de pretensado vienen dadas por las siguientes fórmulas:

$$R_i = -\left[\frac{\Sigma F_i}{\Omega} + \frac{M}{I_v} v\right] \text{ (kg/cm}^2\text{)}.$$

$$R_s = -\left[\frac{\Sigma F_i}{\Omega} + \frac{M}{I_v}(v - h_v)\right] \text{ (kg/cm}^2\text{)}.$$

en donde:

ΣF_i = esfuerzo total de pretensado aplicado en la vigueta (kg).

M = momento flector originado en la sección de la vigueta, por el pretensado (cm . kg).

Ω = área de la sección de la vigueta (cm²).

I_v = momento de la inercia de la sección de la vigueta (cm⁴).

v = cota del centro de gravedad de la sección de la vigueta (cm).

h_v = canto total de la vigueta (cm).

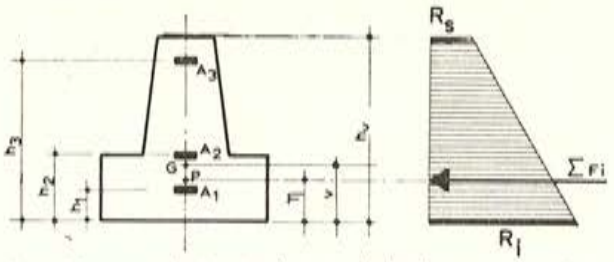


Fig. 3. — Diagrama de las tensiones originadas por el pretensado inicial en la sección de una vigueta.

Si a las diferentes armaduras A_1, A_2, ..., situadas a las cotas h_1, h_2, ..., se les aplicasen las tensiones de pretensado σ_1, σ_2, ..., el esfuerzo total de pretensado sería:

$$\Sigma F_i = \Sigma A_i \sigma_i.$$

Si en la figura 3, G representa el centro de gravedad de la sección de la vigueta y P el punto de aplicación de la resultante del esfuerzo inicial de pretensado, y se admite que η (cm) es la cota de este último punto, el valor del momento M viene dado por:

$$M = (v - \eta) \cdot \Sigma F_i,$$

en donde:

$$\eta = \frac{\Sigma F_i h_i}{\Sigma F_i}.$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Las expresiones de R_i y R_s se transforman entonces en las siguientes:

$$R_i = -\Sigma F_i \left[\frac{1}{\Omega} + \frac{(v - \eta) \cdot v}{I_v} \right]$$

$$R_s = -\Sigma F_i \left[\frac{1}{\Omega} + \frac{(v - \eta) \cdot (v - h_v)}{I_v} \right]$$

Una vez fijados y conocidos los valores de las características geométricas de la vigueta Ω, I_v, h_v, v, es posible hacer variar, en el sentido que se desee, las tensiones R_i y R_s, variando ΣF_i y η.

A continuación se estudian las pérdidas de pretensado.

La fórmula que permite obtener las pérdidas de tensión, $\Delta \sigma_i$, en las armaduras situadas a la cota genérica i es la siguiente:

$$\Delta \sigma_i = (\theta_e + \theta_f) \frac{E_a}{E_v} \mid R_\eta \mid \cdot 10^{-2} + \rho \cdot E_a + \Psi \sigma_i \quad (\text{kg/mm}^2).$$

en donde:

θ_e = coeficiente de deformación elástica del hormigón.

θ_f = coeficiente de deformación por fluencia del hormigón.

ρ = coeficiente de retracción del hormigón.

Ψ = coeficiente de relajación del acero.

E_a = módulo de elasticidad del acero (kg/mm²)

E_v = módulo de elasticidad del hormigón de la vigueta (kg/mm²).

R_η = tensión en la vigueta en el punto P, a la cota η (kg/cm²).

σ_i = tensión inicial de pretensado en los alambres situados a la cota "i" (kg/mm²).

Para el cálculo de los forjados se admite, de acuerdo con la C.I.T., núm. 29, que para estos coeficientes se tomen los siguientes valores numéricos:

$$\theta_e = 1$$
$$\theta_f = 2{,}5$$
$$\rho = 2{,}5 \times 10^{-4}$$
$$\Psi = 0{,}10$$

y que, a falta de resultados experimentales relativos a los módulos de elasticidad de los materiales se haga:

$$E_a = 21.000 \text{ kg/mm}^2.$$
$$E_v = 3.500 \text{ kg/mm}^2.$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula anterior resulta:

$$\Delta \sigma_i = 0{,}21 \mid R_\eta \mid + 5{,}25 + 0{,}10 \, \sigma_i \quad (\text{kg/mm}^2).$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La pérdida de tensión en la armadura originada únicamente por la deformación elástica del hormigón vendrá dada por:

$$\Delta \sigma_i = 0{,}06 \mid R_{\eta} \mid.$$

Se deduce que, cuanto mayor sea la tensión de compresión R_{η}, más elevadas serán las pérdidas de tensión en las armaduras y la variación en el diagrama de tensiones originadas por el esfuerzo inicial de pretensado en la sección de la vigueta.

Si se analiza ahora el efecto producido en los valores de M_{II} y M_{III} por la variación de las tensiones R_i y R_s y de las pérdidas de pretensado se deduce:

El momento M_{II} aumentará cuando aumente R_i. Por consiguiente, habrá que procurar aumentar esta tensión mediante alguno de los procedimientos siguientes:

— Disminuyendo las cotas de las armaduras, con el fin de disminuir el valor de η.

— Aumentando la tensión inicial de pretensado de la armadura inferior.

— Disminuyendo la tensión inicial de pretensado de la armadura superior.

Sin embargo, el aumento excesivo de la excentricidad del esfuerzo de pretensado en la vigueta puede hacer desaconsejable su utilización en forjados de gran canto debido a la gran probabilidad de que el momento de servicio venga limitado por el valor M_{III}.

Por otra parte, la tensión en el borde inferior no debe sobrepasar el máximo valor admisible para las tensiones temporales de compresión (140 ó 180 kg/cm², según que el hormigón de la vigueta sea de las clases B 350 ó B 450).

Pero como la tensión temporal de compresión, tal como queda definida, presupone que ya se han originado las pérdidas de pretensado debidas a la deformación elástica del hormigón, y puesto que la fórmula expuesta más arriba para calcular R_i no tiene en cuenta estas pérdidas, se deduce que el valor de R_i puede sobrepasar ligeramente aquellos límites sin ningún peligro para la seguridad de la pieza.

Por ello, se admite que, por ejemplo, para el caso de viguetas construidas con hormigón B 450, fuertemente armadas, R_i puede alcanzar un valor límite de — 190 kg/cm².

En efecto, si se considera una vigueta con todos los alambres tesos inicialmente a la misma tensión y en la cual:

$$R_i = -190 \text{ kg/cm}^2$$
$$R_{\eta} = -130 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_i = 140 \text{ kg/mm}^2$$

el valor de $\Delta \sigma_i$, correspondiente a la deformación elástica del hormigón, será:

$$\Delta \sigma_i = 0{,}06 \times 130 = 7{,}8 \text{ kg/mm}^2.$$

La tensión en el borde inferior se reducirá, por efectos de esta pérdida, en 10,6 kilogramos/cm², pasando a ser de 179,4 kg/cm², valor inferior al límite admisible de 180 kilogramos/cm².

Si la tensión inicial en las armaduras no alcanzase los 140 kg/mm², el descenso de R_i sería todavía más notable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Ya se ha dicho y justificado que debe evitarse que el momento flector de servicio venga limitado por el valor de M_{III}.

Debe, por consiguiente, procurarse que el diagrama de tensiones debidas al pretensado, en las viguetas fuertemente armadas destinadas a la construcción de forjados de gran canto, las compresiones en el borde superior no sean muy reducidas.

El valor más aconsejable para la tensión R_s depende de varios factores, principalmente de la cota máxima de la línea neutra de los forjados, del canto de la vigueta y de la magnitud de las pérdidas de pretensado.

Si se impusiese la condición $M_{II} = M_{III}$, se obtendría, sustituyendo los valores de los momentos por las expresiones dadas en 2.2:

$$R'_s = R'_l \left(1 - \frac{h_v}{p}\right) + 10 \left(2 + \frac{h_v}{p}\right)$$

Admitiendo que se introduce la misma tensión inicial de pretensado en todos los alambres de la vigueta, y designando por c la relación entre las tensiones después y antes de haberse producido las pérdidas de pretensado, se obtiene la siguiente expresión que permite calcular la tensión inicial R_s:

$$R_s = R_l \left(1 - \frac{h_v}{p}\right) + \frac{10}{c} \left(2 + \frac{h_v}{p}\right)$$

En el caso de forjados con canto de hasta 30 cm, construidos utilizando viguetas fuertemente armadas, es posible definir los valores de R_l, p y c, y obtener el de R_s en función del canto total h_v de la vigueta.

En la figura 4 se representa la ley de variación de R_s en función de h_v, deducida partiendo de los siguientes valores tomados como más representativos después de un estudio de los diversos forjados simples de 30 cm de canto:

$$R_l = 190 \quad \text{kg/cm}^2,$$
$$p = 18{,}8 \text{ cm},$$
$$c = 0{,}63.$$

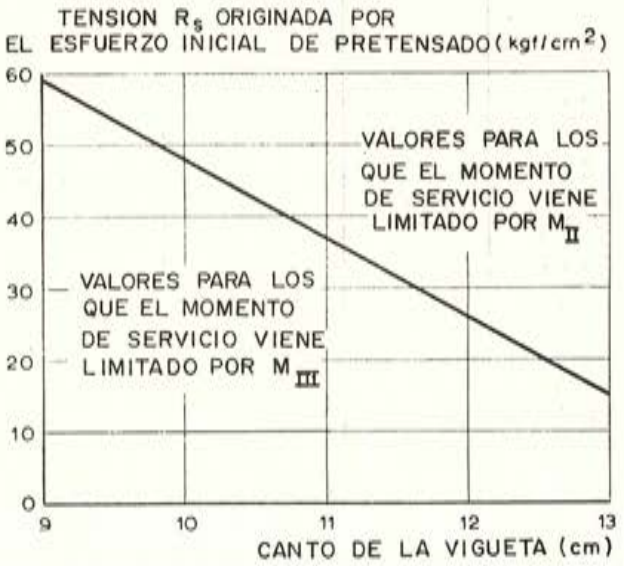


Fig. 4. — Valores mínimos de las tensiones R_s para que se verifique $M_{II} > M_{III}$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Esta ley no pretende ser exacta, sino simplemente indicar el orden de magnitud de los valores que debe tener R_s para que el momento de servicio no venga limitado por M_{III}.

La optimación de las viguetas debe basarse en las premisas expuestas y llevarse a cabo mediante tanteos de dimensionamiento, adoptando diversas posiciones, diámetros y tensiones iniciales de pretensado para las armaduras de las viguetas y procediendo por aproximaciones sucesivas.

Como los cálculos por computador se efectúan sobre forjados completos y no sobre viguetas aisladas, éstas han de ser integradas en los forjados, en cuyas características van a influir esencialmente, asociándolas a los modelos de forjado que resulten más adecuados.

Así, las viguetas débilmente armadas (por ejemplo, las dos primeras de la figura 2) deben ser las seleccionadas para los cálculos de forjados simples de pequeño canto; las de armadura media (como la tercera de la misma figura) serán las que se adopten para los forjados simples de canto medio y las fuertemente armadas (como la cuarta de la figura 2) para forjados de mayor canto, simples o dobles, pues estos últimos permitirán conocer cuál es la capacidad resistente máxima que puede ser alcanzada con el modelo de forjado que se proyecta.

Como ejemplo del resultado de este tipo de análisis se presentan en el siguiente cuadro las características de las armaduras y las tensiones iniciales de pretensado de un conjunto de viguetas, con 9 cm de canto, utilizadas en un determinado modelo de forjado. Se suponen conocidas las características geométricas de las viguetas y las clases de los materiales utilizados (hormigón B 450 y acero con tensión de rotura $\sigma_r = 175$ kg/mm²). También se suponen conocidas las formas de los bloques de entrevigado constituyentes de los diversos tipos de forjado.

Viguetas	Características de las armaduras			Tensiones originadas en las viguetas por el esfuerzo inicial de pretensado (kg/cm²)	
	A_i	h_i (mm)	σ_i (kg/mm²)	R_i	R_s
V1	1 Ø 5,1 1 Ø 3,2	20 67	134 115	— 59,5	— 37,1
V2	2 Ø 5,1 1 Ø 3,2	20 67	134 115	— 125,3	— 25,5
V3	3 Ø 5,1 1 Ø 4,0	20 67	134 115	— 182,8	— 42,7
V4	3 Ø 5,1 1 Ø 4,0 1 Ø 3,2	20 51 67	134 115 115	— 189,6	— 62,2

Obsérvese que, de acuerdo con lo anteriormente aconsejado en 3.1 como más conve-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

niente desde el punto de vista de la fabricación, se ha mantenido la misma forma exterior en todas las viguetas, la misma disposición de armaduras y las mismas tensiones iniciales de pretensado en los alambres de igual diámetro.

4. OPTIMACION DE UN MODELO DE FORJADO

4.1. Ordenación por coste de los forjados.

Efectuando el dimensionamiento de un modelo de forjado, considerando en el caso más general, todas las combinaciones posibles de los tipos de bloques y de viguetas, y de los espesores de la capa de compresión (generalmente, este espesor suele ser de 3, 4 ó 5 cm y a veces 6 cm), y extendiendo esas combinaciones a los forjados simples y dobles, se obtiene un conjunto de forjados en los cuales, frecuentemente, se superponen los valores de las correspondientes solicitaciones de servicio sin que se disponga "a priori" de un criterio seguro que permita escoger, para cada combinación de luz y solicitación, el tipo de forjado más aconsejable desde el punto de vista económico.

A partir de la ordenación por costes de los forjados, realizada automáticamente mediante el programa de cálculo existente en el LNEC [3] es, sin embargo, posible reducir la amplia serie inicial de diferentes tipos de forjados a otra más restringida en la que, sin perder una cierta flexibilidad, sólo entran los forjados más económicos.

Según se consideren solamente los costes de las piezas prefabricadas o de todos los materiales y elementos que constituyen los forjados y se pretenda o no, tener en cuenta los condicionamientos constructivos que impongan limitaciones de espesor, etc., se podrá afinar más o menos en la formación del modelo más adecuado y más o menos reducido será el número de tipos distintos que entran en la serie elegida en relación con el de los que integran la serie inicial. El modelo de mayor interés económico de entre éstos, y también el más reducido, es aquel que agrupa, sin tener en cuenta restricciones de tipo constructivo, los forjados de menor costo total en cada caso de aplicación. Se llamará a éste, "Modelo I".

Otro modelo interesante es el que se forma a partir de la ordenación por costes de los elementos prefabricados de cada forjado. En él se mantienen forjados más caros, pero con menor número de viguetas que otros que resultan eliminados como consecuencia del criterio adoptado para hacer la selección. Este modelo, que se llamará "Modelo II" mantiene, en general, del 40 al 50 por 100 de la totalidad de los forjados iniciales, engloba a los que pertenecen al Modelo I, y puede constituir una buena base para la fijación de un modelo definitivo, ya que es más flexible que aquél y tiene en cuenta la existencia de posibles limitaciones para el espesor.

Por otro lado, la experiencia demuestra que, en el Modelo I, el número de elementos se reduce a cerca del 25 por 100 de los de la serie inicial, comprobándose que, de los forjados constituidos por las viguetas menos armadas (con sólo uno o dos alambres como armadura inferior) solamente se mantienen en la serie elegida los forjados simples menos resistentes, construidos con los bloques de menor altura y mayor anchura.

Suele hacerse una objeción a la validez del Modelo I. Es la de que, si bien el costo de las viguetas y bloques de entrevigado puede ser determinado fácilmente por el fabricante, el coste de los materiales colocados en obra, y en especial el del hormigón vertido in situ,

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

variará según la localidad en la que vaya a construirse el forjado, lo que significa que el costo total de éste no puede ser nunca un valor fijo. A pesar de todo, siempre que los costos varien entre límites razonables, la selección efectuada seguirá siendo válida en general, y además es susceptible de mejora aplicando los métodos que seguidamente se exponen.

4.2. Ordenación según las series de Renard.

Si se ordenan escalonadamente los momentos flectores de servicio de los forjados de un determinado modelo, siguiendo las series de los números normales o de Renard [4], [5] y [6] se puede comprobar si los forjados cubren con regularidad y sin grandes discontinuidades las necesidades de servicio.

En la figura 5 se presenta un ejemplo de este tipo de ordenación, aplicado a un modelo de forjados, obtenido de acuerdo con los criterios expuestos anteriormente al definir el Modelo I. Del gráfico se deduce que los forjados con menores momentos flectores de servicio siguen, aproximadamente, y sin lagunas la serie patrón R-5, y que los restantes se escalonan siguiendo con mucha aproximación la serie patrón R-40. A pesar de todo, el escalonamiento según esta última serie presenta nueve lagunas, lo que demuestra que el modelo elegido para este ejemplo resulta algo insuficiente para cubrir, de forma continua y regular, todo el intervalo de los momentos flectores de servicio.

4.3. Indice momento-costo.

El índice momento-costo de un forjado se define como la relación entre su momento flector de servicio y su costo unitario. El índice así definido puede, sin embargo, presentar dos valores, según se incluyan o no en el costo unitario del forjado, los materiales colocados en obra, además de los elementos prefabricados.

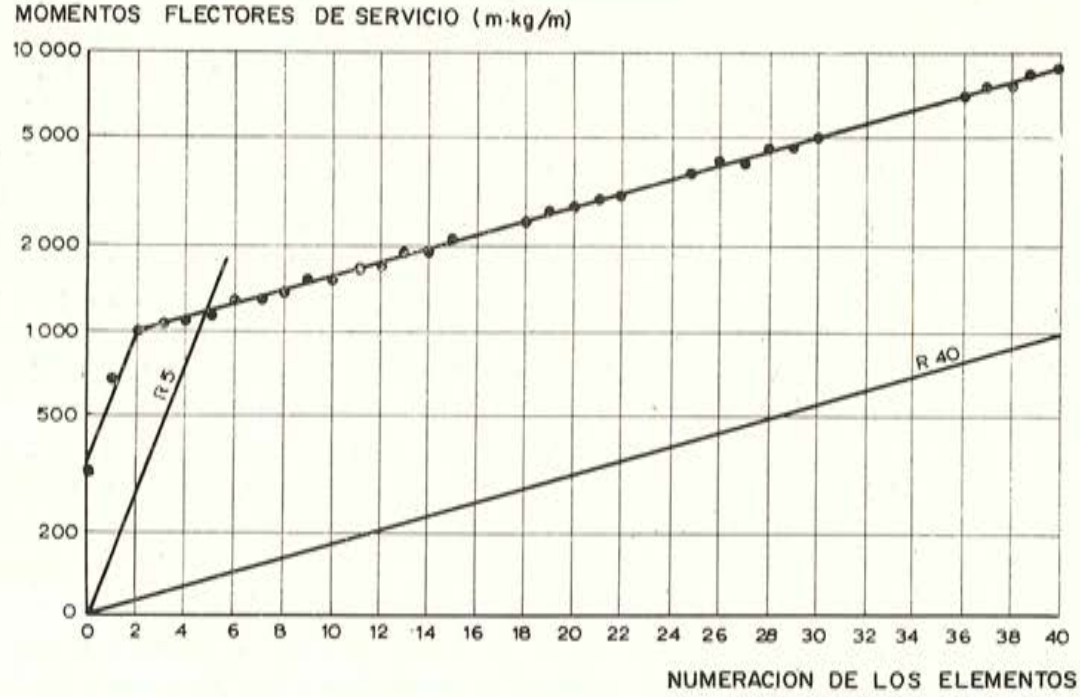


Fig. 5. — Ordenación de los momentos flectores de servicio de un modelo de forjado, de acuerdo con las series de Renard.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Para la calificación de un forjado, este índice constituye el mejor indicador, desde el punto de vista económico. Se comprueba que, como regla general, el índice momento-costo toma valores crecientes a medida que aumenta la resistenca de los forjados, siguiendo una ley bien definida.

Tomando nuevamente como ejemplo el modelo cuya ordenación fue analizada en la figura 5, y trazando para él la ley de variación de los momentos flectores de servicio M_s, en función de los costos totales unitarios C, se obtiene la curva representada en la figura 6, en la que puede observarse que los momentos flectores de servicio superiores a 1.000 m/kg siguen, con buena aproximación, una ley exponencial en función de los costos o, lo que es lo mismo, que la función $\log M_s$ es lineal con respecto a los costos C, a través de una relación del tipo:

$$\log \frac{M_s}{M_{s0}} = \alpha \cdot C,$$

siendo M_{s0} y α constantes.

Los forjados, cuyos puntos representativos en el diagrama de la figura 6, se sitúan por debajo de la curva exponencial, tienen un rendimiento económico inferior al de los demás y tanto menor cuanto más apartados de la curva se encuentren dichos puntos.

4.4. Limitaciones impuestas por el esfuerzo cortante.

En el presente trabajo, hasta ahora sólo se ha tenido en cuenta una de las solicitaciones, sin duda la más significativa, que caracterizan la resistencia de los forjados: el momento flector de servicio. Sin embargo, ya se indicó anteriormente (véase 2.2) que, en algunos forjados, los esfuerzos cortantes de servicio son tales que la aplicación del forjado viene limitada por esta solicitación. En consecuencia, habrá que estudiar la posibilidad de que esto pueda ocurrir en los forjados de un modelo ya seleccionado. Y si ello sucede, habrá que incorporar al modelo elegido otros forjados que, aun siendo de costo más elevado, satisfagan en mejores condiciones los estados normales de carga.

Supóngase, para simplificar, un forjado con condiciones de apoyo isostáticas sometido a una sobrecarga uniformemente distribuida, y en el que sean:

M_s = momento flector de servicio del forjado.

T_s = esfuerzo cortante de servicio del forjado.

p = peso propio del forjado.

s = sobrecarga, extendida como el conjunto de todas las cargas permanentes o accidentales, excluido el peso propio.

$q = p + s$ — carga total actuante.

l = luz del forjado.

Es evidente que el forjado está en condiciones satisfactorias si:

$$M_s \geqslant \frac{q\,l^2}{8} \qquad T_s \geqslant \frac{q\,l}{2}.$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

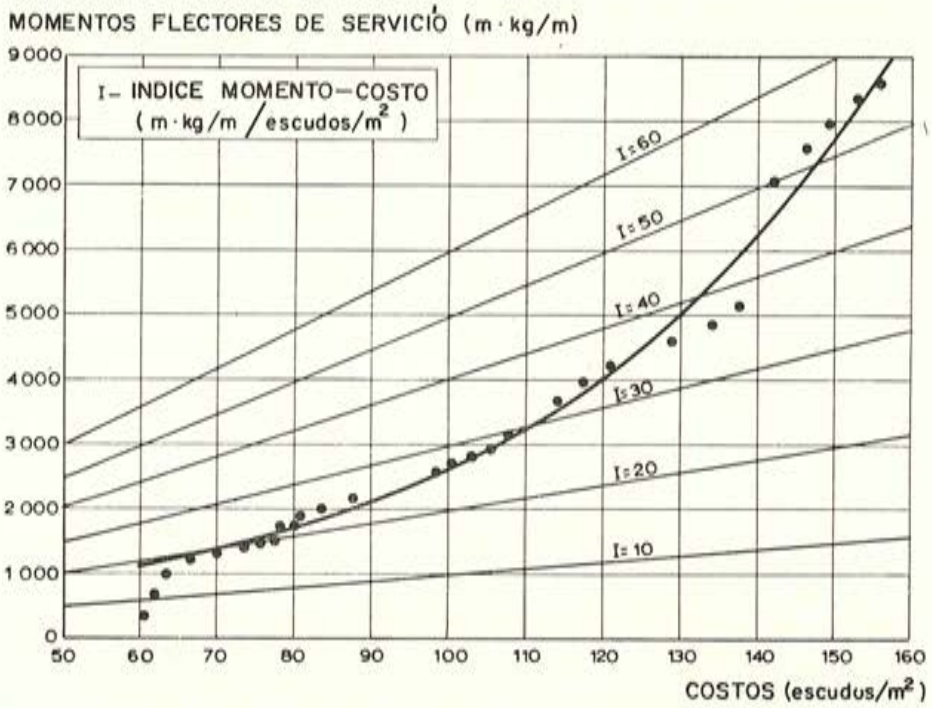


Fig. 6. — Diagrama momentos flectores de servicio-costo de los forjados (elementos prefabricados + hormigón vertido in situ).

produciéndose las limitaciones por momento flector y por esfuerzo cortante, respectivamente, cuando estas dos expresiones se transforman en igualdades.

Llamando:

$$L_c = \frac{4\,M_s}{T_s} \text{ — luz crítica,}$$

$$q_c = \frac{2\,T_s}{L_c} \text{ — carga crítica,}$$

las condiciones correspondientes a las limitaciones señaladas toman las formas:

Limitación por momento flector ..... $L > L_c\,;\ q < q_c$

Limitación por esfuerzo cortante ..... $L < L_c\,;\ q > q_c$

Limitación por momento flector y esfuerzo cortante simultáneamente ... $L = L_c\,;\ q = q_c$

Estas condiciones pueden representarse gráficamente mediante curvas semejantes a las de la figura 7, trazadas en un sistema de coordenadas cargas-luces, donde el punto crítico, definido por las coordenadas (q_c, L_c), establece la separación entre los dos tipos de limitación.

Se llama "sobrecarga crítica" S_c la diferencia entre la carga crítica q_c y el peso propio del forjado:

$$S_c = q_c - p.$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

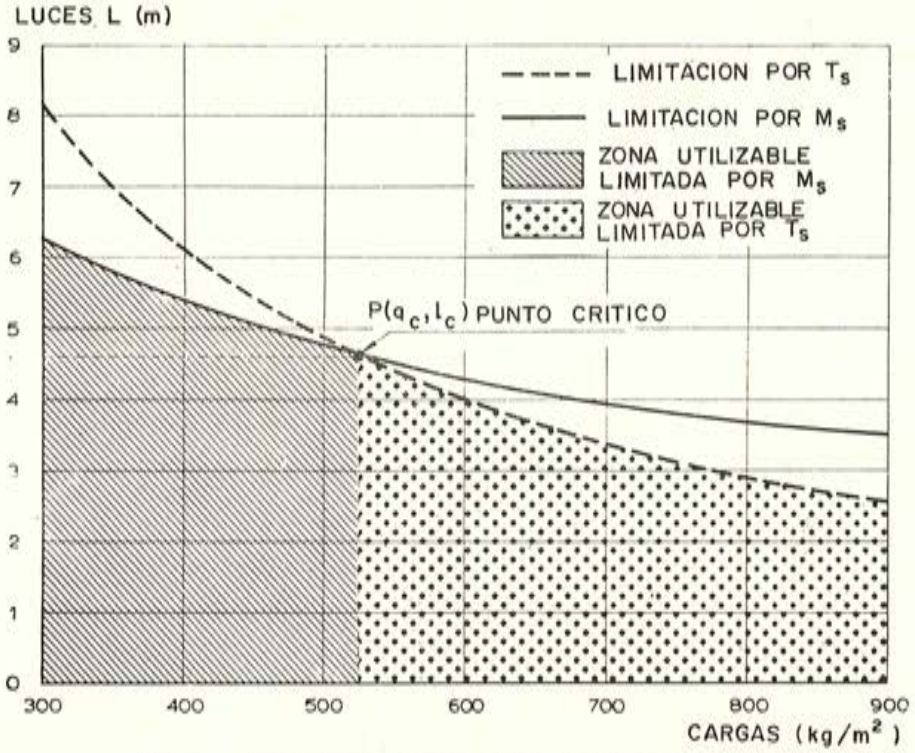


Fig. 7. — Determinación de los valores críticos de un forjado.

De las anteriores consideraciones se deduce que, dado un modelo de forjado del que se conocen los valores críticos, es necesario comprobar si alguno de los forjados incluidos en el modelo presenta valores bajos de la sobrecarga crítica, puesto que cuando $q > q_c$ la utilización del forjado vendrá limitada siempre por el valor del esfuerzo cortante de servicio.

En esos forjados, los respectivos momentos flectores de servicio, en función de los cuales se habrá efectuado la selección basada en consideraciones económicas, raramente podrán ser alcanzados, a no ser que se adopten disposiciones constructivas adecuadas para mejorar su resistencia a esfuerzo cortante.

Por consiguiente, si la utilización del forjado viene limitada por el esfuerzo cortante de servicio, todo ocurre como si ese forjado poseyese un momento flector de servicio ficticio M'_s, menor que M_s, dado por la expresión siguiente:

$$M'_s = \frac{T^2_s}{2\,q},$$

y que será función de la carga total q actuante.

Tomando para q el valor de 750 kg/m², que se puede considerar como un límite superior de las solicitaciones más frecuentes, se pueden determinar para tales forjados los valores ficticios del momento flector de servicio mediante la expresión:

$$M'_s = \frac{T^2_s}{1.500}\ \text{m} \cdot \text{kg/m}\ (T_s \text{ en kg/m}),$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

a partir de estos valores se puede efectuar una nueva selección basada en consideraciones económicas, totalmente válida. En efecto, mediante este artificio, y siempre que la carga total q no sea superior a 750 kg/m², la utilización de los forjados dejará de estar limitada por el valor de su esfuerzo cortante de servicio.

