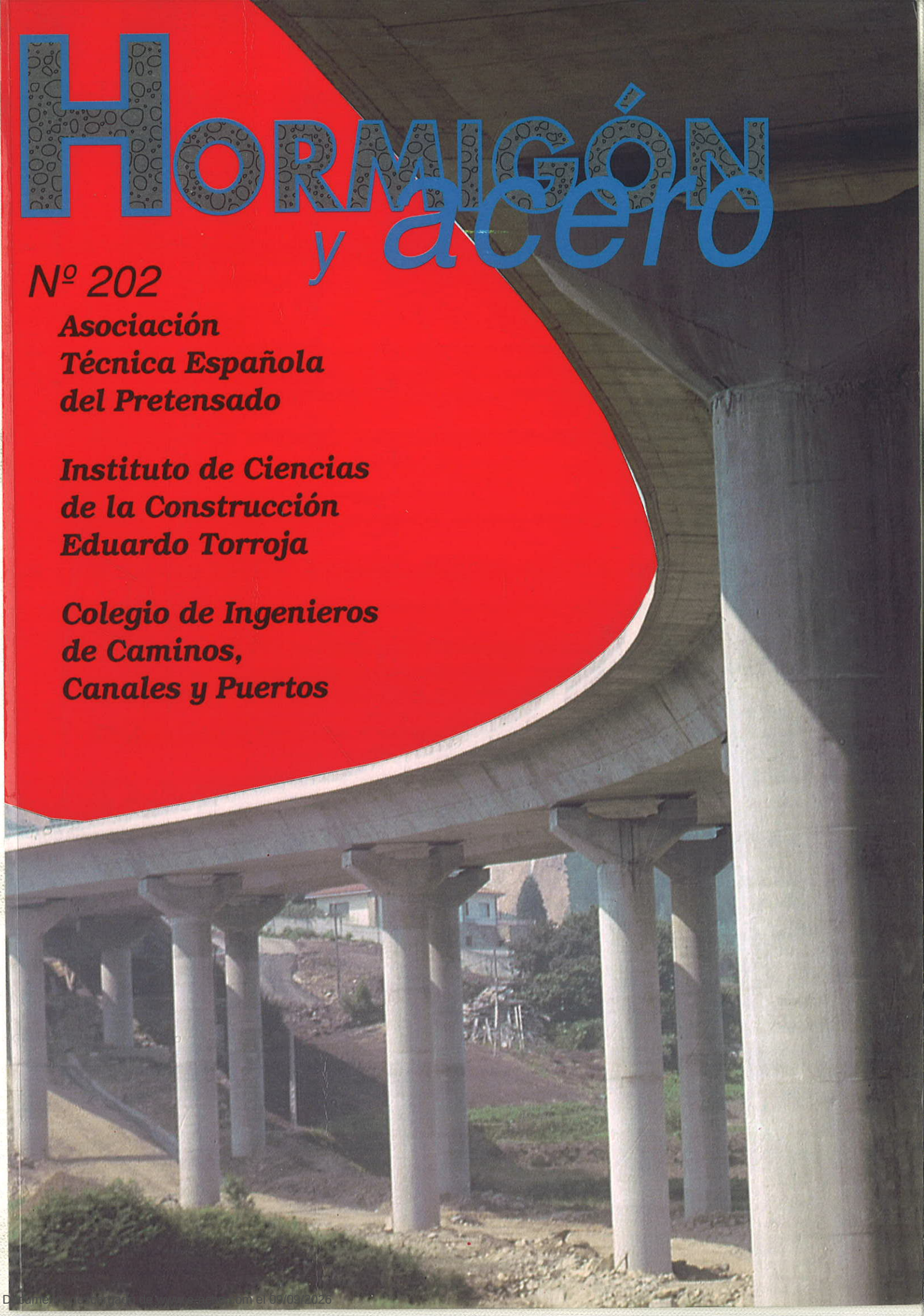
Hormigón y acero

Nº 202

Asociación Técnica Española del Pretensado

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



Documento descargado de www.hormigonyacero.com el 09/09/2026

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Avenida del Partenón, 4. 28042 Madrid.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).–Orense, 10. 28020 Madrid.
ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.–Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
AUXINI, S.A.–Velázquez, 134. 28006 Madrid.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.–Grijalba, 9. 28006 Madrid.
CEMENTOS MOLINS, S.A.–C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Almagro, 42. 28010 Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.–Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Centro de Documentación "Josep Renat".–Bon Pastor, 5. 08021 Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.–Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.–Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
CONSULTECO, S.L.–Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
C.T.T. STRONGHOLD, S.A.–Aribau, 185. 08021 Barcelona.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.–Parque Empresarial La Moraleja. Avda. de Europa, 18. 28100 Alcobendas (Madrid).
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.–Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.–Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
EMESA-TREFILERIA, S.A.–Apartado 451. 15080 La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.–Cardenal Spinola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.
ESCUELA TECNICA-SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
ESTEYCO, S.A.–Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A.–Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.
EUROCONSULT, S.A.–Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
FERROVIAL, S.A.–Príncipe de Vergara, 125. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA (C.S.I.C.)

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SERVICIO DE ESTUDIOS ESPECIALES

COMITE DE REDACCION

Director:
PIÑEIRO, Rafael

Miembros del Comité de Redacción:
APARICIO, Angel C.
BURON, Manuel
CUVILLO, Ramón del
ELICES, Manuel
GONZALEZ VALLE, Enrique
JODAR, Juan
LOPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART, José Antonio
MARTINEZ MARTINEZ, Ramón
MORAN, Francisco
ORTEGA, Luis
PEREZ-FADON, Santiago
RIPOLL, Javier
RODRIGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST, Carlos
VILLAR, José Mª de

HORMIGÓN y acero

n.º 202

4º Trimestre 1996

CUOTAS ANUALES

	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" menores de 27 años.....	1.500 ptas.	
Miembros "Personales" (personas naturales).....	8.500 ptas.	65 dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas).....	21.000 ptas.	130 dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.).....	42.000 ptas.	260 dólares

(Más 16% IVA para España)

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

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

APARTADO 19.002 - 28080 MADRID - TEL. Y FAX: 766 07 03

Depósito Legal: M-853-1958
Imprime: ACOR, S.A.- M. Hernández, 50 - MADRID
ISSN: 0439-5689

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

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

ESPAÑA

AEPO, S.A.–Estudios y Proyectos.–Madrid.
AGENCIA VALENCIANA DEL TURISME.–Valencia.
AREA DE PLANEAMIENTO, PROYECTOS Y OBRAS.–Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias.–Oviedo.
ASOCIACIO ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.–Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.–Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.–Oviedo.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX).–Gabinete de Información y Documentación.–Madrid.
CENTRO POLITECNICO SUPERIOR DE INGENIEROS.–Area de M.M.C. y T. de Estructuras.–Zaragoza.
CETRES ENGINYERS, S.L.–Barcelona.
CEYD TECNICA, S.A.–Llanera (Asturias).
C.I.C., S.A.–Consultor de Ingeniería Civil, S.A.–Barcelona.
CINSA-EP.–Leioa (Vizcaya).
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.–Málaga.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.–La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.–La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.–Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS.–Demarcación de Valencia.–Valencia.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.–Bilbao.
CONSTRUCCIONES LAIN, S.A.–Madrid.
CONTROLEX.–Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.–Barcelona.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.–Escuela Técnica Superior de Arquitectura.–Sevilla.
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE LA CONSTRUCCION.–Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica.–Universidad de La Laguna (Tenerife).
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORIA DE ESTRUCTURAS.–Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica. Madrid.
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
E.E.P., S.A.–Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.–Sant Fruitos de Bages (Barcelona).
ENAGA, S.A.–Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCOLA TECNICA SUPERIOR D'ARQUITECTURA DEL VALLÉS.–San Cugat del Vallés (Barcelona).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.–Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.–Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS.–Biblioteca.–Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACION.–Bilbao.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.–Granada.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.–La Laguna (Tenerife).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.–Madrid.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.–Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA.–Biblioteca.–León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.–Universidad Castilla-La Mancha. Departamento de Mecánica Aplicada.–Albacete.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.–Barcelona.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.–Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.–Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.–Manresa (Barcelona).
EUROESTUDIOS, S.A.–Madrid.
EXISA.–Barcelona.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.–Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.–Valencia.
FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.–Barcelona.
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.–Madrid.
G.O.C.S.A.–Orense.
GRUPO SGS Ciat.–Madrid.
HORMADISA, S.L.–Valga (Pontevedra).
IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).–Madrid.
IDEAM, S.A.–Madrid.
INDAG, S.A.–Madrid.
INGENIERIA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.–Madrid.
INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A. (INECO).–Madrid.
INGENIERIA FLORS, S.A.–Grao de Castellón.
INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.–Madrid.
INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.–Murcia.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.–Barcelona.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.–Madrid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.–Consejería de Fomento.–Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.–Dirección General de Transportes y Carreteras. Servicio de Gestión.–Valladolid.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.–Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.–Madrid.
LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.–El Palmar (Murcia).
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).–Castellón de la Plana.
METALURGICA GALAICA, S.A.–Narón (La Coruña).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.–Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA TECNICA Y ANALISIS ECONOMICO.–Madrid.
O.C.P. CONSTRUCCIONES, S.A.–Madrid.
POSTENSA, S.A.–Bilbao.
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.–Madrid.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).–Barcelona.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).–Zaragoza.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).–León.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.–Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREVALESA, S.L.–Valencia.
PUENTES Y CALZADAS EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Sigueiro (La Coruña).
RIOJANA DE PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A.–Logroño.
RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.–León.
RUBIERA BURGOS, S.A.–Burgos.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Barcelona.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Burgos.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.–Gerona.
SESTRA, S.A.L.–Andoain (Guipúzcoa).
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.–Madrid.
SPANDECK CATALANA, S.A.–Barcelona.
TECNICA Y PROYECTOS, S.A.–Madrid.
TERRATEST, S.A.–Madrid.
TIGNUS, S.A.–Valencia.
TUBIERAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).–Madrid.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.–Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA.– Biblioteca Universitaria.–Santander.
UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA.– Biblioteca.–La Coruña.
UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA.–Rectorado.–La Coruña.
UNIVERSIDAD DE LA RIOJA.–Logroño (La Rioja).
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.–Valencia.
UNIVERSIDAD POLITECNICA.–E.T.S. de Ingenieros Agrónomos.–Departamento de Construcción y Vías Rurales.–Madrid.
UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA.–Pamplona.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

UNIVERSITAT DE GIRONA.–Girona.
UNIVERSITAT DE LLEIDA.–Lleida.
VORSEVI, S.A.–Ingeniería y Control de Calidad.–Sevilla.
V.S. INGENIERIA Y URBANISMO, S.L.–Sevilla.

EXTRANJERO

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.–Sao Paulo (Brasil).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.–Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.–Lima (Perú).
POSTES, S.A.–Lima (Perú).
PUENTES Y TORONES, LTD.–Santafé de Bogotá (Colombia).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE.–2160 Lisse (Holanda).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO.–Biblioteca.–Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO.–Biblioteca Central.–Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO.–Biblioteca.–Mayagüez (Puerto Rico).

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

ASOCIACION BOLIVIANA DEL PRETENSADO (A.B.P.).–La Paz (Bolivia).

* * *

AVISO IMPORTANTE

DISCUSION DE LOS ARTICULOS ORIGINALES PUBLICADOS EN LA REVISTA "HORMIGON Y ACERO"

Todos los artículos originales que se publican en "Hormigón y Acero", quedan sometidos a discusión y al comentario de nuestros lectores. La discusión debe limitarse al campo de aplicación del artículo, y ser breve (cuatro páginas mecanografiadas a doble espacio, como máximo, incluyendo figuras y tablas).

Debe tratarse de una verdadera discusión del trabajo publicado y no ser una ampliación o un nuevo artículo sobre el mismo tema; el cual será siempre aceptado para su publicación en nuestra Revista, pero con tal carácter.

Debe ofrecer un interés general para los lectores. De no ser así, se trasladará al autor del artículo al que se refiera, para que la conteste particularmente.

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19.002, 28080 Madrid, dentro del plazo de tres meses contados a partir de la fecha de distribución de la Revista.

El autor del artículo cerrará la discusión contestando todos y cada uno de los comentarios recibidos.

Los textos, tanto de las discusiones y comentarios como de las contestaciones de los autores de los correspondientes artículos, se publicarán conjuntamente en una Sección especial que aparecerá en las últimas páginas de la Revista.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

hormigón y acero n.º 202

índice

Págs.

Información sobre ATEP-GEHO-FIP-CEB 9-12
Information sur ATEP-GEHO-FIP-CEB.
Information about ATEP-GEHO-FIP-CEB.
F. del Pozo Vindel.

457-0-227 **Comportamiento de las losas de los puentes mixtos** 13-23
Comportement des dalles de ponts mixtes.
Behaviour of slabs in composite bridges.
J.M. Ducret; J.P. Lebet y M. Gómez Navarro.

457-0-228 **Evaluación de flechas y estados tensodeformacionales en servicio, en puentes isostáticos de vigas prefabricadas de hormigón pretensado** 25-58
Evaluation de flèches et états tensodéformationnelles en service dans les ponts isostatiques de poutres préfabriquées du béton précontraint.
Evaluation of deflections, stresses and strains at service in simply supported spliced precast prestressed concrete girder bridges.
A.R. Marí; J. Valero y J. Montaner.

457-0-229 **Dimensionamiento global de losas de hormigón pretensado con tendones no adherentes** 59-74
Dimensionnement global de dalles en béton précontraint par armatures non-adhérentes.
Global design of unbonded tendon prestressed concrete slabs.
J. Murcia.

457-8-188 **Forjados mixtos de chapa nervada y hormigón. Análisis de deformaciones en servicio** 75-82
Plancher mixte en tôle nervurée et béton. Analyse des déformations en service.
Composite floor slabs of ribbed steel plate and concrete analysis of deflection under service loading.
J. Lima Pouchou; J. Jordán de Urries y R. Alvarez Cabal.

591-2-295 **Proyecto de dos pasarelas en el Ayuntamiento de Oleiros** 83-88
Le projet de deux passerelles à le Mairie d'Oleiros. La Coruña.
Design of two footbridges in the Council of Oleiros. La Coruña.
A. González Serrano.

591-2-296 **Proyecto de dos "Puentes gemelos" en La Coruña** 89-102
Project de deux "Ponts à haubans jumaux", à La Coruña.
Design of twin stayed bridges in La Coruña.
A. González Serrano.

591-2-297 **Nuevos diseños de puentes y pasarelas** 103-111
Nouveaux projects de ponts et passerelles.
New designs of bridges and footbridges.
A. González Serrano.

685-3-5 **Durabilidad del "Compact Reinforced Composite" (CRC): Un hormigón de ultra alta resistencia** 113-121
Durabilité du "Compact Reinforced Composite" (CRC): Un béton de resistence ultra eleveé.
Durability of "Compact Reinforced Composite" (CRC): Concrete of ultra high resistence.
M.C. Andrade; M. Frías y B. Aarup.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Nuevo manual de la ATEP "Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior. H.P. 10-96"

La Asociación Técnica Española del Pretensado decidió, en su día, constituir una Comisión con el objeto de añadir a su colección de Manuales uno sobre Pretensado Exterior. Se estimó conveniente la redacción y preparación de este Manual, ya que no existía ningún tipo de recomendación o normativa específica sobre el particular, en España, cuando se puso en marcha esta iniciativa. Y por otra parte, el Pretensado Exterior tiene una serie de particularidades en diseño, cálculo, ejecución y conservación, que lo diferencian del Pretensado Interior.

El Manual está dividido en seis Capítulos y un Anejo con tres ejemplos de cálculo.

El Capítulo 1, "Introducción", recoge el estado actual de las aplicaciones de este tipo de pretensado, desde los puntos de vista de proyecto, construcción y conservación de las estructuras y puentes realizados con el mismo.

El Capítulo 2, "Recomendaciones para el proyecto", incluye algunos conceptos básicos que deben tenerse en cuenta desde las primeras etapas del proyecto de una estructura con pretensado exterior.

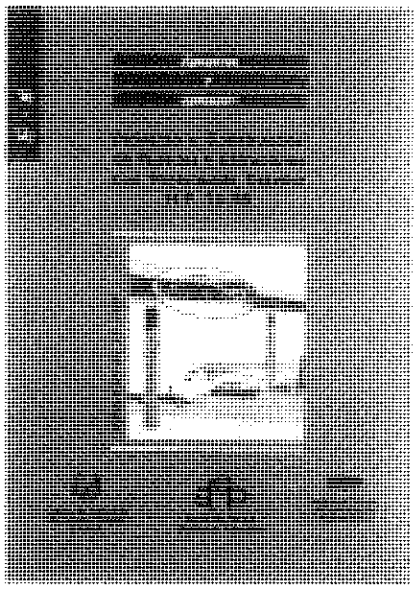
El Capítulo 3, "Sistemas de pretensado exterior", trata del conjunto de materiales, su disposición y los elementos de maquinaria que se necesitan para pretensar una estructura con tendones exteriores.

Los diferentes sistemas de pretensado exterior están habitualmente protegidos por patentes y marcas comerciales. Por ello, en este Capítulo se han recogido sólo los principios generales bajo los que se organizan los sistemas.

El Capítulo 4, "Montaje", recoge algunos conceptos básicos relacionados con el montaje de los tendones de pretensado exterior y establece las condiciones de replanteo de los elementos de desvío y anclaje.

El Capítulo 5, "Bases de cálculo", contiene la información básica para poder calcular una estructura con pretensado exterior.

El Capítulo 6, "Durabilidad e inspección", incluye, en primer lugar, un catálogo de las causas más frecuentes que producen daños que afectan a la Durabilidad de las estructuras. Después, se establece un determinado número de barreras para los tendones exteriores, en función de la agresividad del ambiente. Y, dado que muchos daños se producen debido a la deficiente ejecución de las barreras, se incluyen recomendaciones, con las condiciones básicas de ejecución de las mismas, para que realmente sean eficaces contra la corrosión.



Por lo que respecta a la Inspección, se trata, por una parte, de cómo se puede inspeccionar la fuerza de un tendón exterior, para lo que se dan las fórmulas y las especificaciones para realizar un ensayo no destructivo mediante "Cuerda vibrante"; y por otra se explica la forma en que se pueden sustituir los tendones según sus tipos y las condiciones de acceso que, para ello, debe poseer la estructura.

Los ejemplos incluidos en el Anejo 1, se refieren a: Un puente isostático, monolítico, de sección en π; un puente isostático, monolítico, de sección en cajón y un puente hiperestático, por dovelas, de sección en cajón.

El Manual es el resultado del trabajo de un amplio panel de especialistas españoles que han colaborado, desinteresadamente, en el mismo. Esperamos que este Manual sirva para extender la utilización del Pretensado Exterior en nuestro país y en los países de habla hispana.

El precio de esta publicación de 149 páginas, con numerosas figuras y tablas, es de 4.000 Ptas., IVA incluido (32 dólares USA para el extranjero). No obstante, como siempre, a los miembros de la ATEP se les concede un sensible descuento, por lo que podrán adquirir cuantos ejemplares deseen, al precio de 3.000 Ptas., IVA incluido (25 dólares USA para el extranjero), cada ejemplar.

Los pedidos, que serán atendidos por riguroso orden de recepción, deben dirigirse a:

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
Apartado de Correos 19002
28080 MADRID
Tel. y fax: ((1) 766 07 03

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Normas que deben cumplir los artículos que se envien para su publicación en "Hormigón y Acero"

1. CONDICIONES GENERALES

Los originales de los Artículos que se deseen pubicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría de la ATEP. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista, el cuál, previo informe y evaluación de su calidad por el correspondiente Cuerpo de Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

Los originales de los Artículos se presentarán, preferentemente, en disquete, en programas de tratamiento de texto de uso generalizado (Wordperfect, Word, etc.). Además, se mandarán dos copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se proponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, *en español, francés e inglés* deberá ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A continuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

Todo Artículo deberá ir acompañado de un resumen *en español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el luga adecuado de su colocación.

Serán reproducibles, de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo y el tamaño de letra se eligirá de tal modo que sea legible en la figura al tamaño en que se vaya a reproducir en la Revista.

Se recomienda que los gráficos y figuras sean específicamente preparados para su publicación.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta la reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Podrán presentarse en copias de papel opaco, negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Irán numeradas correlativamente, como fotografías, en el orden citado

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

en el texto y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán, preferiblemente, en unidades del Sistema Internacional (S. I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se eligirá un tipo de letra (Times New Roman u otras similares) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la l y el 1; la 0 y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo, dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de Artículos publicados en Revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su Artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Información sobre A.T.E.P.–G.EH.O.–F.I.P.–C.E.B.

Florencio del Pozo Vindel
Presidente de la A.T.E.P.

La Asociación Técnica Española del Pretensado aparece, en el panorama cultural y técnico de nuestro país, en Octubre de 1949, bajo el nombre inicial de "Asociación Española del Hormigón Pretensado (AEHP)". Como otras tantas cosas, su creación se debió al empuje previsor de D. Eduardo Torroja, Director entonces del Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento (ITCC).