En el LNEC se dispone también de un programa de cálculo electrónico, que determina para los forjados de un modelo dado los respectivos valores críticos, y que permite, de este modo, realizar fácilmente el análisis que se acaba de escribir.

5. Conclusiones.

Se estima que, en este trabajo, quedan expuestos unos criterios, válidos para la optimación del dimensionamiento de las viguetas de hormigón pretensado utilizadas en la construcción de forjados prefabricados, basados en el aprovechamiento máximo de los materiales utilizados. Tales criterios han sido aplicados en el LNEC con éxito, y han permitido obtener sensibles economías en la fabricación y en la aplicación de aquellos elementos, bien a través de la reducción de las respectivas dimensiones, bien por el mayor rendimiento conseguido con los forjados con ellos construidos.

Por otro lado, la optimación de los modelos de forjado, obtenida mediante la reducción del número de tipos que los constituyen a menos de la mitad del número inicial, resulta interesante desde el punto de vista industrial, pues quedan eliminados los forjados económicamente menos ventajosos. Además de esto, sucede frecuentemente que, mediante el análisis realizado, son completamente eliminados ciertos tipos de forjados, lo que hace posible reducir el número de piezas prefabricadas que es necesario producir, con la consiguiente economía que ello representa.

BIBLIOGRAFIA

[1] Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa: Pavimentos Constituidos por Vigotas de Betão Pre-Esforçado. Regras para o seu Dimensionamento Analitico e Execução. Circular de Informação Técnica (C.I.T.), n.º 29, 1964.

[2] Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa: Pavimentos Pré-Fabricados com Vigotas de Betão Pré-Esforçado. Programa de Cálculo Automático n.º 9, 1966.

[3] Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa: Escolha de Soluçes de Lages com Pavimentos Pré-Fabricados. Programa de Cálculo Automático n.º 10, 1966.

[4] Repartição de Normalização, Lisboa: Números Normais. Norma Portuguesa Definitiva NP-28, 1961.

[5] Organisation Internationale de Normalisation (ISO), Génève: Nombres Normaux. Séries de Nombres Normaux. Recomendation ISO R3, 1953.

[6] Organisation Internationale de Normalisation (ISO), Génève: Guide pour l'Emploi des Nombres Normaux et des Séries des Nombres Normaux. Recomendation ISO R17, 1955.

[7] Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa: Directivas Comuns UEAtc para a Homologação de Pavimentos não Tradicionais de Betão Armado ou Pré-Esforçado. Informação Técnica. Edificios, 3, 1968.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

591 - 1 - 14

nuevo hangar Alitalia, para el Boeing 747, en el aeropuerto Fiumicino, en Roma (*)

R. MORANDI
Profesor Ingeniero

Preámbulo.

Como es sabido, la entrada en servicio de los nuevos aviones Boeing 747 obliga a la realización en los aeropuertos de obras especiales de infraestructura proporcionadas a sus dimensiones, mucho mayores de las habituales hasta ahora.

En particular, las instalaciones de manutención requieren características muy diferentes de las que poseían las que hasta ahora se venían utilizando, lo que obliga a concebir edificios completamente distintos. Ello se refiere, en particular, a los hangares, para los que la concepción tradicional de grandes naves en las que se ubican varios aviones juntos se transforma, dadas las dimensiones del Boeing 747, en la construcción de un edificio cuyo volumen interno da cobijo a un solo aparato, con todos los aspectos consiguientes funcionales y formales, que ello implica.

Se trata, pues, de construir un enorme "estuche" cuyas paredes internas ofrecen, a las diversas partes del avión, sectores definidos para las diversas necesidades del servicio y la manutención; ello significa que la morfología del hangar viene sugerida por la del avión, con la consiguiente conexión íntima entre función y expresión formal. Al presentar estas nuevas características, se adivina que la conexión hangar-aeroplano resulta inmediatamente patente para el observador, incluso desde el exterior; y que, por consiguiente, la búsqueda que está en el origen de este tipo de proyectos, como en el de cualquier otro, aspira a la misma validez de aquella del hangar de Orly, de Freyssinet, que pasó a la historia de la arquitectura de su tiempo, sobre todo por la identidad formal entre hangar y dirigible.

CARACTERISTICAS DE LA OBRA

Generalidades.

El centro de manutención prevé la presencia simultánea de dos aparatos y, por tanto, los dos hangares y los edificios para los servicios anejos constituyen una unidad operativa reagrupada en una construcción única.

(*) NOTA DE LA REDACCIÓN. — Traducción del artículo publicado en el número de la revista *L'Industria Italiana del Cemento*, correspondiente al mes de junio de 1970. Deseamos hacer constar públicamente nuestro agradecimiento al Dr. Ing. G. Bologna, director de dicha revista, y al Prof. Ing. R. Morandi, autor de este interesante artículo, por su amabilidad al concedernos la necesaria autorización para incluir en HORMIGÓN Y ACERO esta traducción y por habernos facilitado los originales de las figuras que la ilustran.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

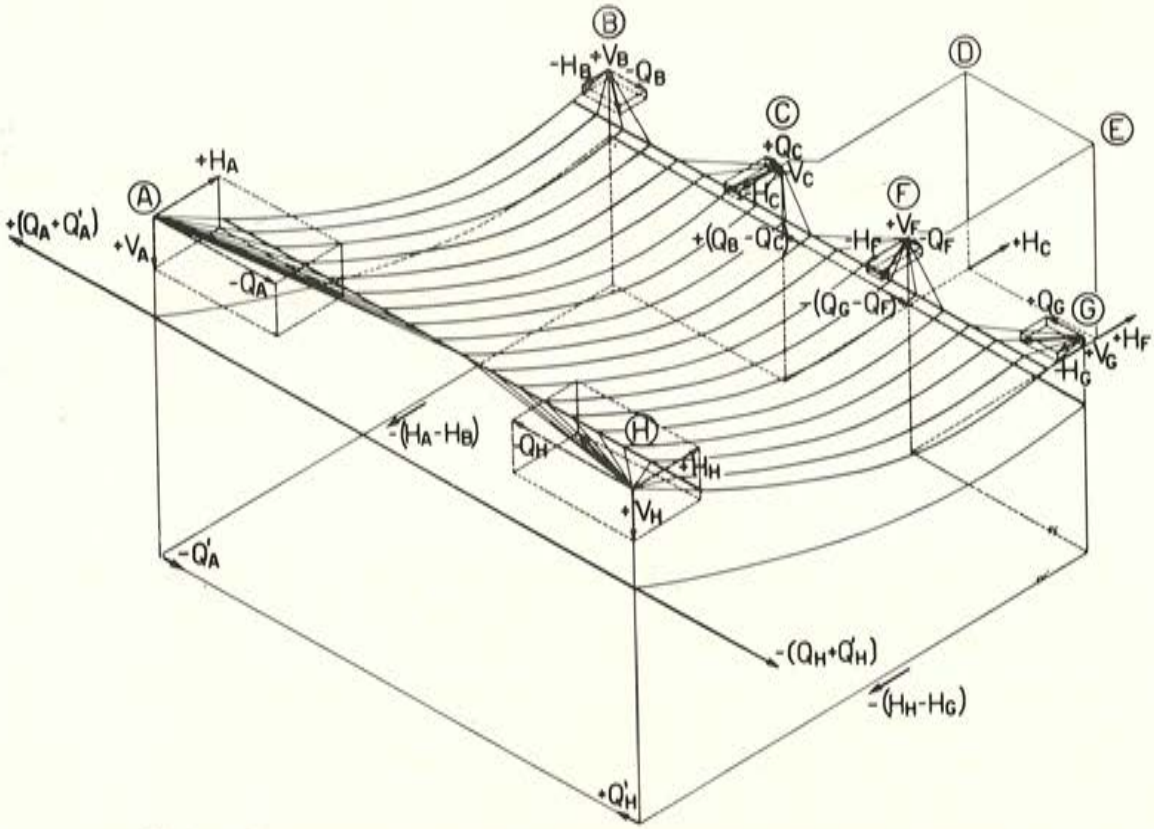


Fig. 1. — Representación axonométrica del sistema estático resistente de la cubierta.

Tal construcción consta de:

— Dos hangares, cada uno de 6.740 m² de superficie.
— Un taller mecánico de 3.780 m².
— Una serie de oficinas especiales, salas de pruebas, etc., con una superficie total (en varias plantas) de 19.000 m².

El volumen total del edificio resulta de 470.000 m³.

Todas las partes de la obra (con la excepción de los dos hangares, que merecen una descripción más detallada) están provistas de pilotes de cimentación tipo Franki, estructura resistente de hormigón armado, forjados de hormigón y cerámica, cubierta (en parte en diente de sierra) compuesta por vigas pretensadas prefabricadas y placas de cerramiento también prefabricadas, de hormigón armado. Las paredes perimetrales están constituidas por paneles prefabricados. El conjunto es, pues, de concepción tradicional, aunque lo más avanzada posible.

Los dos hangares.

Como ya se ha dicho y como aparece en las fotografías, la forma singular del hangar viene determinada por la del avión que debe albergar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

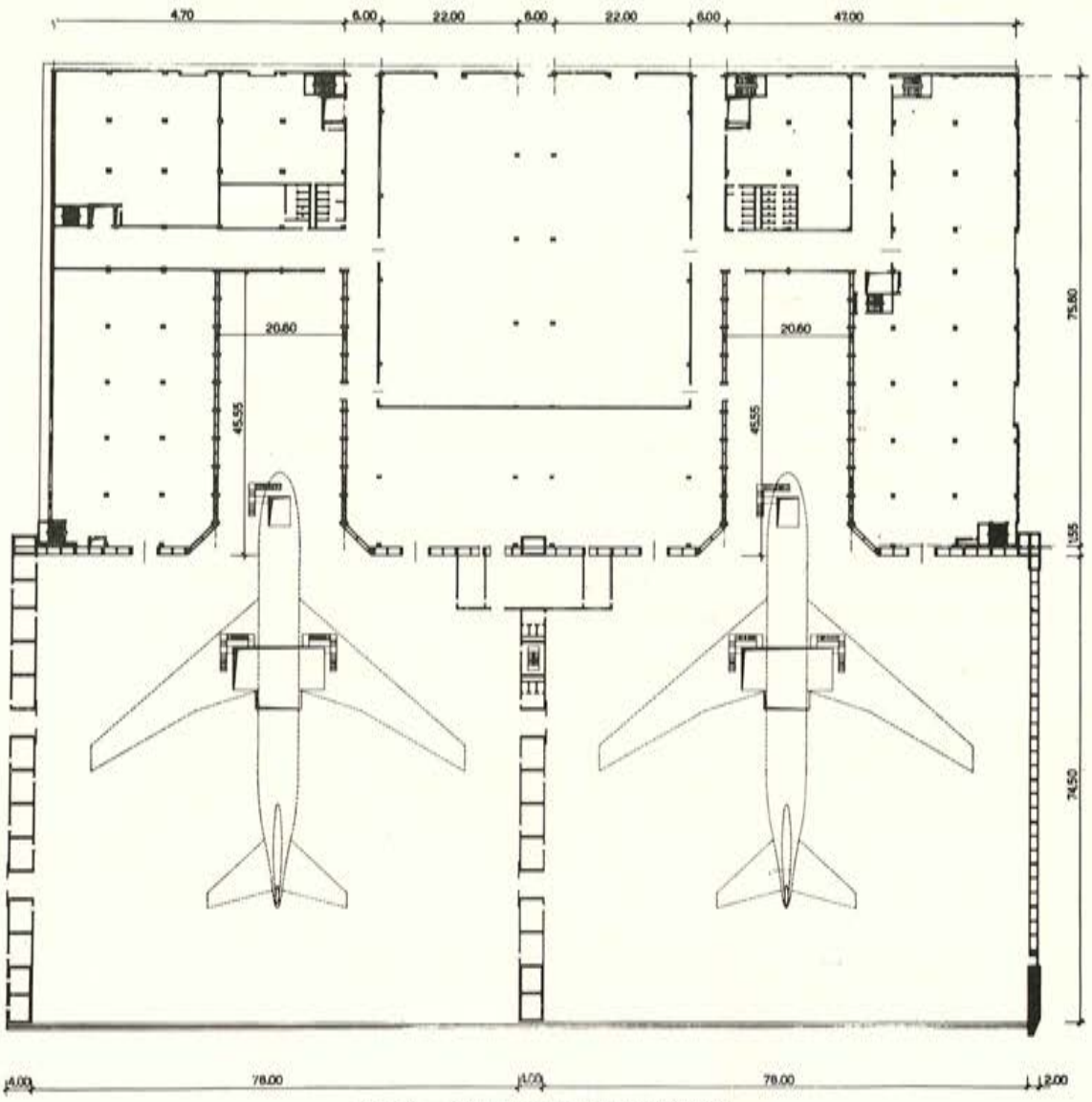


Fig. 2. — Planta de los dos hangares.

El mencionado hangar puede considerarse compuesto por dos partes contiguas:

a) La parte dentro de la cual encuentran refugio el morro y la zona delantera del avión, que constituye un volumen paralelepipédico de 45 m de longitud, 20 m de anchura y altura constante de 16,40 m.

b) La parte que cobija a la zona media y posterior del fuselaje, las alas y la cola, que constituye un vano de 78,25 m de anchura, 74,50 m de longitud y altura variable entre un mínimo de 20 m y un máximo de 30 m.

Los dos volúmenes, adyacentes y sin solución de continuidad, vienen delimitados por muros cortafuegos de hormigón, con excepción de la pared frontal, que va provista de una puerta, corredera longitudinalmente, de anchura total de 166 m y altura de 21 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Desde el punto de vista estático cada hangar consta de una estructura espacial compuesta de dos zonas de cubierta soportadas en el complejo de muros verticales, cuya misión obvia es, aparte de la de cerramiento, la de conducir hasta las cimentaciones, las acciones transmitidas por las propias cubiertas.

La cubierta de la zona CDEG está constituida por una serie de vigas paralelas de hormigón pretensado, ligadas a placas de cerramiento prefabricadas y que transmiten su peso y las cargas de los puentes-grúa sobre los muros sustentantes.

Por su parte, la cubierta de la zona ABCFGH está constituida por una malla tesa de acero-hormigón, anclada mediante tirantes a los puntos *A, B, C, F, G, H,* las acciones transmitidas por los tirantes a dichos puntos resultan recogidas y conducidas al suelo, a través de los muros, por medio de sistemas de inclinación diversa esquematizados en la figura 5, en la que aparece la configuración resultante del equilibrio por efecto de los pesos propios y de las sobrecargas accidentales.

En particular, y con objeto de hacer más comprensible la configuración citada, parece oportuno describir los diversos sistemas de rigidización dispuestos transversalmente a los muros longitudinales de cierre de cada hangar.

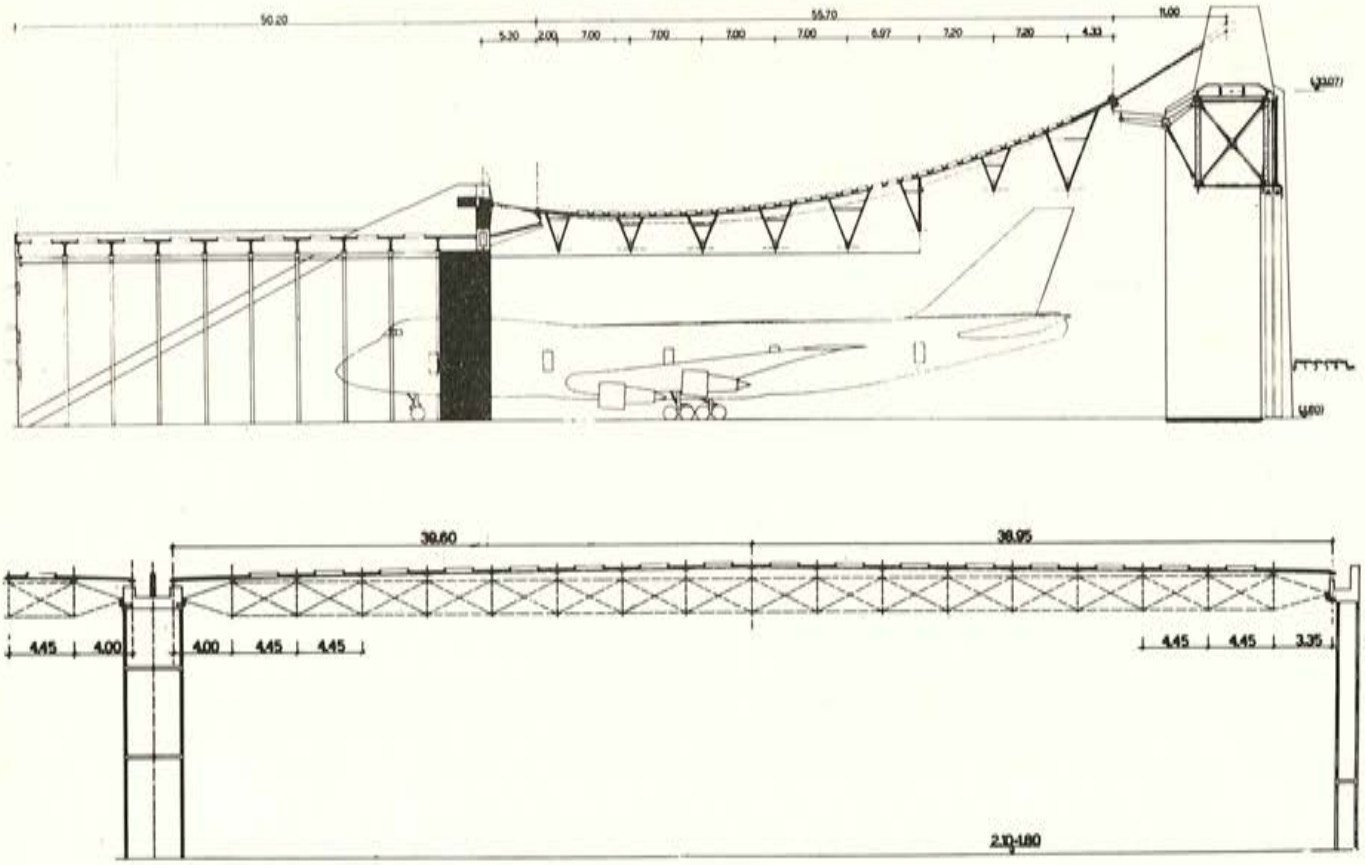


Fig. 3. — Secciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

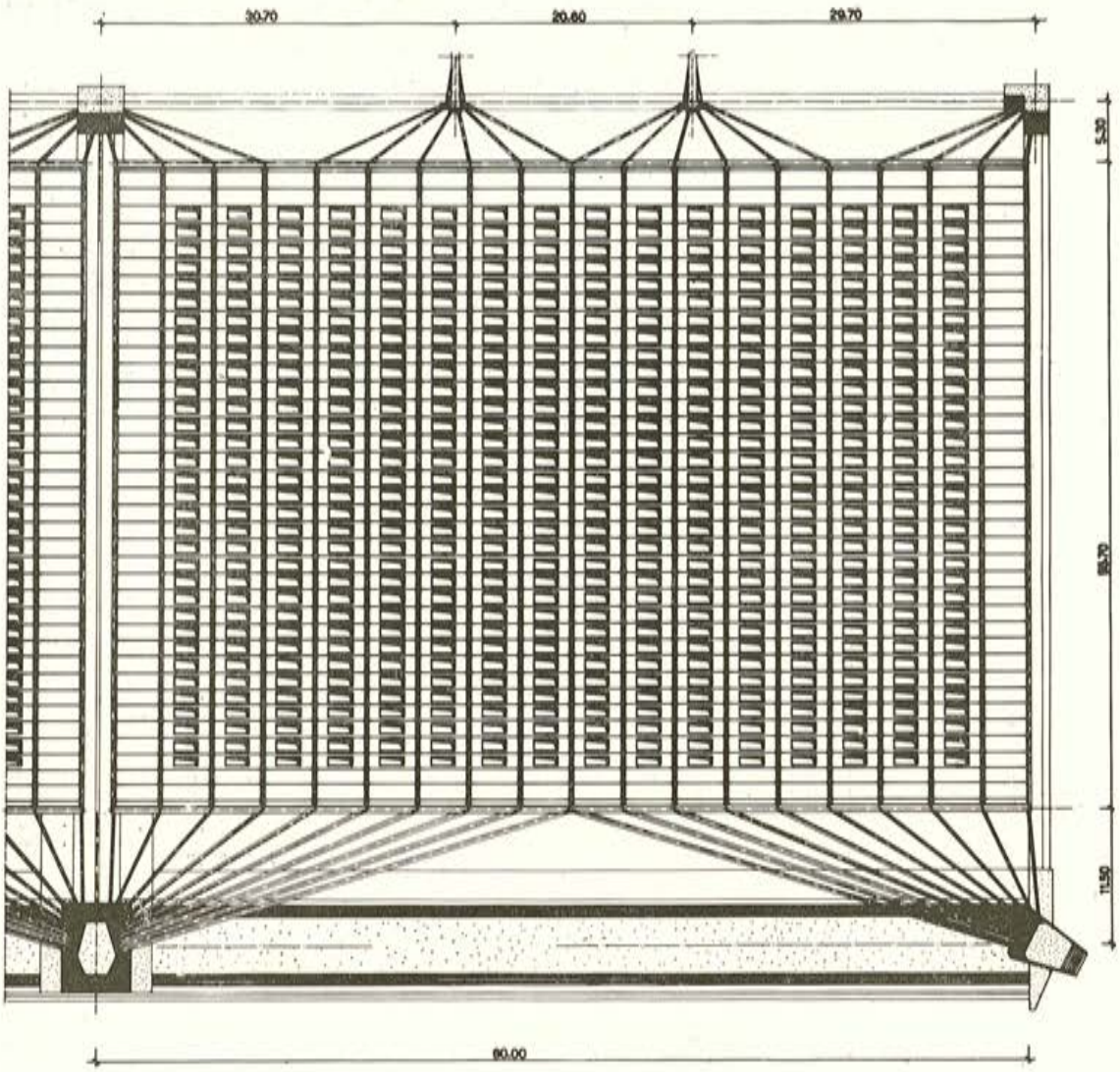


Fig. 4. — Vista parcial, desde lo alto, de la cubierta.

a) *Arriostramientos frontales sobre el plano de la puerta de entrada.*

Como aparece en el esquema de la figura 5, han sido necesarios dos arriostramientos: uno a nivel del pavimento (solicitado por $-Q'_A$ y $+Q'_H$) constituido por un cordón de hormigón apoyado sobre el terreno y provisto de cables postesos para calibrar su alargamiento durante la actuación de las sobrecargas accidentales sobre la cubierta; y el otro [solicitado por $+(Q_A + Q'_A) - (Q_H + Q'_H)$], ubicado a 31 m de altura sobre una viga reticular metálica que, además de ejercer la función de soportar el arriostramiento de hormigón superior, desempeña el papel de arquitrabe de la puerta corredera, la cual le transmite los importantes esfuerzos horizontales debidos al viento actuando sobre la gran superficie de la propia puerta.

El arriostramiento de hormigón y la viga reticular subayacente constituyen un esquema estático especial. De tal esquema resulta que:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

— La viga metálica sobre el plano de la puerta queda libre para experimentar las variaciones de geometría correspondientes a los efectos térmicos.

— El arriostramiento superior de hormigón queda libre a su vez para experimentar cualquier variación geométrica debida a los acortamientos viscoelásticos bajo los esfuerzos de compresión transmitidos desde la cubierta, sin inducir sobretensiones peligrosas en la viga metálica.

— El arriostramiento queda libre para experimentar las variaciones geométricas correspondientes a los cambios de temperatura, con independencia de la viga metálica, la cual ofrece, como es obvio, un comportamiento térmico diferente.

Cabe destacar, en fin, que el elemento metálico y el de hormigón, aun teniendo la posibilidad, como se ha dicho, de adoptar alargamientos diferentes entre sí, vienen obli-

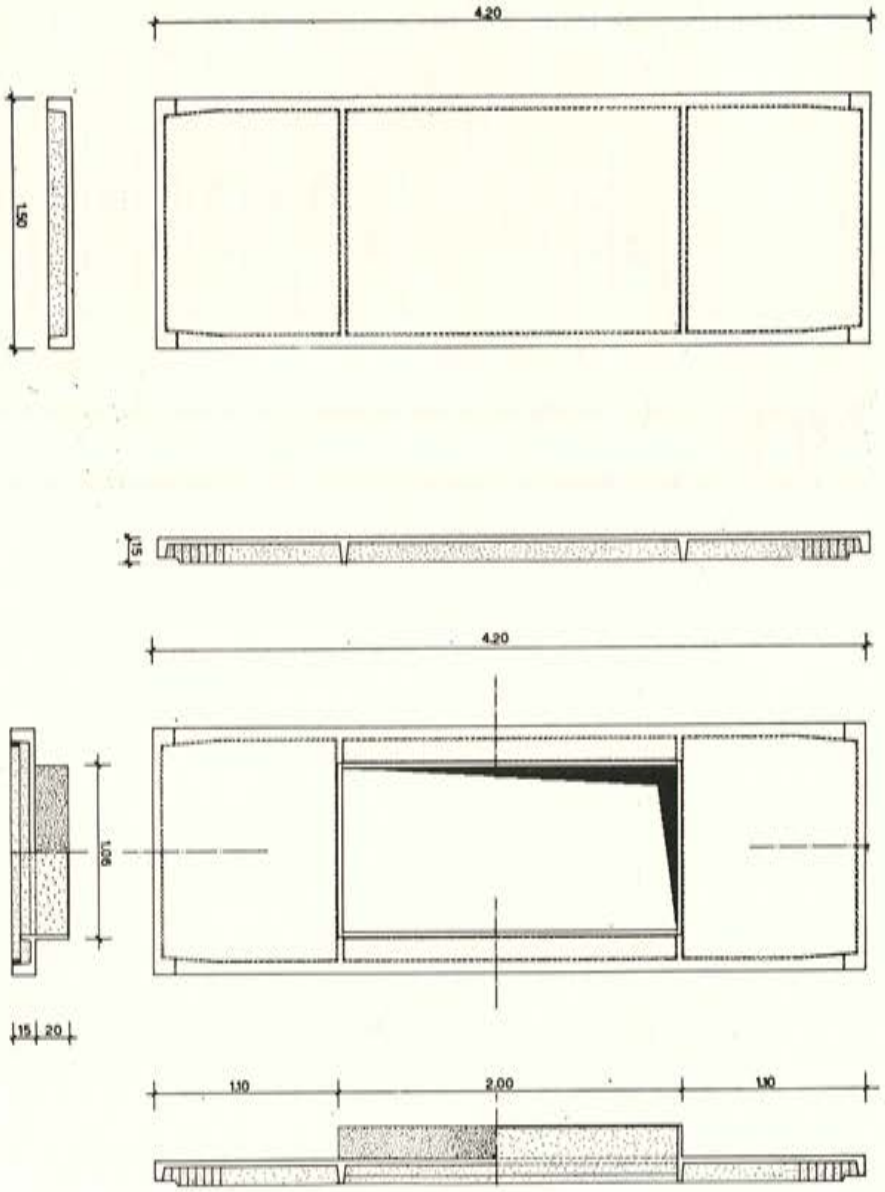


Fig. 5. — Los dos tipos de placas de cubierta, prefabricadas, en hormigón armado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

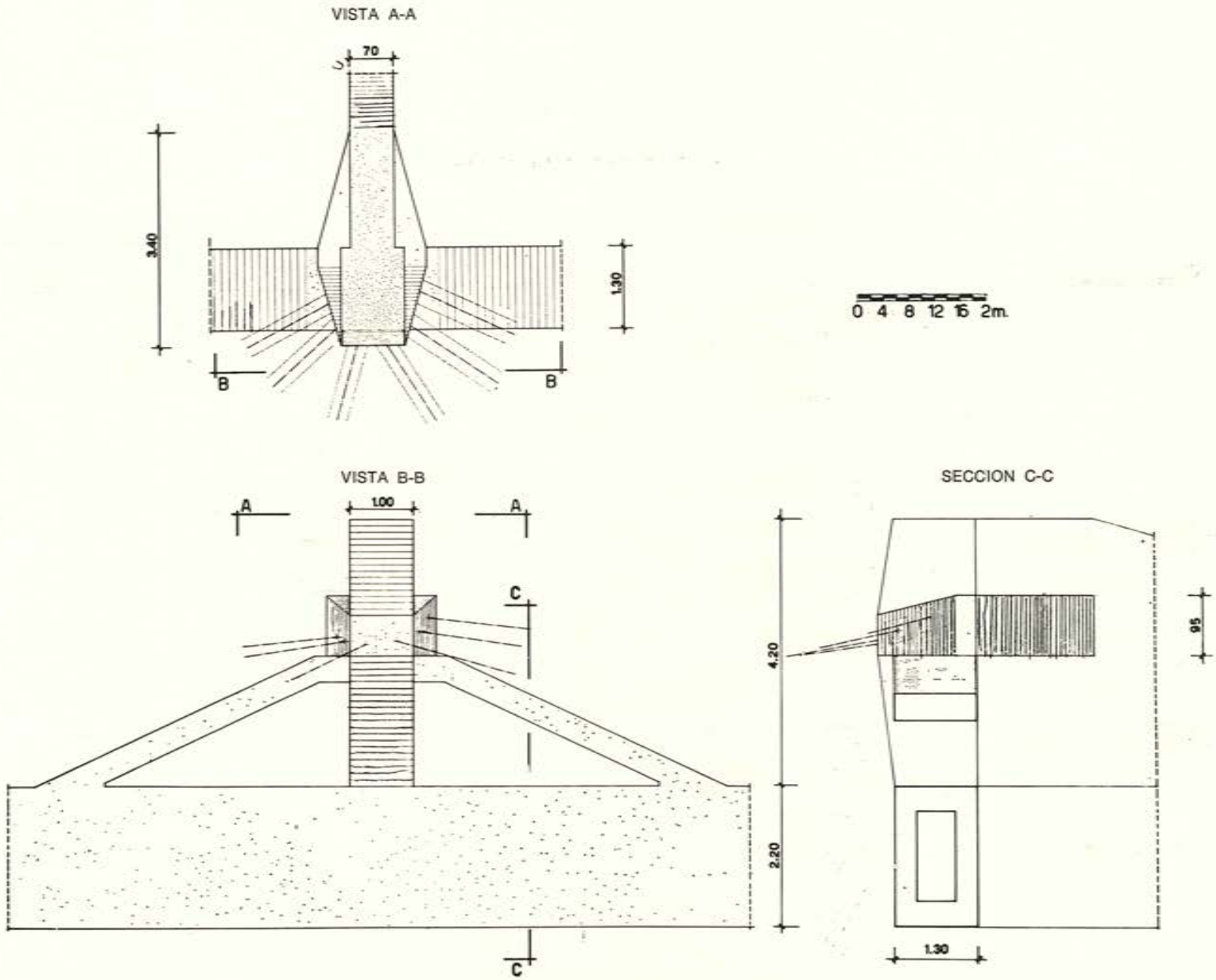


Fig. 6. — Anclaje de los tirantes posteriores.

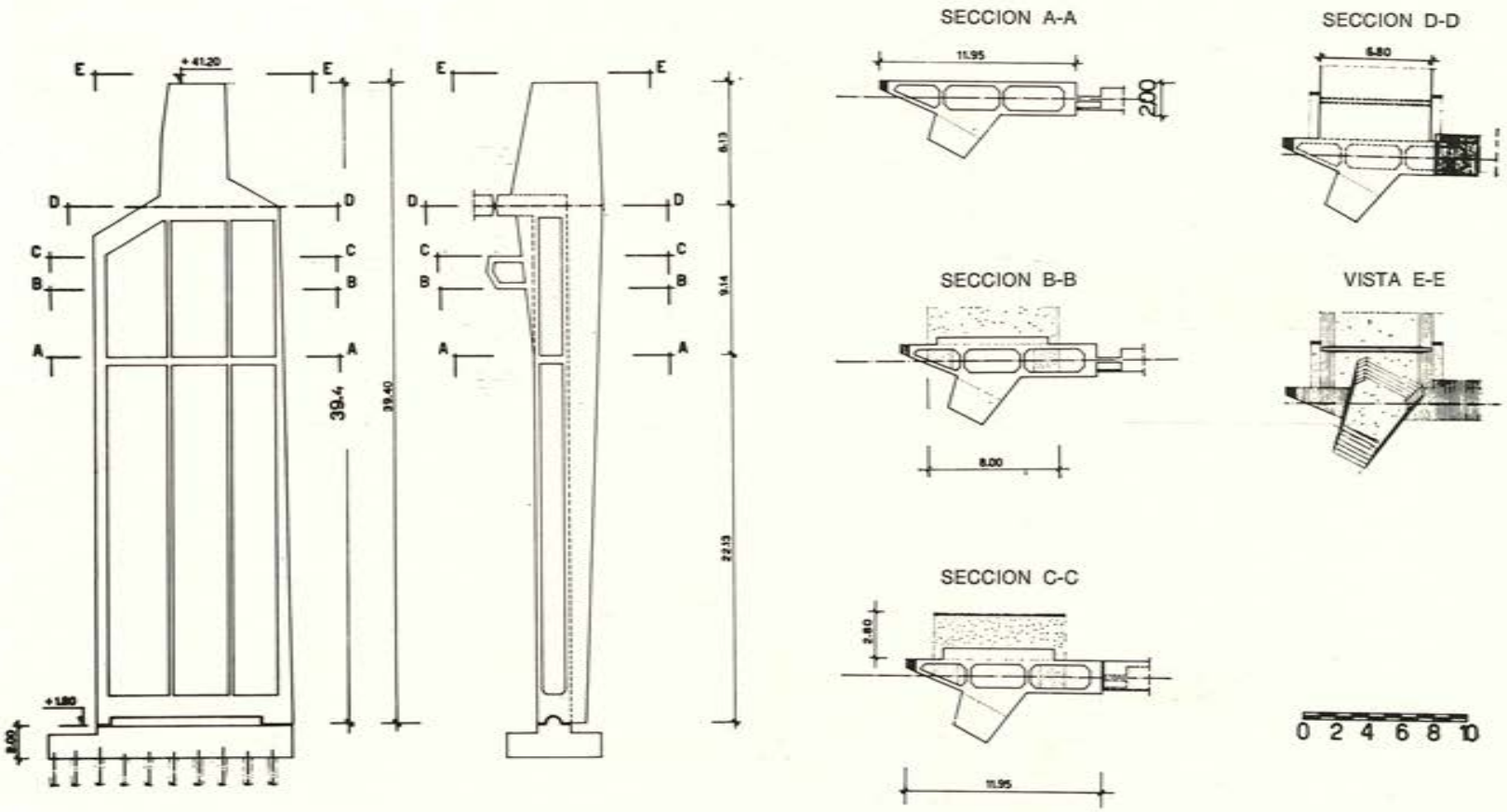


Fig. 7. — Pilono de borde, de fachada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

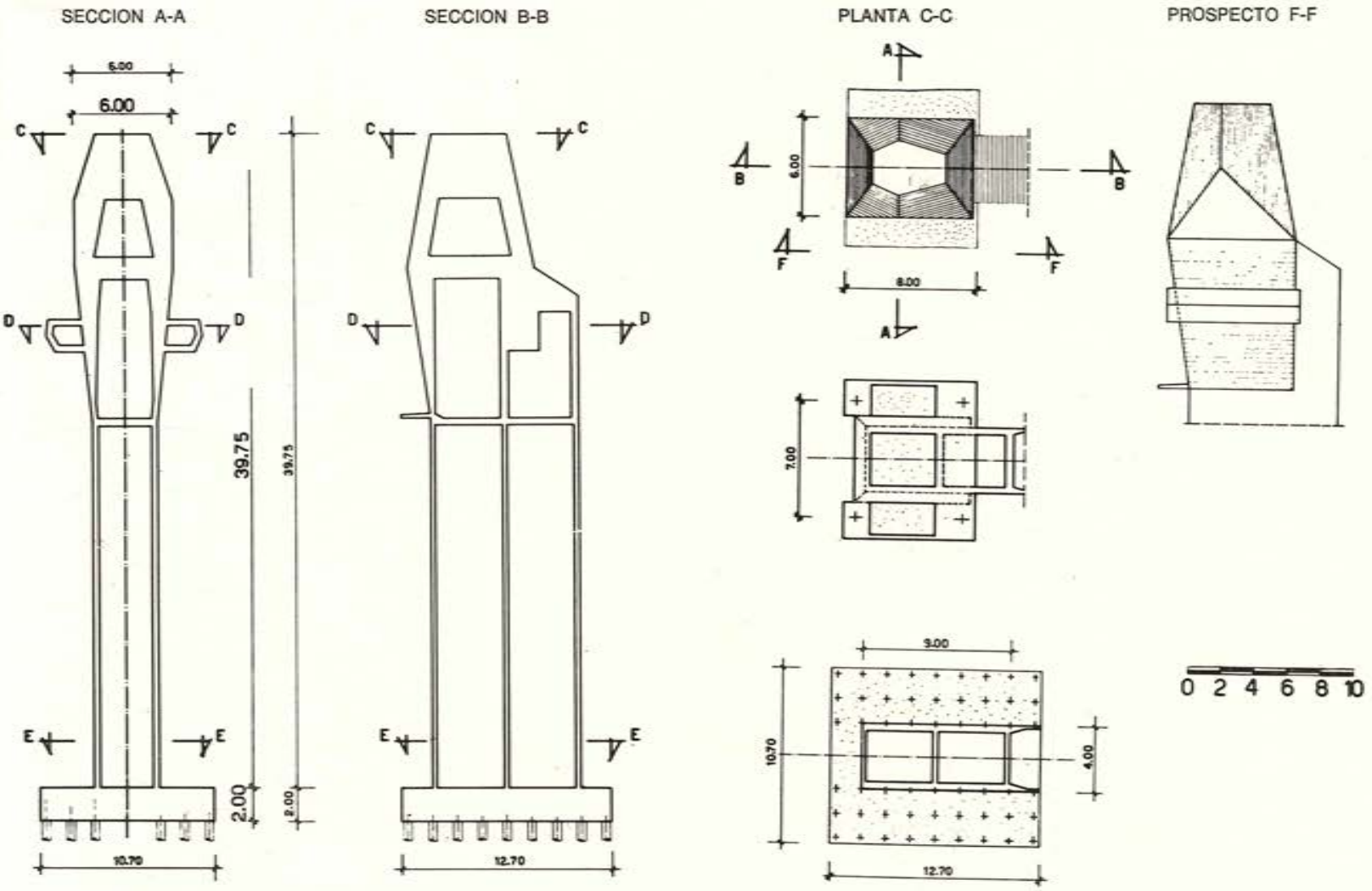
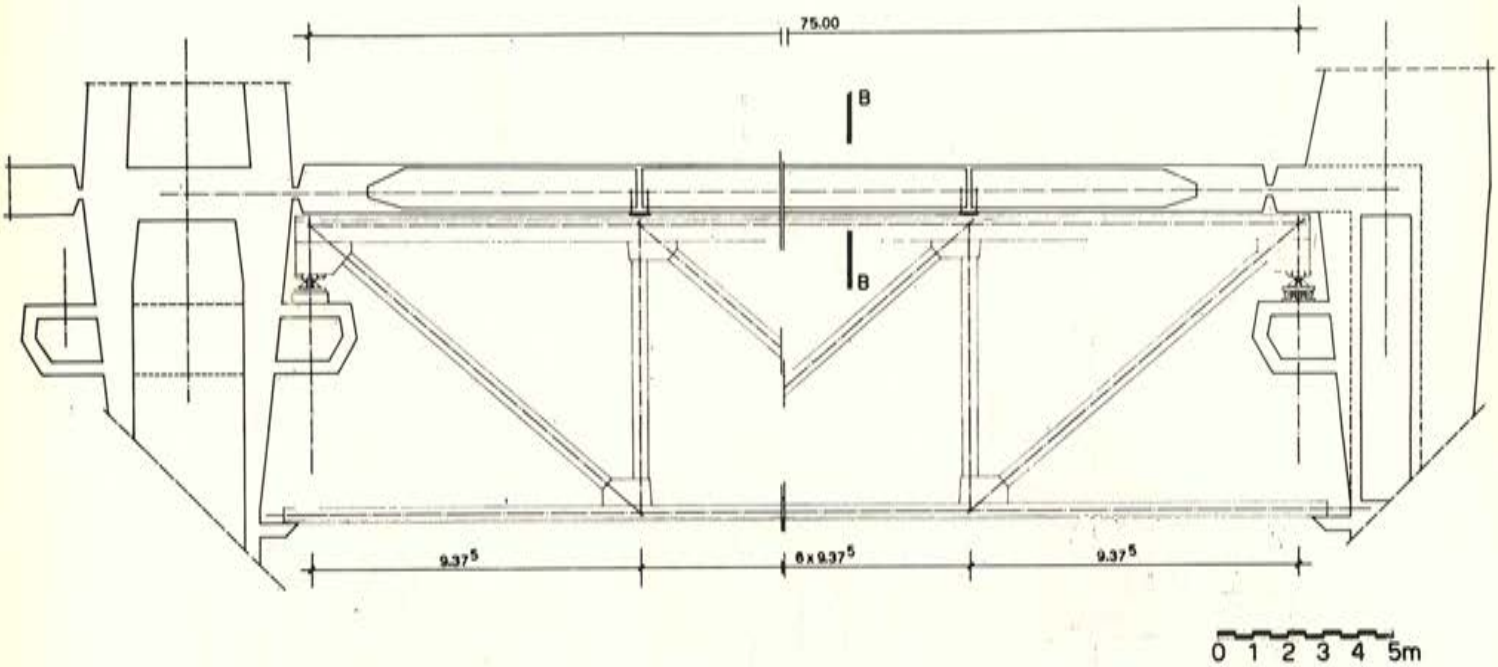
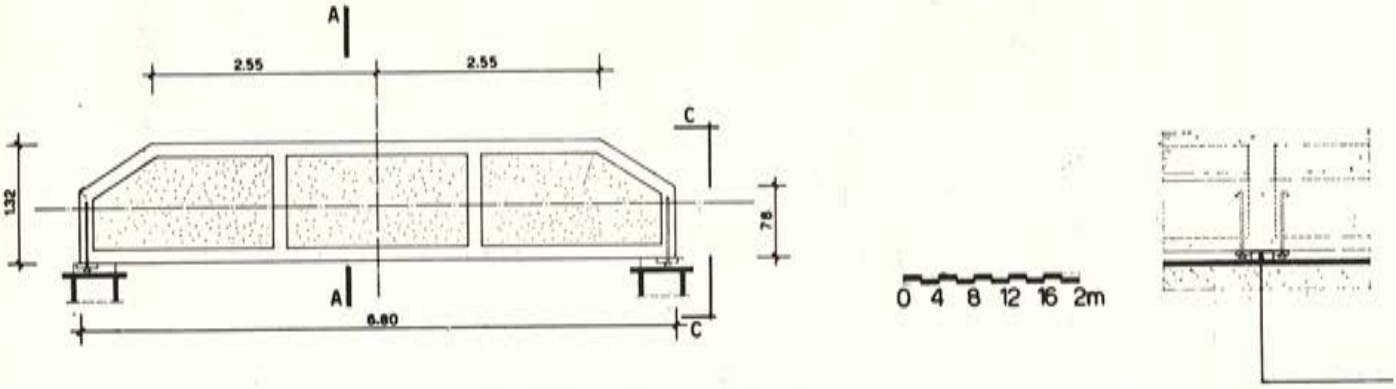


Fig. 8. — Pilono intermedio de fachada.

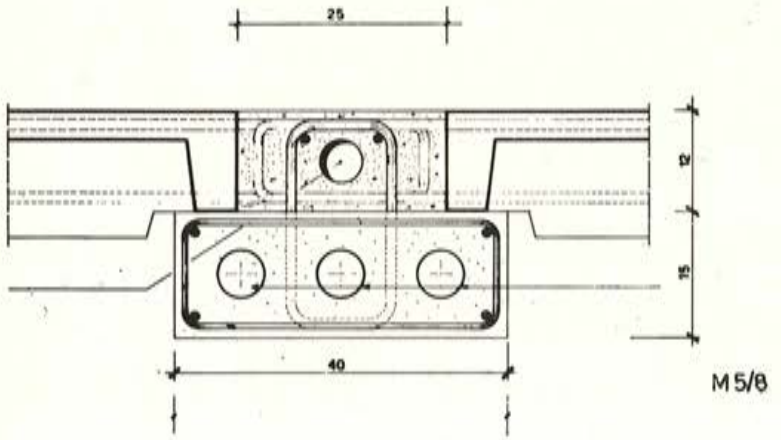
SECCION A-A



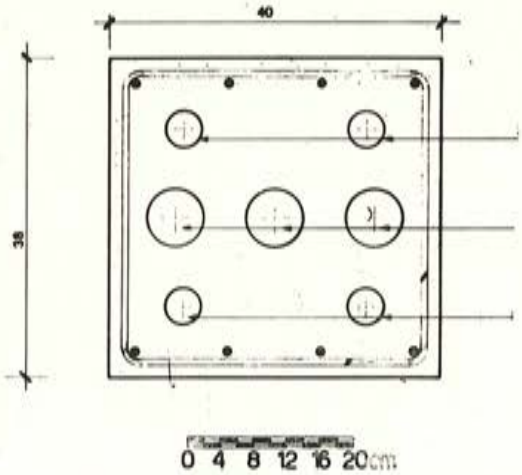
SECCION B-B



Viga frontal entre los pilonos de fachada.



Sección transversal de una costilla de cubierta.



Sección transversal de un tirante anterior.

Figura 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

gados a mantener constante su posición recíproca en sentido vertical, mediante elementos de unión que permiten tan sólo un grado de libertad (necesario por las razones ya expuestas); la variación de longitud, la cual es distinta para las dos vigas, de hormigón y de acero.

A tales efectos, del paramento inferior de la viga de hormigón sobresalen una serie de bulones de acero que atraviesan, mediante escotaduras oblongas, las alas del cordón superior de la viga metálica y resultan bloqueados en dichas alas por medio de tuercas roscadas, habiéndose interpuesto entre tuercas y ala una placa de teflón.

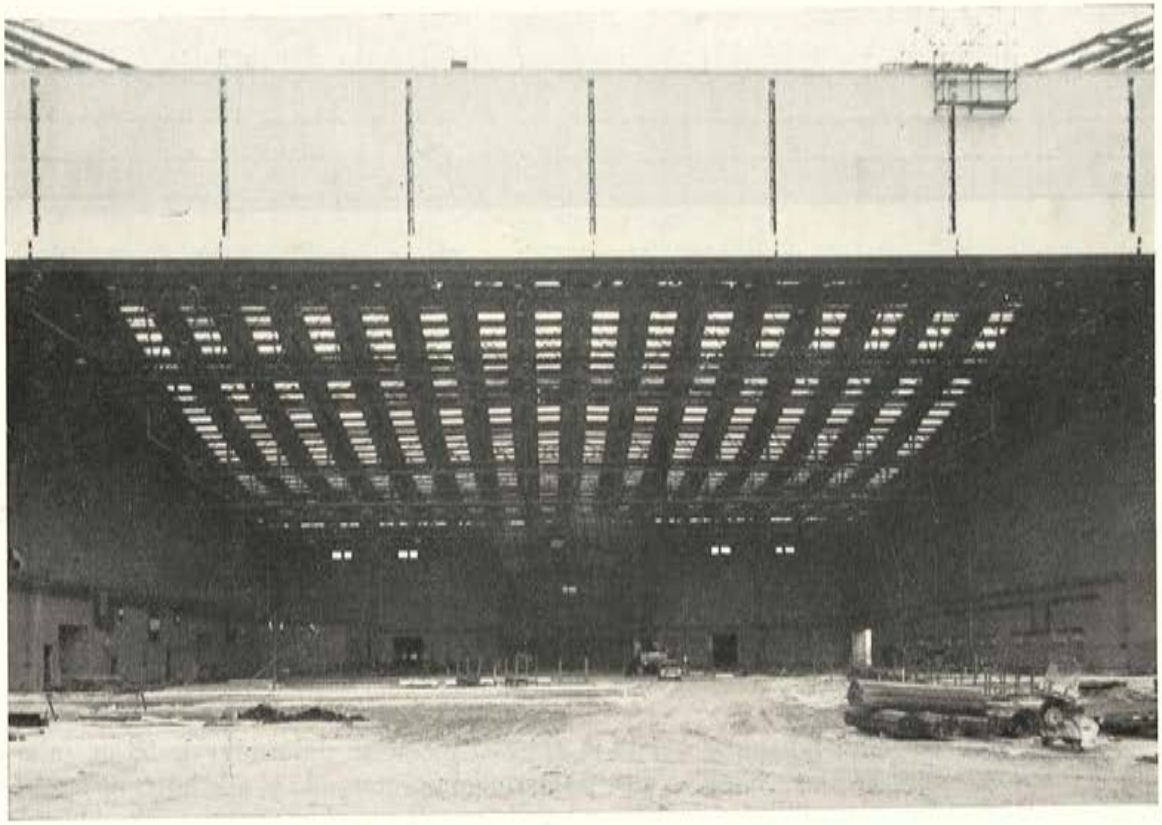


Fig. 10. — Vista del interior de uno de los hangares.

b) *Arriostramientos correspondientes al plano de separación de las dos zonas, anterior y posterior, del hangar.*

El arriostramiento correspondiente al plano citado viene representado en parte, entre los puntos *B, C, F, G,* por los muros existentes entre dichos puntos, y en parte, por unas robustas vigas horizontales que cubren el vano entre los puntos *C* y *F*.

En conclusión, las acciones horizontales transmitidas por la malla tesa de la cubierta según planos ortogonales al plano longitudinal de simetría del sistema se anulan entre sí por medio de los arriostramientos citados, mientras que las acciones según planos paralelos al mencionado de simetría, se anulan en una parte por sí mismas, quedando en otra parte equilibradas por las reacciones horizontales de los diversos sistemas de pilotaje de la cimentación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

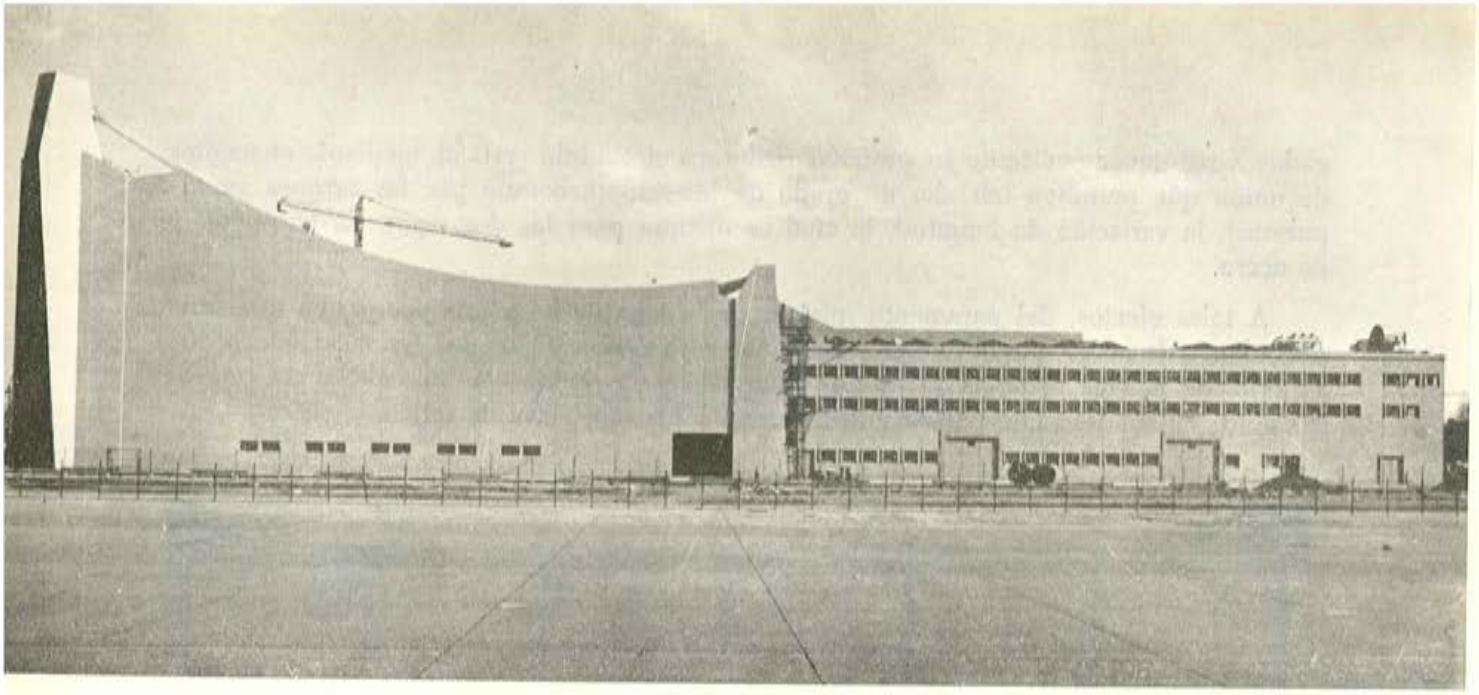


Fig. 11. — Uno de los laterales del edificio

Cubierta colgada de la nave principal del hangar.

La nave principal del hangar está cubierta por una malla tesa cuyo trazado sigue la catenaria determinada por las cargas permanentes que gravitan sobre ella, con apoyos a distinto nivel.

La cubierta se compone de una serie de elementos paralelos de hormigón ("costillas") con sección de 15 cm de altura y 40 cm de anchura, en cuyo interior se disponen los cables de acero "armónico" en cuantía de tres cables, cada uno compuesto por ocho cordones de media pulgada.

Todas estas costillas, separadas a 4,45 m entre sí y con un desarrollo de 57 m, se anclan en sus extremos en dos grandes vigas de hormigón pretensado y, a lo largo de todo su trazado, van ligadas por una serie de losas nervadas de hormigón armado, cada una provista de un agujero rectangular central cubierto por una cúpula translúcida de resina sintética.

Por consiguiente, el sistema — cuya rigidez a la flexión longitudinal es prácticamente inexistente — presenta una configuración congruente, a todos los efectos, con el funicular de las cargas, por lo que las variaciones de la catenaria debidas a la actuación de las cargas accidentales, producen efectos de flexión totalmente despreciables.

Puede considerarse por ello que las variaciones de geometría de la tenso-estructura se deben a las variaciones de longitud de cada elemento resistente y a la variación del trazado del polígono funicular.

Si se estudian en primer lugar los efectos producidos por las sobrecargas accidentales de tipo repartido y uniforme (nieve, viento), se ve que las deformaciones de la cubierta producirán configuraciones según curvas homotéticas respecto a la original y distantes de ella una cantidad variable, en función de la posibilidad de alargamiento elástico del conjunto de costillas resistentes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

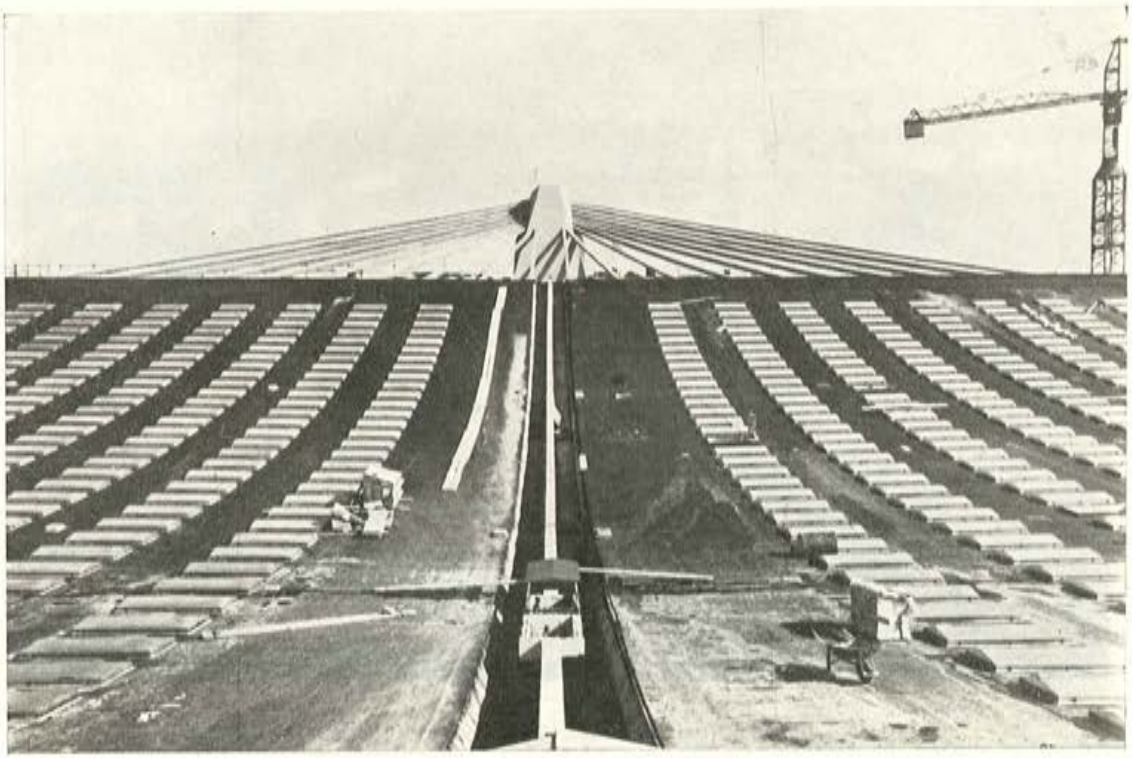
Fig. 12. — Vista posterior del edificio.

En el presente caso, el alargamiento mencionado se reduce al mínimo posible porque las citadas costillas se encuentran en estado de coacción por compresión, a causa del postesado de sus cables de acero. La operación se regula, como es obvio, para que bajo la acción de las cargas accidentales no descienda nunca la compresión en las costillas por debajo de cero.

Por consiguiente, al quedar reducido al mínimo el alargamiento del conjunto de costillas, resulta una variación muy moderada del trazado de la catenaria, con descenso máximo de unos pocos centímetros, como más adelante se especificará.

La determinación de las deformaciones bajo cargas accidentales no es, sin embargo, sencilla, debido a la actuación de importantes cargas puntuales y móviles, correspondientes al sistema de puentes-grúa y pasarelas móviles, necesarios para las operaciones de reparación y entretenimiento del avión.

Fig. 13. — Vista parcial de la cubierta.



Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Las cargas accidentales móviles vienen representadas por dos puentes-grúa, cada uno de ellos con carga útil de 10 Tm., con las siguientes posibilidades de movimiento:

— Paralelamente al eje longitudinal del hangar, 17,80 m de carrera.
— Transversalmente al eje longitudinal del hangar, 28,00 m de carrera.