Una asociación voluntaria y gratuita como era la AEHP, cuyas actividades se limitaban a la publicación de un boletín, a la convocatoria de cursillos y conferencias y a la difusión de la enseñanza del pretensado, (técnica que ni siquiera estaba incluida en los programas de enseñanza de las Escuelas de Ingeniería) creada como casi una sección más del I.T.C.C., con sus planes propios de investigación, que dieron sus buenos y tempranos frutos, se transforma gradualmente en la A.T.E.P. que ahora conocemos bien, con unos estatutos que datan de 1968 y que fueron "visados", de acuerdo con la Ley de Asociaciones de 1964, y declarada de Utilidad Pública en Marzo de 1977.

Los estatutos fueron modificados, para actualizarlos, en la Asamblea de la A.T.E.P. que se celebró, en Málaga, en Noviembre de 1993.

Desde la creación de la A.E.H.P., D. Eduardo Torroja fomentó, y su prestigio consiguió, aunar los nacientes esfuerzos de los distintos países para crear la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.), en 1951. El primer Presidente de la recién nacida FIP fue E. Freyssinet, al cual sucedió D. Eduardo. Después han pasado nueve Presidentes, que pertenecían a distintos países del mundo, y que han ido introduciendo sus ideas propias, y su concepto de la misión de la FIP, en el funcionamiento de la Federación.

Pero tanto la idea básica de su creación como el estilo en el agrupamiento de los esfuerzos de los países que aceptaron la idea inicial, han permanecido constantes a lo largo del tiempo.

En la FIP no existen casi Miembros Individuales. Básicamente, sólo Grupos Nacionales que trabajan en temas relacionados con el pretensado, son aceptados como Miembros de la Federación. Se aceptan algunos Miembros Asociados, pocos y en condiciones muy especiales, y algunos, también pocos, Observadores Permanentes.

En los estatutos de la FIP existe la posibilidad de aceptar Miembros Individuales; pero la Federación desarrolla su trabajo a partir de los "Member Group" Nacionales.

Esos Grupos Nacionales sí se nutren de Miembros Individuales, interesados, de una u otra forma, en la técnica del pretensado. Y a través de la colaboración con las Comisiones, las Comisiones Especiales o los Grupos Especializados, estos expertos

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

hacen avanzar los trabajos que la FIP publica, a medida que van alcanzando la madurez adecuada.

Los Grupos Nacionales –podría aceptarse más de un Grupo en un determinado país, en condiciones claramente establecidas en los estatutos–, pagan las cuotas establecidas por la FIP y nombran Representantes, uno o dos, en cada una de las Comisiones que antes se han descrito.

Estos Representantes, además de su experiencia personal, aportan a las Comisiones el sentir y las tendencias que en sus Grupos Nacionales se puedan desarrollar, para lo que pueden recurrir a la colaboración con otros especialistas, normalmente también Miembros de la Asociación Nacional que a su vez es Miembro de la FIP; pero, eventualmente, pueden recurrir a otros expertos, no necesariamente ligados a la misma.

Y ésta es la situación de la ATEP. Desde su origen como AEHP es un "Member Group" Nacional; y con la colaboración del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, y, mucho más recientemente, con la del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, está capacitada para tener una vida propia, con la publicación de una revista, "Hormigón y Acero", y con las demás actividades propias de una Asociación, cuyos estatutos, renovados como decíamos más arriba, establecen claramente las intenciones de la misma.

Volviendo a la Federación, su trabajo organizativo y de coordinación se realiza a través de una "Council", que està formado por el Presidente, un "Deputy President" y un Representante de cada uno de los Miembros Nacionales. Un Secretario General, un Tesorero con voz pero sin voto y los Presidentes Honorarios que se hayan podido nombrar, completan la composición de este Consejo, que se reúne una o dos veces por año. Como Organo superior existe la Asamblea General, que se reúne cada cuatro años, normalmente, y que agrupa cuatro, tres o dos Representantes de cada Grupo Nacional; número que depende de un parámetro algo vago y que los estatutos denominan "actividad constructiva" de cada país.

Para completar la organización, existe el llamado "Praesidium", un Comité reducido que sirva como Asesor del Presidente para todos los asuntos que él considere necesario.

La ATEP, pues, como "Member Group", cumple sus obligaciones estatutarias con la FIP y nombra los Representantes a que tiene derecho en cada una de las Comisiones, en el Consejo y, eventualmente, en los Grupos de interés especial.

Este es un asunto que la nueva Junta de Gobierno está tratando de actualizar, y la información que aquí aparece, precederá a una encuesta dirigida a todos los Asociados para conocer un poco mejor nuestras posibilidades.

Esta encuesta se hace aún más necesaria ante la situación actual en la que se encuentra la FIP, al existir la propuesta de su unión de algún tipo, con el Comité Eurointernacional del Hormigón (C.E.B.).

El C.E.B. es una Asociación internacional, muy centrada en Europa, que dedica sus esfuerzos a la investigación y normalización del Hormigón como material estructural; esfuerzos que desembocan en Recomendaciones y Normas.

Estas Normas siguen un largo y prudente proceso, hasta que se convierten en Códigos Europeos que, a su vez, incorporan sus decisiones a las Normas de cada País. En Europa, recientemente, este proceso se va acelerando a través de Directivas de la C.E.E., si bien todos los Estados no alcanzan aun el mismo ritmo. En España se creó, más recientemente, el Grupo Español del Hormigón (GEHO) con las características de un "Miembro Nacional", que facilita la transmisión de información hacia y desde el C.E.B.

La colaboración entre GEHO y ATEP es ya estrecha; y ha sido eficaz en los pasos dados conjuntamente.

Por otro lado, ya existen Grupos de Trabajo mixtos FIP-CEB sobre temas muy

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

concretos; y, en los últimos años, se ha desarrollado un sentimiento común que empuja a una colaboración más estrecha entre ambas Asociaciones que, previsiblemente, desembocará en una fusión, no fácil de llevar a cabo, pero que si se logra con la prudencia con la que hasta ahora se está produciendo, podrá aportar el factor escala como valor añadido a la actuación por separado de las dos, puesto que no cabe duda sobre la coincidencia de muchos de los temas sobre los que las dos trabajan.

En la reciente reunión del Consejo de la F.I.P., que se celebró en UTRECHT el pasado mes de Marzo, éste proceso de fusión sufrió un importante acelerón, en cuanto que, sin discrepancias visibles, fue aceptado.

Y como consecuencia de ese acelerón, bajo el mismo impulso, se celebró en Londres, el pasado día 21 de Setiembre, una reunión del Consejo dela F.I.P. en la que, de una forma oficial y estatutaria, se ratificó la decisión de proponer a la Asamblea General, máximo órgano de decisiones de la Federación, la fusión de las dos instituciones, F.I.P. y C.E.B., bajo unas siglas únicas, f.i.b., que serán las que en el futuro aparecerán encabezando los trabajos y comunicaciones del nuevo cuerpo.

La Asamblea General se celebró el día 28 de Setiembre. Además de aprobarse en ella el reglamentario cambio de Presidente (Ian Moksnes fué sustituido por Michel Virlogeux) y el nombramiento de "Deputy-President" (se nombró a H.J.C. Oud), se decidió otorgar dos medallas de la F.I.P., distinción que se concede, cada dos años aproximadamente, a los miembros de la Federación que se hayan distinguido por un trabajo continuado y sobresaliente en el campo del pretensado y de la organización de la F.I.P.

En este caso, se decidió premiar, por un lado, a Tom Kirkbride (The Concrete Society) organizador del Simposium de Londres, y por otro, a Javier Manterola, por su larga dedicación al proyecto y construcción de obras de hormigón pretensado, cuidadas hasta el extremo, y de las que el Presidente saliente hizo un largo elogio en la ceremonia de entrega.

Javier Manterola, en su intervención para agradecer la concesión de la medalla, hizo una elegante y sincera llamada de atención a la importancia del equipo conjunto que, en la firma "Carlos Fernández Casado, S.A.", ha hecho posible el trabajo que ha merecido esta recompensa.

¡Vaya desde aquí nuestra cordialísima felicitación a todo este equipo!

Pero el punto más tenso de la Agenda correspondiente a esta Asamblea general era la propuesta de disolución de la F.I.P., para convertirse en la f.i.b., fundiéndose con el C.E.B., y la de autorizar al Consejo para continuar con la puesta en marcha del nuevo cuerpo institucional.

Previamente, el Prof. Favre, uno de los Vicepresidentes del C.E.B., invitado a asistir a ambas reuniones, la del Consejo y la de la Asamblea, había explícitamente asegurado el apoyo inicial de su Organización a la misma idea de fusión que, previsiblemente, se plasmará en una decisión simétrica que se tomará, en la Asamblea General del C.E.B., el próximo mes de Junio de 1997.

En estas condiciones, y tras vigilarse con escrupulosidad el cumplimiento de todas las normas estatutarias, en cuanto a quórum y representación autorizada, se procedió en la citada Asamblea de la FIP a una votación secreta, que arrojó un resultado unánime (ningún) voto en contra, ninguna abstención) a favor de la fusión FIP-CEB, y la delegación en el Consejo para que continúe las gestiones de creación de la f.i.b.

Todo esto significa que el ya previsto Congreso de la F.I.P., que se celebrará en Amsterdam, en Mayo de 1998, será, muy probablemente, el último evento organizado bajo esas siglas, F.I.P., puesto que las respectivas Asambleas Generales, la del C.E.B. y la de la F.I.P. certificarán, en esa fecha, Mayo de 1998, y en ese lugar, Amsterdam, la desaparición final de ambas Organizaciones y su fusión en una nueva Federación única.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Paralelamente, el G.E.H.O. y A.T.E.P., además de sus programas conjuntos de colaboración, mantienen ya conversaciones para adaptar esa colaboración a la nueva situación internacional.

Esta situación internacional va a producir cambios en la organización de la f.i.b., respecto a lo que eran prácticas habituales en las dos Organizaciones que ahora se funden. Nos parece interesante adelantar algo de lo que, previsiblemente, va a modificarse en el futuro inmediato; y es lo que se refiere a las Comisiones de Trabajo.

El nuevo Cuerpo, la f.i.b., prevé que las nuevas Comisiones se articulen en el siguiente esquema:

- C.I. Conceptos de seguridad y prestaciones.
- C.II. Modelos de materiales y su comportamiento.
- C.III. Sistemas y material de pretensado.
- C.IV. Proyecto.
- C.V. Construcción.
- C.VI. Conservación, explotación y uso.
- C.VII. Prefabricación.

Está claro que esta nueva agrupación de Comisiones no tiene que ser la definitivamente aprobada, pero puede serlo.

Cada Comisión estará formada por un máximo de quince miembros, que lo serían durante un máximo de cuatro años, con una posible prórroga de otros cuatro.

Los presidentes de Comisiones serían nombrados por el "Steering Committee", con aprobación del Consejo.

Estas son las líneas generales en las que va a moverse el futuro de la f.i.b.; pero habrá que esperar a las decisiones finales, que se tomarán a partir del año próximo.

Tal como decíamos al principio, la Junta de Gobierno de la A.T.E.P. informará a los miembros de la Asociación de los pasos sucesivos que se vayan dando en este camino y, una vez consolidada la Organización Internacional, intentará, probablemente mediante la encuesta anunciada, actualizar la colaboración posible con el nuevo orden de Comisiones y Grupos de Trabajo, para que nuestra presencia, junto con la del G.E.H.O., conserve el peso internacional que el estado de nuestra técnica merece.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

457-0-227

Comportamiento de las losas de los puentes mixtos

Jean-Marc Ducret,
Ingeniero Civil
Jean-Paul Lebet,
Dr. Ingeniero Civil
Miguel Gómez Navarro,
Ingeniero de Caminos.
Escuela Politécnica Federal de Lausanne,
Instituto de la Construcción Metálica (ICOM) Lausanne (Suiza)

1. INTRODUCCION

En el curso de los quince últimos años, el desarrollo de los puentes mixtos de acero y hormigón en Suiza y en los países vecinos se ha llevado a cabo buscando principalmente una disminución de la mano de obra necesaria, a costa de un incremento de la cantidad de acero. Como consecuencia, se han aumentado los espesores de las almas en los puentes mixtos de alma llena y reducido al mínimo el número de rigidizadores verticales. Del mismo modo, los diafragmas se han simplificado y están constituidos normalmente por una viga doble T, atornillada o soldada a las vigas principales a mitad del canto.

Igualmente, la construcción del tablero de hormigón armado se ha simplificado enormemente y en la mayor parte de los casos se usa un carro de hormigonado, de modo que se produce la conexión inmediata entre la losa y las vigas metálicas. Prácticamente, ya no se utilizan las desnivelaciones de apoyos y el pretensado longitudinal de las losas se utiliza muy poco, por razones económicas, prefiriéndose aumentar la armadura pasiva en las zonas próximas a los apoyos intermedios.

En estas condiciones, se ha constatado con frecuencia la presencia de fisuras transversales, en particular en las zonas próximas a los apoyos intermedios. Estas fisuras tienen normalmente una abertura de entre 0,1 y 0,2 mm, y son difíciles de observar a más de 1 metro de distancia, salvo que hayan servido como cauce para la circulación del agua antes de la colocación de las capas de revestimiento o de aislamiento; en ese caso, los restos de calcita son visibles alrededor de las fisuras y permiten detectarlas.

La gravedad de estas fisuras es objeto de mucha controversia. El hecho es que en ningún caso la seguridad estructural del puente está en peligro; incluso las fisuras con una abertura muy grande, no provocan daños importantes en las vigas principales. A este respecto, es interesante señalar que en Francia, es perfectamente lícito aceptar fisuras del orden de 0,2 mm de abertura en los ambientes húmedos, con presencia de nieve y sales de deshielo. Por otro lado, los procedimientos de aislamiento han evolucionado mucho estos últimos años, y permiten asegurar un buen comportamiento de la obra a este respecto, siempre que los detalles de ejecución estén bien concebidos y se realicen correctamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

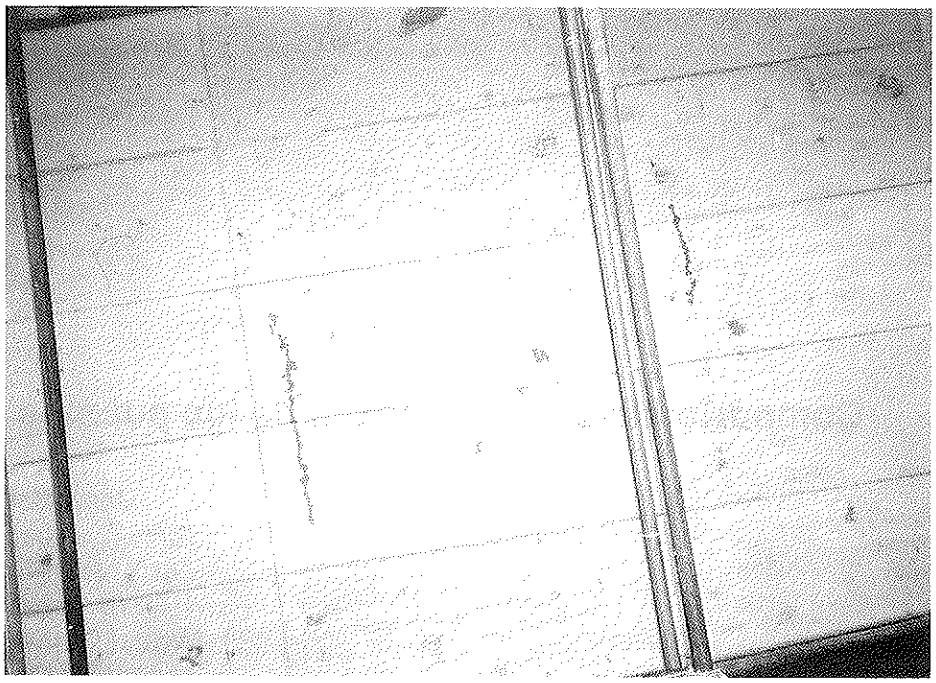


Figura 1. Fisuras en el intradós de una losa de un puente mixto.

Sin embargo, es importante conocer mejor los mecanismos que originan la fisuración en los puentes mixtos, y a partir de ello reflexionar sobre los medios para disminuirla.

2. ENFOQUE TRADICIONAL

Las causas de la fisuración se pueden dividir en dos categorías:

- las acciones directas (peso propio del hormigón, tráfico),
- las acciones indirectas (temperatura, retracción).

En la referencia [1] se ha llevado a cabo un estudio de las tensiones provocadas en el hormigón por estas acciones. Las conclusiones son las siguientes:

- las acciones directas contribuyen, en una proporción pequeña, a las tensiones de tracción en el hormigón,
- las acciones indirectas son los principales factores de fisuración de la losa de hormigón.

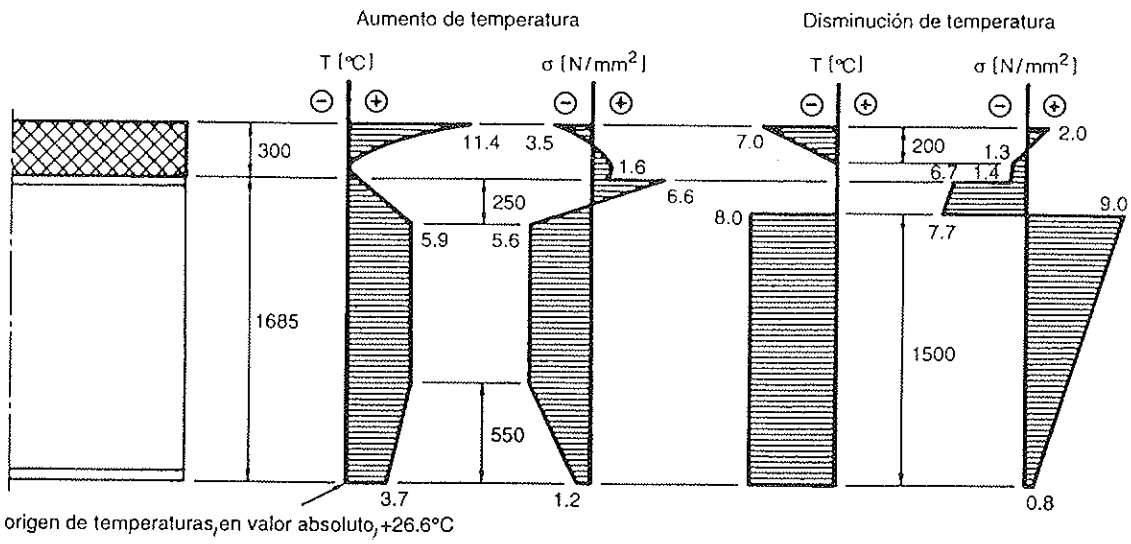


Figura 2. Distribución de temperaturas y diagrama de tensiones resultante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

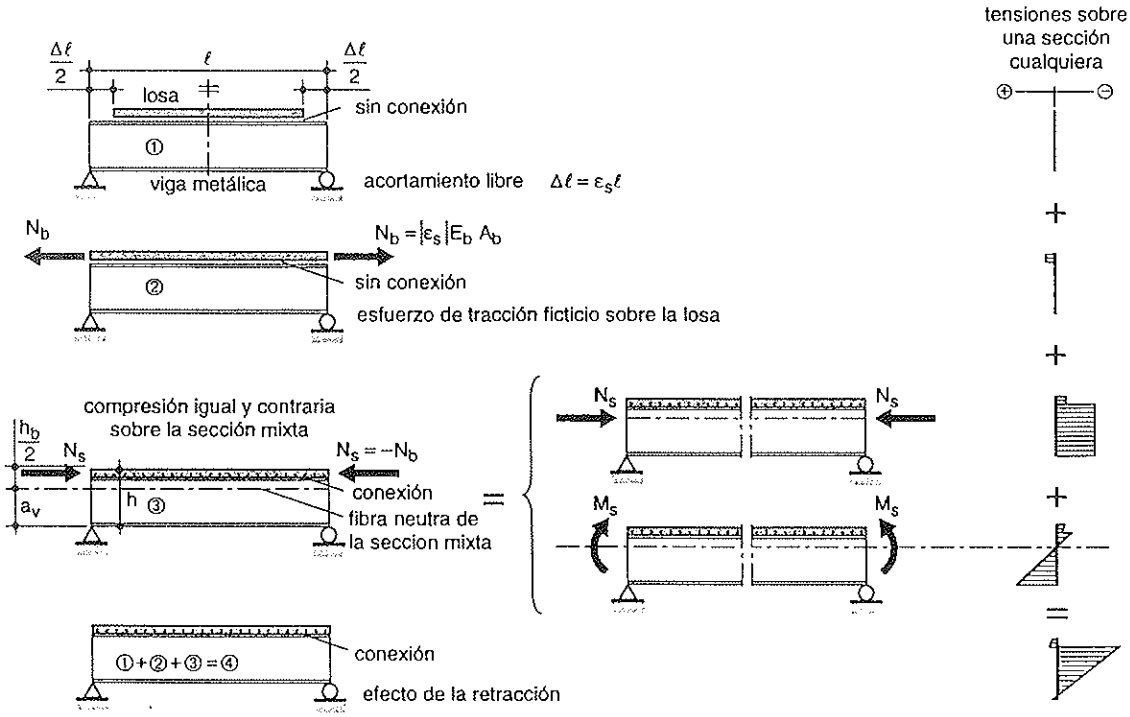


Figura 3. Cálculo convencional del efecto de la retracción en una viga simplemente apoyada.

En la figura 2 se muestran las distribuciones de tensiones en una losa de hormigón, para dos tipos de distribución de temperaturas:

- un aumento de temperaturas, con una distribución que aparece con frecuencia en los días cálidos y soleados. La parte superior de la losa está comprimida (del orden de –3,5 N/mm^2) mientras que la parte inferior está traccionada (+ 1,6 N/mm^2).

- una disminución de temperaturas con valores tomados de una norma inglesa. Este caso se presenta en invierno, después de un largo período frío, o al inicio de un día soleado. En este caso, la zona superior está traccionada (2,0 N/mm^2) mientras que la parte inferior está comprimida (–1,4 N/mm^2).

Es importante señalar que la variación diaria de temperatura no puede engendrar fisuras transversales. En efecto, tanto en un caso como en el otro, las tensiones en la losa de hormigón no sobrepasan la resistencia a la tracción del hormigón.

Por lo que respecta a la retracción, la aproximación tradicional consiste en descomponer su efecto en una tensión de tracción sobre la losa aislada y una fuerza de compresión actuando sobre la viga mixta. (Véase figura 3).

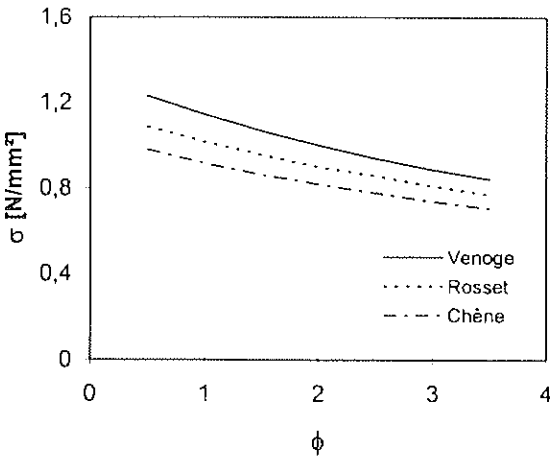


Figura 4. Tensiones provocadas por la retracción, en la losa de hormigón, en la sección del apoyo intermedio.

Aplicando este principio y si consideramos un valor de la retracción del orden de 0,10-0,15‰, valor normal medido en numerosas obras expuestas, se obtienen las tensiones en la losa de hormigón de la sección de apoyo que se recogen en la figura 4, para diferentes tipos de puentes, en función del coeficiente de fluencia adoptado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Incluso para valores de ϕ pequeños (0,5) la tensión de tracción no sobrepasa los 1,3 N/mm^2, manteniéndose por debajo de la resistencia a la tracción del hormigón.

Por tanto, las medidas y las constataciones llevadas a cabo en las obras son difíciles de justificar a partir de la variación diaria de temperatura y los efectos de la retracción. En efecto, las fisuras observadas en las obras contradicen los cálculos mostrados más arriba, por dos razones:

- Las fisuras aparecen a las 3 ó 4 semanas de hormigonar, o sea, en un momento en el que la retracción convencional no está completamente desarrollada y por tanto no puede dar lugar a fisuras del orden de 0,1-0,2 mm.

- Las fisuras atraviesan la losa y, como se menciona más arriba, la distribución de temperatura no permite explicar más que las fisuras superficiales. Además, se han observado fisuras pasantes, cualquiera que sea la época del año.

Por tanto, en función de estas conclusiones y de los estudios llevados a cabo en Francia [2]-[4], parece interesante analizar más en detalle el comportamiento de la losa desde el momento del hormigonado.

3. FENOMENOS TERMICOS EN EL HORMIGON JOVEN

Para estudiar los fenómenos ligados al hormigón joven de las losas de los puentes mixtos, es importante observar el comportamiento del hormigón durante el fraguado. Se pueden destacar los factores siguientes, recogidos en la figura 5:

- un aumento de temperatura, del orden de + 25°C, en las 12-15 primeras horas, seguido de una fase de enfriamiento, de –25°C, de una duración del orden de 240 horas;

- un aumento progresivo del módulo de elasticidad y de la resistencia a la tracción, aunque está última de un modo más lento que la primera.

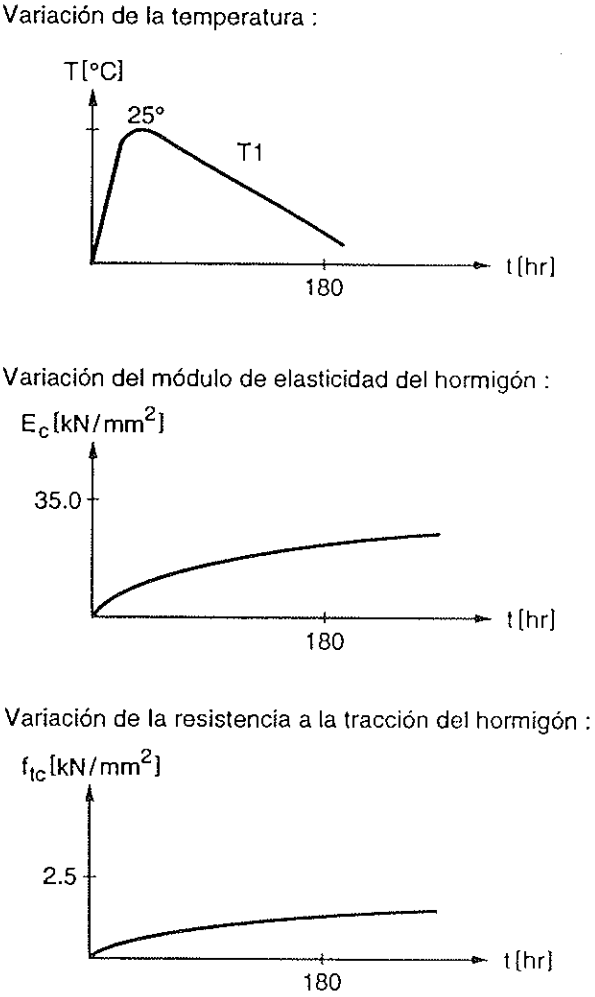


Figura 5. Características del hormigón durante el fraguado.

Como la conexión entre la losa y las vigas es efectiva desde el momento del hormigonado, la interacción entre los dos materiales impide el alargamiento del hormigón en la fase de calentamiento y el acortamiento en la fase descendente.

En la figura 6 se representan las tensiones provocadas por estas deformaciones impuestas.

La figura muestra que la losa se encuentra comprimida en la fase de calentamiento y traccionada durante la fase de enfriamiento. La diferencia en los valores de las tensiones está provocada por la modificación del módulo de elasticidad del hormigón a lo largo del tiempo. En efecto, durante la fase de calentamiento, el valor del módulo de elasticidad es del orden de 5-8 kN/mm^2, mientras que vale entre 18 y 25 kN/mm^2 en la fase de enfriamiento. Es fácil

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

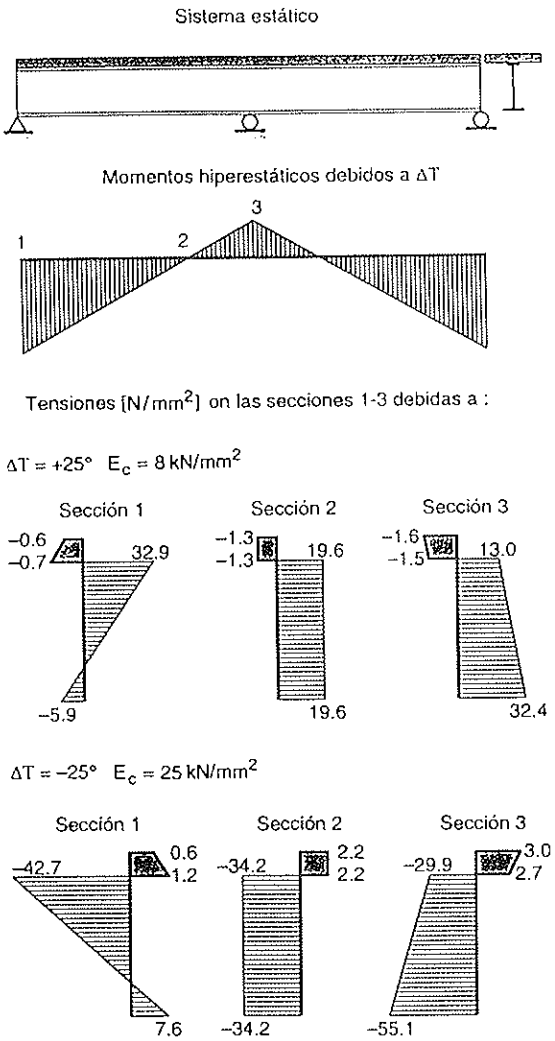


Figura 6. Tensiones en la sección mixta, durante el fraguado del hormigón: a) fase de calentamiento; b) fase de enfriamiento.

comprobar que la suma de ambas tensiones provoca tracciones en la losa, de entre 0,7 y 1,5 N/mm^2 que pueden dar lugar a fisuraciones durante el fraguado, al estar la resistencia del hormigón joven próxima a alcanzar este valor.

4. MEDIDAS Y OBSERVACIONES EN UNA OBRA

En el marco de las obras de ampliación del puente sobre el río Venoge, se ha considerado oportuno aprovechar la construcción de un puente mixto para ampliar los conocimientos sobre el comportamiento general de los puentes mixtos y de los fenómenos del hormigón joven en particular. Con el fin de disponer de diferentes medios de comparación, se instalaron varios tipos de aparatos de medida en el vano del río en el semipuente del lado Norte (figura 7):

- galgas extensométricas colocadas en taller sobre la viga metálica,
- aparatos de apoyo instrumentrados para la medida de las reacciones de apoyo,
- sensores térmicos en las vigas y en la losa, para la medida de la temperatura,

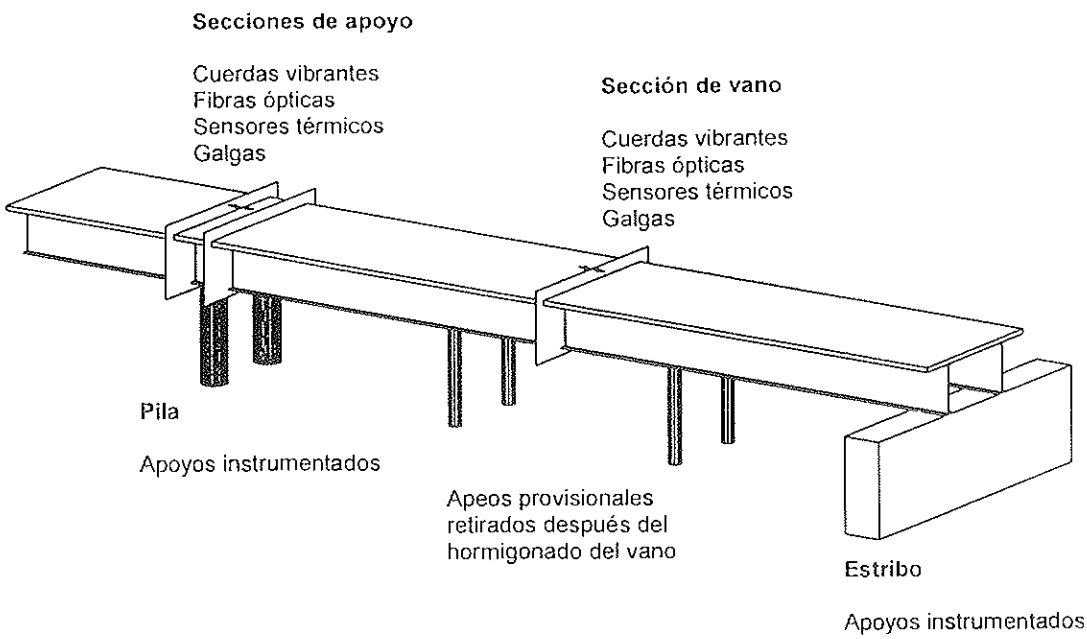


Figura 7. Instrumentos de medida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

– cuerdas vibrantes en la losa, para la medida de las deformaciones,

– fibras ópticas en la losa, igualmente para la medida de las deformaciones [6].

Estas medidas llevadas a cabo en el puente, se complementaron con las medidas de la retracción llevadas a cabo sobre una probeta de hormigón armado con la misma cuantía de armadura que la losa del puente. Aproximadamente, las fibras ópticas miden los alargamientos sobre una longitud de 1 ó 2 metros, mientras que la longitud de medición de una cuerda vibrante es de 0,1 m. La comparación de estas dos medidas depende por ello fuertemente de la homogeneidad del hormigón. En caso de formación de fisuras, la posición de los instrumentos de medida en relación a éstas, influencia el valor medido.

Las principales fases de la medición están ligadas a la construcción del puente y comprenden:

– el hormigonado del vano cimbrado,

– la retirada de los apeos,

– el hormigonado sobre el apoyo intermedio

Se han llevado a cabo otras medidas para controlar el efecto de la variación de temperatura diaria sobre el puente sin tráfico y durante la prueba de carga llevada a cabo por el Instituto del Hormigón Armado y Pretensado (IBAP) de la Escuela Politécnica Federal de Lausanne (EPFL).

En las figuras 8, 9 y 10 se recogen los resultados obtenidos durante el hormigonado del vano.

La figura 8 pone de manifiesto que la diferencia máxima entre la temperatura ambiente y la del hormigón es del orden de 25°C y que el orden de magnitud de las fases de calentamiento y de enfriamiento se ajustan a los valores esperados. También es interesante señalar el calentamiento del ala superior, aumentando el desequilibrio de las deformaciones a nivel de la sección.

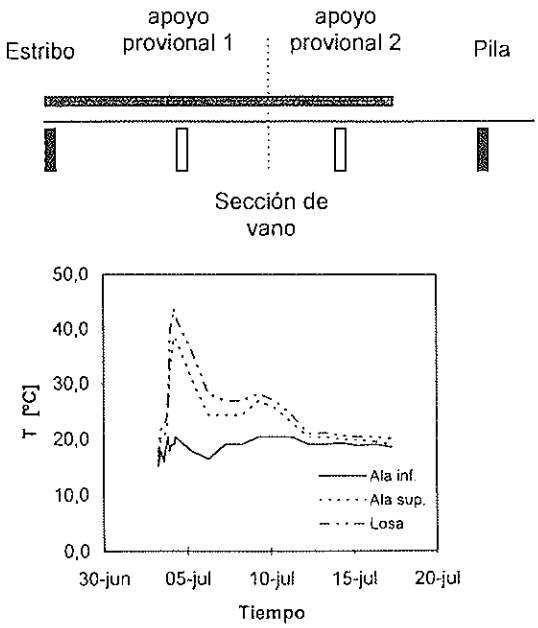


Figura 8. Variación de la temperatura en la losa y en las vigas metálicas.

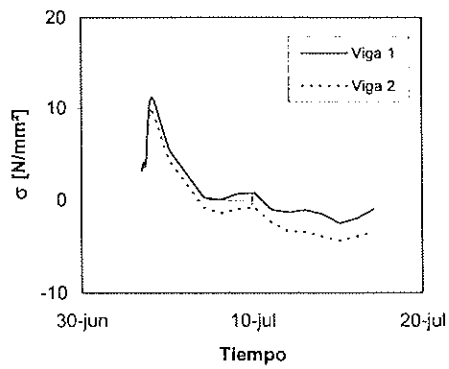


Figura 9. Variación de las tensiones en el ala inferior de la viga metálica.

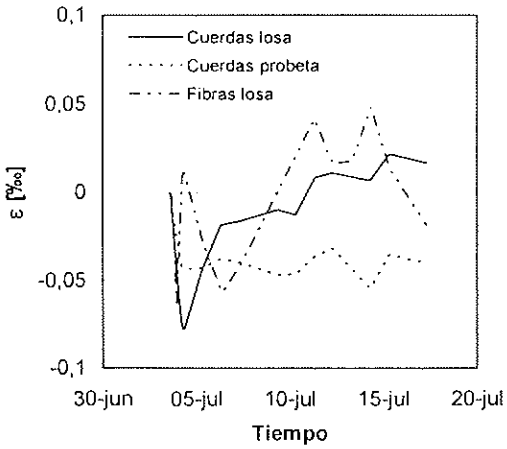


Figura 10. Variación de las deformaciones en la losa (fibras ópticas y cuerdas vibrantes).

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

La figura 9 pone en evidencia dos hechos:

- un aumento de las tensiones durante la fase de calentamiento, debido a la incompatibilidad de deformaciones provocada por el calentamiento de la losa y del ala superior,

- una diferencia entre el valor inicial de la tensión (nivel medido durante el hormigonado), y al final del proceso térmico, mostrando el efecto de la evolución del módulo de elasticidad del hormigón. En efecto, la fase de enfriamiento tiene lugar con un módulo de elasticidad mayor que la fase de calentamiento, y por ello la tensión final es menor que la inicial.

Las medidas de deformaciones en la losa, representadas en la figura 10, son fundamentalmente cualitativas. A pesar de las diferencias observadas entre los valores, conviene señalar algunos puntos:

- la fase de dilatación del hormigón se percibe con alargamientos del orden del 0,6 ‰,

- durante la fase de enfriamiento, la señal de las fibras ópticas se ve fuertemente perturbada, con tres discontinuidades diferentes, que se pueden explicar por la formación de fisuras, en particular entre el 3 y el 8 de julio, unos 2 ó 3 días después del hormigonado,

- las cuerdas vibrantes indican simplemente la retracción homogénea normal del hormigón, con un salto, hacia el 14 de julio, debido a un descenso de la temperatura después de una tormenta nocturna,

- la cuerda vibrante colocada en la probeta de hormigón armado, señala una retracción inferior a las que señalan las cuerdas de la losa del puente, lo que permite mostrar que el efecto de retención de la viga metálica es verdaderamente un factor importante en el comportamiento de la losa.

Las observaciones efectuadas sobre el puente después del hormigonado del vano, han permitido detectar las fisuras transversales pasantes, marcadas por los restos de calcita visibles unos 3 días después del hormigonado. Estas fisuras, de una abertura de 0,1-0,15 mm y espaciadas unos 2 m (véase figura 11), confirman de forma clara que los saltos que se reflejan en las medidas de las fibras ópticas se corresponden con la formación de las fisuras. Al no estar situadas las cuerdas vibrantes en el entorno de una fisura, es normal que la señal no esté afectada más que por los efectos de la temperatura ambiente.

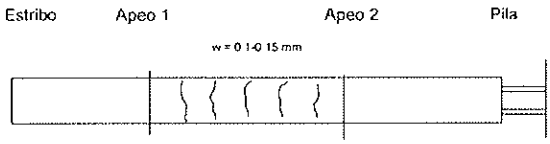


Figura 11. Posición de las fisuras.

Estas fisuras, sin embargo, se cerraron después de la retirada de los apeos, y no dieron lugar a infiltraciones antes de la colocación del aislamiento. En el vano adyacente se observaron fisuras del mismo tipo (0,1 mm) pero que tampoco provocaron infiltraciones.

Los resultados de las medidas efectuadas durante el hormigonado sobre los apoyos, se representan en las figuras 12 y 13. Al ser muy parecidos a las obtenidas en el vano, se han omitido los valores de las temperaturas.

La figura 12 pone de manifiesto, como en el vano, el efecto de la variación del módulo de elasticidad del hormigón entre las fases de calentamiento y de enfriamiento.

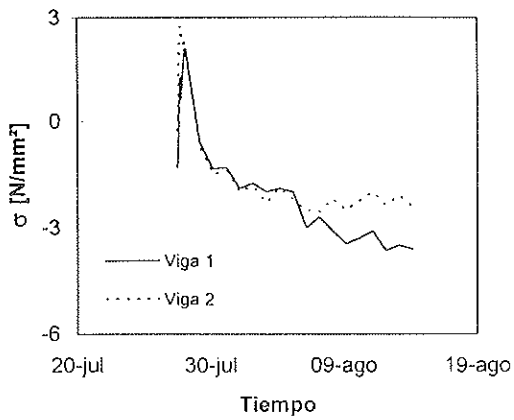


Figura 12. Variación de las tensiones en el ala inferior de la viga metálica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

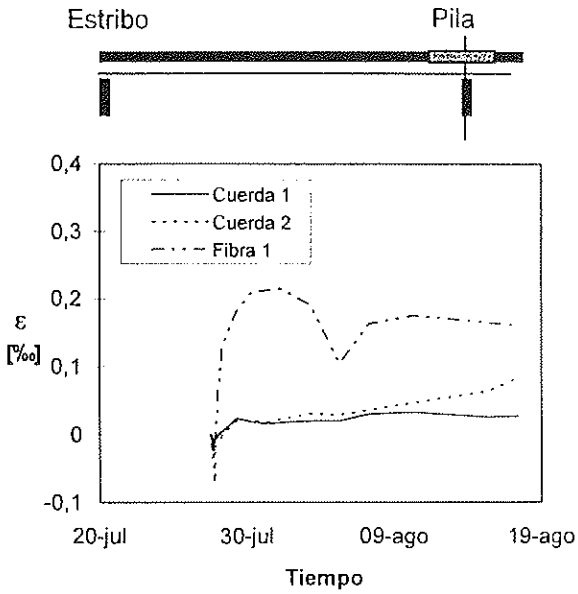


Figura 13. Variación de las deformaciones en la losa (fibras ópticas y cuerdas vibrantes).