También aparecen asociadas a la cubierta dos pasarelas móviles y otros dos puentes-grúa de menor importancia.

A continuación se analiza, a título de ejemplo, el comportamiento de uno de los dos puentes-grúa principales, el cual viene soportado por la cubierta mediante cuatro vías normales al eje longitudinal del hangar.

Como es lógico, al paso de la carga — costituida por la carga útil soportada por el gancho más el peso propio del puente-grúa — se crea un sistema de pesos concentrados sobre una sola costilla con la consiguiente deformación apreciable con respecto a las costillas adyacentes, las cuales están ligadas a la anterior mediante placas de hormigón de muy escasa resistencia a flexión.

Este grave problema se ha resuelto sujetando a la cubierta cada una de las vías mediante una viga reticulada de acero, cuyo patín inferior representa el camino de rodadura.

De este modo, la carga concentrada móvil sobre cada vía resulta repartida sobre una

Fig. 14. — Sujeción de la cubierta a los pilonos frontales del edificio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

serie de costillas contiguas y la ley de reparto viene determinada, según "Zimmermann", de acuerdo con la rigidez de la viga reticular y la constante elástica de la cubierta.

Por tanto, la viga reticular se considera como un elemento estático de rigidez conocida, con una carga puntual móvil, sustentado sobre una superficie elástica de módulo de Winkler conocido y linealmente variable (con aceptable aproximación) con la carga.

De esta forma se obtiene un reparto congruente de las cargas puntuales móviles sobre varias costillas contiguas, según una sinusoide amortiguada, como es bien sabido.

Como ya se ha dicho, los extremos del sistema de costillas se recogen en dos vigas, ortogonales a las costillas, en las cuales se enganchan los tirantes oblicuos que llevan las cargas de la tensoestructura a los vértices representados por pilonos de anclajes.

Las dos vigas terminales, como es evidente, absorben a lo largo de sí mismas, las componentes de las acciones de los diversos tirantes, dada su oblicuidad con respecto al eje longitudinal de las diversas costillas. Tales vigas, que resultan fuertemente tesas a causa de las componentes citadas más arriba, han sido previamente comprimidas mediante la oportuna operación de postesado de los cables que en ellas se alojan.

Los tirantes de sujeción de la tensoestructura están revestidos de hormigón y también aquí el postesado provoca compresiones en el hormigón dle revestimiento, de forma tal que su valor se mantiene ligeramente por encima de cero bajo la actuación de las diversas cargas accidentales aleatorias.

A continuación se reseñan detalladamente los pesos, fuerzas y acciones que se han considerado en el cálculo de la tensoestructura:

a) Cargas permanentes:

— peso propio de la cubierta, comprendida la estructura, la impermeabilización y los accesorios diversos	200 kg/m²
— vías de rodadura y estructura metálica de sujeción del puente grúa	30 kg/m²
— total peso propio	230 kg/m²

b) Sobrecargas accidentales:

— nieve y viento (componente vertical de arriba abajo)	120 kg/m²
— viento de abajo arriba	80 kg/m²
— viento horizontal	100 kg/m²
— peso total de un puente grúa	26 ton
— peso total de una pasarela móvil	6 ton
— peso de un puente grúa auxiliar	5,2 ton

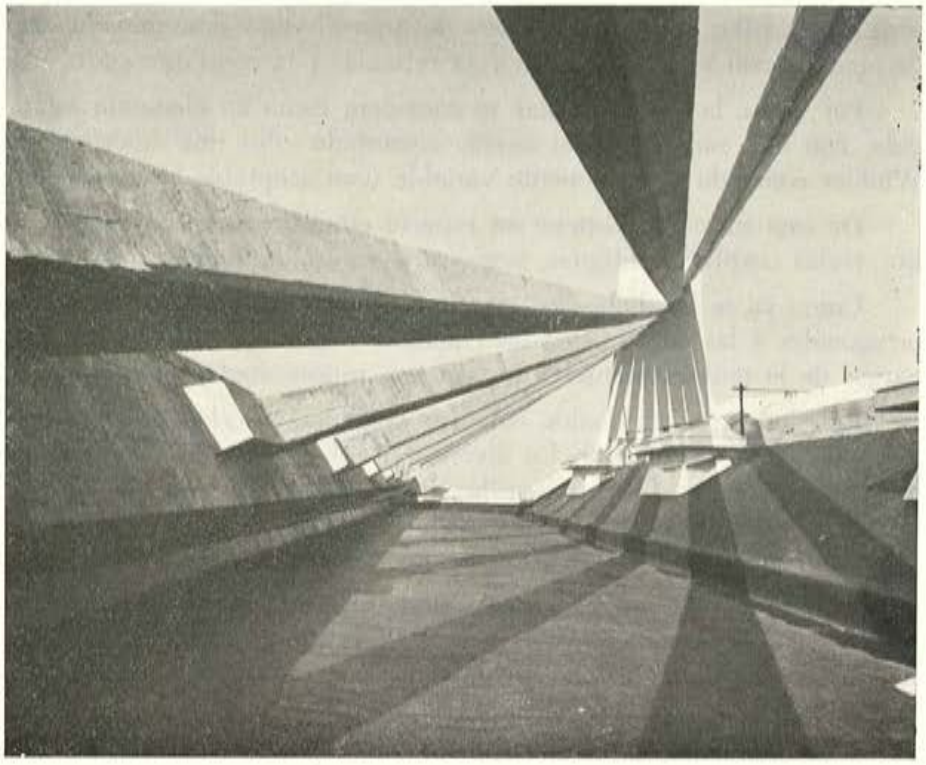
c) Variación térmica ± 20°

En la siguiente tabla figuran las cantidades de materiales empleados por metro cuadrado de la tensoestructura de la cubierta:

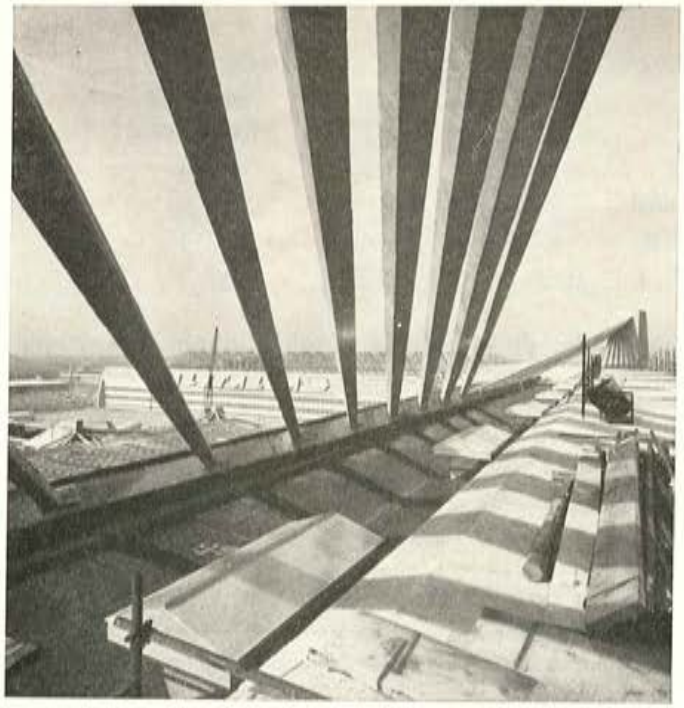
Material	Costillas	Placas de cobertura	Vigas de borde
Hormigón	1,35 cm/m²	4,50 cm/m²	1,50 cm/m² (*)
Acero en cables postesos	3,9 kg/m²	—	2,7 kg/m²
Acero de alta adherencia	1,35 kg/m²	7,2 kg/m²	1,35 kg/m²

(*) Parecen extrañas las unidades en que se expresan las cifras que se indican para las cantidades de hormigón empleadas, pero así figuran en el original — *Nota del traductor.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figs. 15 y 16.—El sugestivo abanico de tirantes de sujeción de la cubierta.



Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fig. 17. — Los tirantes radiales partiendo de un pilono de borde de la fachada.

Proceso de ejecución de la tensoestructura.

A continuación se describe el proceso de ejecución de la cubierta de la nave principal del hangar.

Como se indicó más arriba, la configuración adoptada para el perfil de la cubierta es la compatible con la actuación de la totalidad de las cargas permanentes.

Sobre esta idea se dispuso un andamiaje de tubos de acero con la misma configuración de la cubierta, y sobre él se construyó la cubierta completa, incluida impermeabilización, vías de rodadura de los puentes-grúa, accesorios, etc. Luego, se pusieron en obra los diferentes tirantes oblicuos, a partir de las dos vigas de borde de la cubierta, y anclados a los diversos pilonos.

Tras llevar a cabo un postesado previo de todos los cables de los pilonos, de las vigas de borde y de los diversos tirantes-puntales transversales al eje longitudinal del hangar (postesado de valor compatible con la resistencia de las diversas piezas citadas, en ausencia de las acciones transmitidas por la cubierta), se comenzaron a tesar los cables de las diversas costillas hasta un valor de 4.000 kg/cm².

Luego, maniobrando simultáneamente con diversos gatos hidráulicos, se tesaron los tirantes de amarre hasta un valor medio de 4.500 kg/cm².

Al mismo tiempo se fue aumentando el valor del postesado de los cables de los pilonos y de los restantes elementos de suspensión, hasta alcanzar el valor final (de 12.000 kilogramos/cm² de media), y entonces se tesaron los cables de las dos vigas longitudinales extremas y los de las costillas, hasta los siguientes valores:

— cables de las vigas longitudinales ..... 8.500 kg/cm²
— cables de las costillas ..... 8.100 kg/cm²

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En este momento, toda la cubierta se despegó de la cimbra unos pocos milímetros, adoptando su configuración real para cargas permanentes, muy parecida, por no decir idéntica, a la calculada.

Luego se procedió a la construcción de las vainas de hormigón de los tirantes y, después de haber endurecido, se efectuó la última operación de pretensado de las citadas vainas, así como el retesado y corrección de los valores de la tensión de todos los cables, en los diversos elementos, y las operaciones de inyección.

En todos los cables y tirantes se empleó el sistema Morandi, tipo M/5, de pretensado.

Tensiones máximas en los diversos elementos.

Las tensiones máximas adoptadas en el cálculo son las siguientes:

Acero en perfiles y chapas de la estructura metálica	$\delta_a = 1.600$ kg/cm²
Hormigón en pilonos, vigas y costillas, sometidas a esfuerzos de pretensado (hormigón de clase 450):	
En el momento inicial	$\delta_c = 165$ kg/cm²
A tiempo infinito	$\delta_c = 125$ kg/cm²
Acero de muy alta resistencia, de los cables postesos compuestos de haces de cordones de media pulgada, para las costillas, tirantes y vigas de la estructura tesa:	
En el momento inicial	$\delta = 9.000$ kg/cm²
A tiempo infinito	$\delta = 7.500$ kg/cm²
Para las vigas de cubierta en las naves secundarias:	
En el momento inicial	$\delta = 13.000$ kg/cm²
A tiempo infinito	$\delta = 10.000$ kg/cm²

Control de los cálculos.

Como objeto de completar los estudios del proyecto, se construyó un modelo en madera e hilos de nailon, para el control cualitativo de la deformación, en el espacio, de las vigas transversales que soportan las costillas de la cubierta.

Fig. 18. — Los hangares 4 y 5 del aeropuerto internacional de Fiumicino, casi terminados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En efecto, el cálculo de tales deformaciones presuponía la adopción de ciertas hipótesis acerca del comportamiento de estos elementos, las cuales se quisieron comprobar, como se ha dicho, tan sólo cualitativamente.

Acabado el proyecto, la Comisión de Recepción de Alitalia, compuesta por los profesores ingenieros Giulio Ceradini y Gino Parolini, ordenó la construcción de un modelo de la cubierta colgada, con el que se pudiesen comprobar los resultados de cálculo. Este modelo, construido en el Instituto de Ciencia de las Construcciones de la Facultad de Ingeniería de Roma, ha confirmado el buen grado de aproximación conseguido por el cálculo, en lo que se refiere a las tensiones en los diversos elementos de la estructura. Y ha proporcionado indicaciones útiles para la determinación más afinada de algunas características relacionadas con las deformaciones previsibles durante la prueba de carga.

Prueba de carga.

La Comisión de Recepción exigió también una prueba de carga total sobre una de las cubiertas colgadas. Dicha prueba, cuya realización estuvo a cargo del Intituto de Topografía de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Roma, ha confirmado, con aproximación óptima, las previsiones del cálculo y del modelo estático.

La obra, proyectada y dirigida por el autor de este artículo, ha sido controlada en su ejecución por el "Estudio Valtolina, Rusconi, Clerici" y ha sido construida por la Empresa A.Lo.Sa., de Roma (Dr. Ingeniero Enrico Desmaele, director general, y D. Franco Rossi, director de obra).

El ingeniero Alfredo Petruzzi ha desarrollado los cálculos y detalles de la estructura metálica, que ha sido construida por la sociedad "C.M.F.", de Catania.

Los ingenieros Francesco Pisani, Maurizio Valenzi y el geómetra Alberto Fresnot del "Estudio Morandi", han colaborado en la realización de los realmente complicados cálculos.

El CESAP (Centro para el Estudio y la Aplicación del Pretensado) se ha encargado de la colocación en obra de los diversos cables de pretensado y de las diversas fases de puesta en tensión.

La obra completa, que ha supuesto un gasto de casi 2.400 millones de liras (sin contar instalaciones), se ha construido en veintidós meses, de mayo de 1968 a marzo de 1970.

Traducido por: ALVARO GARCÍA MESEGUER

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

TUBOS

BORONDO

S. A.

FORJADOS AUTORRESISTENTES Y SEMIRRESISTENTES

SISTEMAS PATENTADOS

VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO

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

"ACCIONES EN LA EDIFICACION"

AUTORIZACIONES DE USO

Núm. 061-66
Núm. 540-67
Núm. 932-69

— PARA ESTUDIOS DE FORJADOS
— CARGADEROS
— CONSULTAS, ETC

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

591 - 2 - 53

¿por qué debe colaborar un arquitecto en la construcción de un puente?

R. PIERRY (*)

En la década de los cincuenta, un sagaz director del Servicio de Puertos y Vías Navegables del Ministerio de Obras Públicas de Francia, dirigía una circular a todos los ingenieros jefes responsables de la construcción de obras de fábrica en los puertos o sobre los ríos. En ella se preconizaba la decisión de buscar la colaboración de un arquitecto para la elaboración de los proyectos, no sólo de edificación, sino también de cualquier obra de ingeniería.

Se recomendaba, además, que esta colaboración se efectuase desde el principio del estudio de la obra, con el fin de que no quedase reducida a una simple decoración de la estructura o a la elección de algunos colores.

Este valiente director ministerial ordenaba imperativamente a sus ingenieros jefes que se preocupasen por la belleza, citándoles esta frase de Sejourné: "Il n'est pas permis de faire du laid, car la beauté ne coûte pas plus cher." ("No está permitido lo antiestético porque lo bello no cuesta más".)

En este momento, en que la protección del medio ambiente es la gran preocupación de todos, en que cada día se denuncian nuevas contaminaciones, nadie o casi nadie ha atacado aún la contaminación que padece la arquitectura, y, sin embargo, la fealdad participa en la insalubridad de las ciudades y de los paisajes.

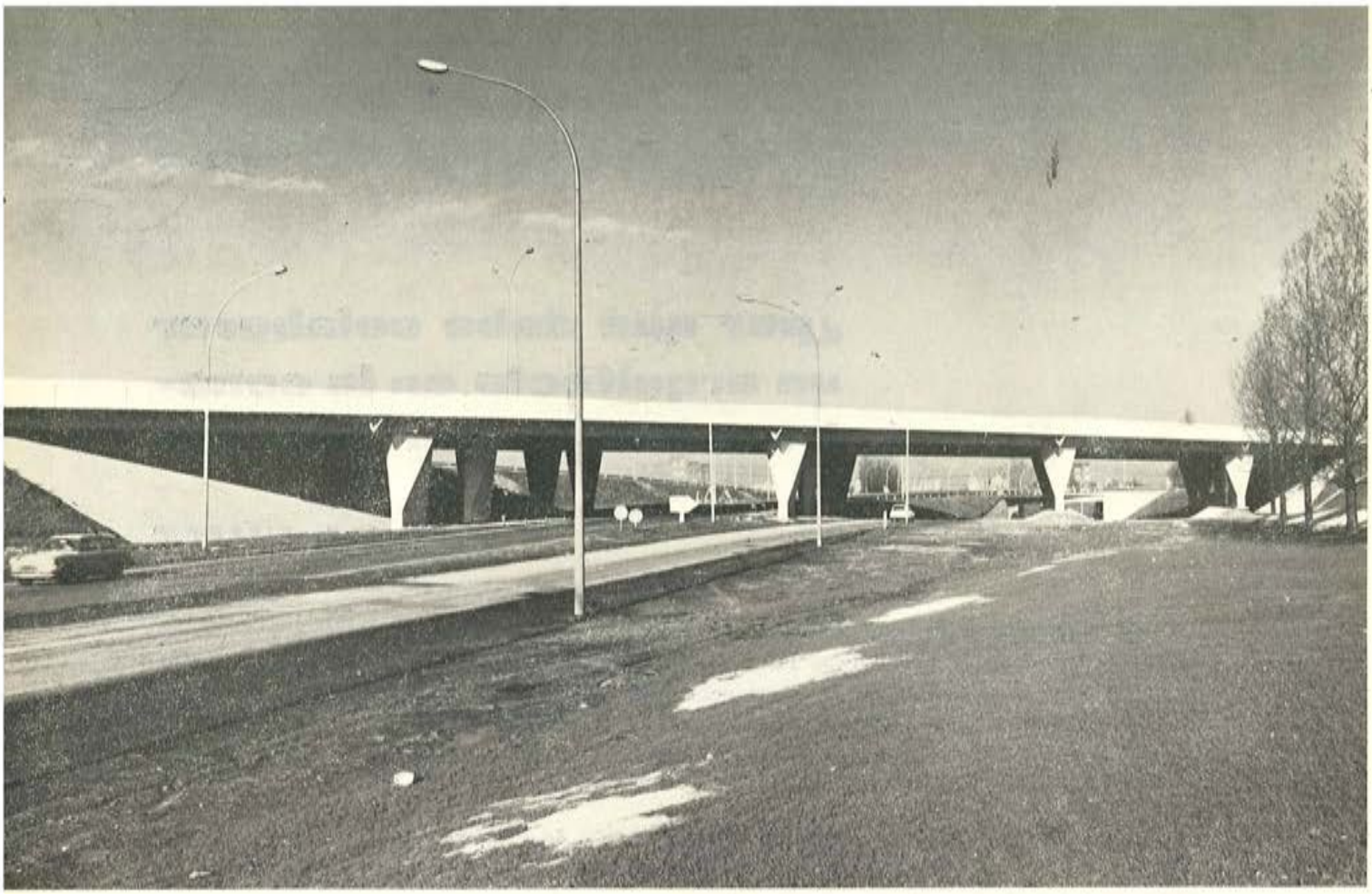
Esta es la razón por la cual hay que elogiar muy particularmente al Sr. Massat, director del departamento de l'Equipement de la provincia de l'Essonne y a su ingeniero jefe, el Sr. Amilhat, por la preocupación estética con que se ha proyectado y construido el puente que a continuación se comenta.

Para construir el puente que permite el cruce de la Nacional 20 por el ramal C-6 (Orleáns) de la autopista del Sur, pidieron la colaboración desde el principio de los hermanos Arsène-Henry.

El problema, comenta Luc Arsène-Henry, no era muy sencillo, porque la autopista cruza la Nacional con un ángulo de 45°, y para respetar el trazado de aquélla era necesario un puente con peralte y en pendiente. ¿Deben predominar las necesidades funcionales y técnicas sobre la estética o deben plegarse éstas a los imperativos de la belleza?

(*) Artículo publicado en el número correspondiente a enero-febrero de 1971 de la revista *La Construction Moderne*. Deseamos hacer público nuestro agradecimiento a la dirección de dicha revista por su amabilidad al autorizarnos a incluir en HORMIGÓN Y ACERO la traducción de este interesante trabajo y al facilitarnos los originales de las fotografías que lo ilustran. *La Redacción.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



El cruce de la N-20 por el puente del ramal C-6 (Orleáns) de la autopista del Sur.

"Sería inútil avivar este falso conflicto entre el arquitecto y el ingeniero, pretendiendo que es aquél el verdadero creador de la belleza" precisaba también el Sr. Luc Arsène-Henry en su conferencia del 19 de enero de 1971 en el Instituto Técnico de la Edificación y Obras Públicas. "La arquitectura es más bien la respuesta coherente a cuatro tipos de exigencias: funcionales, técnicas, económicas y estéticas."

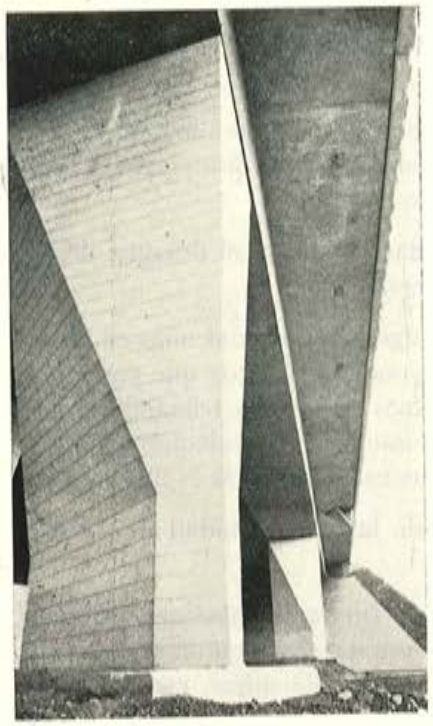
Esta es, exactamente, la impresión que se experimenta cuando uno se encuentra ante este puente. Son muy raros los que lanzados a toda velocidad con su automóvil se dan cuenta de la inteligencia y el buen gusto desplegados para permitirles circular sin dificultad; sin duda, porque la obra se integra armoniosamente en el paisaje.

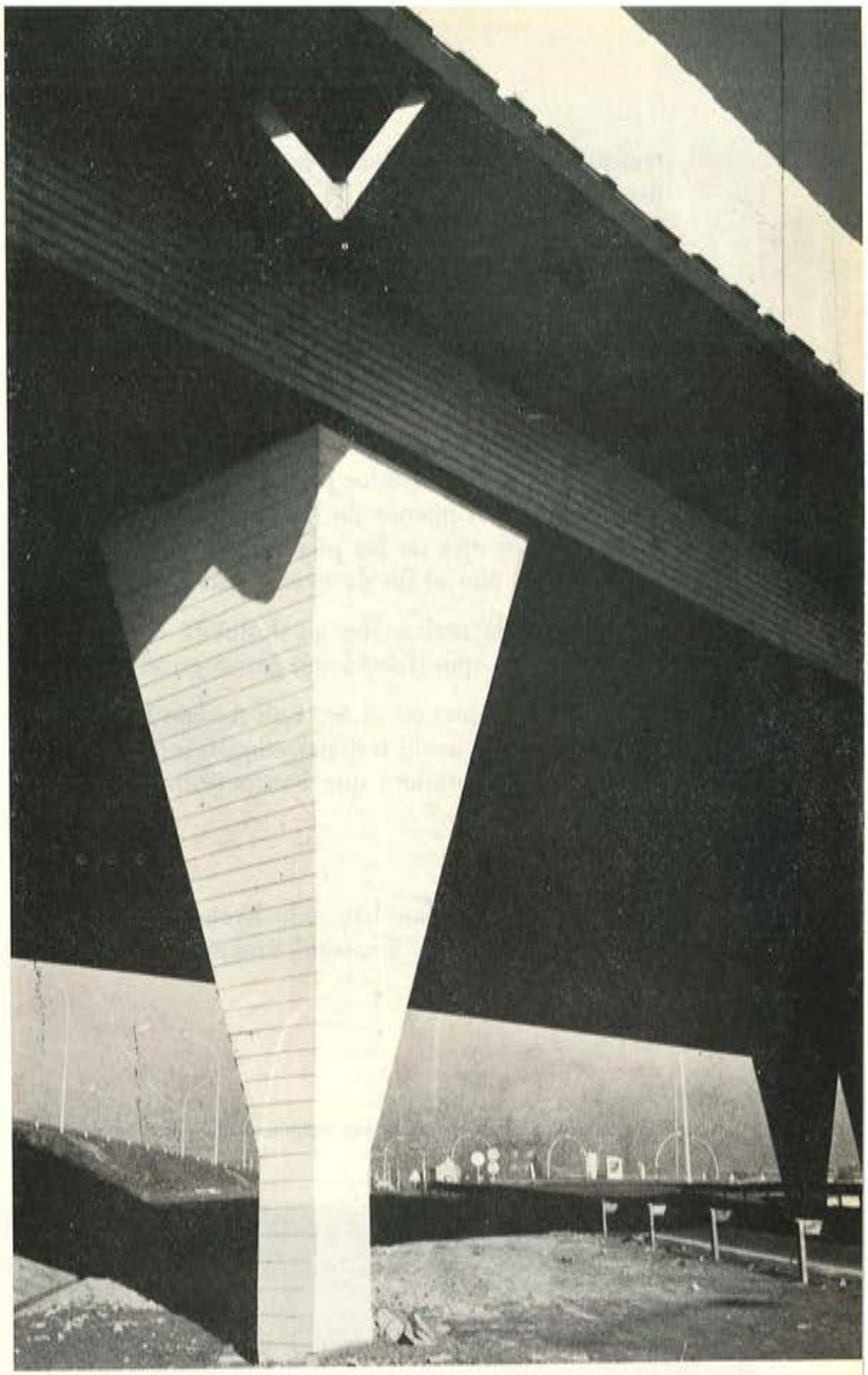
¿HIERRO U HORMIGON?

La primera pregunta que podría plantearse es la de la elección del material. ¿Por qué el hormigón? Yo no encuentro más que una respuesta, dice el Sr. Luc Arsène-Henry. "Porque este material nos gusta y, con los años, hemos aprendido a dominarlo; por la misma razón que un escultor prefiere la madera al mármol o al hierro, o a la inversa."

"Puede ser también porque, por atavismo, mi hermano y yo preferimos manejar masas que dan impresión de espesor, de peso, de perpetuidad, antes que tejer redes de estructuras metálicas que expresan la ligereza y lo fugitivo."

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025





La forma de las pilas, estrechada en su base, permite el ensanche de las calzadas y da a la obra toda su ligereza. Obsérvense los canalones de desagüe de forma triangular.

Sin embargo, la ligereza no está excluida de esta obra. Las pilas, estrechadas en su base para dejar libre el máximo de anchura a las calzadas de la N-20, contribuyen ciertamente a dar esta impresión, y su concepción piramidal, con las caras orientadas siguiendo las diferentes direcciones de las calzadas, es un indiscutible acierto estético. El uso del hormigón blanco para los pilares en cuyos encofrados se colocaron listones salientes para formar estrías horizontales, y del hormigón gris para el tablero, formado por cuatro vigas cajón pretensadas, cuyas caras exteriores están igualmente estriadas, integra la luz a la estética general.

A causa del peralte las pilas no tienen la misma altura y soportan dos calzadas independientes que constituyen, de hecho, dos puentes paralelos separados por una banda

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

transparente que ilumina la parte inferior y evita el fenómeno de deslumbramiento a los usuarios de la N-20.

Los bordes del tablero están formados por elementos prefabricados, igualmente en hormigón blanco, sujetos a la losa del tablero, que sirven de barandilla de protección y que van reforzados por el interior con una barrera metálica de seguridad.

Las acanaladuras verticales de dichas piezas prefabricadas favorecen el desagüe de las aguas de lluvia y evitan las desagradables manchas de humedad.

Los estribos se han revestido con grandes tejas de hormigón empotradas unas en otras, y conservando los taludes propios llevan el agua hasta las cunetas. El agua que corre por las calzadas del puente de la autopista se conduce hacia unos canalones triangulares, situados en los ejes de las pilas, que vierten sobre registros unidos a los colectores del alcantarillado, con el fin de evitar cualquier inundación de las calzadas de la N-20.

Esta bella realización no deslucirá el entorno urbano de la futura ciudad de Massy-Palaiseau a la que deberá integrarse en el futuro.

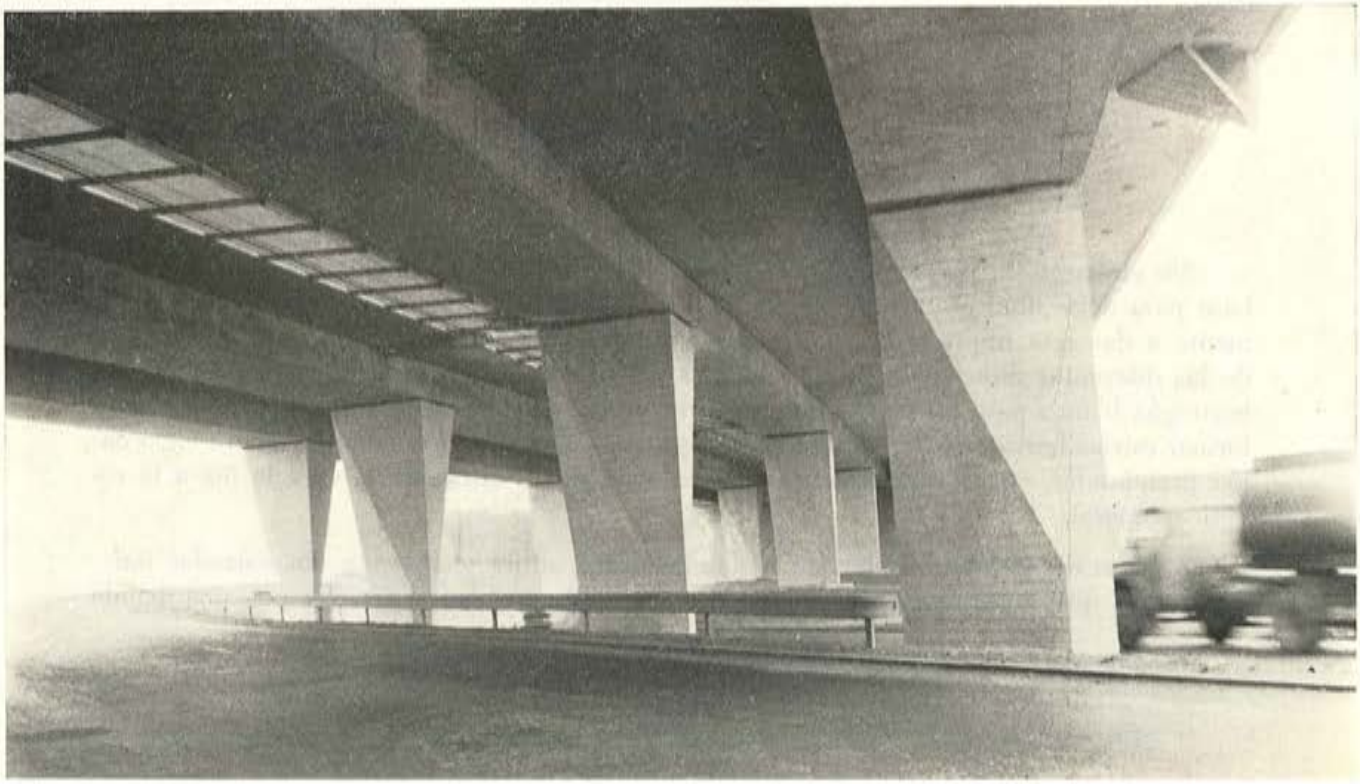
"El éxito, precisa el Sr. Luc Arsène-Henry, se ha debido fundamentalmente al hecho de que nos ha tocado trabajar con un ingeniero jefe muy comprensivo y con una oficina de proyectos colaboradora que han permitido, con su gran amplitud de miras, constituir un verdadero equipo."

* * *

NOTA. — Los estudios han sido hechos por la empresa Segecot-Strim y la obra fue realizada por la Sociedad Francesa de Obras Públicas Fougerolle.

(*Traducido por* JUAN JÓDAR.)

Lanzados a toda velocidad, los automovilistas no siempre captan la inteligencia y el buen gusto desplegados para facilitarles la circulación.



Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

nuevo tipo de puente prefabricado

MIGUEL AGUILO ALONSO
Ingeniero de Caminos

JOSE A. FERNANDEZ ORDOÑEZ
Dr. Ingeniero de Caminos

JULIO MARTINEZ CALZON
Dr. Ingeniero de Caminos

CONSIDERACIONES GENERALES

En noviembre de 1971 RENFE convocaba un concurso de proyecto y ejecución de 52 pasos a distinto nivel en diversas luces, primer paso hacia la supresión de más de 1.000 pasos a nivel, objetivo de RENFE en el presente cuatrienio.

PACADAR, S. A., ha estimado oportuno ofrecer una solución a este problema, encargándonos el proyecto de un nuevo tipo de puente que hiciera frente a los deseos de RENFE.

En este nuevo tipo industrial de puente que proyectamos hemos conjugado al mismo tiempo los siguientes factores:

a) Una gran modulación, que hace posible su adaptabilidad a distintas luces y anchuras de tablero.

b) Una prefabricación a muy alto nivel, ya que la estructura del puente se realiza solamente con tres elementos diferentes, fabricados industrialmente por PACADAR, S. A.

c) Un proceso constructivo de una absoluta sencillez, donde desaparece prácticamente el empleo del hormigón in situ.

d) Unos mínimos plazos de fabricación, que harán posible un ritmo elevado de construcción y montaje de pasos superiores.

e) Una gran ligereza en los elementos que componen el puente, nacida de la necesidad de un transporte a obra lo más económico posible y de un montaje con elementos lo más ligeros posible. A este respecto baste decir que el peso total del tablero es de 450 Kg./m^2.

f) La eliminación de juntas transversales a lo largo de todo el tablero con la consiguiente mejora en la circulación y en la economía de la obra.

g) La posibilidad de un control de calidad muy sencillo, ya que la fabricación de todos estos elementos se realiza siempre en las mismas fábricas, siendo muy sencillo para RENFE vigilar el control que éstas realizan sobre dicha producción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

h) Una evidente intención estética a la busca de una imagen limpia y sencilla de estos puentes RENFE que, al extenderse en el futuro por todo el país, tendrán una repercusión grande en nuestro paisaje. Gracias a un depurado diseño, utilizando simplemente tres elementos estructurales, estos puentes tendrán una gran dignidad estética.

Este proyecto de puente-tipo es de gran complejidad de diseño y cálculo, complejidad necesaria para alcanzar esta solución constructiva tan simple.

Con la misma tipología estructural pueden realizarse proyectos para luces mayores, caso de puentes muy esviados, simplemente con aumentar el canto de la viga-cajón, sin ningún coste adicional en cuanto a encofrados ni instalaciones. Las placas del tablero serían exactamente las mismas.

Por otra parte, parece indiscutible como mejor solución la de tres tramos pequeños sobre la de un solo vano de 30, 32 m de luz, no sólo ya por razones económicas (ya que las pilas suponen muy poco en el coste final), sino por razones de transporte, montaje y del propio canto total del tablero, que aumenta ostensiblemente en las soluciones de 30 m, con la consiguiente repercusión en movimiento de tierras, altura de terraplenes, mayores pendientes, etc.

En este proyecto de puente-tipo de pasos superiores, se han considerado las sobrecargas de los trenes números 1 y 2, así como las acciones sísmicas, etc., correspondientes.

TIPOLOGIA ESTRUCTURAL

Ha presidido la concepción tipológica del puente y de cada uno de los elementos la absoluta necesidad de prefabricación, modulación, facilidad de montaje y mínima fabricación de hormigón in situ que, en este caso, queda reducido prácticamente a las cimentaciones.

El puente es de tres vanos semicontinuos, de luces variables hasta 12,60 m entre ejes de pilas, componiéndose su estructura de solamente tres elementos: pila, viga-cajón y losa de tablero.

Para el proyecto tipo se han elegido las luces de 7,70, 12,60 y 7,70 m, que consideramos como más normales.

Tanto la pila como la viga-cajón corresponden a una anchura de tablero de 4,50 m. Por tanto, en los puentes de anchura más normal de 9,00 m, se necesitarán dos pilas con sus correspondientes cajones. Sobre los cajones se colocan las losas del tablero de 1,40 m de anchura.

Las pilas son de hormigón armado convencional formadas por un fuste prismático de sección rectangular y un capitel de doble cabeza. Son prefabricadas en una sola pieza

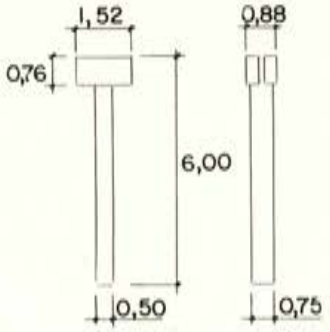


Figura 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Las vigas-cajón son de estructura mixta-pretensada, con dos almas inclinadas sobre las que se apoyarán las placas prefabricadas del tablero, quedando unidas a las vigas-cajón por medio de los conectadores que éstos llevan desde fábrica. Corresponde una viga-cajón a cada tramo, quedando apoyadas en su correspondiente capitel de la pila.

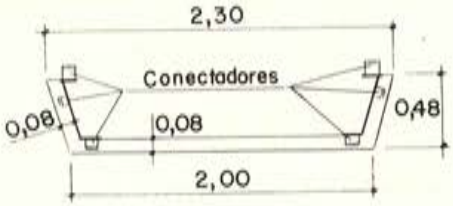


Figura 2.

Las placas prefabricadas del tablero son de hormigón armado-pretensado y se colocan sobre las vigas-cajón, quedando conectadas posteriormente al mismo, al rellenar de hormigón los pequeños alvéolos donde van los conectadores.

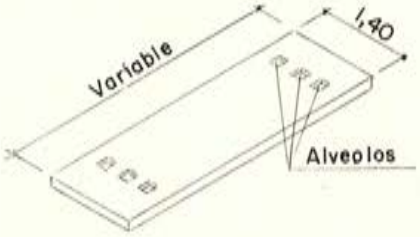


Figura 3.

Las placas, por tanto, trabajan en ambos sentidos en el longitudinal como cabeza de compresión de la sección mixta, y en el sentido transversal como elementos de flexión y transmisión de las cargas puntuales.

Las pilas se consideran empotradas en sus cimentaciones.

Las vigas-cajón se colocan sobre apoyos de neopreno en los capiteles de las pilas, quedando simplemente apoyadas en el sentido longitudinal y fijas en el sentido transversal. Estas vigas-cajón son absolutamente estables en cualquier posición transversal de las sobrecargas sobre las losas superiores.

Las placas prefabricadas del tablero quedan atadas entre sí al rellenar las juntas transversales, formando un tablero continuo a lo largo de los tres tramos, sin necesidad de juntas de dilatación. Las placas prefabricadas que van colocadas sobre los apoyos absorben los esfuerzos que se originan con los pequeños giros de las secciones mixtas del tablero.

Los estribos están formados por elementos idénticos a las pilas, a los que se añade una placa en posición vertical para la contención de las tierras en la zona del apoyo de la viga-cajón sobre el estribo. El resto del terraplén cubre la pila-estribo, quedando éste prácticamente oculto.

MODULACION

Se ha considerado para el tablero un módulo transversal en anchura de 4,50 m, correspondiendo cada pila y cada viga-cajón a esta anchura, así como un módulo longitudinal de 1,40 m en la dirección del eje del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Por tanto, en cuanto a secciones transversales, las posibilidades son las siguientes:

a) Puente de una sola vía.

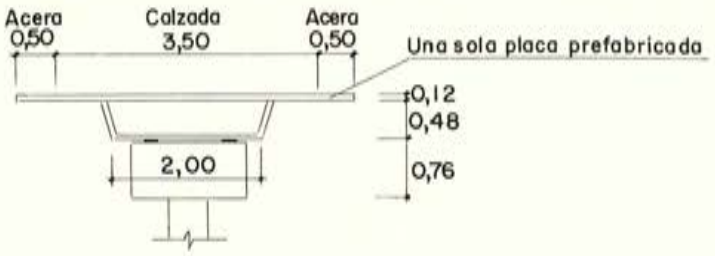


Figura 4.

b) Puente de dos vías.

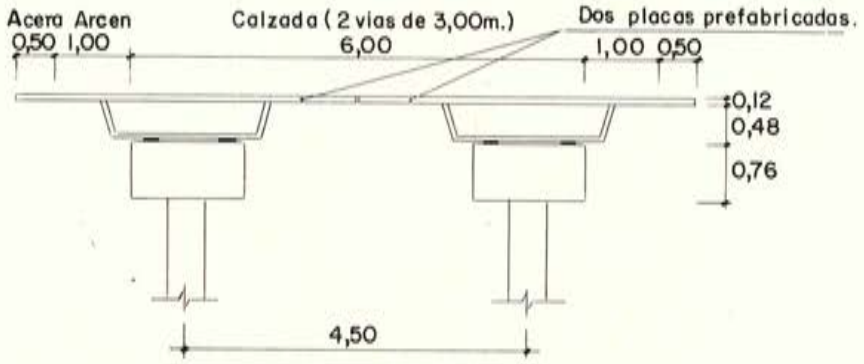


Figura 5.

c) Puente de tres vías.

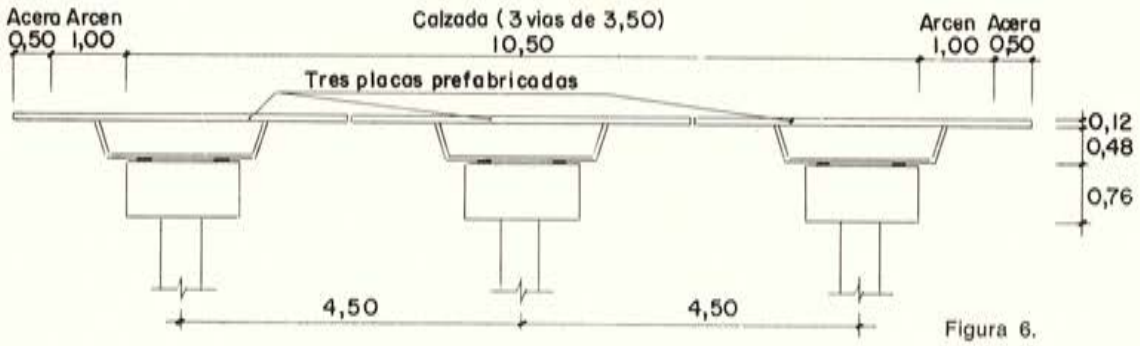


Figura 6.

En sentido longitudinal, la modulación viene determinada por la anchura de las placas de 1,40 m. Como esquema fundamental para el "Proyecto genérico previo" se ha elegido la siguiente disposición de luces y placas, respectivamente.

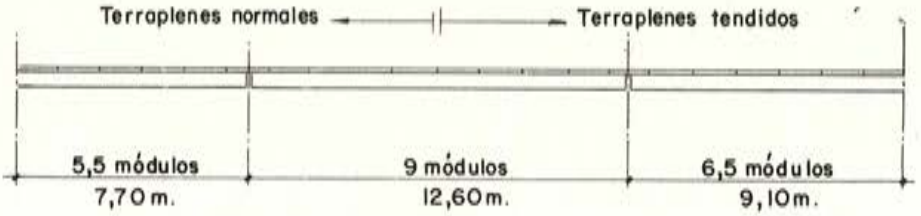


Figura 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Cuando los terraplenes deben ser algo más tendidos o bien mayor el gálibo de altura, por otras causas, puede darse a los vanos laterales una luz de 9,10 m, correspondiente a 6,5 módulos.

PROCESO CONSTRUCTIVO

1.º Realización in situ de la cimentación, ya sea directa o por medio de pilotes, dejando una cavidad en el plinto, donde deberá alojarse la pila prefabricada.

2.º Montaje de las pilas de 8 t de peso en la cavidad prevista, rellenándose los pequeños huecos con mortero apisonado (ver fig. 8). Al ser los estribos idénticos a las pilas, el procedimiento es el mismo.

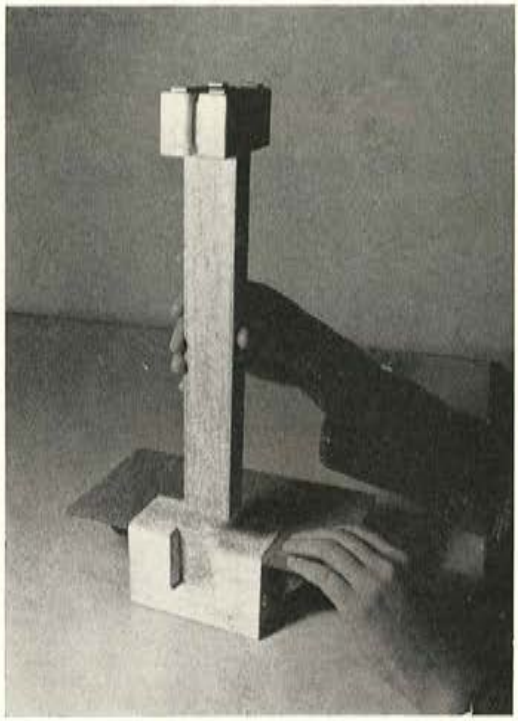


Figura 8.

3.º Montaje de las vigas-cajón de 10 t de peso (las de 12,60 m de longitud) sobre las pilas, y de las vigas-cajón de 6,4 t de peso (las de 8 m de longitud) (ver fig. 9).

4.º Montaje de las placas prefabricadas del tablero. Las correspondientes a los bordes traen ya de fábrica el dibujo de los impostes, goterones, chapas de anclaje de las barandillas y demás detalles de acabado (ver fig. 10).

5.º Relleno de juntas transversales entre placas prefabricadas con hormigón in situ sin necesidad de encofrados ni apeos de ninguna clase (ver fig. 13).

6.º Realización de los terraplenes laterales. Antes de finalizarlos se colocarán las placas verticales prefabricadas de los estribos, que darán lugar al cono de tierras (ver fig. 15).

7.º Colocación de barandillas soldando los montantes a los anclajes ya previstos en las placas, pavimentación, pintura, colocación de juntas transversales en los estribos, etc.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

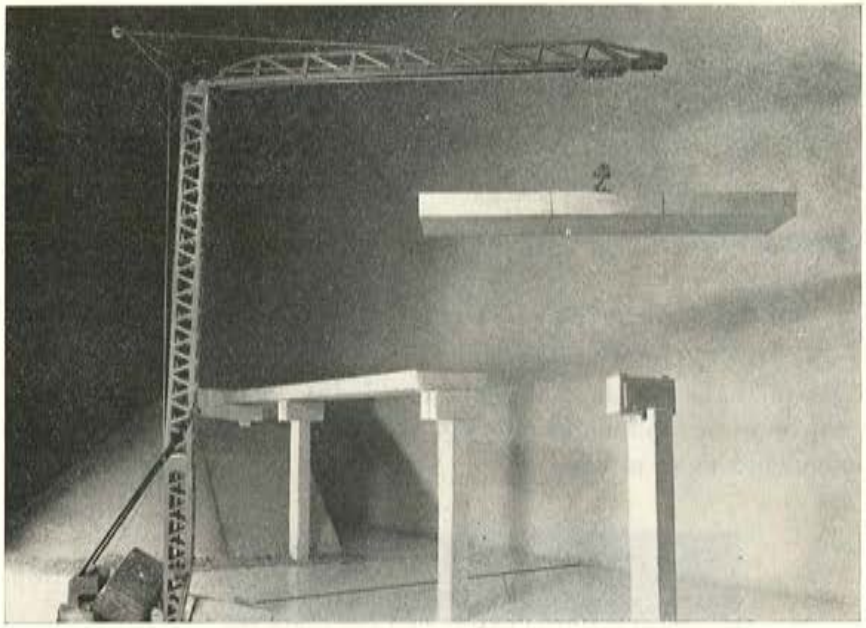


Figura 9.

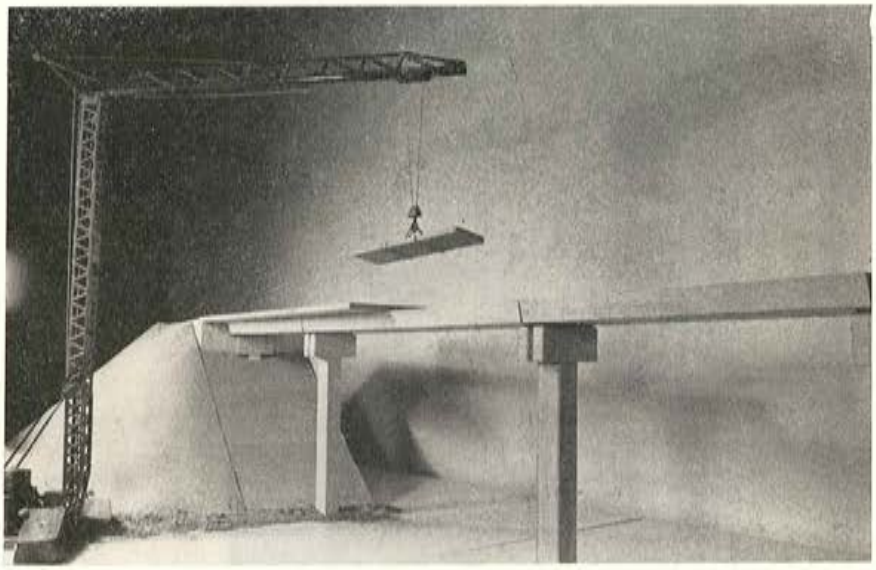


Figura 10.

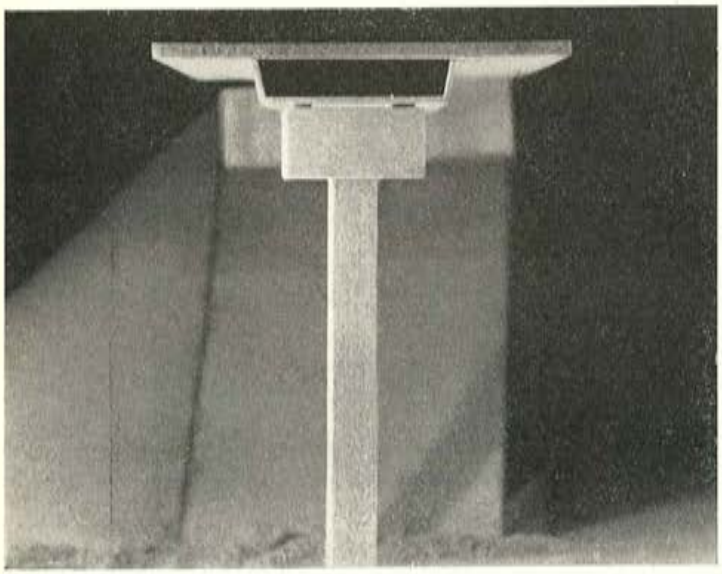
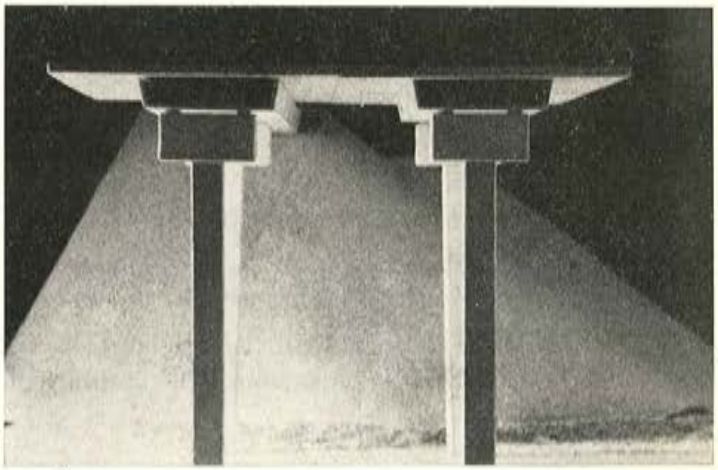


Figura 11.

Figura 12.



Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

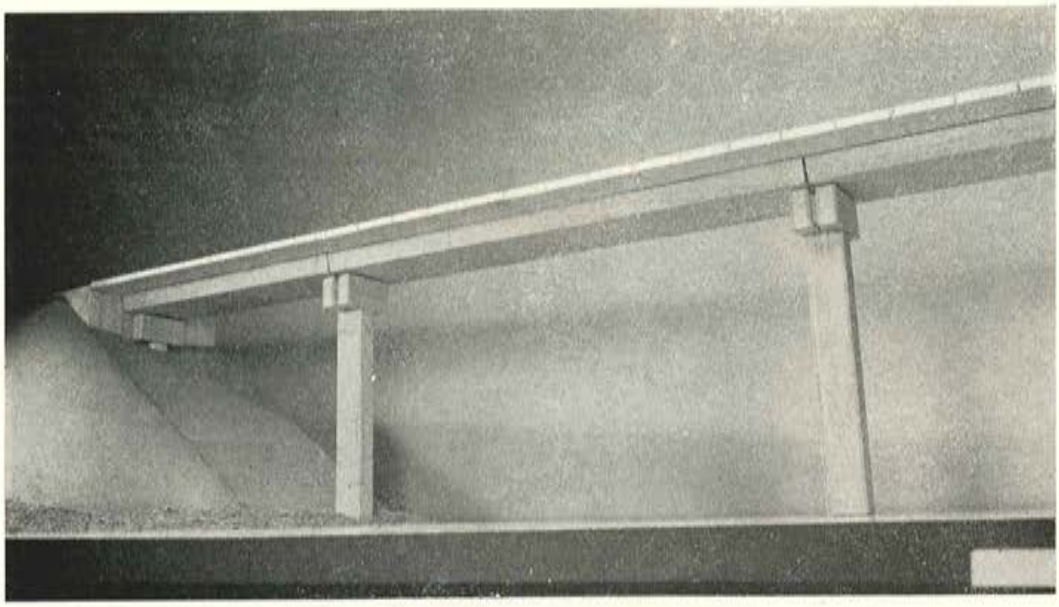


Figura 13.

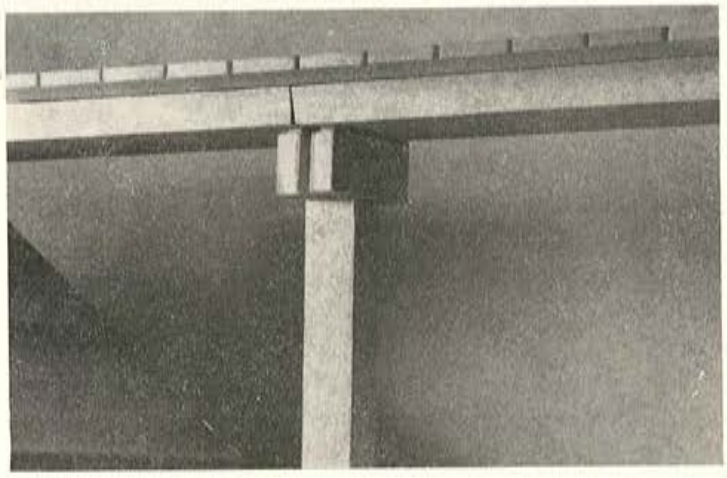


Figura 14.

De este proceso constructivo se deduce que las instalaciones y medios auxiliares para la construcción del puente, se reducen a los siguientes:

a) Instalación para el hormigonado de la cimentación, que puede trasladarse a otro puente una vez finalizada ésta, ya que el hormigonado de juntas de tablero es mínimo y puede realizarse con una simple mezcladora.

b) Grúa para montaje de pilas prefabricadas, de 3 m de brazo, 8 m de altura sobre el suelo y 8 t de carga útil en punta. Esta grúa puede trasladarse a los otros puentes, ya que permanecerá solamente un día en cada obra.

c) Grúa para montaje de viga-cajón y placas, de 8 m de brazo, 12 m de altura sobre el suelo y 10 t de carga útil en punta. Esta grúa permanecerá en obra aproximadamente tres días, pudiendo trasladarse a continuación a los demás puentes.

Como puede verse, la construcción del puente se reduce a un simple montaje, ya que su verdadera construcción se realiza en fábrica, con todas las ventajas que esto supone, ateniéndose así fielmente a lo pedido en este concurso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

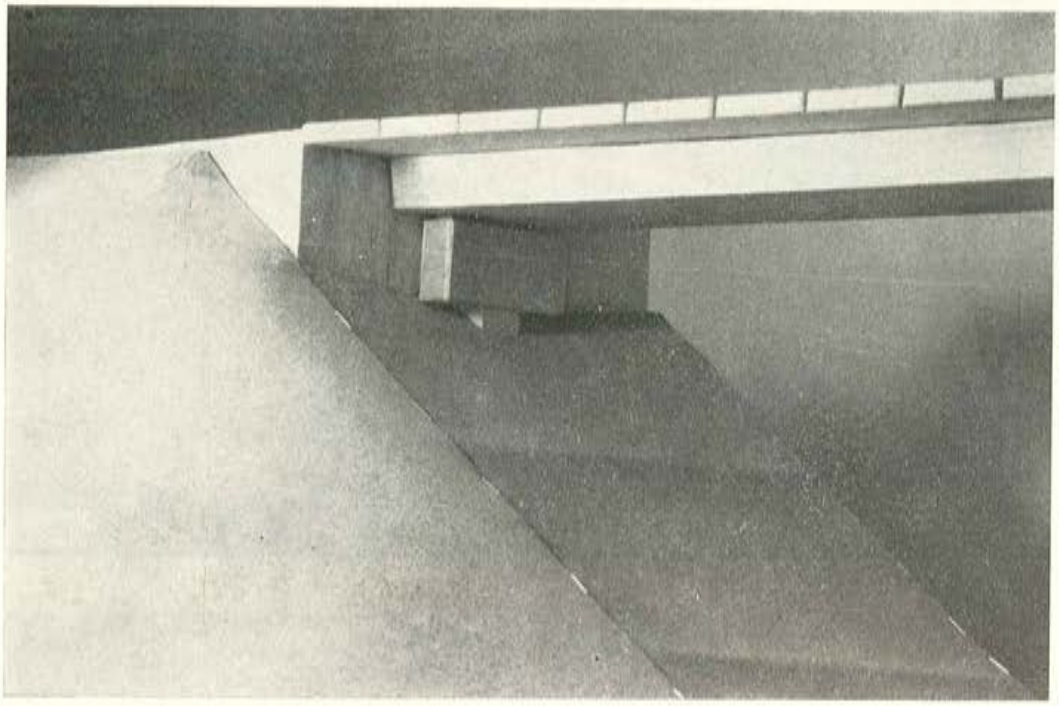


Figura 15.

PROCESO DE CALCULO

El análisis de las vigas que forman el tablero se ha llevado a cabo en dos fases:

— inicial, formada por la pieza mixta-pretensada, realizada en taller;

— definitiva, compuesta por la sección en cajón que resulta al incorporar a la pieza anterior las placas prefabricadas.