La figura 13 recoge un salto diferente entre las medidas de las deformaciones en torno a 5 días después del hormigonado. Las cuerdas vibrantes dan valores medidos que divergen 5 días después del hormigonado.

Las observaciones hechas en la zona sobre el apoyo, ponen de manifiesto la presencia de fisuras en el entorno de la junta de hormigonado (0,1-0,2 mm) hacia los 8 días después del hormigonado y fisuras en la zona del apoyo (0,1 mm) distanciadas unos 2,0 m. Las diferencias entre las medidas de las dos cuerdas vibrantes se explica por su posición respecto a las fisuras. Una está situada junto a una fisura y ha medido su aberturas, mientras que la otra se encuentra en una parte homogénea de hormigón. Se colocaron galgas Omega sobre ambas fisuras, después de detectadas (véase figura 14), y desde entonces no se ha observado ningún aumento significativo de su abertura.

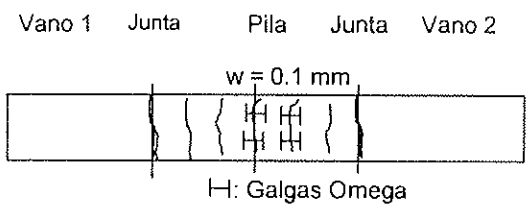


Figura 14. Posición de las fisuras sobre el apoyo, y de las galgas omega.

Del mismo modo, conviene señalar que no se ha observado la presencia de restos de calcita que indiquen la filtración de agua antes de la colocación del aislamiento.

5. TRABAJOS EN CURSO

Como continuación de las observaciones llevadas a cabo en el puente del Venoge, que confirman la importancia de la fisuración de origen térmico durante la fase del hormigonado en los puentes mixtos, ha parecido interesante determinar los parámetros esenciales que pueden favorecer este fenómeno o aumentar el riesgo de fisuración.

Si sólo se tienen en cuenta los efectos térmicos del hormigón joven, la ecuación simplificada que determina la tensión de tracción en el hormigón a causa de las deformaciones impedidas, se puede escribir de la forma siguiente, si se desprecian los efectos hiperestáticos debidos al sistema estático:

$$\sigma_c = \frac{\alpha \, \Delta T \, \beta^2 \, E_s^2 \, (E_{c2} - E_{c1})}{(\beta \, E_s + E_{c2}) \, (\beta \, E_s + E_{c1})} \qquad (1)$$

α coeficiente de dilatación térmica
ΔT diferencia de temperatura
β coeficiente de retención, $\beta = A_a/A_c$ (A_a: área de acero; A_c: área de hormigón)
E_s módulo de elasticidad del acero
E_{c1} módulo de elasticidad medio del hormigón (calentamiento)
E_{c2} módulo de elasticidad medio del hormigón (enfriamiento).

Un análisis de esta ecuación, pone de manifiesto los puntos siguientes:

- el valor de la tensión en la losa es directamente proporcional a la diferencia de temperatura máxima entre el hormigón y el ambiente durante la hidratación,

- el grado de retención de la losa por parte de la viga metálica (factor β) es un parámetro esencial para evaluar el

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

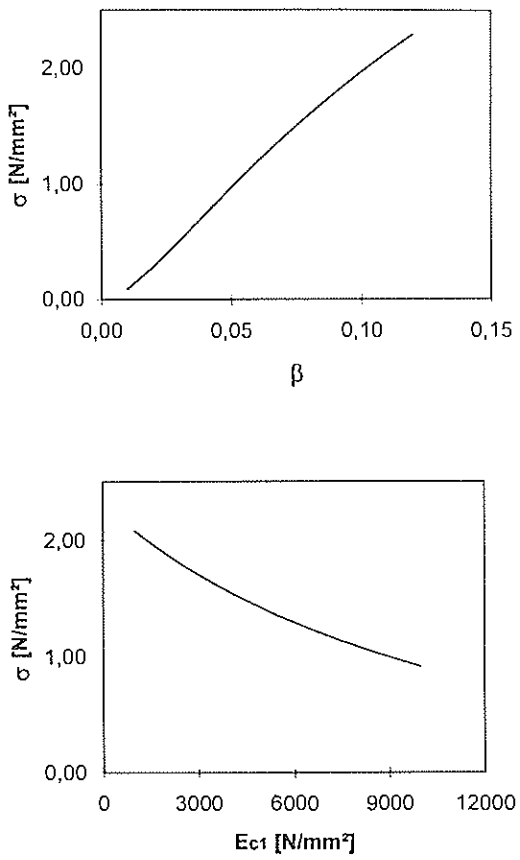


Figura 15. Tensiones de tracción en una viga de puente: a) en función de β; b) en función de E_{c1}.

peligro de fisuración de origen térmico (figura 15a),

– el valor medio del módulo de elasticidad del hormigón durante la fase de calentamiento es particularmente importante ya que permite evaluar la compresión provocada por la dilatación del hormigón (figura 15b).

Se observa que el valor de β del puente sobre el Venoge es muy grande (0,12) en relación a la mayoría de los puentes mixtos de la misma luz (losa de hormigón pequeña), lo que explica que aparezcan claramente los efectos térmicos durante las medidas.

Para intentar limitar la fisuración de origen térmico, los trabajos en curso están orientados, sobre todo, a estudiar mediante simulaciones numéricas la influencia de los parámetros citados más arriba sobre la tensión de tracción final. El principal problema estriba en la dificultad de modelizar de manera adecuada los fenómenos ligados a la fase de dilatación del hormigón, y en particular, la importante fluencia observada en esta fase. Naturalmente, otro aspecto del problema es la determinación de la resistencia a tracción del hormigón y del coeficiente de dilatación térmica del hormigón, cuyos valores son difíciles de establecer para un hormigón joven.

Desde otro punto de vista, se está desarrollando, igualmente, un estudio de los procedimientos de hormigonado y las tracciones de origen mecánico que ellos pueden provocar en la losa, añadiéndose a las de origen térmico.

Se analizan sobre todo dos procedimientos de hormigonado:

– hormigonado "continuo" (figura 16a),
– hormigonado "alternado" (figura 16b).

En la tabla I se recoge el resumen del estudio detallado que tiene en cuenta los movimientos del carro de hormigonado y, de un modo simplificado, los efectos térmicos debidos al hormigonado.

La consecuencia principal es que el procedimiento de hormigonado "continuo" provoca tensiones de tracción mucho más grandes que la resistencia a tracción del hormigón, mientras que el procedimiento "alternado" limita, de modo significativo, los valores de las tensiones en el hormigón sobre los apoyos intermedios.

Cualitativamente, los pequeños valores de las tracciones provocadas por los efec-

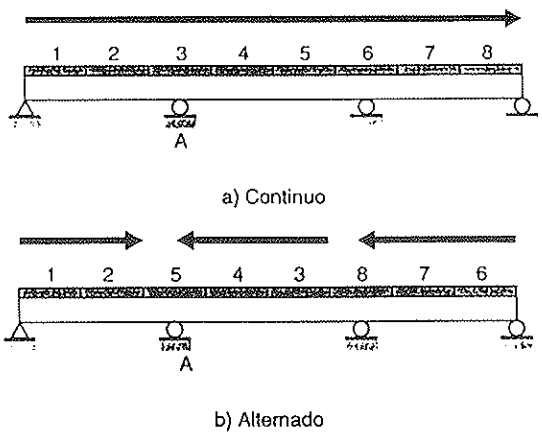


Figura 16. Hormigonado: a) continuo; b) alternado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Tabla 1

Evolución de las tensiones en la losa: a) hormigonado "continuo"; b) alternado

Hormigonado "continuo"			**Hormigonado "alternado"**		
Etapa n° (según fig. 16a)	Tensiones medias en la losa soobre el apoyo A	Efectos considerados	Etapa n° (según fig. 16b)	Tensiones medias en la losa sobre el apoyo A	Efectos considerados
3	–0,80	ΔT+Hormigonado zona 3	5	–0,85	ΔT–Hormigonado zona 5
	1,20	ΔT–Hormigonado zona 3		1,30	ΔT+Hormigonado zona 5
	–	Desplazamiento del carro		–	Desplazamiento del carro
	2,00	Hormigonado zonas 4 y 5		–0,22	Hormigonado zonas 6 y 7
4 + 5	–0,32	ΔT+Hormigonado zonas 4 y 5	6, 7 y 8	Sin consecuencias en el apoyo A	
	0,40	ΔT–Hormigonado zonas 4 y 5			
	0,34	Desplazamiento del carro			
	–	Hormigonado zona 6			
6	–	ΔT–Hormigonado zonas 6			
	–	ΔT+Hormigonado zonas 6			
	–	Desplazamiento del carro			
	–0,5	Hormigonado zonas 7 y 8			
Etapas 7 + 8	Sin consecuencias en el apoyo A				
Total sin ΔT	1,84		Total sin ΔT	–0,22	
Total con ΔT	2,32		Total con ΔT	0,23	

tos térmicos, se explican por el reducido valor del coeficiente de retención β para el ejemplo de la tabla 1.

Está en curso de realización un trabajo para estudiar, de un modo más preciso, en qué configuraciones o condiciones es interesante prever un procedimiento de hormigonado "continuo" o "alternado".

AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer a todas las personas que han permitido el buen desarrollo de las medidas sobre los puentes del Venoge, y en particular al Servicio de Carreteras y de Autopistas del Cantón de Vaud, que ha asumido la mayor parte de la financiación. Igualmente, agradecemos al Instituto de

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Medida y Análisis de las Tensiones (IMAC) de la EPFL (Prof. L. Pflug) por la excelente colaboración desarrollada para la realización de las medidas con las fibras ópticas.

REFERENCIAS

[1] J.-P. Lebet: *Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton.* Ecole polytechnique fédèrale de Lausanne, ICOM-Construction métallique, thèse EPFL N° 661, 1987.

[2] M. Virlogeux: *Durabilité des dalles des ponts mixtes.* Bulletin des ponts métalliques n° 16, 1993, pp. 87-94.

[3] B. Flourens, et I. Joassard: *Etude de la fissuration de la dalle du viaduc de La Violette.* Bulletin des ponts métalliques n° 16, 1993, pp. 95-102.

[4] J. Berthellemy, T. Kretz, J. Le Boulch, B. Vachin, et G. Manya: *Bétonnage du hourdis du viaduc de Caramany. Suivi de la fissuration de la dalle en phase de construction.* Bulletin des ponts métalliques n° 16, 1993, pp. 103-110.

[5] RILEM TC - 119 TCE: General Reports: *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages.* R. Springen-schmid, Munich, 1994.

[6] S. Vurpillot, D. Inaudi et J.-M. Ducret: *Bridge monitoring by fiber optic deformation sensors: design, emplacement and results.* Smart Structures and materials, San Diego, February 1996, SPIE Volume 2.719-16.

[7] SETRA, Ponts mixtes: *Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles.* Service d'Etudes techniques des Routes et Autoroutes, 1995.

6. RESUMEN

Como continuación de una reflexión sobre los origenes de la fisuración de los puentes mixtos, se ha desarrollado un estudio sobre los fenómenos térmicos ligados al calor de hidratación del hormigón, para el caso de un puente mixto con losa solidarizada con la viga metálica desde el hormigonado.

Las medidas llevadas a cabo en una obra en construcción, han mostrado que estos fenómenos son el origen de fisuras transversales, del orden de 0,1-0,2 mm, detectables dos semanas después del hormigonado, aproximadamente. Estas fisuras están muy bien repartidas (cada dos metros, más o menos) y no evolucionan significativamente con el paso del tiempo.

Los trabajos que se están realizando tienen como objetivo la determinación de los parámetros esenciales que pueden influenciar la fisuración de origen térmico, y la limitación de sus efectos. Por ello, se pone una atención particular, por una parte, en la tecnología del hormigón, y por otra, en las etapas de hormigonado.

Desde un punto de vista general, es importante señalar que las fisuras observadas sobre los puentes mixtos construidos hace más de veinte años, no suponen ningún peligro para la seguridad estructural de la obra, y no parece que afecten a la durabilidad.

SUMMARY

Cracks have been observed in concrete deck slabs of composite bridges in which composite action is achieved at the time of concrete curing. A study of the thermal behaviour of composite bridge deck slabs during concrete hydratation has been undertaken with the aim of explaining this cracking.

Measures taken in a site have shown that the thermal behaviour is the origin of transversal cracks about 0.1-0.2 mm wide, observed approximately two weeks after concrete placement. These cracks are very well distributed (each about two m. apart) and do not widen significantly with time.

The aim of current work is to determine the main parameters influencing thermal cracking, and to reduce their effects. For this reason special attention is paid to concrete technology and to placement procedures.

From a general point of view, it is important to note that the cracks observed in composite bridges in the last twenty years, are not symptoms of reduced structural safety, and to not seem to affect durability.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Seminarios Torroja
Tecnología de la Construcción y de sus Materiales
Ciclo nº 24: Invierno de 1997

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/Serrano Galvache s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el vigésimo cuarto ciclo, correspondiente al **invierno de 1997**, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
16 Enero	Pepa **Cassinello Plaza** Arquitecto Escuela T.S. de Arquitectura, Madrid	*Bóvedas góticas españolas. Influencia del tipo en su estabilidad*
30 Enero	Miguel **Angel Rodríguez Nevado** Dipl. Arquitecto KITHARIS, Salamanca	*El diseño estructural con madera y sus derivados a finales del siglo XX*
13 Febrero	Eduardo **Gómez López** Dr. Ing. de Caminos Federico **de Isidro Gordejuela** Arquitecto Colegio Universitario CEU-Arquitectura	*Expansión por humedad en forjados y fábricas de ladrillo*
27 Febrero	Javier **Turrillas Maisterra** Dr. en Ciencias Químicas Instituto Eduardo Torroja, Madrid	*Aplicación de la Difracción Sincrotrón al estudio de la hidratación de sistemas cementosos*
13 Marzo	Miguel Angel **Astiz Suárez** Dr. Ing. de Caminos Escuela T. S. de Ing. Aeronáuticos, Madrid	*Problemas de viento y sismo en el proyecto de grandes puentes*
20 Marzo	Angel **Arteaga Iriarte** Dr. Ing. de Caminos Peter **Tanner** Ing. de Caminos Instituto Eduardo Torroja, Madrid	*Fiabilidad de estructuras existentes. Aplicación al estudio de puentes*

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

457-0-228

Evaluación de flechas y estados tensodeformacionales en servicio, en puentes isostáticos de vigas prefabricadas de hormigón pretensado

Antonio R. Marí Bernat[1]
Ignacio Valero López[2]
Jesús Montaner Fragüet[3]

1. INTRODUCCION

Uno de los tipos de tablero de puente más frecuentemente construido en la actualidad es el constituido por vigas isostáticas prefabricadas de hormigón pretensado, con armaduras pretesas o postesas en factoría, y losa superior de hormigón armado. Las secciones transversales de las vigas más usuales son la doble T y la artesa.

El cálculo de esfuerzos, dado el carácter isostático del puente en sentido longitudinal, no presenta dificultades especiales. Sin embargo, la evaluación del estado de tensiones, deformaciones y flechas tanto durante construcción como en servicio, resulta un problema complejo por tratarse de piezas compuestas por diversos materiales con características reológicas diferentes (hormigón de las vigas y de la losa, armaduras activas y pasivas), así como por su construcción evolutiva.

Por una parte, la evolución en el tiempo de las propiedades del hormigón, (módulo de deformación y resistencias a compresión y a tracción), las deformaciones diferidas de retracción y fluencia del hormigón, la relajación del acero de pretensado, la heterogeneidad en el comportamiento reológico de los diversos materiales componentes y la interacción mútua entre todos estos efectos reológicos, provocan considerables redistribuciones de tensiones entre hormigón y acero en la viga, una de cuyas manifestaciones es la pérdida de fuerza de pretensado a lo largo del tiempo.

Por otra parte, la colocación de una losa superior de hormigón armado, de características generalmente diferentes al hormigón de la viga, a la cual se solidariza, tiene muchos efectos sobre ésta, ya que por una parte constituye un impedimento a la libre deformación en el tiempo de la viga y por otra presenta su propia retracción y fluencia. La interacción entre losa y viga genera redistribuciones de tensiones entre ambos elementos, que pueden ser importantes y que también afectarán a las pérdidas de pretensado, lo que plantea dificultades a la hora de dimensionar la fuerza de pretensado inicial sobre las vigas prefabricadas,

[1] Catedrático. ETS Ingenieros de Caminos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña.

[2] Prof. Asociado. ETSECCPB-UPC. Jefe de la Sección de Estudios de COTCA, S.A.

[3] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director General Adjunto de ALVISA.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

necesaria para minimizar la probabilidad de aparición de fisuras a corto y a largo plazo.

Además, como consecuencia del estado de deformaciones mecánicas y reológicas, se produce una deformada a nivel pieza, la cual va evolucionando con el tiempo por efectos de la fluencia y por la aplicación de las cargas permanentes. Las contraflechas debidas al pretensado pueden ser, en ocasiones, bastante acusadas, debiendo adecuarse los espesores del pavimento en estribos y centro de luz para garantizar una rasante adecuada a lo largo de la vida útil del puente.

El estudio del comportamiento de secciones de hormigón pretensado en el tiempo, ha sido abordado de forma analítica por diversos autores, habiendo quedado sus principios claramente establecidos, como puede consultarse, entre otros muchos textos, en las referencias [1], [2], [3], [4], [5] y [6]. Existen expresiones simplificadas para el cálculo de las pérdidas diferidas de pretensado, algunas de las cuales han sido recogidas por las recomendaciones y códigos relativos a obras de hormigón pretensado [7], [8], [9]. Una de las más recientes, basada en el método del módulo efectivo ajustado con la edad [10], incluye la interacción entre fluencia, retracción y relajación, y resulta especialmente idónea para el cálculo de pérdidas a largo plazo. Sin embargo, de momento, las aproximaciones analíticas que resultan operativas están planteadas en casos hipotéticos muy simples, como son el de una viga aislada construida en una sola fase, ya que la consideración de los efectos de la losa, de tesados sucesivos, de construcción por fases o de apeo, introduce notables dificultades operativas.

Los modelos numéricos permiten obviar estas dificultades gracias a la capacidad de almacenamiento y velocidad de cálculo de los ordenadores personales. Tratados siempre con la cautela que exige la aleatoriedad que acompaña a los complejos fenómenos reológicos, los modelos numéricos permiten plantear, a nivel sección, pieza, o estructura, aproximaciones rigurosas al comportamiento estructural, cuya precisión dependerá de la precisión de las hipótesis y datos de partida.

Existen numerosos modelos numéricos de análisis en el tiempo de estructuras lineales de hormigón, algunos de los cuales son muy generales y permiten considerar, no sólo los efectos reológicos [11], sino también fenómenos de carácter no lineal como la fisuración del hormigón o la fluencia a altos niveles de tensión [12], [13], [14], e incluso los efectos del proceso constructivo evolutivo [15], [16], [17], [18], [19], [20]. Sin embargo, su carácter general hace que su uso requiera, generalmente, un considerable esfuerzo de preparación de datos y de selección de resultados. Existen, no obstante, algunos modelos específicos o fácilmente adaptables a puentes prefabricados, como los descritos en las referencias [10] y [21].

En el presente artículo se describe un modelo numérico de análisis paso a paso en el tiempo, específicamente desarrollado para reproducir con rigor el complejo comportamiento tensodeformacional en el tiempo de puentes compuestos por vigas prefabricadas y losa in situ, teniendo en cuenta diversas opciones constructivas, en uso actualmente, propias de este tipo de puentes. El modelo matemático se desarrolló en dos fases: una primera a nivel sección, que se implementó en el programa de cálculo PERD [22], y una segunda a nivel estructura [23], implementada a través del programa TEMPS, que incluye el anterior como subrutina.

Se presentan dos ejemplos de aplicación, uno a nivel sección y otro a nivel estructura, cuyos resultados se analizan y en los que se muestra, además, la capacidad del modelo para evaluar la influencia de determinados parámetros, controlables desde la etapa de proyecto o durante la construcción, en el estado de tensiones, deformaciones o desplazamientos.

2. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL MODELO DE ANALISIS DESARROLLADO

El caso más general que se pretende resolver con el presente estudio puede

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

plantearse así: considérese una viga de hormigón cuyas características mecánicas se conocen (inercia, área, posición del centro de gravedad, resistencia característica del hormigón), la cual se hormigona en bancada un cierto tiempo después de haber tesado una serie de cordones, cuya tensión inicial, características geométricas, mecánicas y reológicas son conocidas. Se disponen, asimismo, las vainas que contendrán las armaduras postesas, si existen, cuyo trazado y sección transversal se conocen.