En la fase inicial, a su vez, se han tenido en cuenta no sólo las situaciones inmediatas al pretensado, sino las diferidas, incluyendo fluencia y retracción, para prever posibles demoras apreciables en la colocación de piezas en obra. En ambos casos, la sección abierta ejecutada en taller, se comprueba superponiéndola a las acciones de peso propio de las placas prefabricadas.

La sección en cajón ha sido comprobada también, en dos estados: uno, de acciones iniciales de carga y sobrecarga; y otro, que considera los requisitos tensionales en el tiempo debidos a la carga permanente, y a las acciones modificativas de pretensado y demás esfuerzos permanentes presentes en la sección realizada en taller, considerando la fluencia y retracción restante de la misma, y de las placas prefabricadas, de importancia máxima, en los casos de ejecución rápida de la estructura.

La conexión empleada, tanto para la pieza en taller como para la unión de ésta con el tablero, ha sido NEX-T, de otro tipo semi-rígido, formada por elementos en forma de T.

Como comprobaciones adicionales, se han verificado las vibraciones de la estructura y la seguridad a rotura de la sección mixta-pretensada, en los estados inicial (con el caso más desfavorable de ejecución rápida de la estructura) y final (con el caso de ejecución retardada de la misma).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Noticias sobre el VII Congreso Internacional de la Industria de Prefabricados de Hormigón (BIBM - 72)

Los miembros del Comité Organizador del VII Congreso Internacional de la Industria de Prefabricados de Hormigón (BIBM-72) continúan reuniéndose regularmente en dilatadas sesiones de trabajo bajo la presidencia de D. Carlos Carril Carvajal, presidente del "Bureau International du Béton Manufacturé" y de la Asociación Técnica de Derivados del Cemento (ATDC), que es el miembro español del BIBM, encargado de la Organización de este VII Congreso Internacional.

En estos meses que preceden a la celebración del Congreso (13-19 mayo 1972) se ultima todo lo relativo a las cuatro ponencias generales presentadas por:

España: "HORMIGONES POLIMERIZADOS".

Francia: "LA ESTETICA EN LA PREFABRICACION".

Inglaterra: "ENDURECIMIENTO ACELERADO DEL HORMIGON".

Alemania: "MOLDES PARA LA PREFABRICACION".

Se están recibiendo continuas solicitudes de inscripción de futuros congresistas, lo cual hace prever un gran éxito del Congreso, como lo constituyeron los anteriores celebrados en BRUSELAS, WIESBADEN, ESTOCOLMO, PARIS, LONDRES y AMSTERDAM.

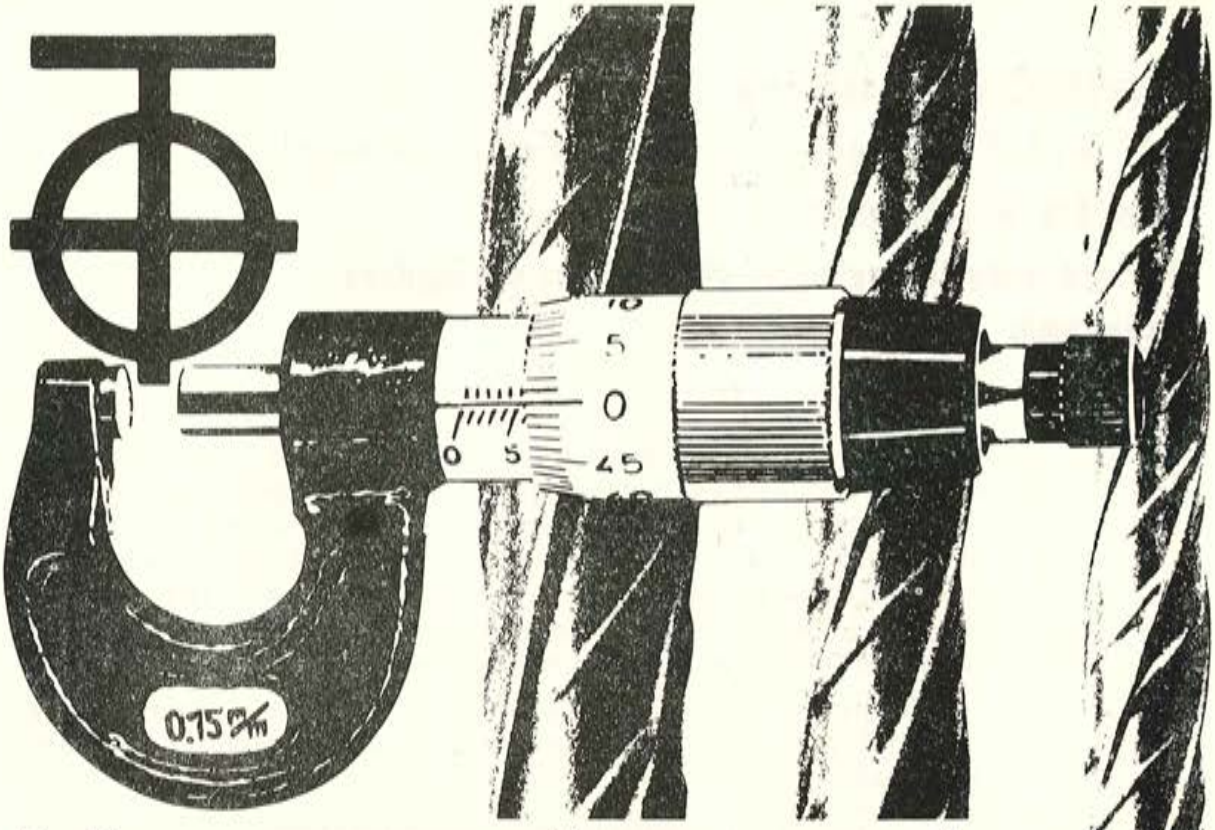
Igualmente es ingente la demanda de participaciones en las comunicaciones de tema libre, las cuales proceden de distintos países: Alemania, Austria, Bélgica, España, Finlandia, Francia, Inglaterra, Israel, Suiza, Yugoslavia, Rumania, Chile, Venezuela, etc.

La exposición monográfica de productos, maquinaria y medios auxiliares relativos a la industria del hormigón prefabricado, que funcionará paralelamente a las sesiones técnicas y científicas, cuenta en estos momentos con gran número de expositores de diversas nacionalidades.

Lo anteriormente expuesto hace augurar que el Palacio de Congresos de la Feria de Muestras de Barcelona se verá extraordinariamente concurrido en mayo próximo durante la celebración de este Congreso Internacional.

Quienes estén interesados en recibir una más amplia información pueden dirigirse a la Secretaría del BIBM en Balmes, 163, BARCELONA-8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Hemos tomado eficaces medidas

AHORA tetracero 42, ES

INCONFUNDIBLE

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

notas de la F.I.P.

n. 34, mayo-junio 1971

EL HORMIGON PRETENSADO EN JAPON

Míster Ben C. Gerwick, Vicepresidente General de la F.I.P., ha visitado recientemente Japón, donde pronunció varias conferencias. Asistió también a algunas reuniones de la "Japan Prestressed Concrete Engineering Association" que le permitieron formarse una idea general del progreso realizado en aquel país por la técnica del pretensado. La siguiente información está basada en un informe de Mr. Gerwick, en el que comenta la favorable impresión que le causaron los avances de la industria japonesa del hormigón pretensado y sus progresos tecnológicos en muchos campos de la construcción.

Hormigones de alta resistencia.

La "Japanese Prestressed Concrete Engineering Association" está estudiando este tema a fondo, bajo el padrinazgo de la "Japanese National Railroad".

Se prevé que el hormigón de alta resistencia se utilizará no sólo en las obras ferroviarias, sino también en otras muchas estructuras. Se han estudiado varios procedimientos para obtener estos hormigones:

1. Aditivos especiales.
2. Consolidación.
3. Autoclave.

Las industrias dedicadas a la fabricación de pilotes de hormigón están prestando una atención especial a la utilización de las autoclaves. Debe tenerse en cuenta que una elevación de la resistencia del hormigón puede producir un aumento casi proporcional en la resistencia de los pilotes de pequeña longitud, siempre que su hinca pueda realizarse en las condiciones adecuadas para que el terreno sea capaz de absorber este incremento de resistencia. Por otra parte, la utilización de autoclaves es capaz de aumentar la resistencia de los postes de hormigón centrifugado desde 600 kg/cm² a 700 kg/cm². También se han realizado amplias investigaciones y numerosos ensayos con el fin de estudiar la influencia en estos hormigones de factores tales como la corrosión, fluencia y relajación.

Se debe resaltar que los hormigones considerados como de muy alta resistencia por la correspondiente Comisión Técnica de la F.I.P. son aquellos que poseen una resistencia superior a 1.000 kg/cm². No obstante, los estudios japoneses sobre hormigones de alta resistencia ofrecen también un gran interés.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Aceros para pretensado.

Se está llevando a cabo un amplio programa de trabajos técnicos por las más prestigiosas firmas japonesas dedicadas a la fabricación de aceros para pretensado. No hay que olvidar que entre dichas firmas se encuentran los principales fabricantes mundiales de este material. Varias de estas empresas están excepcionalmente equipadas para realizar ensayos de fatiga, de suceptibilidad a la corrosión bajo tensión, etc., y están empleando las más modernas técnicas estadísticas de control de calidad.

En estos estudios están adoptando muchas de las recomendaciones formuladas por la Comisión de la F.I.P. sobre "Aceros para pretensado".

Estructuras antisísmicas.

El Presidente de la Comisión es el Dr. Ban, del Japón. La importancia de esta Comisión se ha acentuado mucho últimamente dada la próxima celebración en Tbilisi (Rusia) de un Simposio de la F.I.P. dedicado al estudio de la resistencia de las estructuras pretensadas en zonas sísmicas. Además, el Dr. Ban estima que el próximo objetivo de dicha Comisión debe ser el estudio del comportamiento plástico de las estructuras, lo cual exigirá la realización de un considerable número de ensayos y trabajos de investigación. Cree también que es preciso efectuar numerosos ensayos sobre estructuras completas de hormigón pretensado, en lugar de sobre elementos aislados, con el fin de lograr un mejor conocimiento del verdadero comportamiento de tales estructuras.

Como un primer paso en este camino, se está preparando una detallada descripción de los ensayos y proyectos de investigación necesarios, que será distribuida entre los Centros de investigación de todo el mundo.

Prefabricación. Pilotes.

En Japón, los pilotes de hormigón pretensado se fabrican y utilizan en cantidades masivas. Como consecuencia, existe un programa continuo de investigación y análisis de distribución de tensiones en este tipo de piezas.

Entre otros temas, se está estudiando la combinación de tensiones y la polarización electrolítica que se produce en los empalmes entre los diversos trozos de pilotes.

Aplicaciones generales.

El hormigón pretensado ha sido ampliamente adoptado en Japón para la construcción de pilotes, postes, traviesas para ferrocarril, algunos grandes puentes de hasta 200 metros de luz, y algunas vigas para puentes de tramos cortos, incluyendo viaductos y monorraíles. En la actualidad existen grandes posibilidades de que su utilización experimente un considerable incremento en el campo de la edificación y en la construcción de pasos elevados. La PCEA japonesa refleja el gran interés que por esta técnica existe en el país. En la actualidad cuenta con 1.700 miembros individuales, 29 miembros corporativos de carácter oficial y otros 74 miembros corporativos particulares.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

JORNADAS DE LA F.I.P. EN HOLANDA. ABRIL 1972

La F.I.P. ha decidido organizar "Jornadas de la F.I.P.", que se celebrarán en los períodos comprendidos entre dos Congresos consecutivos, para mantener vivos durante dichos períodos los contactos internacionales.

Estas "Jornadas de la F.I.P." se espera poder celebrarlas anualmente, cada año en un país miembro diferente. Durante las mismas se pronunciarán conferencias y se organizarán visitas a las obras de ingeniería más interesantes existentes en la localidad.

Estas Jornadas tendrán, por consiguiente, un gran interés, pues reunirán a ingenieros, contratistas y otras personas interesadas en la construcción de estructuras de hormigón pretensado, junto con una amplia representación de la F.I.P., ya que dichas Jornadas se harán coincidir con alguna de las reuniones que periódicamente vienen celebrando los diversos Organos y Comisiones Técnicas de la misma.

A propuesta del Presidente de la F.I.P., Dr. G. F. Janssonius, la primera de estas Jornadas se organizará en Amsterdam, Holanda, durante los días 6 y 7 de abril de 1972, coincidiendo con la reunión del Comité Ejecutivo de la F.I.P.

En la tarde del día 6 de abril se celebrarán en el hotel Krasnapolsky, de Amsterdam, unas conferencias y coloquios sobre el "Stay-bridge" de Tiel. Después de un coctel y cena fría se proyectará una película sobre las obras de construcción del "Proyecto delta" y una conferencia sobre las esclusas de Kreekrak.

Las obras comentadas durante este primer día se visitarán el día 7 de abril. La carretera que va de Tiel a las esclusas de Kreekrak atraviesa parte del Zeeland, y, por consiguiente, podrán visitarse varias obras hidráulicas importantes, incluyendo las esclusas de Haringvliet.

El coste de la inscripción para poder participar en estas Jornadas será de £ 5. En él se incluye el coctel y cena fría del 6 de abril y la comida del 7. En el próximo número de las "Notas de la F.I.P." se darán más detalles sobre el programa de estas reuniones, y se incluirá una descripción del "Stay-bridge" y de las esclusas de Kreekrak.

MEDALLAS DE LA F.I.P.

Se recuerda a los grupos nacionales miembros de la F.I.P. que las propuestas para la concesión de las medallas de la F.I.P. correspondientes a los años 1970-1974 deben enviarse a la Secretaría General antes de 1972. Durante los próximos meses se enviará más información sobre el particular a las Secretarías de los diversos grupos nacionales.

EL SECRETARIO GENERAL DE LA F.I.P. RECIBE EL NOMBRAMIENTO DE MIEMBRO DE HONOR DEL A.C.I.

Míster Philip Gooding, OBE, MSc, FICE, FIStructE, FIustHE, Secretario General de la F.I.P. ha sido designado miembro de honor del American Concrete Institute, en reconocimiento a su extraordinaria labor directiva en la coordinación del intercambio de información referente a los avances logrados por la técnica del hormigón.

Míster Gooding se une así a la lista de más de 60 personalidades que han colabo-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

rado de forma extraordinaria en el campo del hormigón, entre las cuales se incluyen los tres anteriores presidentes de la F.I.P., Eugene Freyssinet, Eduardo Torroja y Franco Levi.

Míster Gooding fue elegido también miembro de honor de la F.I.P., en el VI Congreso de la Federación celebrado en Praga en 1970.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE "CIMENTACIONES Y ELEMENTOS PRETENSADOS PARA MAQUINAS"

La comisión de la F.I.P. sobre "Cimentaciones y elementos pretensados para máquinas" se reunió en Londres el viernes 12 de marzo. Después de la sesión abierta celebrada en Praga en junio de 1970, durante el VI Congreso de la F.I.P., era ésta la primera vez que se reunía dicha Comisión, pero antes de ella varios de sus miembros habían enviado diversas comunicaciones muy interesantes, que dieron lugar a una amplia discusión.

De dichas comunicaciones merecen comentarse dos presentadas por Holanda, tituladas: "Ventajas de las cimentaciones y estructuras pretensadas para maquinaria" y "Fijación de las máquinas en las cimentaciones pretensadas" y la comunicación presentada por Dinamarca "Cimentaciones pretensadas para maquinaria de baja frecuencia". Esta última especifica detalladamente el cálculo de la cimentación pretensada de un banco de ensayo para motores marinos de 25.000 HP, a 125 r.p.m. y con un peso de 600 a 700 toneladas cada uno.

El Presidente Dr. T. Hinckeldey (Alemania Occidental) comentó cómo el pretensado se puede utilizar para contrarrestar tanto las flechas originadas por las deformaciones lentas como las normales producidas por la acción de las cargas. Se refirió también, de un modo particular, al cálculo y construcción de cimentaciones para trenes de laminación.

Con posterioridad a esta reunión se recibió también una comunicación de Rusia, que trata del comportamiento de los elementos armados mediante alambres enrollados helicoidalmente.

ESTRUCTURAS PRETENSADAS CONSTRUIDAS A BASE DE DOVELAS PREFABRICADAS

En la reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Prefabricación", que se celebró en enero de 1971 en Amsterdam, se discutieron ampliamente los problemas referentes a las juntas en estructuras pretensadas constituidas por dovelas prefabricadas. Los miembros de la Comisión informaron sobre los ensayos e investigaciones por ellos conocidos, aunque comentaron que, seguramente, habría un elevado número de trabajos experimentales relacionados con estos problemas, de los cuales no tenían noticias.

Por todo ello, se ruega que, si alguno de los lectores de estas Notas posee referencias sobre programas de investigación que se estén realizando sobre juntas, bien sean encoladas, rellenas con mortero o de cualquier otro tipo, envíe información detallada sobre dichos programas a la Secretaría Técnica de la F.I.P.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

PUENTE COLGANTE DE LILLEBAELT, EN DINAMARCA

Existen varias buenas razones para incluir en estas Notas de la F.I.P. una descripción detallada del nuevo puente colgante de Lillebaelt, en Dinamarca. En primer lugar, en su construcción se utilizaron cables prefabricados constituidos por alambres de acero de alta resistencia, de hasta 1,5 km de longitud, que es la mayor utilizada en el mundo hasta la fecha. En segundo lugar, los bloques de anclaje, las pilas-torres principales y los tramos del viaducto de acceso se construyeron utilizando la técnica del pretensado. Finalmente, uno de los ingenieros consultores que intervinieron en el proyecto fue el Dr. Chr. Ostenfeld, quien durante muchos años colaboró intensa y eficazmente en los trabajos de la F.I.P., siendo actualmente miembro de honor de la misma.

Por otra parte, el puente por sí solo constituye una expléndida realización, digna de comentario.

Cables prefabricados se habían utilizado ya en otros puentes colgantes, pero éstos son los de mayor longitud hasta ahora conocidos.

Cada cable consta de 61 cordones prefabricados aisladamente, y cada cordón está formado por 169 alambres dispuestos alrededor de un alambre guía central.

Los cables definitivos tienen 580 mm de diámetro con una carga de rotura de unas 25.000 t y una carga de trabajo de 8.300 t. Los cordones se suministraron a la obra en carretes, cada uno de los cuales llevaba 1,5 km de cordón, con un peso de 35 t.

Para la cimentación de las pilas-torres se utilizaron pilotes de hormigón, hincados en el lecho del río hasta una profundidad de 30 m, sobre los cuales apoyan unos grandes cajones de cimentación prefabricados. Los cajones quedan sumergidos 20 m en la corriente de agua, apoyados sobre las cabezas de los pilotes. Trabajando bajo una presión de 2 atmósferas, los obreros unieron los cajones a los pilotes.

Los montantes de las pilas-torres van unidos entre sí por dos vigas-pórtico horizontales, de sección en cajón, pretensadas: una, situada en la cabeza de los montantes, y la otra, por debajo del tablero.

Es interesante hacer notar que el hormigonado de las pilas-torres se pudo realizar sin problema alguno, durante el invierno, a pesar de tratarse de una obra construida en el Norte de Europa, y que, en cambio, durante el verano, el fuerte calor de hidratación combinado con el gran tamaño de los áridos, hizo necesario utilizar agua fría para refrigerar la masa.

Para ello, se introdujeron unos tubos en el hormigón, por los cuales se hacía circular el agua.

Los bloques de anclaje, cada uno de los cuales pesa unas 30.000 t, van provistos de grandes aletas laterales, con el fin de lograr desarrollar la necesaria resistencia pasiva del terreno; cada cordón de los cables principales se ancla, separadamente, a dos pernos de alta resistencia, de 95 mm de diámetro. Para el pretensado de los bloques de anclaje se utilizaron barras Dywidag.

Los tramos del viaducto de acceso, de 31 m de luz, están constituidos por ocho vigas de hormigón pretensado, sobre los que apoya el tablero de hormigón armado.

El tablero del puente principal está formado por secciones en cajón, metálicas, soldadas, de 12 m de longitud, con diafragmas transversales; y posee unas especiales características aerodinámicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Las secciones fueron transportadas por mar hasta la obra. Allí se soldaron entre sí por parejas y se lanzaron al agua desde donde, utilizando los propios cables principales del tramo colgado, se elevaron hasta colocarlas en su posición definitiva. Cada par de secciones tenía un peso de 280 t, y la cabria para elevarlas se montó sobre los citados cables principales.

Los cables los fabricó la "British Rope Limited" y se transportaron a través del Mar del Norte. Los alargamientos iniciales de los cordones se eliminaron mediante cargas cíclicas, utilizando una plataforma especial pretensada capaz para longitudes de hasta 762 metros y calculada para soportar cargas de 300 t. Para estudiar las características de los alambres de acero de alta resistencia utilizados en la construcción de los cables del puente se emplearán dos microscopios electrónicos. La información que ha servido de base para la redacción de esta reseña ha sido facilitada por Mr. J. Virola, de Finlandia.

PUENTE SOBRE EL CANAL ALBERT

En las Notas de la F.I.P. de enero de 1971 se publicó un resumen de las obras realizadas en la nueva autopista de Bélgica. Se incluía una descripción del proyecto del puente de hormigón pretensado que cruza el Canal Albert.

En relación con esta reseña, la "Societé Belge des Bétons" hace notar que al concurso para la construcción del Puente sobre el canal Albert se presentaron varios proyectos, y que el descrito en las citadas Notas no fue el que salió finalmente elegido. El proyecto que se realizó fue el presentado por la "Societé Belge des Bétons".

COMPORTAMIENTO DEL HORMIGON SOMETIDO A MUY BAJAS TEMPERATURAS

La revista *Béton* publica, en su número correspondiente a abril-mayo de 1970, un artículo, en alemán, del Dr. Ing. G. Wischers y del Dr. Ing. J. Dahms, sobre el comportamiento del hormigón sometido a muy bajas temperaturas. A continuación se incluye un breve resumen del mismo.

Se está utilizando mucho el hormigón para la construcción de depósitos para el almacenamiento de gas natural líquido, tanto en el caso de depósitos enterrados como en el de los construidos al nivel del suelo. Unas veces, son los propios depósitos los que se construyen de hormigón; otras, son los fosos-sumideros que rodean los tanques metálicos en los que se almacena el gas. Según la composición del gas, su temperatura, a presiones normales, oscila entre —150 y —200° C. Cuando es el propio depósito el que se construye de hormigón, éste se va enfriando gradualmente hasta alcanzar estas bajas temperaturas, y permanecen en estas condiciones durante largos períodos de tiempo. En cambio, cuando se trata de fosos-sumideros, si se presenta un caso de emergencia, es solamente uno de sus paramentos el que se encuentra sometido, de un modo brusco y repentino, a dichas bajas temperaturas.

En el artículo se estudian, primero, las propiedades del hormigón, que habiendo fraguado y endurecido en condiciones normales es sometido luego a muy bajas temperaturas. Se ha comprobado que la resistencia y el módulo de elasticidad del hormigón aumentan de un 50 a un 300 por 100 cuando se le enfría a muy bajas temperaturas, especialmente si está saturado antes de helarse.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Su coeficiente de dilatación térmica a muy bajas temperaturas es solamente la mitad del que posee a la temperatura normal, mientras que, por el contrario, su coeficiente de conductividad térmica se hace dos veces mayor. En cualquier caso, para conseguir el aislamiento térmico necesario en los depósitos de gas líquido, resulta muy recomendable el empleo del hormigón ligero.

Los ensayos realizados sobre grandes placas armadas demostraron que no se producen desconchados, grietas profundas, ni otros daños importantes si después de un endurecimiento adecuado el hormigón se expone bruscamente, por una sola de sus caras, a la acción del gas líquido a muy baja temperatura, aunque ello origine gradientes de temperatura del orden de 100°/cm. Como las propiedades de los aceros para pretensado varían poco cuando éstos se someten a muy bajas temperaturas, no existe inconveniente alguno que se oponga a la utilización del hormigón armado o pretensado en la construcción de grandes depósitos o contenedores para gases líquidos.

El Informe Especial núm. 9 de la F.I.P., recientemente publicado con el título "Durabilidad del hormigón a temperaturas inferiores a los cero grados", se ocupa también de este tema, y contiene amplia información sobre el comportamiento del hormigón a bajas temperaturas. Puede adquirirse al precio de 50 ptas. (media libra), solicitándole a la Secretaría de la F.I.P.

Ciclos de hielo-deshielo.

El "Expanded Shale, Clay and Slate Institute", de Estados Unidos, ha publicado también una "Hoja informativa", la número 13, en la que se incluyen algunos detalles sobre las investigaciones realizadas para estudiar la resistencia de las estructuras de hormigón ligero, a los efectos de los ciclos de hielo-deshielo.

Aunque todavía no se ha publicado un análisis detallado y completo de los resultados obtenidos en estos ensayos, los datos hasta ahora conocidos demuestran que con los hormigones ligeros de buena calidad pueden conseguirse estructuras cuya durabilidad, con respecto a los ciclos de hielo-deshielo, resulta satisfactoria.

ANCLAJE Y TRANSMISION DEL PRETENSADO (*)

En el "National Swedish Building Research Summary, N.º DI: 1970" se publica un interesante artículo titulado "Anclaje y transmisión del pretensado", cuyos autores son Ake Holmberg y Sten Lindgren.

Los tres temas principales tratados en dicho artículo son: "longitud de anclaje necesaria para las armaduras constituidas por barras de acero estirado en frío", "transmisión del esfuerzo de pretensado" y "longitud de anclaje en las armaduras de pretensado". Este trabajo está basado tanto en ensayos realizados especialmente para la redacción del artículo, por sus autores, como en otros anteriores, cuyos resultados aportaban datos utilizables para los estudios de investigación relativos a alguno de los tres temas mencionados.

(*) Nota de la A.T.E.P. — La traducción de este artículo ha sido publicada en el núm. 99 de Hormigón y Acero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En las conclusiones se señala que los resultados obtenidos demuestran la gran influencia del estado superficial de los cables y armaduras en la transmisión del esfuerzo de pretensado y en la longitud de anclaje y que la posición de las armaduras respecto al fondo de los moldes o encofrados tiene gran importancia.

Se establece la hipótesis de que la tensión de rotura de los cables en las secciones sometidas a flexión debe tomarse igual a la tensión de pretensado después de experimentadas todas las pérdidas, más una tensión, característica del tipo de cable utilizado, multiplicada por la relación entre la longitud total de adherencia y el diámetro de elemento individual (cable, alambre, etc.) de pretensado de que se trate.

Se proponen unas recomendaciones basadas en las conclusiones establecidas para su inclusión en las correspondientes Normas.

Los que deseen información suplementaria sobre estos temas o copias del mencionado trabajo deben dirigirse a:

Svensk Byggtjänst
Box 1403
111 84 Stockholm
(Suecia)

EL CURADO A ELEVADAS TEMPERATURAS DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGON CON ARMADURAS PRETESAS

La revista *Build International,* en su número de marzo de 1970, publica un artículo de P. W. Keene, del National Building Research Institute, South African Council for Scientific and Industrial Research, sobre la pérdida adicional de pretensado que experimentan las armaduras cuando el hormigón se cura a altas temperaturas.

El informe de Mr. Keene es ampliación de otro trabajo anterior por él publicado, en marzo de 1969, en el que exponía una teoría sobre la pérdida adicional de pretensado experimentada cuando todo el banco de tesado se calienta, incluyendo las puntas de los alambres o cables que sobresalen de los extremos de los moldes utilizados en la fabricación de las piezas. Esta teoría demuestra que la adherencia en el momento de la aplicación del calor influye poco en las pérdidas de pretensado. En el último artículo de Mr. Keene se hace un estudio teórico del mismo tema, pero aplicado al caso en que sólo el hormigón sea el que se somete a la acción del calor.

En él se demuestra que la pérdida adicional de pretensado es independiente, en general, de que exista o no adherencia en el momento de la aplicación del calor, tanto si es toda la bancada la que se calienta como si sólo se calienta el hormigón. Se indica que la pérdida adicional de pretensado depende directamente de la magnitud del aumento de temperatura y del coeficiente de dilatación lineal del hormigón. En condiciones normales, esta pérdida adicional puede valorarse, aproximadamente, en un 1 por 100 para cada 6° C de aumento de temperatura.

MODELOS PARA EL ESTUDIO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON

En 1966, el A.C.I. formó un Comité especial para el estudio de "Modelos estructurales", con el objeto inicial de preparar y celebrar un Simposio sobre modelos para estructuras de hormigón. El Simposio se celebró en Los Angeles, en marzo de 1968.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El ACI ha editado ahora su "ACI Publication n.º 24", titulada "Modelos para estructuras de hormigón", en la que se recogen las siete comunicaciones presentadas a dicho Simposio y otros 10 artículos más, seleccionados para completar el estudio de este tema.

Los cuatro primeros trabajos tratan los aspectos fundamentales de la preparación de los modelos de estructuras de hormigón, incluyendo un estudio muy detallado sobre el tema de la precisión con que deben construirse tales modelos.

Los cuatro artículos siguientes contienen información adicional sobre los materiales y técnicas utilizados en la construcción de los modelos. Los restantes artículos tratan de las diversas formas de comportarse las estructuras, según el tipo de solicitación, incluyen el estudio de su comportamiento bajo acciones dinámicas, de su estabilidad elástica y anelástica, de su actuación como membrana, de la influencia de los esfuerzos térmicos y de la utilización de los modelos como método auxiliar para resolver los problemas de cálculo.