Pasados unos días, se destesa la armadura pretesa, transfiriéndose la carga a la pieza de hormigón y actuando entonces el peso propio de la viga. Al cabo de un cierto tiempo se efectúa el postesado de la viga mediante tendones, colocados en el interior de las vainas, de área y características del acero de pretensado conocidas. La fuerza de postesado se introduce sobre la pieza en la que existe el hueco de la vaina, el cual se inyectará posteriormente, pasando el postesado a ser adherente.

Una vez transportada y colocada la viga en el tablero, se hormigona una losa superior de la que se conocen dimensiones, armado, características del hormigón y del acero. El peso propio de la losa, cuyo hormigón fresco no colabora, actúa sobre la viga en caso de que ésta no esté apeada. Poco a poco, el hormigón de la losa va adquiriendo rigidez y van desarrollándose los fenómenos de retracción y fluencia. El peso de la losa puede introducir momentos flectores considerables, sobre todo cuando la luz, los voladizos o el espesor de aquélla son grandes; por lo que en ocasiones es necesario apear la viga durante el hormigonado de la losa. Si la viga está apeada, el peso propio de la losa actuará sobre el conjunto viga-losa a partir del instante del desapeo, lo que incide, lógicamente, en un menor nivel de tensiones en la viga.

Pero no siempre el apeo resulta económicamente interesante, como es el caso de puentes sobre barrancos o de gran longitud, en los cuales, para conseguir efectos similares es más sencillo hormigonar la losa, sin apear la viga, en una o varias etapas. En puentes de vigas con sección en artesa con voladizos considerables, puede ser, por ejemplo, beneficioso hormigonar en una primera fase sólo la zona de losa entre almas y, en fases posteriores, las zonas en voladizo. Esta secuencia alivia las tensiones sobre la viga procedentes del peso de la losa, ya que el peso de los voladizos actúa sobre la sección cajón, cuya inercia es muy superior a la de la artesa.

Pasado otro cierto intervalo de tiempo, se introducen las cargas muertas y cargas permanentes sobre el conjunto viga-losa. A continuación, existe la posibilidad de realizar una prueba de carga, con su correspondiente ciclo de carga y descarga y, por último, actúan las sobrecargas, supuestas éstas actuantes a largo plazo, que se considera el caso más desfavorable en cuanto a tensiones de tracción en la viga.

Los parámetros que, en principio, influyen de manera más significativa en el comportamiento tenso-deformacional en el tiempo de estos puentes son: la edad del hormigón en el momento de aplicación de las cargas (y, especialmente, al transferir el pretensado), las condiciones ambientales (humedad, temperatura), la forma de la sección, la cuantía y disposición de armaduras activas y pasivas, el tipo de cemento (fraguado rápido o normal), el tipo de acero de pretensado (relajación normal o baja relajación), el valor y posición de la fuerza de pretensado introducida, el valor de los esfuerzos generados por las acciones permanentes y su secuencia de aplicación.

El modelo desarrollado realiza un análisis paso a paso en el tiempo, tratando de reproducir con realismo el proceso constructivo, la secuencia de aparición de cargas y los efectos del comportamiento reológico de todos los materiales.

En primer lugar, se realiza un análisis seccional que permite obtener, en cada instante en que se discretiza el tiempo a lo largo de la vida útil de la estructura, el estado tenso-deformacional en todas las fibras de hormigón de la losa y de la viga y en las armaduras activas y pasivas, en unas condiciones ambientales medias.

Por otra parte, se realiza un análisis a nivel estructura, adoptando un número de

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

secciones de control equiespaciadas para las que, en cada instante, el análisis seccional proporciona el estado tenso-deformacional. La integración de las curvaturas seccionales a lo largo de la pieza, permite obtener el valor que toman las flechas y contraflechas en la viga desde su construcción en bancada, incluyendo los estados de cargas de servicio de la estructura. Existe también la posibilidad de estudiar las flechas durante una prueba de carga, para saber a priori cual va a ser la deformada instantánea del puente bajo la carga, y la configuración final una vez descargado. No existen en este modelo redistribuciones longitudinales de esfuerzos y tensiones, por tratarse de una estructura isostática en sentido longitudinal. Además, cada viga se considera independiente de las vigas adyacentes y afectada por una parte de losa.

El análisis paso a paso en el tiempo se rige por los principios de la viscoelasticidad lineal de manera que, en el cálculo de las deformaciones de fluencia, se tiene en cuenta toda la historia de tensiones en las fibras de control. También se incluyen los efectos de la retracción, el envejecimiento del hormigón y la relajación del acero bajo deformación no constante. A continuación se detallan algunos de los aspectos fundamentales del modelo.

3. MODELOS ADOPTADOS PARA EL COMPORTAMIENTO REOLOGICO DE LOS MATERIALES

En este apartado se explican las características reológicas y el comportamiento diferido de los materiales que componen los elementos estructurales del estudio.

3.1. Hormigón

3.1.1. Resistencias a compresión y a tracción

El valor de la resistencia a compresión del hormigón a una edad t, depende del tipo de cemento, temperatura y condiciones de curado. Se utilizan las expresiones propuestas por el Código Modelo CEB-FIP 1990 [9] para definir la evolución de la resistencia del hormigón en el tiempo, así como la resistencia a tracción en relación a la de compresión. Se considera una temperatura ambiental media de 20°C y condiciones de curado standard.

3.1.2. Módulo de deformación longitudinal

En fase de proyecto es muy difícil evaluar con precisión el módulo de deformación real del hormigón, del que las diferentes normas dan valores muy dispersos. Parece comprobado que los hormigones de resistencias elevadas, habituales en estructuras prefabricadas, presentan módulos de elasticidad menores a los valores obtenidos según la Instrucción EP-93 [7]. En este trabajo se adoptan, tanto para la obtención del módulo de deformación en función de la resistencia, como para la evolución de aquél en el tiempo, las expresiones propuestas por el CM-90 [9], que proporcionan resultados algo más ajustados a los experimentales.

3.1.3. Fluencia y retracción

La deformación total, en un instante t, de una fibra de hormigón sometida a una tensión uniaxial constante en el instante t_0, puede expresarse como:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon^{i}(t) + \varepsilon^{c}(t) + \varepsilon^{s}(t) + \varepsilon^{T}(t) =$$

$$= \varepsilon^{m}(t) + \varepsilon^{nm}(t)$$

$$\varepsilon^{m} = \varepsilon^{i}(t)$$

$$\varepsilon^{nm} = \varepsilon^{c}(t) + \varepsilon^{s}(t) + \varepsilon^{T}(t)$$

donde:

$\varepsilon(t)$ = Deformación total en el instante t
$\varepsilon^{i}(t)$ = Deformación instantánea al cargar
$\varepsilon^{c}(t)$ = Deformación por fluencia en el instante $t > t_0$

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

$\varepsilon^{s}(t)$ = Deformación por retracción
$\varepsilon^{T}(t)$ = Deformación térmica
$\varepsilon^{m}(t)$ = Deformación mecánica (tensional instantánea)
$\varepsilon^{nm}(t)$ = Deformación no mecánica.

De un modo simplificado, se pueden englobar en el concepto de fluencia todas aquellas deformaciones diferidas, elásticas y plásticas, que dependen de la tensión. Las variables que influyen más significativamente en la fluencia son: el grado de humedad y la temperatura ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón (tipo de cemento, relación agua/cemento y granulometría), la edad de éste en el instante de entrada en carga, y el valor, tipo y duración de la carga aplicada.

La retracción puede definirse como el conjunto de deformaciones diferidas atensionales irrecuperables de origen físico-químico que se producen fundamentalmente durante el fraguado del hormigón. Las variables que influyen más en su cuantía y evolución en el tiempo son: la temperatura y el grado de humedad ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón y el tiempo transcurrido desde la ejecución del elemento estructural.

El modelo adoptado para la evaluación de las deformaciones de retracción y fluencia es el propuesto por el CEB en el CM-90 [9]. Este modelo se considera válido para hormigones estructurales de resistencias comprendidas entre los 15 y los 80 MPa, sometidos a tensiones inferiores al 40% de la resistencia media del hormigón en el momento de la carga, expuestos a humedades relativas entre el 40% y el 100% y a temperaturas medias entre los 5 y los 30 grados. Para una tensión variable en el tiempo, se considera válido el principio de superposición de Boltzmann. Se ha adoptado el mismo modelo para fluencia bajo tensiones de tracción.

No se han tenido en cuenta los siguientes aspectos que, no obstante, podrían implementarse sin dificultades especiales en el programa, como son:

- El efecto de las temperaturas sobre la madurez del hormigón, que puede tenerse en cuenta introduciendo una edad ficticia del hormigón ajustada a la temperatura.
- El efecto de las tensiones elevadas mantenidas, para las que aparece la fluencia no lineal y puede tener lugar el fenómeno del cansancio.
- La fluencia y retracción diferencial entre unos puntos y otros de la misma sección de la viga, fruto de su proximidad al paramento exterior o al cajón interior.

3.2. Acero

El acero para armaduras pasivas se considera un material elástico lineal en compresión y tracción dentro del rango de tensiones normales a que está sometido en servicio. Su módulo de elasticidad es de $2{,}1*10^{6}$ kp/cm^2 y se considera que no fluye ni retrae, por lo que su presencia en cuantías importantes puede modificar el estado de tensiones y deformaciones seccionales en el tiempo.

El acero de pretensado se considera también un material elástico en el rango usual de tensiones de servicio y su módulo de elasticidad oscila alrededor de $2*10^{6}$ kp/cm^2 para alambres y barras y $1{,}95*10^{6}$ kp/cm^2 para cordones.

El valor final de la relajación de las armaduras activas es función del nivel de tensión aplicado en el momento del tesado. Así pues, los aceros de pretensado se dividen en tres tipos, atendiendo a la relajación a las 1.000 horas, para tensiones de 0,6, 0,7 y 0,8 de f_{pk}:

Clase 1: Acero de relajación normal para alambres y cordones.

Clase 2: Acero de baja relajación para alambres y cordones.

Clase 3: Acero de relajación normal para barras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

El valor de la relajación después de t horas puede calcularse con la siguiente fórmula, para alambres y cordones:

$$\rho_t = \rho_{1000} * \left(\frac{t}{1000} \right)^K$$

donde:

ρ_t = Relajación a t horas de tesado
ρ_{1000} = Relajación a las 1000 horas de tesado
t = Tiempo en horas transcurrido desde el tesado
K = Indicador del tipo de acero:

K = 0,12 para aceros de clase 1
K = 0,19 para aceros de clase 2.

No se ha considerado la posibilidad de curado al vapor, que produce unas pérdidas de pretensado por efectos térmicos y afecta además a las pérdidas por relajación.

La expresión anterior es válida para el caso de relajación pura, esto es, para un ensayo bajo deformación constante. Sin embargo, los tendones de pretensado dentro de la viga no están en estas condiciones, ya que la fluencia y la retracción, e incluso las acciones exteriores, varían el estado de deformaciones de la viga y, por adherencia, el de los tendones. Ello influye, sin duda, en las pérdidas por relajación, que suelen ser menores que en el ensayo de relajación.

Para tener en cuenta este fenómeno, se utiliza una formulación basada en el concepto de tensión inicial ficticia, propuesta inicialmente por Magura, Sozen y Siess [24], y utilizada en numerosos modelos de análisis estructural en el tiempo [12], [13], [15]. En esencia, consiste en obtener, al principio de cada intervalo de tiempo, aquella tensión ficticia con la que debería haberse tesado inicialmente el tendón para que su curva teórica tensión-tiempo pase por el punto correspondiente a la tensión real, en la que se incluyen variaciones de la misma no debidas a relajación. En dicho intervalo de tiempo, la pérdida por relajación se obtiene, directamente, a partir de esta curva ficticia tensión-tiempo.

4. ANALISIS EN EL TIEMPO DE SECCIONES COMPUESTAS POR UNA VIGA PREFABRICADA Y LOSA SUPERIOR HORMIGONADA IN SITU

4.1. Hipótesis básicas

El análisis seccional que a continuación se describe, se lleva a cabo de forma independiente para cada una de las secciones de control en que se discretiza la estructura. Una vez realizado este paso, deberemos reunir los resultados obtenidos individualmente, para poder extraer conclusiones a nivel global, de toda la pieza.

El objeto de este análisis es conocer, en todo momento, el estado de tensiones y deformaciones de la sección, conocida su geometría, materiales, historia de carga, condiciones medioambientales y proceso constructivo.

Para ello, se plantea una formulación basada en los principios básicos de la resistencia de materiales, cuyas características básicas son las siguientes:

- Se acepta la hipótesis de deformación plana de las secciones bajo cada incremento de acción (esfuerzo externo o deformación impuesta). Por lo tanto, en las secciones construidas evolutivamente y a partir del momento de solidarización entre los diversos elementos, los incrementos de deformación están contenidos en un plano.

- Se considera adherencia perfecta entre hormigón y acero, para armadura pasiva, armadura pretesa y armadura postesa después de la inyección.

- Se admite comportamiento elástico lineal del hormigón en compresión y en tracción, ya que en servicio el nivel de tensiones no supera previsiblemente el 40% de su resistencia en el instante de la carga. Por otra parte, se trabaja con secciones íntegras (neta u homogeneizada, según el instante) por tratarse de estructuras con vigas pretensadas, dimensionadas para no sufrir fisuración en ningún instante, con una losa

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

superior que previsiblemente estará siempre comprimida.

- Se admite la hipótesis de viscoelasticidad lineal para el comportamiento diferido del hormigón, es decir, superposición de efectos en el tiempo y linealidad entre tensiones y deformaciones instantáneas y diferidas, en un instante dado.

- No se consideran los efectos de la deformación por cortante, es decir, existe desacoplamiento entre esfuerzos tangenciales y normales.

- La formulación se plantea respecto de un eje de referencia genérico cualquiera, que puede ser eje principal de inercia de la sección bruta, neta u homogeneizada, o cualquier otro.

- Se considera la deformación total de una fibra de hormigón, como compuesta por la componente tensional instantánea y la componente diferida. Esta última contiene la deformación por retracción, fluencia y efectos térmicos.

- Se considera que los materiales están sometidos a un estado uniaxial de tensiones normales.

- Se considera la sección sometida a esfuerzos de flexocompresión recta, existiendo equilibrio entre dichos esfuerzos y las tensiones de la sección.

- Se plantea un análisis seccional paso a paso en el tiempo, en el que se obtiene el estado de tensiones y deformaciones en las fibras de hormigón y acero en cada instante. Se divide el tiempo en una serie de intervalos, correspondientes a los instantes más significativos, considerando como origen de tiempos el tesado de la armadura pretesa en bancada. Estos instantes son:

  * Instante de hormigonado de la viga
  * Instante de transferencia del pretensado
  * Instante de introducción de la fuerza de postesado
  * Instante de cada una de las fases de hormigonado de la losa superior
  * Instante de aparición de las cargas permanentes
  * Instante de realización de la prueba de carga
  * Instante de aparición de la sobrecarga.

- Se consideran, además, otros tiempos característicos, correspondientes a operaciones que influyen en el estado tensodeformacional de la sección, como son el instante de inyección de las vainas, el instante de eliminación de las cargas de la prueba de carga y el instante de desapeo de la viga.

- Cada intervalo de tiempo se divide, a su vez, en una serie de pasos o subintervalos, cuya amplitud crece según una progresión geométrica de razón 1,5, de forma que se puedan captar con precisión los efectos de la retracción y fluencia, más importantes al principio de cada intervalo.

4.2. Obtención de la ecuación fundamental

La ecuación fundamental es aquélla que permite conocer el estado tenso-deformacional en cada instante, a través de una relación entre esfuerzos aplicados y deformaciones seccionales. Se obtiene planteando las siguientes condiciones:

- Equilibrio entre esfuerzos aplicados y tensiones en cada uno de los materiales.

- Compatibilidad, expresada a través del plano de deformaciones de la sección.

- Satisfacción de las ecuaciones constitutivas en el tiempo, de los materiales componentes.

El análisis en el tiempo se plantea de forma que los incrementos de tensión y de deformación mecánica y no mecánica que ocurren en un intervalo de tiempo, se acumulan sobre los valores totales del instante final del intervalo anterior. Por ello, la ecuación fundamental a nivel sección debe formularse en términos incrementales.

En primer lugar, se deduce la ecuación para la viga prefabricada, sin la losa supe-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

rior, para después ampliar fácilmente este caso a la sección completa, generalizando para n fases de construcción de la losa.

Consideremos una sección de hormigón con armaduras pasivas y activas, tal como indica la figura 1.

Bajo la acción de unos esfuerzos de flexocompresión ΔN y ΔM (axil y momento respectivamente) la sección se deforma y se crean unas tensiones en hormigón y acero que deben estar en equilibrio con las acciones exteriores, tal como indican las siguientes expresiones:

$$\Delta N = \iint_{A_c} \Delta\sigma_c * dA_c + \sum_{i=1}^{i=n} \Delta\sigma_s * A_{si} +$$

$$\sum_{j=1}^{j=n} \Delta\sigma_p * A_{pi}$$

$$\Delta M = \iint_{A_c} \Delta\sigma_c * z * d_{A_c} = \sum_{i=1}^{i=n} \Delta\sigma_s * z_{si} * A_{si} +$$

$$+ \sum_{j=1}^{j=n} \Delta\sigma_p * z_{pi} * A_{pi}$$

donde:

$\Delta\sigma_c$ = Incremento de tensión producido en una fibra genérica de hormigón

$\Delta\sigma_s$ = Incremento de tensión producido en una capa genérica de acero pasivo

$\Delta\sigma_p$ = Incremento de tensión producido en una capa genérica de armadura activa.

Estas ecuaciones de equilibrio pueden expresarse de forma genérica bajo el signo integral, extendiendo la misma a toda la sección de hormigón y acero, quedando así:

$$\Delta N = \iint_s \Delta\sigma * dA$$

$$\Delta M = \iint_s \Delta\sigma * z * dA$$

El incremento de tensión en las armaduras pretesas tiene sentido por estar el acero adherido previamente a la transferencia del pretensado. Sin embargo, en el caso de las armaduras postesas, en el instante de postesado no existe el incremento para el tendón que se postesa, pero sí bajo la acción de otras cargas, una vez inyectado.

La hipótesis de deformación plana de la sección se formula en función de dos parámetros que son, el incremento de deformación de la fibra de referencia, $\Delta\varepsilon_m$, y el incremento de curvatura seccional, ΔC. De este modo se puede referir la deformación de cualquier fibra de la sección a estos dos parámetros:

$$\Delta\varepsilon(z) = \Delta\varepsilon_m - z * \Delta C$$

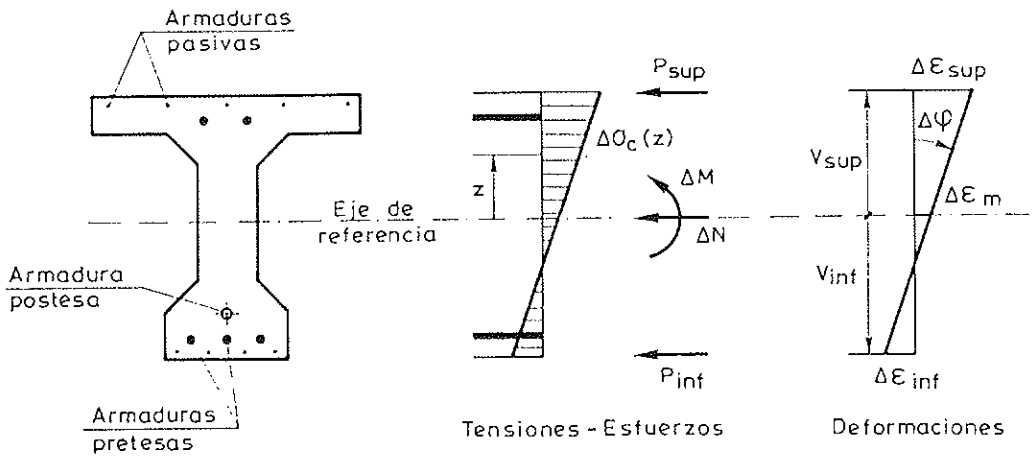


Fig. 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

La ecuación constitutiva de un material lineal, en forma incremental, existiendo deformaciones y tensiones iniciales, puede escribirse:

$$\Delta\sigma = E^*\Delta\varepsilon^m + \Delta\sigma^0 = E^*(\Delta\varepsilon - \Delta\varepsilon^{nm}) + \\ + \Delta\sigma^0 = E^*\Delta\varepsilon - E^*\Delta\varepsilon^{nm} + \Delta\sigma^0$$

donde:

E	= Módulo elástico
$\Delta\varepsilon^m$	= Deformación mecánica o tensional instantánea
$\Delta\sigma^0$	= Tensión inicial
$\Delta\varepsilon^{nm}$	= Deformación no mecánica
$\Delta\varepsilon$	= Deformación total.

Sustituyendo las ecuaciones de compatibilidad en la ecuación constitutiva, y el resultado de ello en las ecuaciones de equilibrio, se obtiene la relación incremental entre esfuerzos actuantes en la sección (ΔN y ΔM), las deformaciones seccionales totales y no mecánicas y las tensiones iniciales. Esto, escrito de forma matricial queda:

$$\begin{bmatrix}\Delta N\\ \Delta M\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\iint_s E^*dA & -\iint_s E^*z^*dA\\ -\iint_s E^*z^*dA & \iint_s E^*z^2*dA\end{bmatrix} * \\ * \begin{bmatrix}\Delta\varepsilon_m\\ \Delta C\end{bmatrix} - \begin{bmatrix}\Delta N^0\\ \Delta M^0\end{bmatrix}$$

donde las integrales de la matriz están extendidas a la sección completa, S, incluyendo todos los materiales, siendo E un módulo elástico genérico que puede considerarse el del material utilizado como base de la homogeneización.

Los esfuerzos ΔN^0 y ΔM^0 son aquellos esfuerzos ficticios que generarían un estado de deformaciones y tensiones igual a las iniciales o no mecánicas. En este trabajo se ha supuesto que las deformaciones no mecánicas también tienen una distribución lineal (lo cual es más cierto para las deformaciones de fluencia que para las de retracción). En tal caso se puede escribir:

$$\begin{bmatrix}\Delta N^0\\ \Delta M^0\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\iint_{so} E_c * dA_c & -\iint_{so} E_c *z^*dA_c\\ -\iint_{so} E_c *z^*dA_c & \iint_{so} E_c * z^*dA_c\end{bmatrix} * \\ * \begin{bmatrix}\Delta\varepsilon_m^{nm}\\ \Delta C^{nm}\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}\iint_{so}\Delta\sigma^0*dA\\ -\iint_{so}\Delta\sigma^0*z^*dA\end{bmatrix}$$

donde las integrales están extendidas a las secciones de aquellos materiales en que se producen las deformaciones no mecánicas (S0). En el caso concreto de deformaciones por fluencia o retracción, S0 es la sección de hormigón, siendo E_c el módulo elástico de este material; las variaciones de tensión por relajación se incluyen como tensiones iniciales en el segundo sumando, siendo entonces S0 la sección de las armaduras activas.

La ecuación fundamental puede escribirse en forma más compacta como:

$$\Delta\vec{\sigma}_v = [K_{sv}] * \Delta\vec{\varepsilon}_v - [K_{scv}] * \Delta\vec{\varepsilon}_v^{nm} + \Delta\vec{\sigma}_v^0$$

siendo los vectores:

$\Delta\vec{\sigma}_v$	= Vector de esfuerzos que solicitan la sección de la viga
$\Delta\vec{\varepsilon}_v$	= Vector de deformaciones totales seccionales
$\Delta\vec{\varepsilon}_v^{nm}$	= Vector de deformaciones no mecánicas seccionales
$\Delta\vec{\sigma}_v^0$	= Vector de esfuerzos debidos a las tensiones iniciales

y las matrices:

$[K_{sv}]$	= Matriz de rigidez de la sección homogeneizada
$[K_{scv}]$	= Matriz de rigidez de la sección neta de la viga de hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

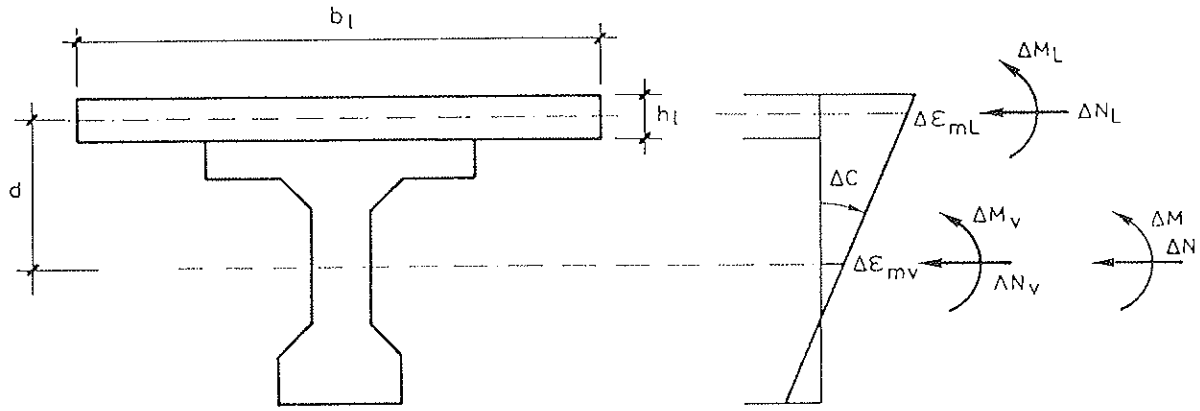


Fig. 2

Los términos de estas matrices son análogos, con la diferencia de que la primera afecta a la sección homogeneizada y la segunda sólo al hormigón:

$$[K_{sL}] = \begin{bmatrix} EA & ES_z \\ ES_z & EI_z \end{bmatrix}$$

donde:

A = Area de la sección
E = Módulo de elasticidad del material
S_z = Momento estático de la sección respecto del eje de referencia
I_z = Momento de inercia de la sección respecto del eje de referencia.

Consideremos ahora una sección constituida por una viga con una losa superior de hormigón armado, de sección rectangular, tal como muestra la figura 2.

A partir de la colocación de la losa, ésta se solidariza con la viga, y los incrementos de deformación en viga y losa están en un plano, aunque no así las deformaciones totales, puesto que existen deformaciones previas en la viga.

En este caso deberán plantearse las tres ecuaciones del caso anterior para la viga y para la losa, y dos ecuaciones más que aseguren el equilibrio y compatibilidad de deformaciones entre ambas.

De las tres ecuaciones anteriores aplicadas sobre la losa se deduce, del mismo modo que para la viga que:

$$\Delta\vec{\sigma}_L = [K_{sL}] * \Delta\vec{\varepsilon}_L - [K_{sCL}] * \Delta\vec{\varepsilon}_L^{mi} + \Delta\vec{\sigma}_L^0$$

La ecuación de equilibrio entre esfuerzos sobre el conjunto y esfuerzos sobre cada elemento, puede escribirse:

$$\Delta N = \Delta N_v + \Delta N_L$$

$$\Delta M = \Delta M_v + \Delta M_L - d^*\Delta N_L$$

o bien en forma matricial:

$$\Delta\sigma = \begin{bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ -d & 1 \end{bmatrix} * \left(* \begin{bmatrix} \Delta N_L \\ \Delta M_L \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta N_v \\ \Delta M_v \end{bmatrix} \right)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

o en forma más compacta:

$$\Delta \vec{\sigma} = \Delta \vec{\sigma}_v + T * \Delta \vec{\sigma}_L$$

siendo:

$\Delta\vec{\sigma}_v$ = Vector de esfuerzos actuantes sobre la viga
$\Delta\vec{\sigma}_l$ = Vector de esfuerzos actuantes sobre la losa
T = Matriz de transferencia.

Por otra parte, la hipótesis de deformación plana implica las ecuaciones de compatibilidad siguientes:

$$\Delta C_v = \Delta C_L$$

$$\Delta \varepsilon_{mL} = \Delta \varepsilon_{mv} - d^* \Delta C_v$$

que, en forma matricial se escribe:

$$\Delta \vec{\varepsilon}_L = \begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_{mL} \\ \Delta C_L \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_{mv} - d^* \Delta C_v \\ \Delta C_v \end{bmatrix} =$$

$$= \begin{bmatrix} 1 & -d \\ 0 & 1 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_{mv} \\ \Delta C_v \end{bmatrix} = T^T * \Delta\vec{\varepsilon}_v$$

$$\Delta\vec{\sigma} = [K_s] * \Delta\vec{\varepsilon}_v - [K_{scv}] * \Delta\vec{\varepsilon}_v^{nm} -$$
$$- [T * K_{scL}] * \Delta\vec{\varepsilon}_L^{nm} + \Delta\vec{\sigma}^0$$

siendo:

$\Delta\varepsilon_L$ = Vector de deformaciones en la losa

$\Delta\varepsilon_v$ = Vector de deformaciones en la viga.

Finalmente, sustituyendo las expresiones de los incrementos de tensión en la viga (deducida para el caso anterior) y en la losa (deducida de forma equivalente) en la ecuación de equilibrio entre ambas, e introduciendo la expresión de la deformación de la losa en función de la deformación de la viga (deducida de la ecuación de compatibilidad) se obtiene:

$$[K_v] = [K_{sv} + T^* K_{sL} * T^T]$$

siendo $[K_v]$ la matriz de rigidez de la sección con la losa incluida.

Esta expresión se puede generalizar al caso de n capas o, en nuestro caso, n etapas de construcción de la losa, imponiendo 2n ecuaciones adicionales a las de la viga, correspondientes a la igualdad de incrementos de curvatura en cada capa y a la igualdad de incrementos de deformación en los puntos de contacto, resultando la siguiente expresión:

$$\Delta\vec{\sigma} = [K_{sv} + \sum_i^n T_i * K_{sLi} * T_i^T] * \Delta\vec{\varepsilon}_v -$$
$$- [K_{scv}] * \Delta\vec{\varepsilon}_v^{nm} - \sum_i^n [T_i * K_{scLi}] * \Delta\vec{\varepsilon}_{Li}^{nm} + \Delta\vec{\sigma}^0$$

4.3. Solución del análisis en el tiempo

Para conocer el estado de deformaciones y tensiones en todas las fibras y materiales que componen la sección, se procede a una discretización del tiempo y se avanza incrementalmente paso a paso. Se consideran los siguientes intervalos de tiempo, habiendo tomado como origen de tiempos el instante de tesado de las armaduras pretesas en bancada:

– *Primer intervalo*: desde el tesado de las armaduras pretesas al hormigonado de la viga. Sólo se producen pérdidas por relajación del acero.

– *Segundo intervalo*: desde el hormigonado de la viga hasta el destesado de las armaduras pretesas. En este intervalo no se consideran pérdidas por retracción ya que los efectos de este fenómeno, al estar las armaduras ancladas en bancada, son complejos de analizar y dependen de la relación entre la longitud hormigonada y la total de la bancada, de la posición de la sección considerada respecto de la pieza, y de otros factores. Se consideran, por lo tanto, sólo las pérdidas por relajación del acero, aunque el hormigón vaya endure-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

ciendo y variando sus propiedades desde su puesta en obra.

– *Tercer intervalo*: desde el tesado de las armaduras pretesas hasta la introducción de la fuerza de postesado. Al inicio de este intervalo se introduce el momento debido al peso propio de la viga y se producen las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón, las cuales se tienen en cuenta de forma automática en la formulación desarrollada, ya que se trabaja con la sección homogeneizada y el acero se deforma solidariamente con el hormigón. Se inician, además, las pérdidas por retracción y fluencia y continúan las pérdidas por relajación, teniendo en cuenta que el acero no está bajo deformación constante sino variable.

– *Cuarto intervalo*: desde la aplicación del postesado hasta la colocación de la losa de compresión. Al inicio de este intervalo se producen pérdidas en las armaduras pretesas, por acortamiento elástico del hormigón debido al postesado. Sin embargo, esto no es así en las postesas, puesto que se considera que se tesan todas a la vez. En este intervalo hay un momento, que es el de la inyección de las vainas, a partir del cual se consideran las armaduras postesas adherentes. En caso de hormigonado de la losa en varias fases, este intervalo se subdivide en tantos subintervalos como fases (con un máximo de tres).

– *Quinto intervalo*: desde el hormigonado de la losa superior hasta la aparición de las cargas muertas. El peso propio de la losa se introduce al inicio del intervalo y aparecen paulatinamente los efectos de la retracción y fluencia en la losa.

– *Sexto intervalo*: desde la aparición de las cargas muertas hasta la realización de la prueba de carga.

– *Séptimo intervalo*: desde la prueba de carga hasta los 20.000 días.

En caso de no querer realizar la prueba de carga, el sexto intervalo va desde la introducción de las cargas muertas hasta los 20.000 días; y al final del intervalo se introducen las sobrecargas.

En cada instante, se evalúan las propiedades del hormigón de la viga y de la losa, de forma que las acciones exteriores actúan, en cada momento, sobre una sección actualizada, con unas propiedades mecánicas diferentes.

Se evalúan, además, las matrices de rigidez seccional que intervienen en la ecuación fundamental y que son la matriz seccional global, la matriz de la sección neta de hormigón de la viga y la matriz de la sección neta de hormigón de la losa.

También se obtienen los vectores de deformaciones iniciales en la viga y en la losa, para lo cual basta con conocer las deformaciones diferidas en las dos fibras extremas de viga y losa y, por consideraciones geométricas, deducir la curvatura y deformación de la fibra de referencia de cada plano.

El vector de esfuerzos incrementales en la sección en cada paso de tiempo, también se obtiene como suma de los esfuerzos exteriores que aparecen en cada instante, los esfuerzos debidos al pretensado y los esfuerzos debidos a la variación de tensión de la armadura activa, por relajación.

Así pues, del sistema de dos ecuaciones que plantea la ecuación fundamental se conocen todos los datos, excepto el vector de deformaciones de la sección, que se obtiene resolviendo el sistema. A partir de ahí se inicia el postproceso, para conocer el estado de tensiones y deformaciones en todas las fibras de hormigón y acero, es decir:

1.– A partir del vector incremento de

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

deformaciones, se obtiene en cada fibra el incremento de deformación total, mediante la ecuación de compatibilidad seccional.

2.– Mediante la ecuación constitutiva de cada material, se obtiene el incremento de tensión en la fibra considerada. Los valores totales de tensiones y deformaciones se obtienen superponiendo los de este paso de tiempo al total acumulado hasta el inicio del mismo.

Para el paso de tiempo considerado ya se conoce el estado tensodeformacional de la sección. El proceso continúa mediante un nuevo incremento de tiempo, durante el cual se producirán los fenómenos de fluencia, retracción y relajación del acero de pretensado. Para el cálculo de la deformación por fluencia se necesitará almacenar toda la historia tensional en las fibras de control, que, como se ha indicado en el apartado anterior, son sólo las fibras extremas de la viga y de la losa, y se aplicará el principio de superposición, resolviendo numéricamente la integral:

$$\varepsilon_c(t) = \sigma_c(t_0) \cdot \phi(t, t_0) + \int_{t_0}^{t} \phi(t, \tau) \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} d\tau$$

El incremento de deformación no mecánica para el intervalo, se obtiene restando los valores obtenidos al final y al inicio del mismo.

Las propiedades de los materiales se actualizarán, así como las cargas, repitiéndose el procedimiento hasta ahora descrito.

En cuanto a las pérdidas de pretensado, cabe tener en cuenta tres consideraciones:

– Las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón se tienen automáticamente en cuenta en el planteamiento realizado. En el caso de armaduras pretesas, la rigidez de la armadura activa se incluye en el cálculo de la rigidez seccional desde el momento del hormigonado y, por tanto, el acero de pretensado se deforma con el resto de la sección, por efecto de la transferencia de la fuerza de pretensado, variando su tensión. En el caso de armaduras postesas ésta solidarización se realiza a partir del momento de la inyección.

– La interacción entre fluencia y retracción a la hora de evaluar pérdidas diferidas, también se tiene automáticamente en cuenta al considerarlas ambas como componentes de la deformación no mecánica.

– También se tiene en cuenta el efecto de las deformaciones de fluencia y retracción del hormigón, en las pérdidas por relajación, al considerar ésta mediante el ya mencionado modelo de relajación del acero a deformación variable.

5. EVALUACION DE LA FLECHA DURANTE CONSTRUCCION, EN SERVICIO Y SIMULACION DE PRUEBAS DE CARGA

5.1. Formulación

El objeto de este cálculo es conocer, en función de la variable temporal, la configuración deformada de un puente biapoyado, constituido por una viga prefabricada y una losa superior de hormigón colocado in situ. A su vez, se plantea la simulación de apeos provisionales durante construcción, construcción evolutiva de la losa superior de hormigón in situ y pruebas de carga.

Esta deformada depende de todos los factores descritos en el análisis seccional,

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

como son la geometría, los materiales, el proceso constructivo, la historia de cargas y las condiciones medioambientales. Se aceptan, por tanto, las hipótesis realizadas en el apartado anterior.

Para conocer la deformada de todo el puente, se calcula la flecha en un cierto número de secciones de control de la viga (su situación resulta de dividir el alzado de la viga en un determinado número de partes iguales) y se efectúa una interpolación lineal de los puntos intermedios. La interpolación lineal es suficiente, porque el número de puntos base en relación a la longitud de la viga es alto.

A continuación se describe el proceso que hay que seguir.

- En primer lugar, se calculan las curvaturas, en cada paso de tiempo, en todas las secciones de control. Para ello, basta resolver la ecuación fundamental del apartado anterior, que relaciona esfuerzos con deformaciones seccionales, y obtener el vector de incremento de deformación de la viga. La segunda componente de este vector es, precisamente, el incremento de curvatura de la sección.

Se resuelve, tantas veces como instantes de medida se deseen, la ecuación fundamental para cada una de las secciones de estudio y se suman, sucesivamente, los incrementos de curvatura, para obtener la curvatura total en cada paso de tiempo.

- En segundo lugar, han de integrarse las curvaturas de todas las secciones, en cada instante de tiempo, para obtener las flechas. La formulación utilizada para ello es la siguiente:

$$C = \frac{y''}{(1 + y'^2)^{\frac{3}{2}}}$$

siendo:

C = Curvatura de la sección
y = Flecha del puente en la sección de control considerada
y' = Derivada de la flecha respecto a la coordenada x, (y'' es la segunda derivada).

Para resolver esta ecuación numéricamente y obtener las flechas, se ha linealizado la ecuación, despreciando el término y'^2, obteniéndose la siguiente expresión:

$$C \simeq y''$$

que se resuelve por integración numérica, utilizando el método de las diferencias finitas, según:

$$y'' \simeq \frac{y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}}{(\Delta x)^2}$$

Como condiciones de contorno impondremos que la flecha en los apoyos sea nula, obviando la deformación vertical que pueden tener los aparatos de apoyo elastoméricos del puente.

Con ello se obtiene una relación matricial:

$$\ddot{y}// = \frac{1}{(\Delta x)^2} * [D] * y$$

donde la matriz [D] es tridiagonal y simétrica, tomando la diagonal central el valor de -2 y las dos diagonales contiguas el valor de 1. Los vectores {y"} e {y} contienen, respectivamente, las curvaturas y las flechas de todas las secciones, excepto las de los apoyos del puente, en un instante dado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

El vector {y} se obtiene resolviendo el sistema de ecuaciones anterior, con lo cual ya se puede dibujar la deformada como una poligonal que une las flechas de las secciones de estudio.

El cálculo genérico de flechas en el tiempo, permite conocer la deformada del puente desde la construcción de la viga en el parque de prefabricación. Con el presente programa se puede abordar el estudio, entre otros, de los siguientes casos:

- Repercusión, en la evolución de la deformada, del hecho de apear la viga en su posición definitiva antes de colocar la losa de compresión.
- Evolución de la flecha al realizar una prueba de carga, con su ciclo de carga y descarga.
- Evolución en el tiempo de la rasante, en función de la variación longitudinal de espesores de la losa de compresión.
- Casuística derivada de la construcción de la losa de compresión de hormigón in situ en varias fases.

Para tratar la posibilidad del apeo, en el programa se introduce, como dato, el instante del desapeo. A partir de dicho instante se aplica el peso propio de la losa como acción exterior del puente, sin olvidar que, desde la colocación de la losa, ésta ya ha empezado a sufrir deformaciones por retracción y fluencia.

El hecho de que no se haya considerado el apeo como una condición de contorno añadida, como ocurre en la realidad, nos permite obviar cualquier consideración teórica acerca de la tipología estructural propia de ese sistema de apeo (cimbras u otros). Es decir, en lugar de aumentar los puntos de apoyo del puente, nos limitamos a no aplicar la carga debida al peso propio de la losa, hasta el instante en que realmente actúa sobre la viga apoyada en sus extremos (situación de servicio). Esta es una primera aproximación, ya que la fluencia generada por el pretensado durante el tiempo del apeo, hace que la viga siga deformándose, lo que implicaría una variación de esfuerzos y reacciones hiperestáticas no incluibles en este modelo. No obstante, de los resultados obtenidos se deduce que este efecto es despreciable.

5.2. Aplicaciones. Pruebas de carga

La realización de pruebas de carga en puentes de carretera o ferrocarril es preceptiva en el caso de obra nueva, siendo cada vez más frecuente también en puentes existentes, como instrumento de análisis en estudios de patología y, en general, para la evaluación de su rigidez y resistencia.

El programa permite simular el efecto de una prueba de carga a una cierta edad, aplicando un cierto número de acciones puntuales y/o distribuidas sobre el tablero. De este modo, se obtiene la flecha instantánea debida a la carga, su evolución durante el período de tiempo que dura la prueba y la evolución de la deformada a partir del instante de la descarga. Para ello, se suma al vector de esfuerzos de la ecuación fundamental, el valor de la carga introducida en el instante de la prueba, restándosele una vez terminada la misma. El modelo también facilita el valor de los esfuerzos que van produciéndose, permitiendo un posterior análisis. El modelo lineal de comportamiento del hormigón no permite, sin embargo, detectar las deformaciones remanentes bajo carga instantánea.