El Comité comenta que los modelos estructurales deben considerarse como un complemento de los modelos matemáticos y no como competidores o sustitutos del cálculo.

Si para la resolución de un problema determinado existe un procedimiento analítico apropiado y adecuado, su aplicación resultará siempre más económica y más rápida que la de un método experimental.

Sin embargo, cuando el cálculo no es asequible, o si las condiciones de borde están poco definidas, o son muy variables, entonces los ensayos sobre modelo pueden constituir la única solución al problema.

La mencionada publicación puede adquirirse en el:

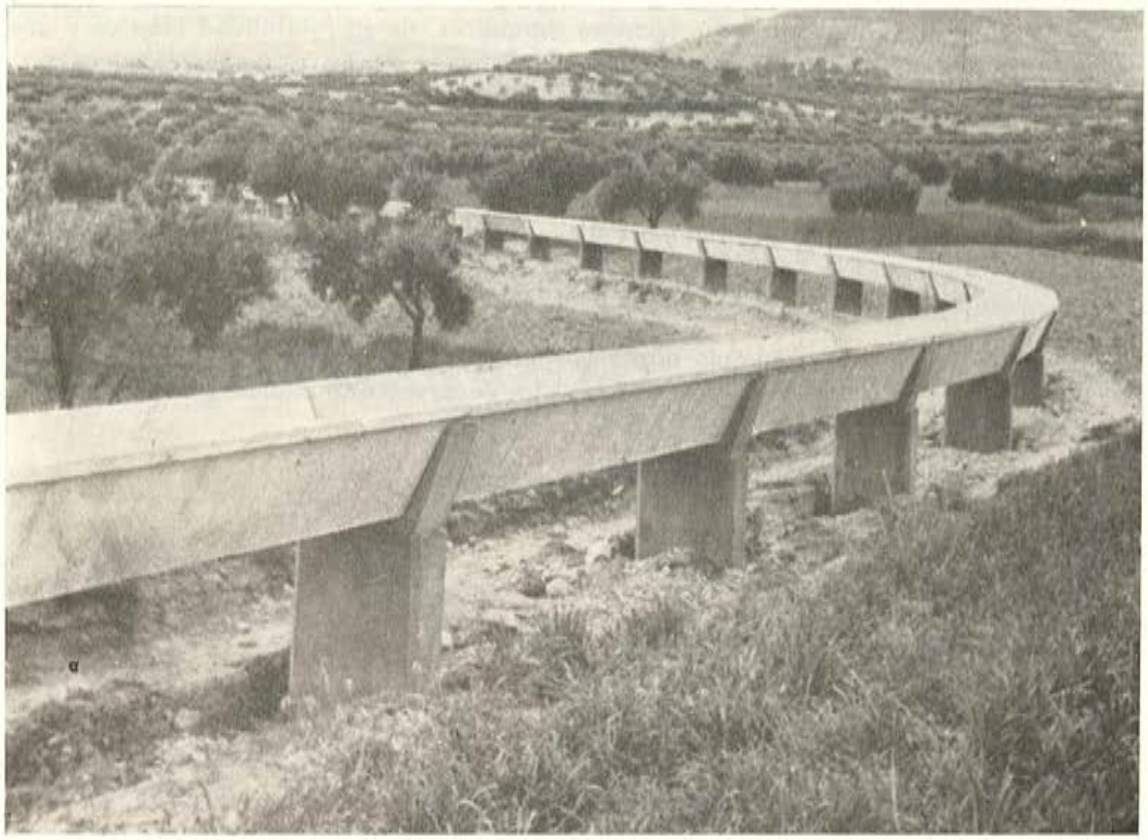
American Concrete Institute
PO Box 4754
Redford Station
Detroit, Michigan 48219

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 04/12/2025

notas de la F.I.P.

n. 35, julio-agosto 1971

REUNION DEL CONSEJO ADMINISTRATIVO DE LA F.I.P., EN DUBLIN (IRLANDA)

Por primera vez desde su fundación, el Consejo Administrativo de la F.I.P. ha visitado la República de Irlanda, uno de sus más pequeños países miembros, y disfrutando de la generosa hospitalidad de la Asociación Irlandesa del Hormigón Pretensado, en Dublín.

A la reunión del Consejo Administrativo del día 26 de mayo, asistieron 25 delegados, número excepcionalmente elevado teniendo en cuenta que la misma no coincidía con ningún otro Congreso o reunión. La mayoría de ellos se quedaron para participar en la primera reunión de la Comisión sobre "Práctica constructiva", recientemente creada, que tuvo lugar al día siguiente.

Los miembros del Consejo Administrativo recibieron con agrado la noticia de que se había incorporado a la F.I.P. un nuevo grupo nacional, el de Venezuela, y de que, probablemente, antes de fin de año lo haría otro más, el de Turquía.

En la actualidad, la F.I.P. cuenta con 43 grupos miembros, pertenecientes a 41 países.

La mayor parte de la reunión se dedicó a comentar los preparativos de los dos futuros importantes acontecimientos de la F.I.P.: El Simposio de Tbilisi, en septiembre de 1972, y el VII Congreso de la F.I.P., en Nueva York, en 1974.

Simposios de Tbilisi.

Los detalles de los temas que se tratarán en los dos Simposios que van a celebrarse del 25 al 30 de septiembre de 1972, se publicaron en el número 31 de las Notas de la F.I.P. Al Simposio sobre "Estructuras flotantes y sumergidas", se le ha dado otro nombre, "Estructuras marítimas de hormigón" y a él se dedicará todo el martes 26 de septiembre. El día siguiente, 27 de septiembre, se destina a visitas técnicas. Por la tarde se visitarán distintos Institutos de investigación y varias obras situadas en la zona de Tbilisi.

El Simposio sobre estructuras en zonas sísmicas durará dos días, 28 y 29 de septiembre, y a continuación habrá una sesión dedicada a la proyección de películas técnicas en la mañana del 30 de septiembre.

Se han organizado tres interesantes excursiones para después de los Simposios, con la colaboración de los servicios de Intourist, a Sochi, a Erevan, en Armenia, y a Tashkent y Samarkand.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El plazo de admisión de comunicaciones ha sido ampliado. Todos los detalles relativos a estos Simposios se incluirán en un Boletín que se publicará en breve plazo. Las personas interesadas en obtener este Boletín deberán escribir a la Oficina Administrativa de la F.I.P.

Congreso de Nueva York.

El Congreso de Nueva York presentará, en ciertos aspectos, importantes diferencias respecto a la programación de los anteriores Congresos internacionales. Se trata de conseguir incrementar el número de comunicaciones individuales en temas específicos, y que puedan intervenir personalmente más delegados de los que la organización normal de los anteriores Congresos permitía. Como se sabe, en ellos sólo unos pocos eminentes especialistas pronunciaban una conferencia previamente preparada y un pequeño número de delegados podía presentar comunicaciones en la discusión que a continuación se abría.

La experiencia realizada en el Congreso de Praga del año 1970, consiste en programar sesiones técnicas en las cuales se podían presentar comunicaciones individuales sobre alguno de los temas relacionados con el pretensado, en cualquiera de los idiomas del Congreso, constituyó un verdadero éxito y, por tanto, se mantendrá en Nueva York.

Algunas de las Comisiones de la F.I.P. han trabajado activamente durante el último año y podrán presentar informes muy útiles e interesantes en Nueva York. Para aquellas personas que no puedan asistir a los Simposios de Tbilisi, se organizará una sesión especial en la que se hará un resumen de los resultados obtenidos en dichos Simposios y una puesta al día de los progresos posteriormente realizados.

Según las opiniones recogidas en anteriores Congresos, resulta realmente fatigoso para los participantes tener que asistir, durante toda la semana, a las diferentes sesiones que continuamente se celebran y escuchar todas las conferencias que se pronuncian, con el fin de tener la seguridad de que no van a perderse nada interesante de lo que en el Congreso se diga.

Los organizadores del VII Congreso, teniendo en cuenta este problema, han preparado un programa semanal en el cual se destinan algunos días o sesiones al estudio de los problemas relacionados con ciertos aspectos constructivos de marcado interés general, y, por otra parte, se han previsto varios pequeños seminarios sobre temas altamente especializados, dedicados exclusivamente a los expertos en la materia. De esta forma se espera que los delegados puedan seleccionar fácilmente las sesiones en las que estén particularmente interesados y dispongan del tiempo libre necesario para participar en las visitas técnicas, asistir a la proyección de películas, intervenir en los coloquios o visitar la exposición, actividades en las que, de otra forma, frecuentemente no podían participar. Así, por ejemplo, una de las tardes está programado un Seminario sobre utilización del hormigón pretensado, en el que se tratará de la investigación y desarrollo de mercados, proyectos, control de calidad, etc., y simultáneamente se celebrará un Seminario sobre "centrales nucleares" y otro sobre "Estructuras antisísmicas de hormigón pretensado". Otra tarde, coincidiendo con una sesión dedicada a la descripción de los edificios más importantes construidos en hormigón pretensado desde 1970, se celebrará un Seminario sobre "Aceros para pretensado" y otro sobre "Estructuras y cimentación de máquinas". Si ninguno de estos temas fuese de particular interés para alguno de los delegados, podrá participar en las visitas técnicas programadas para esa misma tarde.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Los participantes en el Congreso se alojarán en dos hoteles: el New York Hilton y el Waldorf Astoria. En estos mismos hoteles se desarrollarán todas las sesiones y demás actividades programadas.

La exposición y la mayoría de las sesiones plenarias se celebrarán en el New York Hilton, mientras que en el Waldorf Astoria se celebrarán la mayor parte de los Seminarios y el banquete de clausura.

Se ha organizado un atractivo programa para las esposas de los participantes, las cuales podrán elegir entre 19 diferentes actividades. Muchas de ellas se repetirán a lo largo de la semana, para que la selección les resulte más cómoda.

El 28 de mayo, los miembros del Consejo Administrativo de la F.I.P. y de la Comisión sobre "Práctica constructiva" visitaron los nuevos edificios en construcción para el Colegio Universitario de Dublín, en Belfield, y las nuevas tribunas del hipódromo de Leopardstown, en Dublín.

ACTIVIDADES DE LAS COMISIONES DE LA F.I.P. DURANTE LOS MESES DE MAYO Y JUNIO

Durante el mes de mayo y los primeros días de junio se celebraron cuatro reuniones de comisiones de la F.I.P., incluyendo la primera reunión de la Comisión recientemente creada sobre "Práctica constructiva". Además, se celebró el 2.º Coloquio sobre "Hormigones ligeros" y los miembros de la Comisión sobre "Resistencia al fuego" participaron en el Coloquio "CIB-Inter-Association" sobre este tema de la resistencia al fuego de las estructuras. Como también en esta época se reunió el Consejo Administrativo, puede afirmarse que la actividad de la F.I.P. durante la primavera última ha sido muy intensa.

Comisión sobre "Hormigones ligeros".

Una vez más se reunieron conjuntamente la correspondiente Comisión de la F.I.P. y la XII Comisión del C.E.B. Las sesiones se celebraron en Copenhague durante los días precedentes a la sesión plenaria del C.E.B., y a ellas asistieron gran número de miembros. La reunión de la Comisión propiamente dicha se celebró el 6 de mayo, con la asistencia de 20 de sus miembros y otros ingenieros interesados.

En una reunión previa se había propuesto clasificar los áridos ligeros de acuerdo con ciertas propiedades, tales como su fluencia y retracción.

En la última reunión, y después de una breve discusión, se acordó que ello no era posible, pero que se podría encontrar un mejor sistema de clasificación, basándose en las distintas aplicaciones de los diferentes tipos de áridos. Esta labor será realizada por los miembros de la Comisión, y se propuso que, en el plazo de dieciocho meses, aproximadamente, se celebre un nuevo coloquio sobre hormigones ligeros para tratar de los "Requisitos funcionales".

Se informó que la RILEM había preparado un proyecto de recomendaciones para los ensayos destinados a determinar el valor de los módulos de elasticidad y que se espera que estas recomendaciones se publiquen en fecha próxima.

La "Asociación Nórdica del Hormigón" ha preparado unas "Recomendaciones relativas a los aditivos para el hormigón. Normas para ampliar su campo de aplicación a los

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

hormigones fabricados con áridos ligeros". Estas Recomendaciones serán presentadas por míster Holmberg (Suecia) en la próxima reunión.

A continuación de la Reunión de la Comisión se celebró un coloquio de dos días sobre "Aplicaciones de los hormigones ligeros", como lógica continuación del Coloquio sobre "Investigación", celebrado unos seis meses antes en Moscú. Del éxito de este coloquio es buena prueba el hecho de que al mismo asistieron más de 60 delegados de 15 países diferentes y que se presentaron 25 excelentes comunicaciones del mayor interés. Más adelante se preparará un informe completo sobre estas reuniones.

La próxima reunión de la Comisión tendrá lugar en Leipzig durante los últimos días de marzo de 1972.

Comisión sobre "Estructuras antisísmicas", Londres, 25 de mayo de 1971.

Se trataba realmente de celebrar una reunión de los miembros de la Comisión, representantes de los diversos países europeos, con el propósito de organizar su colaboración para contribuir al mayor éxito del simposio que sobre "El hormigón pretensado en zonas sísmicas" habrá de celebrarse en Tbilisi, en septiembre de 1972. El presidente de la Comisión, Profesor Ban (Japón), no pudo asistir y fue sustituido por el Profesor Despeyroux (Francia). Los delegados de varios países europeos discutieron con el Profesor Mikhailov (Rusia) diversas propuestas relativas a la programación de dicho Simposio.

1. "Proyecto y construcción de estructuras de hormigón pretensado en zonas sísmicas". (Académico K. Zavriev, Rusia).
2. "Investigaciones sobre estructuras de hormigón pretensado en zonas sísmicas. Métodos y resultados". (Profesor S. Ban, Japón).
3. "Aplicaciones de los elementos de hormigón pretensado en diversas estructuras para edificios en zonas sísmicas". (Profesor H. Despeyroux, Francia).
4. "Experiencias sobre el comportamiento de las estructuras de hormigón pretensado durante los terremotos". (Profesor B. Zezelj, Yugoslavia).

Los miembros de la Comisión acordaron ponerse en contacto con expertos de todos los países para solicitarles el envío de comunicaciones.

El Boletín núm. 1, editado por el Comité de Organización ruso, será publicado en breve, y en él se darán toda serie de detalles sobre el Simposio: modo de presentar las comunicaciones, alojamiento, excursiones postcongreso, etc.

La Comisión sobre "Estructuras antisísmicas" celebrará su próxima reunión en Tbilisi, durante el Simposio.

Comisión sobre "Práctica constructiva".

Esta nueva Comisión, que actúa bajo la presidencia del profesor R. Lacroix (Francia), se reunió por primera vez, en Dublín, el 27 de mayo de 1971.

Desde que se constituyó esta Comisión, el interés por los temas que le fueron asignados para su estudio ha sido muy grande, y así lo demuestra claramente el hecho de que

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

a esta su primera reunión hayan asistido cerca de 20 de sus miembros y un número análogo de miembros del Consejo Administrativo de la F.I.P.

El Presidente organizó, dentro de la Comisión, una serie de Grupos de trabajo, cada uno de los cuales se ocupará particularmente de estudiar uno de los cinco temas que tiene encomendados la Comisión.

Estos cinco temas y los Presidentes del correspondiente Grupo de trabajo son los siguientes:

1. "Control en obra de las operaciones de tesado y de las relaciones entre los alargamientos y flechas medidos y las cargas aplicadas". (Mr. Franck, Dinamarca).
2. "Morteros de inyección y ejecución de la inyección". (Mr. Van Loenen, Holanda).
3. "Precauciones que deben adoptarse durante el almacenamiento, manejo y colocación de los tendones de pretensado". (Mr. Thorpe, Inglaterra).
4. "Precauciones que deben adoptarse contra los efectos producidos por los materiales utilizados para el deshielo en puentes y otras estructuras". (Mr. Larsson, Suecia).
5. "Anclajes al terreno, mediante tirantes pretensados, con especial referencia a los problemas de protección". (Mr. Matt, Suiza).

Se había solicitado que todos los miembros que tuviesen alguna colaboración que ofrecer sobre estos temas se dirigiesen en primer lugar, por escrito, al Presidente del Grupo de trabajo correspondiente, enviando copia al Secretario Técnico de la F.I.P. Varios informes previos habían sido ya mandados y otros fueron presentados durante la reunión.

En términos generales, los Grupos de trabajo seguirán un programa encaminado a preparar "normas de buena práctica", "manuales de obra" e "informes" que serán presentados en los futuros Congresos de la F.I.P.

La próxima reunión de esta Comisión se celebrará en abril de 1972, y se programará de tal modo que permita a sus miembros asistir a las "Jornadas de la F.I.P.", que tendrán lugar en Amsterdam en esas mismas fechas.

Comisión sobre "Resistencia al fuego".

Bajo la presidencia del Profesor K. Kordina se reunió esta Comisión en París el 1 de junio de 1971, y aunque la asistencia fue muy reducida se hicieron importantes progresos.

Se recibió un informe provisional de Inglaterra sobre los intentos realizados para establecer alguna relación entre el comportamiento frente al fuego de los elementos estructurales individuales y el de la estructura en su conjunto. Aunque, en general, la mayor parte de los datos correspondientes a estos trabajos no están todavía disponibles, los informes previos demuestran que es probable que se pueda lograr algún resultado positivo.

Un hecho importante que ha sido comprobado de un modo evidente es que la redistribución de tensiones puede trasladar la sección crítica a zonas situadas lejos de aquellas que se muestran sometidas a la acción directa del fuego.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El Profesor Kordina dijo que los problemas que plantean los incendios en los edificios de muchas plantas exigen un nuevo enfoque del tema. En muchas ocasiones puede no ser posible desalojar estos edificios en los plazos hasta ahora aceptados como normales para la resistencia al fuego.

En relación con las recomendaciones C.E.B./F.I.P. para el proyecto de estructuras de hormigón armado y pretensado, se acordó que era necesario aún introducir algunos cambios en el texto publicado. En particular, los valores de las temperaturas críticas necesitan ser revisados, teniendo en cuenta los resultados obtenidos en los ensayos últimamente efectuados.

Se examinaron los impresos para registrar los resultados observados en los incendios reales, preparados por el Profesor Kordina y el Comité de "Resistencia al fuego" del P.C.I. En Inglaterra se han realizado ya algunos trabajos para la recopilación de estos resultados, y el Presidente hizo resaltar que, realmente, esta clase de investigación sólo puede hacerse a escala nacional por los organismos gubernamentales. Exhortó a los miembros de la Comisión para que intenten promover, en sus respectivos países, la realización de esta clase de trabajos.

Los miembros de la Comisión asistieron también al Coloquio sobre "Resistencia al fuego", que, organizado por el C.I.B. y la "Inter-Association", se celebró a continuación.

La próxima reunión de la Comisión tendrá lugar durante los últimos días de octubre de 1972, y en ella participarán también representantes de la I.S.O. para discutir la normalización de los ensayos de resistencia al fuego.

JORNADAS DE LA F.I.P. EN HOLANDA. 6-7 DE ABRIL DE 1972

Con objeto de mantener vivos los contactos y la colaboración internacional, la F.I.P. ha decidido organizar unas Jornadas anuales en los períodos comprendidos entre sus Congresos Internacionales y Simposios.

Se espera que estas Jornadas puedan celebrarse todos los años, cada vez en un país diferente. Conferencias y visitas a obras importantes harán estos contactos periódicos más valiosos e interesantes.

En contraste con los Congresos y Simposios internacionales se intenta que las Jornadas de la F.I.P. tengan un interés específicamente regional o nacional.

La primera "Jornada F.I.P." se organizará en Holanda, durante los días 6 y 7 de abril de 1972.

Hay programadas conferencias y visitas al puente colgante de Tiel y a las esclusas de "Kreekrak", en Zeeland. Las conferencias se celebrarán en el hotel Krasnapolsky, en Amsterdam.

El programa del 6 de abril será el siguiente:

15,00 a 17,30 h.	Conferencia sobre el puente colgante de Tiel; discusión.
17,30 a 18,30 h.	Aperitivo.
18,30 a 20,00 h.	Cena fría.
20,00 a 21,30 h.	Proyección de una película sobre las obras del plan "Delta" y conferencia sobre las esc usas "Kreekrak".

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El 7 de abril se visitarán las obras en construcción antes citadas. La carretera que conduce desde Tiel a las esclusas de "Kreekrak" atraviesa parte de Zeeland y pasa por varias obras hidráulicas muy interesantes, entre ellas las esclusas de "Haringvliet".

La cuota de inscripción en estas Jornadas será de £ 12, y en ella se incluye el aperitivo, la cena fría del día 6 y la comida y cena del 7 de abril.

A continuación se describen las estructuras que serán visitadas.

Puente colgante sobre el río Waal, cerca de Tiel.

Este puente cruzará el río holandés más grande y con más densidad de navegación. Con una longitud total de 1.417 m, el puente, de hormigón pretensado, consta de dos partes estructuralmente distintas. Una de ellas está constituida por una viga cajón continua, con 10 vanos iguales y 805 m de longitud, que se construirá por el método de dovelas en voladizo, con juntas pegadas. La otra parte es un puente colgante simétrico de 612 m de longitud, con un tramo principal de 267 m.

La sección transversal, con un tablero de 31,2 m de anchura total, consta de dos vigas cajón monocelulares, suspendidas de las pilas mediante tirantes rectos de hormigón pretensado.

Las obras se iniciaron a mediados de 1970, y está prevista su terminación para 1973.

Las esclusas de "Kreekrak".

Las esclusas de "Kreekrak" están situadas en el canal Scheldt-Rin, la nueva vía fluvial actualmente en construcción, que une Antwerp con el Rin. Una vez concluido el Plan Delta, el sistema de esclusas separará el canal, de agua salada, de Antwerp y el lago de "Zeenwse", de agua potable, al norte de South Beveland.

Para proteger el lago contra la penetración del agua salada contenida en las esclusas, se cambia totalmente este agua mientras las compuertas de ambos lados permanecen cerradas. Ello se consigue dando salida, hacia abajo, al agua salada a través de orificios practicados en la solera mientras que, al mismo tiempo, el agua potable, de menor densidad, va penetrando de abajo a arriba por aberturas dispuestas en los muros de la esclusa.

El agua salada se transporta mediante una red de desagüe situada debajo de la solera perforada. Las aberturas en los muros permiten la comunicación entre la esclusa y el agua potable del lago.

HOMENAJE A UNO DE LOS VICEPRESIDENTES DE LA F.I.P.

La "Institution of Engineers" de la India celebró su LI Convención Anual, en Chandigarh, durante los días 11 al 17 de febrero de 1971. A ella asistieron más de mil delegados. Por ausencia del Presidente de la India, Dr. V. V. Giri, la ceremonia de apertura fue presidida por Mr. B. N. Chakravarty, Gobernador de Haryana.

De particular interés para la F.I.P resulta el hecho de que Mr. J. G. Bodhe, Vicepresidente del Consejo de Administración de la F.I.P. en representación del Grupo nacional de la India, haya sido designado Presidente de la "Institution" durante el Curso 1971-72. Durante la Convención, Mr. Bodhe tomó posesión de su nuevo cargo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

A Mr. Bodhe lo recordarán muchos de los asistentes al Congreso de Praga, ya que en dicho Congreso actuó con gran acierto, como Presidente de una de las Sesiones de trabajo, la dedicada a la presentación de los Informes preparados por las distintas Comisiones de la F.I.P., e intervino además en las discusiones mantenidas en otras Sesiones.

SETENTA ANIVERSARIO DE V. V. MIKHAILOV

En marzo de 1971, el Dr. en Ciencias Profesor Víctor Vasilievich Mikhailov celebró su setenta aniversario y sus cincuenta años de actividades y servicios como ingeniero, científico y conferenciante, en Rusia.

El nombre de V. V. Mikhailov está íntimamente vinculado a los comienzos del hormigón pretensado y su ulterior desarrollo. Desde el principio de la década de los treinta, en sus numerosas publicaciones, trabajos, comunicaciones a reuniones técnicas y conferencias, dio evidentes pruebas de su plena confianza y seguridad en la futura importancia del pretensado, y fue uno de sus más ardientes defensores y propulsores. Prestó, además, un gran servicio a nuestra técnica formulando los criterios básicos para el proyecto de la prefabricación en serie de estructuras de hormigón pretensado.

En 1941 desarrolló un método para el tesado continuo de cables mediante un sistema mecánico, automático.

El Profesor Mikhailov introdujo, en 1948, el empleo del cemento expansivo para el sellado de juntas estancas. Este procedimiento tuvo una amplia difusión y fue muy utilizado para el sellado de juntas en túneles, en sustitución de las juntas de plomo que hasta entonces se venía utilizando.

Bajo su liderazgo, el equipo de investigación del Profesor Mikhailov ideó un cemento especial "autopretensado" que hizo posible la construcción durante el invierno de juntas en tuberías y depósitos, sin tener que recurrir al empleo de cámaras de calefacción o al calentamiento eléctrico.

La lista de las publicaciones de V. V. Mikhailov, incluyendo libros, memorias de reuniones científicas, informes y artículos, pasa de 100 y posee, además, la patente de más de 25 inventos diferentes, la mayoría de los cuales son de uso común actualmente, tanto en Rusia como en otras partes del mundo.

El Profesor Mikhailov ha tomado siempre parte activa en Congresos y reuniones internacionales, y fue miembro destacado en los Congresos de la F.I.P. de Amsterdam, Berlín, Roma y Praga. En Praga, en 1970, presentó una comunicación sobre "Elementos sometidos a pretensado triaxil". Preside la "Comisión Permanente del Hormigón Pretensado", que es el Grupo ruso miembro de la F.I.P.

En 1957 fue elegido miembro del "American Prestressed Concrete Institute".

XIX SESION DEL GRUPO NACIONAL SOVIETICO DE LA F.I.P.

Durante los días 21 y 22 de diciembre de 1970, se celebró en Moscú la 19.ª sesión del grupo nacional soviético de la F.I.P. En ella se trató principalmente de los resultados del VI Congreso de la F.I.P., celebrado en Praga, en junio de 1970. El Dr. en Ciencias, Profesor K. V. Mikhailov, hizo una crítica general del Congreso e informó sobre las decisio-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

nes tomadas en las reuniones de la Asamblea general y del Consejo Administrativo de la F.I.P.

El Prof. K. V. Mikhailov es Vicepresidente de la F.I.P. en representación del grupo nacional ruso y el responsable directo de la organización de los Simposios de la F.I.P. que habrán de celebrarse en Tbilisi, en septiembre de 1972, y sobre los cuales se dan amplios detalles al comienzo de estas "Notas de la F.I.P.".

El Dr. en Ciencias Prof. G. I. Berdichevsky hizo un resumen de las conferencias del Congreso. Describió el informe de Ben Gerwick sobre "Estructuras flotantes y sumergidas" y comentó que fue una de las comunicaciones más interesantes.

Los Profesores V. A. Mikhailov, L. V. Zakherov y el Ingeniero A. P. Ovcharenko informaron sobre las estructuras más importantes descritas por los otros grupos miembros de la F.I.P. en las tres sesiones a tal efecto programadas.

El Profesor S. A. Madatjan comentó la exposición celebrada con motivo del Congreso, deteniéndose especialmente en la descripción de los nuevos tipos de armaduras de pretensado expuestas. El Profesor J. J. Volkov, hizo una descripción de los viajes post-Congreso y las visitas técnicas realizadas.

Todos los especialistas que intervinieron en esta 19.ª sesión subrayaron el éxito del Congreso, su excelente organización y su importancia para el desarrollo futuro del hormigón pretensado.

ULTIMAS PUBLICACIONES

"Construcción de estructuras de hormigón pretensado".

Por Ben C. Gerwick Jr.

En este libro se exponen los principios generales y las técnicas especiales utilizados para la construcción de estructuras de hormigón pretensado, así como los métodos para asegurar su calidad, economía y durabilidad. Se indican también los requisitos que deben exigirse a los diversos tipos de estructuras, tanto en el caso de edificios como cuando se trata de obras de ingeniería.

El autor describe los materiales y técnicas utilizados en las construcciones de hormigón pretensado y estudia los problemas de durabilidad y protección frente a la corrosión, tanto en los elementos prefabricados con armaduras pretesas como en las obras construidas in situ con armaduras postesas.

En un amplio capítulo titulado "Utilización del hormigón pretensado" se describen con detalle veinte tipos diferentes de estructuras; puentes de distintas clases y usos, pilotes, estructuras sumergidas y flotantes, tanques, vasijas de presión para centrales nucleares, postes, tuberías, carreteras y pistas para aeropuertos, estructuras de máquinas y edificios.

El libro está ilustrado con numerosos dibujos y fotografías.

Se incluyen referencias bibliográficas de publicaciones de todo el mundo, relativas a las diversas prácticas constructivas y a las modernas técnicas.

El libro tiene 411 páginas y lleva un índice perfectamente detallado. Su precio es de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

£ 6,50 y se puede adquirir en: John Wiley and Sons Limited. Baffins Lane. Chichester. Sussex, Inglaterra.

"La relajación en los alambres de pretensado".