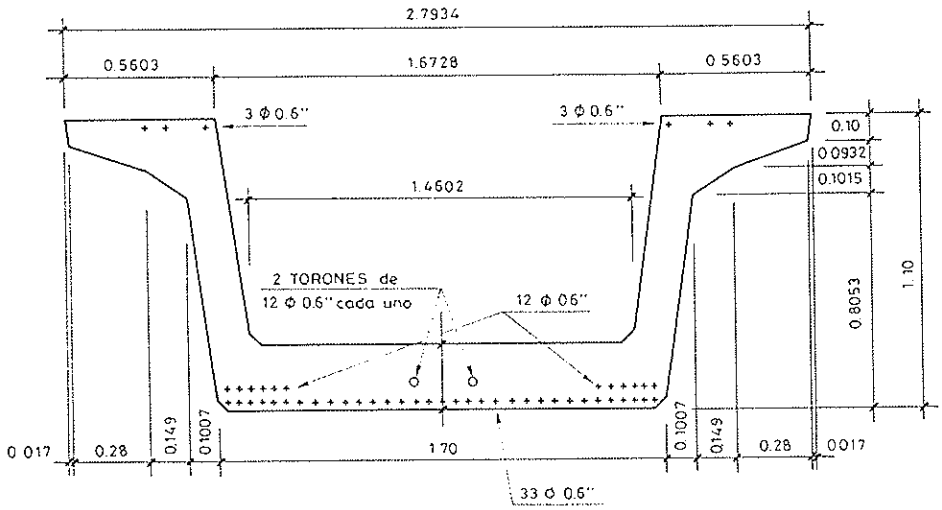
6. EJEMPLOS

6.1. Análisis en el tiempo de una sección de puente

En el presente ejemplo se muestra una aplicación del modelo descrito al estudio del estado tenso-deformacional en el tiempo de una sección de un puente real. Se trata de un puente recto, de 12,0 m. de anchura total y 29,78 m de luz, cuya sec-

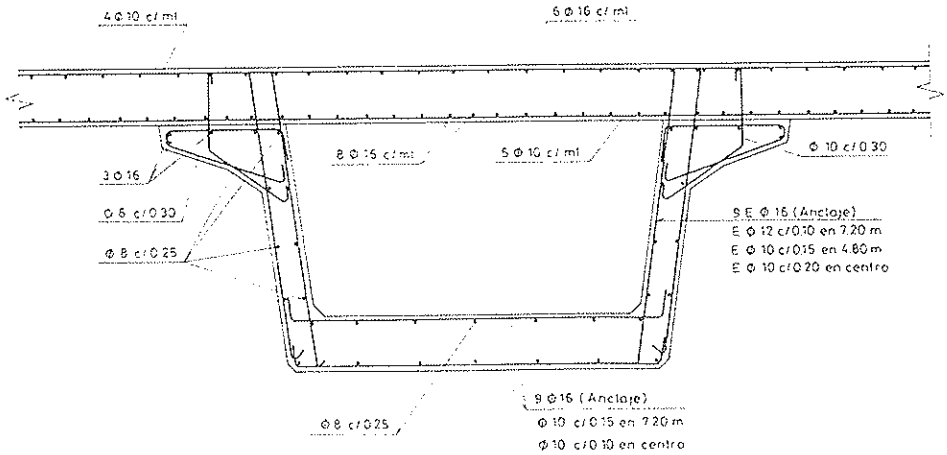
Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

ción transversal está constituida por tres vigas artesa, de 1,10 m de canto y 2,80 m de anchura superior, separadas 4,603 m entre ejes, unidas superiormente por una losa de compresión de 0,25 m de espesor. Se realiza el análisis seccional de la viga central, con la parte correspondiente de losa, de 4,603 m de ancho. Las vigas constan de armaduras pretesas y postesas en factoría. En las figuras 3 y 4 se observan las características geométricas y las armaduras activas y pasivas de la sección analizada. Los datos de definición del problema, habiendo tomado como eje de



DEFINICION GEOMETRICA Y ARMADURA ACTIVA

Fig. 3



ARMADURA PASIVA

Fig. 4

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

referencia para el cálculo de características mecánicas el centro de gravedad de la sección bruta de la viga, son los siguientes:

Características mecánicas y geométricas

Area de la viga	0,876688 m^2
Inercia	0,127913 m^4
Distancia del c.d.g. a fibra superior	0,664766 m
Distancia del c.d.g. a fibra inferior	–0,435234 m
Ancho de la losa	4,603 m
Canto de la losa	0,25 m
Perímetro de la viga	8,87 m
Area interior de la vaina	56,0 cm^2

Materiales

Hormigón de la viga	f_{ck} = 4.250 t/m^2
Hormigón de la losa	f_{ck} = 2.500 t/m^2
Acero pasivo	f_{yk} = 50.000 t/m^2
Acero pretensado	170.000/190.000 t/m^2
Tensión de tesado	140.000 t/m^2
Módulo elástico cordón pretensado	2 * 10^7 t/m^2
Relajación a las 1.000 horas	2%
Humedad relativa ambiental	60%

Armaduras pasivas

Capa superior losa	6 ϕ 16/ml = 55,5 cm^2; rec. = 3 cm
Capa inferior losa	8 ϕ 16/ml = 74,0 cm^2; rec. = 6 cm
Capa superior viga	7,414 cm^2; z = 0,56 m
Capa superior losa fondo viga	7,037 cm^2; z = –0,23 m
Capa inferior losa fondo viga	3,016 cm^2; z = –0,42 m

Armaduras activas

Tipo	Cordones	Posición
Pretesa superior viga	6 ϕ 0,6"	z = 0,6248 m
Pretesa intermedia viga	12 ϕ 0,6"	z = –0,3452 m
Pretesa inferior viga	33 ϕ 0,6"	z = –0,3952 m
Postesa viga	24 ϕ 0,6"	z = –0,3452 m

Tiempos característicos

Instante	Sin apeo	Con apeo	Losa en 2 fases
Hormigonado viga	1 día	1 día	1 día
Destesado armadura pretesa	3/6 días	6 días	6 días
Tesado armadura postesa	8 días	8 días	8 días
Inyección vaina	9 días	9 días	9 días
Hormigonado losa	60 días	60 días	60/75 días
Desapeo	–	75 días	–
Aparición carga permanente	90 días	90 días	90 días
Sobrecargas	20.000 días	20.000 días	20.000 días

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Momentos flectores

Peso propio viga	262,57 txm
Peso propio losa	318,94 txm
Cargas muertas	139,62 txm
Sobrecarga repartida	204,12 txm
Carro 60 t	188,29 txm

Como puede verse en el cuadro de tiempos característicos, se plantea el estudio de algunas opciones, de entre las muchas posibles, que difieren en el tiempo de transferencia del pretensado, en la consideración o no de apeo de la viga y en la construcción por fases de la losa. De esta forma se desea ilustrar las posibilidades del programa para realizar estudios paramétricos que permitan optimizar las dimensiones, armaduras, proceso de tesado u otros aspectos relativos al proyecto o construcción de puentes prefabricados.

En primer lugar, se analiza un caso que pudiera considerarse "standard" o de referencia, en el cual, tomando el origen de tiempos en el tesado de la armadura en bancada, se hormigona la viga al día siguiente; cinco días después (día 6) se transfiere el pretensado a la viga, y dos días más tarde (día 8) se efectúa el postesado de la misma, inyectándose la vaina al día siguiente (día 9). Una vez transportada la viga a obra y colocada en su posición sobre el puente, el día 60 se hormigona la losa de compresión en una sola fase, sin estar la viga apeada. Al cabo de un mes aproximadamente (día 90) se considera que actúan las cargas muertas (pavimento, aceras, barandillas, barreras, etc.). A partir de ahí, se deja pasar el tiempo, con el puente sometido a la actuación de las cargas permanentes, hasta los 20.000 días, en los que se aplican las sobrecargas. La historia de momentos supuesta en el cálculo se presenta en la figura 5.

Entre los resultados más significativos, cabe señalar la evolución de las tensiones y deformaciones en las fibras extremas de hormigón de la viga y de la losa, plasmadas en las figuras 6 y 7. La máxima relación tensión de compresión/resistencia del hormigón se produce, al postensar, en la fibra inferior de la sección de la viga, alcanzando las 1.973 t/m^2, que es el 59,8% de la resistencia del hormigón a los 8 días (3.296 t/m^2), valor que no supera el límite establecido para evitar la microfisuración del hormigón ($\sigma_{cj} < 0{,}6\ f_{cj}$). Por otra parte, esta relación tensión/resistencia disminuye rápi-

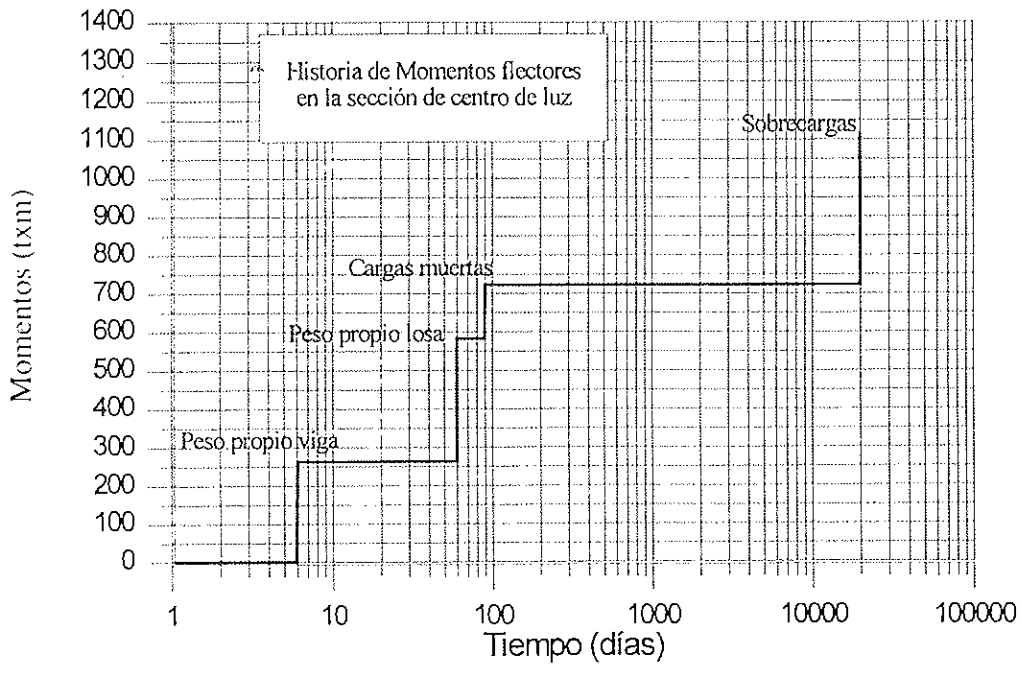


Fig. 5

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

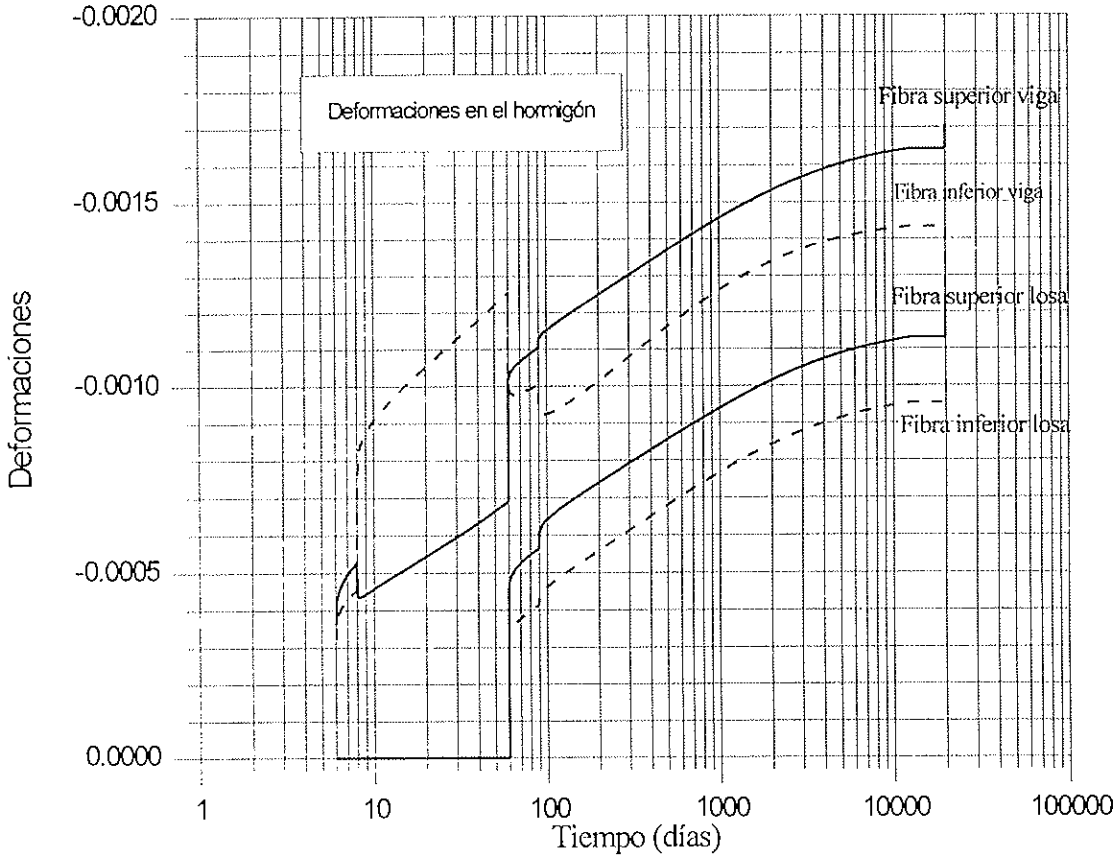


Fig. 6

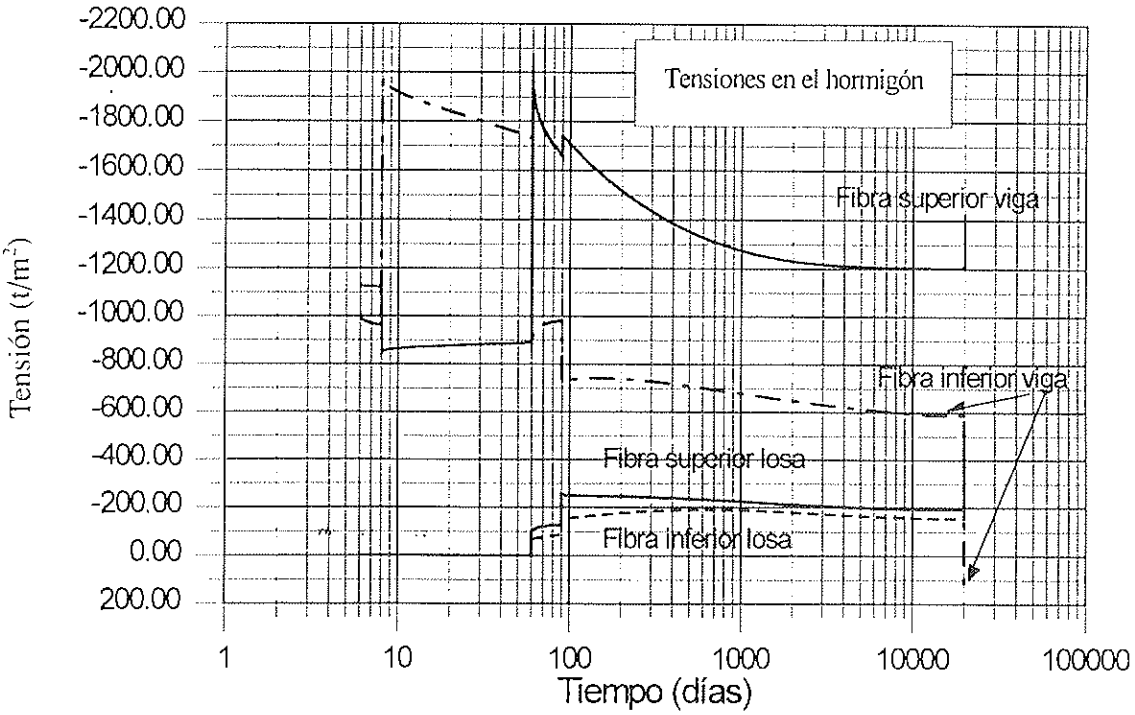


Fig. 7

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

damente a partir del instante de tesado, ya que las tensiones en el hormigón se relajan por fluencia, migrando hacia el acero, la resistencia del hormigón aumenta y el resto de cargas que actúan posteriormente traccionan dicha fibra. Así pues, no cabe esperar problemas de fluencia no lineal. La deformación máxima de compresión en el hormigón de la viga es de -0,0017 y se produce en la fibra superior.

La fibra superior se mantiene siempre comprimida a niveles de tensión aceptables. La fibra inferior también está comprimida bajo cargas permanentes, si bien se tracciona tras la aplicación de la sobrecarga a largo plazo. El valor de esta tracción es de 156 t/m^2, menor que la resistencia a tracción del hormigón con la estructura en servicio ($f_{ct,k}$ = 245 t/m^2).

El hormigón de la losa, según los resultados del programa, se ve ligeramente traccionado en las primeras edades, por la coacción que la viga y las armaduras ejercen al libre acortamiento por retracción del hormigón. En la realidad, las tracciones son mayores, pudiendo llegar a fisurar la losa, debido a la coacción adicional del encofrado de fondo, si bien este efecto no se tiene en cuenta en el programa. Poco después, van apareciendo paulatinamente tensiones de compresión en el hormigón de la losa, transferidas desde la viga, ya que la losa coacciona la deformación por fluencia de aquélla. La tensión máxima de compresión en la losa se produce al aplicar la sobrecarga y resulta ser de 562 t/m^2 en su fibra superior, siendo su deformación de -0,0016.

Las armaduras pretesas inferiores de la viga, cuya tensión inicial es de 140.000 t/m^2, quedan, a largo plazo, sin aplicar la sobrecarga, con una tensión de 105.411 t/m^2, lo que supone unas pérdidas totales (excluidas las debidas a la penetración de cuña, que son muy pequeñas por las longitudes usuales de las bancadas) del 24,7%. Las armaduras postesas, que también parten de 140.000 t/m^2, quedan con 118.689 t/m^2, lo que supone tan solo una pérdida del 15,2%. Las figuras 8 y 9 muestran las curvas tensión - tiempo en dichas armaduras.