El Comité de "Investigaciones sobre el hormigón", de Holanda, ha publicado su informe número 46, titulado "Análisis matemático de los resultados obtenidos en los ensayos de relajación realizado sobre alambres para pretensado, estirados y sometidos a tratamiento térmico" (en inglés).

El informe está basado en los resultados de 44 ensayos de relajación efectuados sobre materiales de diferentes clases y tamaños, procedentes de ocho fábricas distintas de cuatro países europeos. Los ensayos se realizaron en los laboratorios TNO, en Delft, utilizando siempre el mismo procedimiento, lo cual ha permitido hacer un detallado análisis y estudio comparativo de los resultados. Se pueden adquirir copias de este informe, al precio de 7,70 florines holandeses, dirigiéndose a: Betonvereniging. Postbus 61 Zoetmeer (Holanda).

EDIFICIO PARA LAS OFICINAS DE LA "BOS EN KALIS DREDGING COMPANY", EN HOLANDA

Se trata de un edificio de tres plantas con voladizos de una longitud excepcional en este tipo de estructuras, cuya construcción ha sido posible gracias a una ingeniosa utilización de las técnicas del pretensado.

El edificio es una ampliación de la sede central de una compañía de dragados, de Papendrecht (Holanda) y el voladizo pasa por encima de una carretera de 12,5 m de anchura. La anchura del edificio es de 13 m y no tiene pilares internos. Los forjados de las distintas plantas están constituidos por elementos pretensados de sección en doble T, de 2,4 m de anchura, construidos con hormigón ligero.

Los muros exteriores están formados por pilares de 1,25 m de ancho unidos a vigas de borde, de 1,5 a 2 m de canto, construidas in situ con hormigón de árido blanco.

Los dos pilares exteriores del voladizo están provistos de núcleos metálicos y situados a menores distancias que los del resto del edificio. La viga de borde en la planta de cubierta va pretensada, mediante cables Freyssinet, con un esfuerzo total de 400 toneladas. Los pilares de los muros, actuando como montantes de gran rigidez, transmiten parte del esfuerzo de pretensado a las vigas de borde de las plantas inferiores, haciendo así posible el voladizo al mantener dichas vigas en compresión.

En las "Notas de la F.I.P.", número 26, se describieron los detalles de los nuevos tipos normalizados de vigas pretensadas, prefabricadas, para puentes, utilizadas en Inglaterra.

Estas vigas se han utilizado en dos puentes costruidos en County Durham como parte de un ramal elevado de desvío que cruza una carretera principal.

Las luces son de 21,3 m y los tableros están constituidos por 13 vigas, colocadas contiguas unas a otras. La anchura total del tablero, incluyendo los elementos de hormigón de los bordes, construidos *in situ*, es de 13 metros.

Agradecemos a la revista *Concrete* su autorización para publicar esta información.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

CUBIERTA CONSTITUIDA POR UNA PLACA PLEGADA, PRETENSADA, DE 77 m DE LUZ

En el proyecto de un nuevo hangar en Estados Unidos se han utilizado placas plegadas, con armaduras postesas de 252 pies (77 m) de luz que, según parece, son las de mayor longitud hasta ahora construidas en el mundo.

Debido a diversas causas, la altura total del hangar no podía exceder de 56 pies (17,1 m), y como el espacio libre interior necesario para los aviones era de 42 pies (12,8 m), sólo quedaban 14 pies (4,3 m) para el canto total de la cubierta del edificio, cuya superficie era de 252 × 145 pies (77 × 44 m).

Se estudiaron varios proyectos, incluyendo soluciones metálicas y de hormigón, vigas trianguladas espaciales y vigas-placa. El proyecto finalmente elegido, a base de placas plegadas de 252 pies (77 m) de luz, permitió alcanzar una longitud de 100 pies (30 m), mayor que la de cualquier otra estructura análoga existente.

Las placas inclinadas son de 6 pulgadas (15 cm) de espesor, las inferiores de 12 pulgadas (30 cm) y las superiores de 18 pulgadas (45 cm), obteniéndose un espesor medio de 13 pulgadas (33 cm). En los extremos, las placas van apoyadas sobre dos vigas pretensadas de 130 pies (40 m) de luz entre soportes.

La cubierta descansa sobre cuatro apoyos giratorios, cada uno de ellos capaz de soportar 1.120 toneladas. Estos apoyos permiten a la estructura rotar en ambas direcciones en el plano horizontal y transmitir a los soportes las cargas de viento y los esfuerzos originados por la fluencia, retracción y los efectos térmicos. Los soportes y sus apoyos están proyectados para poder oscilar y acomodarse así a cualquier variación de longitud producida en la cubierta como consecuencia de los cambios de temperatura. Los momentos en los soportes se absorben mediante un pretensado concéntrico.

SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE TUBOS, POSTES, TRAVIESAS Y VASIJAS DE PRESION, DE HORMIGON PRETENSADO

Madrás, India, 14 a 16 de febrero de 1972.

Con la colaboración de once asociaciones nacionales, las autoridades locales y la F.I.P., se organizó en Madrás, durante los días 14 a 16 de febrero de 1972, un Simposio internacional sobre tubos, postes, traviesas y vasijas de presión, de hormigón pretensado, en la Escuela de Ingeniería de Guindy, Madrás (India).

Como idioma oficial del Simposio se eligió el inglés, pero se autorizó también la presentación de comunicaciones en francés, alemán y ruso.

El objetivo del Simposio consistía en atraer la atención sobre el proyecto, fabricación y detalles constructivos de los citados tipos de elementos.

Se incluia también el estudio de los problemas relativos a los trabajos de investigación necesarios para el desarrollo de dichos elementos.

La cuota de inscripción al Congreso, para los delegados extranjeros, se fijó en 20 dólares.

Los interesados en recibir mayor información sobre este Simposio deberán dirigirse a:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

The Secretary Organising Committee International Symposium on Prestressed Concrete. CSIR Campus. Madrás 20 (India).

LAMINAS DE HORMIGON PRETENSADO PARA UN REACTOR CONSTRUIDO EN FRANCIA

El nuevo reactor nuclear EL4, construido en Francia, del tipo de agua pesada, está contenido en una estructura laminar de hormigón pretensado, proyectada para satisfacer determinadas condiciones de protección y seguridad.

La cámara, impermeable a los gases, consiste en un cilindro de 48 m de altura y 46 m de diámetro interior, capaz de soportar una presión interna de 1,6 kg/cm² y una temperatura de hasta 80° C. La placa de solera tiene un espesor de 1,4 m y por la parte superior el cilindro se cierra con una cúpula esférica de 35 m de radio.

Además de las condiciones básicas antes mencionadas, la estructura laminar de esta cámara tenía que satisfacer otras dos condiciones de seguridad. Por una parte, los muros laterales de 60 cm de espesor, debían soportar, sin fisuración, una presión interna inferior o igual a tres veces la presión de régimen, es decir, una presión relativa de $3 \times 0{,}6 = 1{,}8$ kg/cm². En segundo lugar, seexigía que bajo una presión igual a cuatro veces la de régimen, o sea, de 2,4 kg/cm², no debían producirse roturas en los tendones de pretensado. Finalmente, la estructura tenía que ser capaz de soportar, con el correspondiente margen de seguridad, acciones sísmicas de grado 7 de acuerdo con la escala de Mercalli.

La placa de solera va pretensada mediante 404 tendones tipo Freyssinet, distribuidos por parejas en cuatro capas ortogonales. Cada tendón está formado por 12 cables de 12,7 mm de diámetro. En los muros hay 128 tendones horizontales y 178 cables verticales.

En la unión entre el muro y la solera se ha dispuesto una articulación tipo Freyssinet para eliminar el problema que se plantearía si la junta tuviese que absorber los fuertes momentos flectores originados en el muro por la presión radial.

En la cúpula, cuyo espesor es de 60 cm, hay tres haces de tendones, dispuestos a 120°, cada uno de los cuales consta de 53 tendones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

notas de la F.I.P.

n. 36, septiembre-octubre 1971

COLOQUIO C.E.B./F.I.P. SOBRE LAS APLICACIONES DE LOS HORMIGONES LIGEROS

En las "Notas de la F.I.P." número 35 se dieron detalles del coloquio conjunto F.I.P.-C.E.B. celebrado en Copenhague en mayo de 1971, sobre "Aplicaciones de los hormigones ligeros". La asistencia a este Coloquio demostró el gran interés existente por estos hormigones en muchos países. Se presentaron en total 25 comunicaciones, la mayoría de las cuales fueron leídas personalmente por sus autores, participantes en las sesiones. Gracias a las grandes facilidades dadas por el grupo organizador danés, la mayoría de los delegados pudieron obtener copias de todas las comunicaciones en las que estaban particularmente interesados.

En las presentes "Notas de la F.I.P." se publica un resumen de la mitad aproximadamente de las comunicaciones presentadas (excepto la del Dr. J. Stork, de Checoslovaquia, que consistía en una relación de los ensayos sobre hormigón ligero efectuados por la RILEM) indicándose el idioma en que estaban escritos y su extensión. El resto de las comunicaciones aparecerán resumidas en el próximo número de las "Notas de la F.I.P.".

De cualquiera de estas comunicaciones pueden obtenerse copias solicitándolas a la Secretaría de la F.I.P., en Londres. Su precio, incluidos gastos de envío, es de 50 peniques (£ 0,5) cada ejemplar.

El próximo coloquio conjunto de esta clase, sobre hormigones ligeros, se celebrará en 1973 y en él se estudiarán los requisitos funcionales que debe cumplir este material.

"Deformaciones en los hormigones celulares".

Por A. Nielsen, Suecia.

(Inglés, 12 págs., 10 diagramas).

Se hace una breve reseña de las recientes investigaciones, efectuadas en Suecia, para el estudio de las deformaciones iniciales (elásticas), la fluencia y la retracción del Siporex y del Ytong. Los ensayos principales se hicieron sobre materiales procedentes de cuatro fábricas diferentes (dos para cada material) utilizando dos grados de humedad distintos (43 por 100 de humedad relativa y saturación completa) y dos tensiones diferentes (2 y 4 kp/cm^2). Cada ensayo se repitió, resultando en total 32 ensayos. Las vigas ensayadas se fabricaron con materiales de unos 500 kg/m^3 de densidad.

Los ensayos relativos a la deformación inicial dieron, para el módulo de elasticidad E, valores que aumentaban ligeramente con el tiempo, especialmente en el caso de vigas mantenidas en atmósfera saturada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Los resultados de los ensayos de fluencia se recogen en diagramas en los que se señalan las tensiones y sus correspondientes deformaciones isócronas. De ellos se deduce la deformación total, para el tiempo dado, en función de la correspondiente tensión de flexión.

Se sugiere que el aumento de deformación por fluencia, ε_c, en función del tiempo, t, se puede obtener mediante la expresión:

$$\varepsilon_c = A \cdot t^b.$$

En donde A y b son constantes. No obstante esta expresión no da resultados satisfactorios en el caso de uno de los materiales Siporex ensayados. Se demuestra también, que la recuperación de la deformación por fluencia continúa indefinidamente.

Asimismo se incluyen unos gráficos que muestran el valor de la retracción en función de la humedad relativa y se propone una fórmula empírica para la determinación de la magnitud de dicha retracción.

"El concepto del grado crítico de saturación y su aplicación a la determinación de la resistencia a la helada de los hormigones ligeros".

Por G. Fagerlund, Suecia.

(Inglés, 15 págs., 11 diagramas).

La resistencia a la helada de los hormigones ligeros, depende de sus propiedades físicas y mecánicas. En la presente comunicación se comentan los dos tipos de ensayo que actualmente se realizan para determinar dicha resistencia; los ensayos llamados "Directos", que son los clásicos ensayos de "Hielo y deshielo" y los "Indirectos", en los que se miden directamente las propiedades físicas que influyen en la resistencia al hielo.

El autor enumera las desventajas de cada uno de estos tipos de ensayo y sugiere que el concepto de "Grado crítico de saturación" puede resolver muchos de los problemas que plantea la utilización de los ensayos directos e indirectos. En él se emplea una combinación de ambos métodos de ensayo. Con el método directo se realizan ensayos de resistencia al hielo, mediante los cuales se determina el grado crítico de saturación. Estos ensayos se efectúan exactamente de la misma forma para todos los materiales. El grado crítico S_{CR} es frecuentemente una constante perfectamente definida de los materiales.

Por el método indirecto se hacen ensayos para determinar el grado de saturación, S_{ACT}, que el material alcanzará en la práctica.

El grado de resistencia a la helada se deduce mediante la aplicación de la siguiente sencilla expresión:

$$S_{CR} + S_{ACT}.$$

"Ensayos sobre los hormigones ligeros Leca-Argex".

Por L. J. Swartele, Bélgica.

(Francés, 6 págs., 20 diagramas).

En los países del Benelux se da el nombre de Argex al Leca. En esta comunicación se describen los ensayos realizados sobre el Argex L. (calidad normal) y el Argex S. (alta calidad con una resistencia a compresión de 300 a 450 kg/cm²).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Se llevaron a cabo ensayos sobre 8 vigas de 10 m de luz, sin sobrecarga, para determinar los efectos conjuntos de la retracción, fluencia y relajación. Las pérdidas totales fueron de un 18,4 por 100, después de ciento cuarenta días, en lugar del 23,6 por 100 que corresponde al hormigón normal.

También se ensayaron tres vigas armadas, de hormigón ligero, de 28 × 15 cm de sección y una luz de 2,8 m, sometidas a dos cargas puntuales simétricas. Se incluyen diagramas en los que se indican las flechas medidas, bajo distintas cargas, y los valores de las cargas de fisuración. Los valores calculados para los módulos de elasticidad varían entre 117.500 y 129.000 kg/cm².

"Comunicación".

Por J. Bobrowski, Inglaterra.

(Inglés, 2 págs. Se proyectaron varias diapositivas).

Después de la proyección de varias diapositivas correspondientes a un cierto número de edificios en los que se ha utilizado ampliamente el hormigón ligero, Mr. Bobrowski pronunció una breve conferencia sobre la filosofía de la utilización de estos materiales.

Su objeto principal fue demostrar que todos los materiales estructurales tienen aplicaciones particulares propias para las cuales resultan especialmente idóneos. Desde este punto de vista, constituye un grave error proyectar, por ejemplo, una estructura para ser construida con hormigón ordinario y luego sustituir este material por hormigón ligero. En cambio, con un estudio racional puede lograrse que incluso un valor inferior del módulo de elasticidad E, no sólo deje de ser una desventaja, sino que se convierta en una ventaja; por ejemplo, cuando se trata de controlar la fisuración originada por las variaciones térmicas o mejorar el comportamiento de las estructuras en zonas sísmicas.

Se señala que una de las características fundamentales del hormigón ligero es que el producto final puede tener una resistencia superior a la de los áridos utilizados en su fabricación, lo que demuestra que lo que realmente resulta determinante no es la resistencia de estos áridos, sino su compatibilidad física con el conglomerante.

En el campo de las resistencias medias, según Mr. Bobrowski el hormigón ligero ofrece un equilibrio óptimo entre resistencia y aislamiento, por lo que resulta el material idóneo para la construcción de muros de carga.

Propugna una más cuidadosa y exacta clasificación de los áridos y que se intensifique la investigación sobre la resistencia al fuego de los hormigones ligeros.

"La resistencia a la adherencia del hormigón ligero en el caso de armaduras constituidas por barras corrugadas".

Por M. Leewis, Holanda.

(Inglés, 4 págs.).

Se han realizado ensayos para determinar la tensión de adherencia, utilizando un método, que consiste en una combinación del ensayo de arrancamiento y del "beam-test". El sistema de carga utilizado produce un esfuerzo cortante constante en el elemento y un momento flector que varía linealmente a lo largo del mismo.

Por este procedimiento se ensayaron cuatro tipos de hormigón ligero con dos valores

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

distintos de la resistencia a compresión. Otras variables estudiadas fueron el diámetro de las barras, el espesor del recubrimiento de hormigón, la longitud de barra embebida en el hormigón y la posición de la barra. Se realizaron 128 ensayos en total.

Se describe el tipo de rotura observado en cada caso.

Se propone una fórmula para determinar, en función de las variables mencionadas, el valor medio de la resistencia a la adherencia.

Finalmente, se llega a la conclusión de que no existe una diferencia real entre la resistencia a la adherencia del hormigón ligero armado con barras corrugadas y la del hormigón normal de igual resistencia a compresión.

"Resistencia térmica de los muros construidos con hormigón sin finos, de áridos ligeros".

Por A. Holmberg, Suecia.

(Inglés, 2 págs., 6 diagramas).

Se ha realizado un estudio experimental sobre tres muros de espesor y altura diferentes. Los muros se construyeron con hormigón sin finos, utilizando como árido arcilla expandida.

Para el ensayo, los muros se situaron entre dos cámaras sometidas a distinta temperatura. La diferencia de temperatura entre ambas era de 40° C.

En la comunicación se reproducen unos diagramas con las isotermas de uno de los muros y la cantidad de calor que pasa a su través.

Se hace un estudio sobre la relación entre la humedad y la conductividad térmica, en una sección especial del muro, y se determina la humedad en equilibrio con la atmósfera circundante. A partir de los valores reales de la humedad y conductividad térmica, se calcula la resistencia térmica de los muros ensayados.

"Organización de la investigación en la industria sueca de los hormigones aireados".

Por G. Bave, Suecia.

(Inglés, 1 pág.).

En Suecia existen dos grandes firmas comerciales fabricantes de hormigones aireados. Estas compañías tienen constituidas organizaciones de ámbito mundial que se ocupan de los problemas relativos tanto a la investigación como a la producción de dichos materiales. Entre ambas firmas se ha establecido un amplio programa de intercambio de información en todo lo que se refiere a sus propios trabajos de investigación y desarrollo. Cada una de estas compañías tienen un laboratorio central en Suecia, regido por "Comités de Desarrollo" y gracias al convenio antes mencionado, de los resultados obtenidos se benefician ambas empresas.

Por otra parte, debido a las condiciones locales de otros países, en algunos casos, se hace necesario realizar en ellos estudios especiales, y entonces oportunamente se redacta el correspondiente informe sobre tales estudios para su inmediato envío a la sede central de la compañía.

Mantienen también estrechas relaciones con otras instituciones, para los casos en los

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

que el utillaje o el personal disponible en dichos laboratorios centrales no resulten adecuados. Esto lo hacen tanto en Suecia como en el exterior.

En algunos países existen instituciones independientes que tienen sus propios programas de investigación sobre diferentes problemas relativos a los hormigones aireados y entonces, en ciertas ocasiones las mencionadas firmas les proporcionan asistencia técnica y financiera para el desarrollo de estos programas.

Los resultados de todas estas investigaciones se publican periódicamente.

"Estudio de los modernos muros exteriores, de hormigón aireado, en plantas de sótano, con especial referencia a los problemas que plantea el aislamiento térmico y la humedad".

Por I. Höglund y A. Elmroth, Suecia.

(Inglés, 34 págs., con diagramas).

Con la utilización creciente de las plantas de sótano para actividades sociales, la necesidad de conseguir la adecuada ventilación y un perfecto aislamiento térmico y contra la humedad de tales locales, se hace cada día más perentoria. Se considera que el método tradicional de construcción, a base de utilizar muros externos de hormigón o bloques huecos de hormigón es inadecuado, y en esta comunicación se estudian las características aislantes, frente al calor y la humedad, de los muros de hormigón aireado.

Se incluyen en este trabajo unos detallados diagramas en los que se recogen los resultados obtenidos utilizando los métodos tradicionales de protección de los sótanos contra la humedad, y los modernos procedimientos en los que se emplea la lana mineral. Se discuten ampliamente los distintos métodos de construcción.

Se dan detalles sobre un completo programa de investigación llevado a cabo en los últimos años, relativo al comportamiento, desde el punto de vista funcional, de los distintos tipos de muros de sótano.

Los resultados se exponen, en forma de gráficos que indican el contenido de humedad de los muros, en diferentes condiciones, y sus características de aislamiento térmico.

"Transmisión de la humedad en materiales porosos".

Por M. R. Byberg, A. Nicolajsen y A. F. Nielsen, Suecia.

(Inglés, 7 págs.).

En esta comunicación se dan detalles sobre el trabajo de investigación que se propone llevar a cabo el Laboratorio de "Aislamiento térmico" de la "Technical University" de Dinamarca. Se expone el fundamento teórico de esta investigación. Está basada en considerar la transmisión de humedad como un estado no estable y como un problema no isotérmico.

Los objetivos principales de la investigación son obtener información sobre la conductividad del vapor, la conductividad capilar y la conductividad higrotérmica.

En la comunicación se describen las probetas que serán utilizadas — de hormigón ligero —, así como los dispositivos de ensayo y medida.

Se tiene previsto desarrollar este programa en un plazo de dos a tres años.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

"Utilización de la piedra pómez de Islandia, como árido para hormigón ligero".

Por L. G. Mattison, Suecia.

(Inglés, 6 págs. y 8 diagramas).

Durante los años 1969 y 1970 se realizó en Suecia una investigación cuyos dos objetivos principales eran: primero, estudiar la posibilidad de fabricar hormigón ligero utilizando piedra pómez de Islandia, y segundo, comprobar las propiedades de este hormigón.

Se dedujo que era necesario añadir grava a la mezcla para conseguir una consistencia adecuada, y que el contenido óptimo de grava era de un 22 por 100, aproximadamente, en volumen. Se ensayaron distintas proporciones del contenido de cemento y grava, distintos tamaños de árido, varios aditivos y distintos contenidos de humedad de la pumita.

Se comprobó que era posible obtener un hormigón con una resistencia de 300 kp/cm^2, con un contenido de cemento de 450-500 kg/m^3 y una densidad de 1,7 a 1,75 t/m^3.

Algunas de las propiedades ensayadas fueron la resistencia al hielo, la retracción y el tiempo de secado. En la comunicación se exponen los resultados en forma de gráficos.

"Elastizitatsmodul, zug-und druckfestigkeit des gasbetons in abhangigkeit vom feuchtegehalt des materials".

Por E. Purins, Suecia.

(Alemán, 50 págs., gráficos y diagramas).

Se trata de un informe muy completo sobre los trabajos de investigación realizados para estudiar las variaciones del módulo de elasticidad y de la resistencia a tracción y compresión del hormigón aireado, en función de su contenido de humedad.

En general, las probetas ensayadas eran de Siporex o Ytong, con densidades comprendidas entre los 400 y 650 kg/m^3.

En esta comunicación se incluyen varios gráficos que dan los valores del módulo de elasticidad y de la resistencia, en función del contenido de humedad, para diferentes densidades.

"Feuchtigkeitsverhaltnisse in nicht belufteten gasbetonflachdachern".

Por K. Künzel, Alemania Occidental.

(Alemán, 4 págs., 4 gráficos).

Se incluye un estudio sobre las variaciones de humedad que experimenta el hormigón aireado, en cubiertas no ventiladas, en función de los cambios en la humedad relativa de la atmósfera en las distintas estaciones del año.

Se trata de los problemas de la absorción y condensación de humedad, en verano e invierno.

Se incluyen gráficos para diferentes tipos de hormigón aireado (alemanes, suecos y noruegos), que dan el contenido de humedad en función a la humedad relativa del ambiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

"Schlagregenschutz von aussenputzen und beschichtungen auf gasbeton".

Por H. Künzel, Alemania Occidental.

(Alemán, 2 págs., 4 gráficos).

Para conseguir el máximo aprovechamiento posible de las propiedades de aislamiento térmico del hormigón aireado en muros exteriores, el material debe permanecer lo más seco posible. Por tanto, resulta imprescindible protegerlo. En la presente comunicación se propone una fórmula para determinar el grado de impermeabilidad que esta protección requiere.

SIMPOSIOS DE LA F.I.P., TBILISI. RUSIA

Se ha publicado un folleto en el que se incluyen detalles completos sobre la participación y los correspondientes impresos de inscripción, en los Simposios sobre "Estructuras anti-sísmicas" y "Estructuras marítimas de hormigón", que habrán de celebrarse en Tbilisi, Rusia, del 25 al 30 de septiembre de 1972. Estos folletos pueden solicitarse de la oficina administrativa de la F.I.P., en Londres.

Como el número de participantes se quiere limitar a un máximo de 300, es aconsejable formalizar la inscripción lo antes posible.

SOPORTES DE HORMIGON PRETENSADO

Una de las comunicaciones técnicas presentadas al VI Congreso de la F.I.P., celebrado en Praga en junio de 1970, se titulaba "Soportes de hormigón pretensado bajo cargas instantáneas y mantenidas", y sus autores eran los Sres. Cederwall, Elfgren y Losberg, de la "Chalmers University of Technology", Gothenburg, Suecia.

En este trabajo se describen los resultados, tanto analíticos como experimentales, de una investigación realizada en la referida Universidad, sobre soportes pretensados.

Se deduce que existe una clara distinción entre la capacidad de carga de los soportes de hormigón pretensado, según se encuentren sometidos a cargas instantáneas o mantenidas, y se comenta que esta distinción no aparece reflejada ni en las normas suecas ni en otras normas.

Se ensayaron 15 soportes, de longitud variable entre 3,9 y 4,8 m, y con excentricidades de 1,5 a 5,0 cm. Se utilizaron dos tipos de sección transversal: una de 14×10 cm y otra de 20×15 cm. La magnitud del esfuerzo de pretensado fue de 100 kp/cm^2 y de 160 kp/cm^2.

Durante la carga se midieron las flechas en el punto medio y a los cuartos de la longitud de los soportes y la distribución de deformaciones en los puntos medios y en los apoyos.

En el curso de estos ensayos se comprobó que la relación tensión-deformación deducida de los ensayos realizados sobre probetas prismáticas tenía que corregirse para tener en cuenta el efecto del tiempo en el pretensado debido, principalmente, a los efectos de la fluencia del hormigón.

En algunos casos se calculó también la carga crítica en soportes con armaduras no te-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

sas. Estos cálculos demostraron que el pretensado aumenta considerablemente la carga de pandeo, aumento que llega hasta el 30 por 100 en algunos casos.

La conclusión general deducida de estos ensayos es que resulta posible calcular las cargas críticas de pandeo, tanto instantáneas como mantenidas, para soportes pretensados, con buena aproximación. Finalmente, se subraya la necesidad de establecer una clara distinción entre ambos tipos de carga.

ESTRUCTURAS LAMINARES DE HORMIGON PRETENSADO PARA REACTORES, EN FRANCIA. NUEVOS EJEMPLOS

En las Notas de la F.I.P. núm. 35 se dieron algunos detalles sobre la utilización del hormigón pretensado en la construcción del reactor nuclear EL 4, en Francia.

El mismo tipo de estructura se ha utilizado en algunas otras centrales nucleares francesas de distintos tipos, tales como las denominadas EDF 3 y EDF 4. En ellas se han construido, en hormigón pretensado, vasijas de presión para el empleo de uranio como combustible, depósitos para baños de grafito, reactores de gas frío, etc. En los proyectos de estas estructuras se ha aplicado el principio fundamental del pretensado, es decir, la posibilidad de introducir esfuerzos previos de compresión en el hormigón, gracias a los cuales éste resulta capaz de resistir las tracciones producidas por las presiones internas.

Para asegurar la perfecta impermeabilidad de la estructura a los gases, se recubrió la superficie interior de hormigón con una camisa metálica constituida por chapas de acero soldadas y ancladas al hormigón. Esta camisa, generalmente, de 25 a 35 mm de espesor de acero dulce, va provista de un sistema de refrigeración interno para impedir que el hormigón alcance temperaturas muy elevadas.

Las dos vasijas de presión de los reactores citados tienen 19 m de diámetro interior, y su altura es de 21 m en un caso y 36 m en el otro.

Esta diferencia de altura se debe a que, en la vasija más alta, los intercambiadores de calor, los turbo-ventiladores y los dispositivos de carga de combustible van dispuestos en su interior, mientras que en la otra van situados fuera. El pretensado se realizó mediante un gran número de tendones que van embebidos en el hormigón. Se adoptó este método y no el de utilizar un pequeño número de tendones más potentes, por razones de seguridad.

El espesor del hormigón de la solera y de la cubierta es del orden de 5 a 6 m, mientras que los muros tienen un espesor mínimo de 4,75 a 5 m.

Los siguientes datos estadísticos servirán para dar una idea de la magnitud de estos proyectos.: En el reactor EDF 4 se utilizaron 25.000 m^3 de hormigón pretensado, 190 kilómetros de tendones de pretensado con una capacidad de 232 t, 800 t de acero para armaduras ordinarias y 1.800 t de acero en la camisa metálica.

Se invirtieron treinta meses en su construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. — Casanova, 46, entlo. Barcelona-11.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L. — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA). — Apartado 553. La Coruña.
FORJADOS DOMO. — General Mola, 31. Madrid-1.
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.
PREFABRICACION PESADA Y PRETENSADOS. — Comandante Zorita, 2. Madrid-20.
PROCEDIMIENTOS BARREDO. — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL. — General Perón, 20. Madrid-20.
S. A. ECHEVARRIA. — Apartado 46. Bilbao-8.
S.A.E. BBR. — Rosellón, 229. Barcelona-8.
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.

Nuevos Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

En las sesiones del Consejo Técnico Administrativo de este Instituto Eduardo Torroja, celebradas los días 26 de mayo y 31 de julio del pasado año 1971, se trató sobre los deseos de estrechar los lazos de unión con el I.E.T.c.c., expresados por el Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay; el Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de Méjico, y el Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina.

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

En consecuencia, y por unanimidad, se tomó el acuerdo de conceder a los Centros citados, a todos los efectos de colaboración a que pueda dar lugar, el título de Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025