Las armaduras pasivas de la viga, comprimidas al pretensar ésta, incrementan notablemente sus tensiones de compresión, como puede observarse en la figura 10, debido a que coartan las deformaciones de acortamiento por fluencia y retracción del hormigón, que les transfiere parte de sus

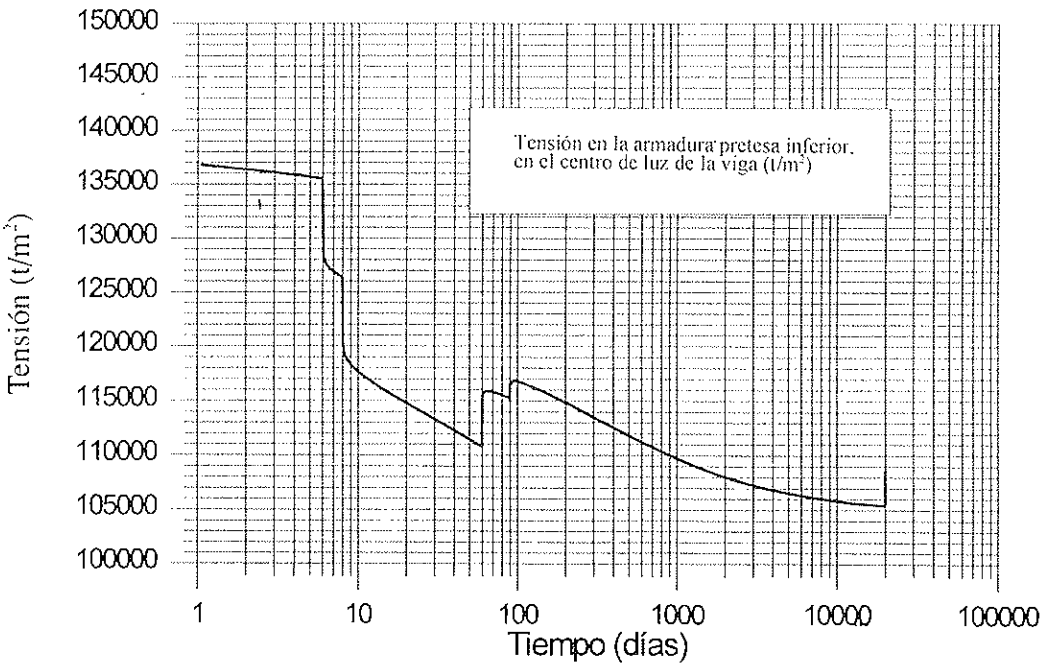


Fig. 8

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

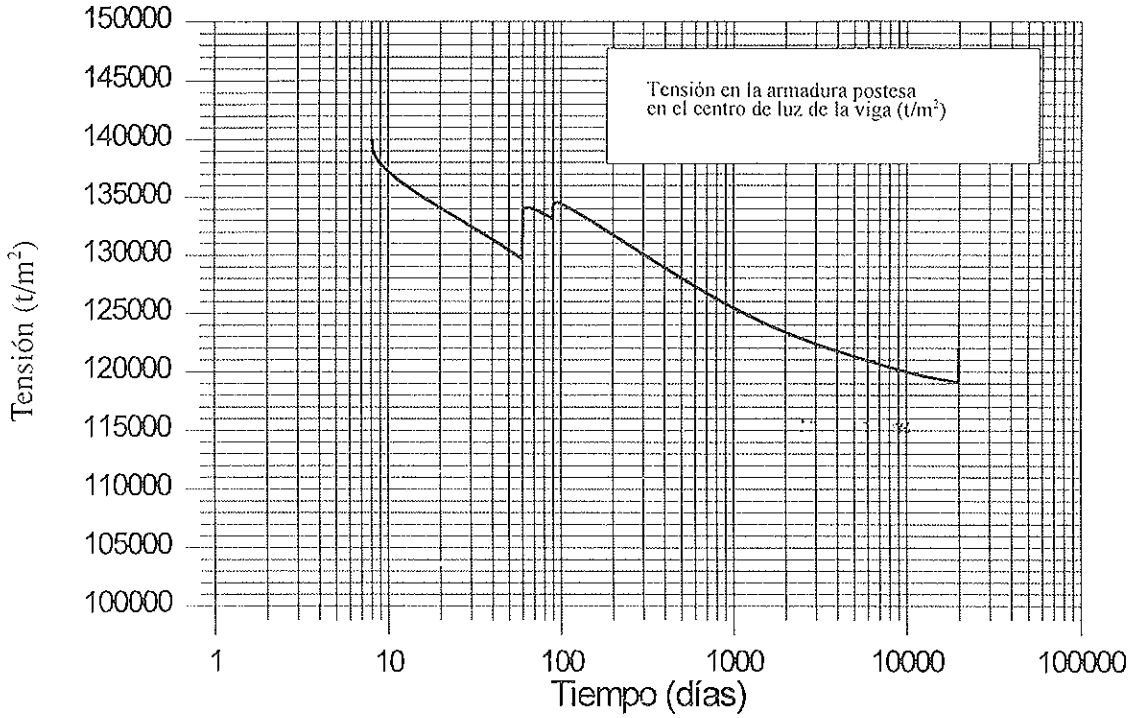


Fig. 9

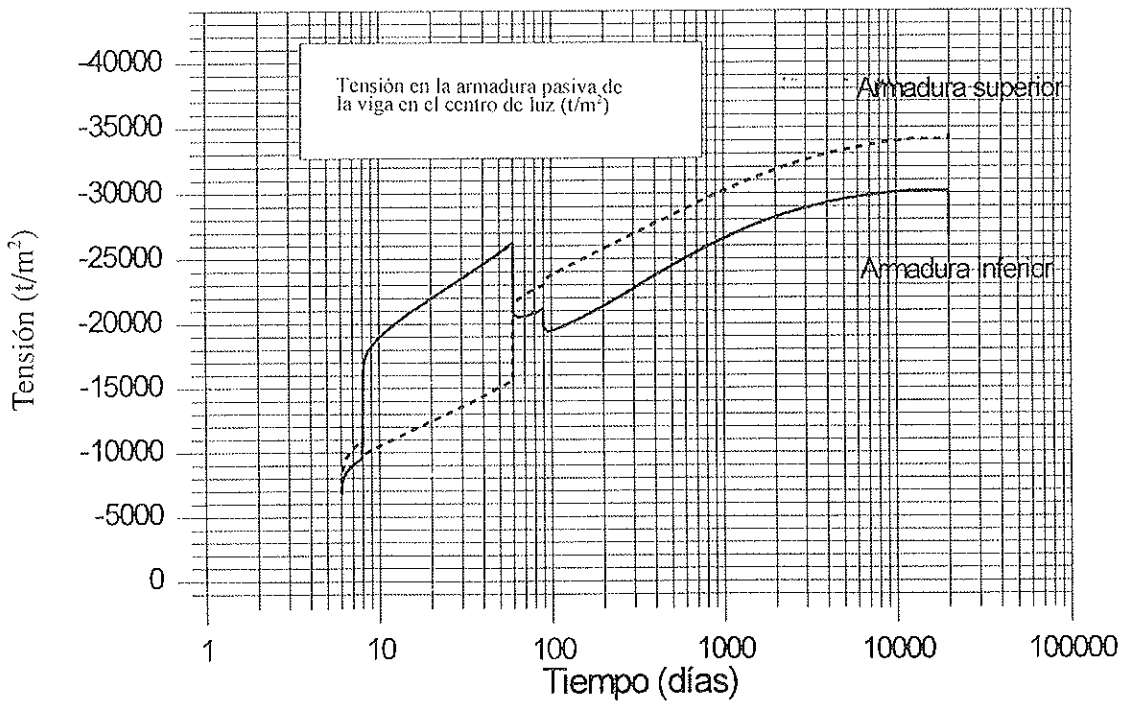


Fig. 10

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

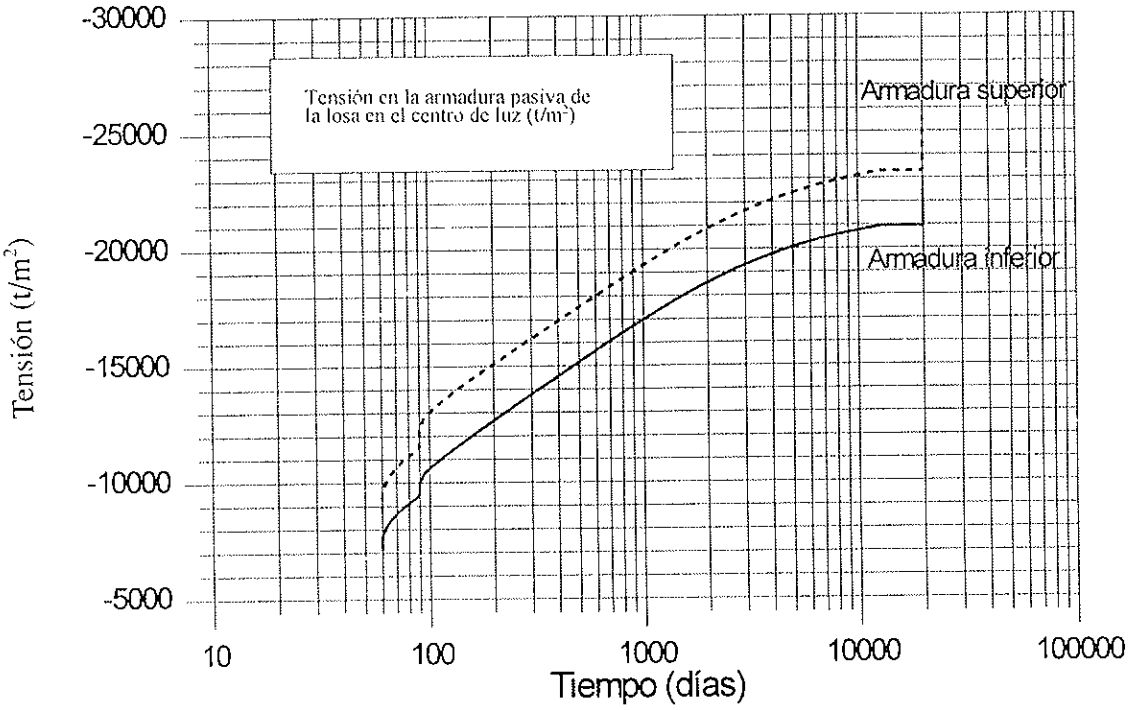


Fig. 11

tensiones. Así, la armadura pasiva superior de la viga pasa, de 23.242 t/m^2, justo después de aplicar las cargas muertas, a 37.746 t/m^2 a largo plazo, sin considerar la sobrecarga; y la inferior pasa, de 19.771 t/m^2 a 33.625 t/m^2. Tras aplicar la sobrecarga, éstas tensiones son de 38.298 t/m^2 y 30.069 t/m^2, en las armaduras superior e inferior, respectivamente.

En cuanto a las armaduras de la losa, éstas también se comprimen, tanto por efecto de las cargas exteriores como por las redistribuciones entre viga y losa, y en ésta entre hormigón y acero, como muestra la figura 11. Bajo la totalidad de las cargas permanentes, desde los 90 a los 20.000 días, la armadura superior pasa de 12.284 t/m^2 a 23.690 t/m^2, y la inferior de 9.993 t/m^2 a 21.320 t/m^2. Las tensiones máximas se producen en la capa superior, tras actuar la sobrecarga a largo plazo, siendo su valor de 25.730 t/m^2.

Además de este primer caso, se han estudiado otros tres, cuyas diferencias con el anterior se resumen a continuación:

CASO 2.–Transferencia del pretensado a los dos días de hormigonar (día 3) en lugar de al sexto día, manteniendo iguales el resto de parámetros.

CASO 3.–Viga apeada durante el hormigonado de la losa y desapeada el día 75; resto de parámetros iguales que en el caso de referencia.

CASO 4.–Losa construida en dos fases: el día 60 se construye la parte de losa entre almas (2,80 m de anchura) y el día 75 se hormigona el resto.

El cuadro adjunto muestra un resumen de los resultados obtenidos, a nivel de tensiones, en el hormigón y en las armaduras. Las unidades son t/m^2 y las tensiones de compresión se consideran negativas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Caso		Referencia		Transfer. día 3		Viga apeada		Losa en dos fases	
Armadura pretesa inferior (σ_{P0}=140.000)		105.411 (–24,7%)		103.100 (–26,4%)		104.592 (–25,3%)		105.134 (–24,9%)	
Armadura postesa (σ_{P0} = 140.000)		118.689 (–15,2%)		118.721 (–15,2%)		119.128 (–14,9%)		119.045 (–15,0%)	
Caso	Fibra	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
Hormigón viga	Sup.	–1.202	–1.416	–1.108	–1.322	–919	–1.136	–1.094	–1.296
	Inf.	–588	156	–563	175	–658	85,62	–616	124,4
Hormigón losa	Sup.	–192	–562	–199	–570	–237	–606	–146	–500
	Inf.	–154	–336	–172	–354	–176	–355	–117	–307
A. pasivas viga	Sup.	–34.099	–34.947	–37.746	–38.298	–29.553	–30.403	–32.881	–33.661
	Inf.	–30.169	–26.692	–33.625	–30.069	–31.636	–28.152	–30.558	–27.098
A. pasivas losa	Sup.	–23.295	–20.928	–23.690	–25.730	–16.759	–19.042	–21.545	–23.728
	Inf.	–25.575	–22.503	–21.320	–22.769	–15.372	–16.956	–14.100	–14.825

(1) Tensión a largo plazo, antes de aplicar la sobrecarga.
(2) Tensión a largo plazo, después de aplicar la sobrecarga

Los aspectos más destacados de estos resultados son los siguientes:

La transferencia del pretensado a muy temprana edad del hormigón, aumenta ligeramente las pérdidas de pretensado y moderadamente las tensiones de tracción en la fibra inferior de la viga a largo plazo (alrededor de un 12%, al pasar de 156 t/m^2 destesando a los 6 días, a 175 t/m^2 destesando a los 3 días). Las tensiones de compresión en el hormigón son algo menores, ya que a temprana edad la rigidez del hormigón es menor en relación a la de las armaduras, y éstas se cargan más al ser mayor la fluencia. Obsérvese que a largo plazo, sin actuar las sobrecargas, las armaduras superiores de la viga alcanzan una tensión de compresión de 37.746 t/m^2, que resulta un 10% mayor que en el caso de referencia. Tanto en el hormigón como en las armaduras de la losa, los efectos apenas son perceptibles. En general, se puede decir que exceptuando potenciales problemas de microfisuración o de fluencia no lineal por compresiones excesivas al pretensar, los efectos de la edad del hormigón al transferir son moderados.

La construcción de la losa estando la viga apeada tiene, por el contrario, efectos algo más notables en el hormigón, pues reduce las tensiones de compresión en la viga en un 25% y aumenta las de la losa en un 15%. También reduce en un 45% las tensiones de tracción en la viga, que pasan a ser de 85,6 t/m^2, y algo menos las tensiones de compresión en las armaduras pasivas superiores de la viga y de la losa (-8,5%). Este último efecto es debido a que se producen menos redistribuciones por fluencia entre viga y losa, ya que al cargar el peso de la losa sobre el conjunto viga-losa existe menos diferencia de tensiones entre ambas. Las pérdidas de pretensado apenas son perceptibles.

Por último, la construcción de la losa en dos etapas constituye una situación intermedia entre el caso apeado y el caso de referencia, aunque su influencia es también moderada. Por ejemplo, las tensiones de tracción y de compresión en la viga se situan en 124 t/m^2 y en 1.296 t/m^2, respectivamente.

En general, los resultados obtenidos resultan lógicos, aunque cabe destacar que sin una herramienta de cálculo como la aquí presentada, su obtención presentaría bastantes dificultades. Por el contrario, queda patente que la utilización sistemática de este modelo permite ajustar el dimensionamiento de la sección transversal de estos

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

puentes con relativa sencillez, ya que una vez analizado un caso, el resto se reduce a cambiar uno o varios valores paramétricos y analizar los resultados, lo que con la velocidad de los actuales ordenadores personales se obtienen en pocos segundos.

6.2. Cálculo de flechas en puentes reales

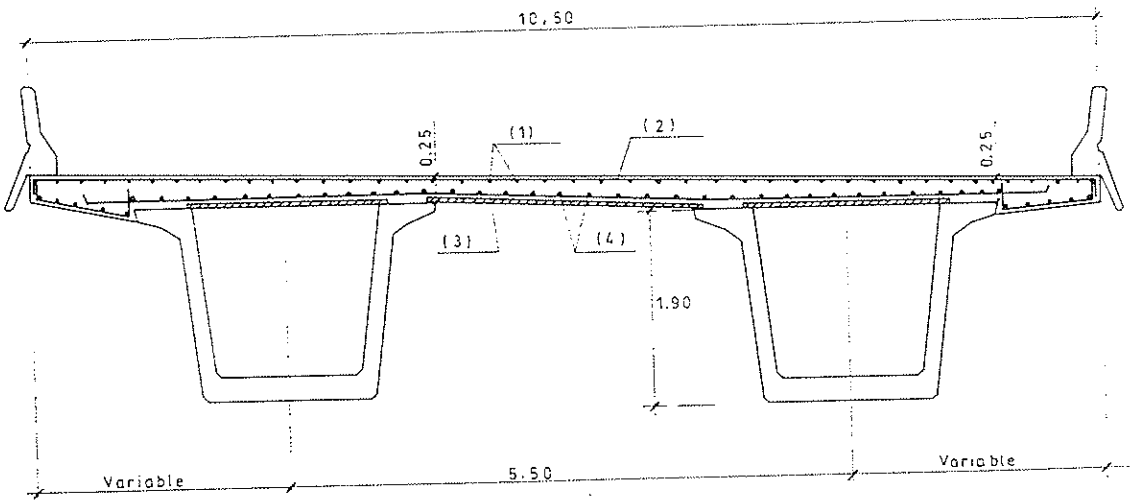
En este segundo ejemplo, basado en las características de un puente real construido en la variante de Girona, se evalúan aspectos de interés como son la evolución en el tiempo de las flechas del puente y la obtención de una geometría longitudinal óptima para la losa de compresión, tal que a largo plazo se obtenga, aproximadamente, una rasante cuasi-horizontal de la superficie de rodadura del puente.

La sección transversal está constituida por dos vigas artesa de hormigón pretensado, de 1,90 m de canto, separadas 5,00 m entre ejes, unidas superiormente por una losa de compresión de hormigón armado.

El puente consta longitudinalmente de cinco vanos cuyas longitudes oscilan entre los 35,20 y los 39,90 m. Se analiza una viga de 39,90 m de longitud, con la parte correspondiente de losa superior, de 5,00 m, de ancho, habiendo tomado como eje de referencia para el cálculo de características mecánicas el c.d.g. de la sección bruta de la viga. Las figuras 12, 13 y 14 muestran la geometría y las armaduras activas y pasivas del puente.

El puente se solicita, en primer lugar, por la carga de peso propio de la viga y de la losa, que se ha calculado con un peso específico del hormigón de 2,5 t/m^3. A continuación se introducirá una carga muerta correspondiente a 8 cm de asfalto, de 2,4 t/m^3 de peso específico, que supone una carga uniformemente distribuida de valor 0,96 t/m^2. Posteriormente, se considerarán actuando sobre el tablero las sobrecargas de uso. Los valores de las sobrecargas se han tomado como una carga puntual, centrada, de 60 toneladas, que representa el tren de cargas, y una carg distribuida de 0,4 t/m^2.

SECCION TRANSVERSAL



Variante de Gerona

Fig. 12

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

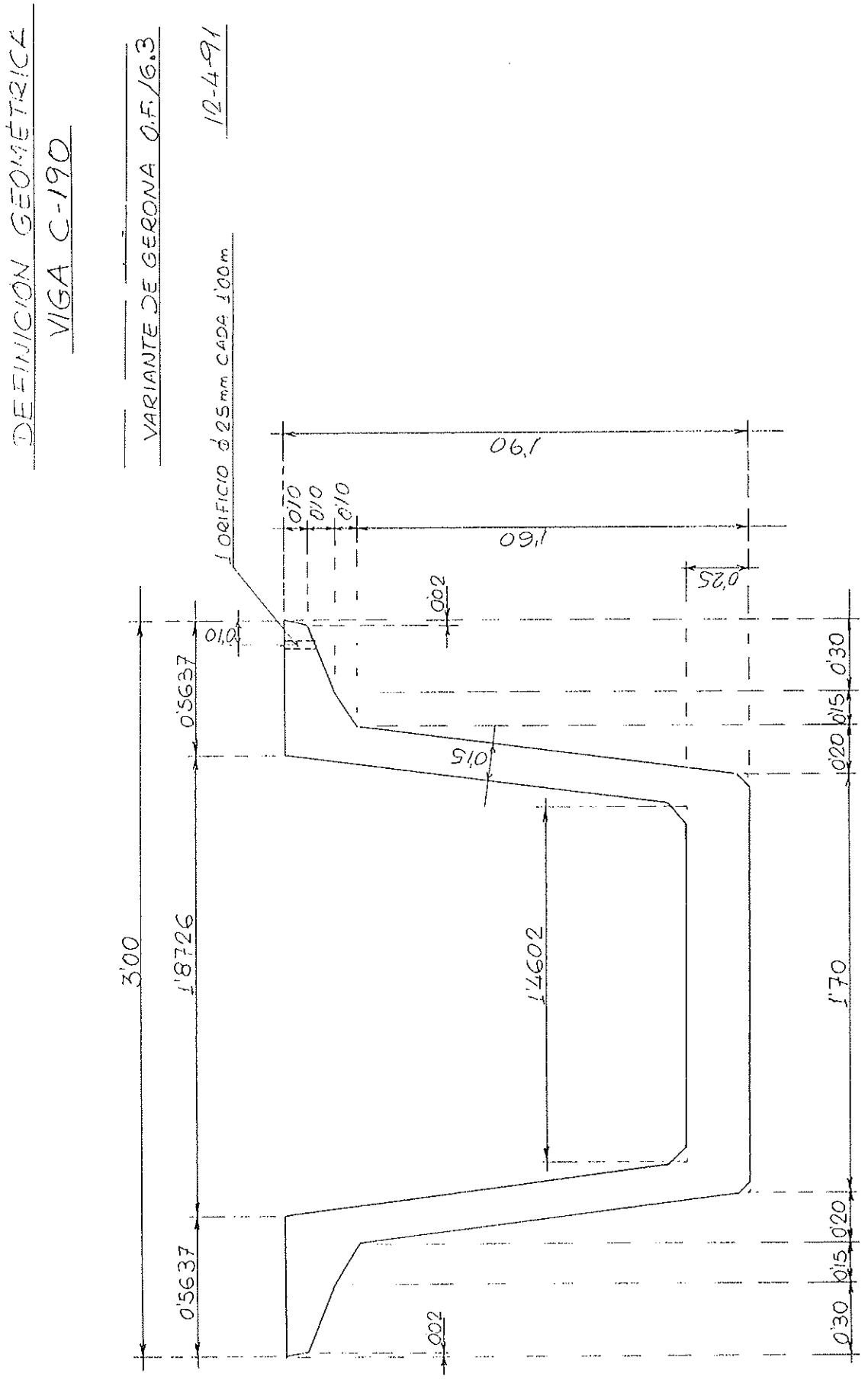
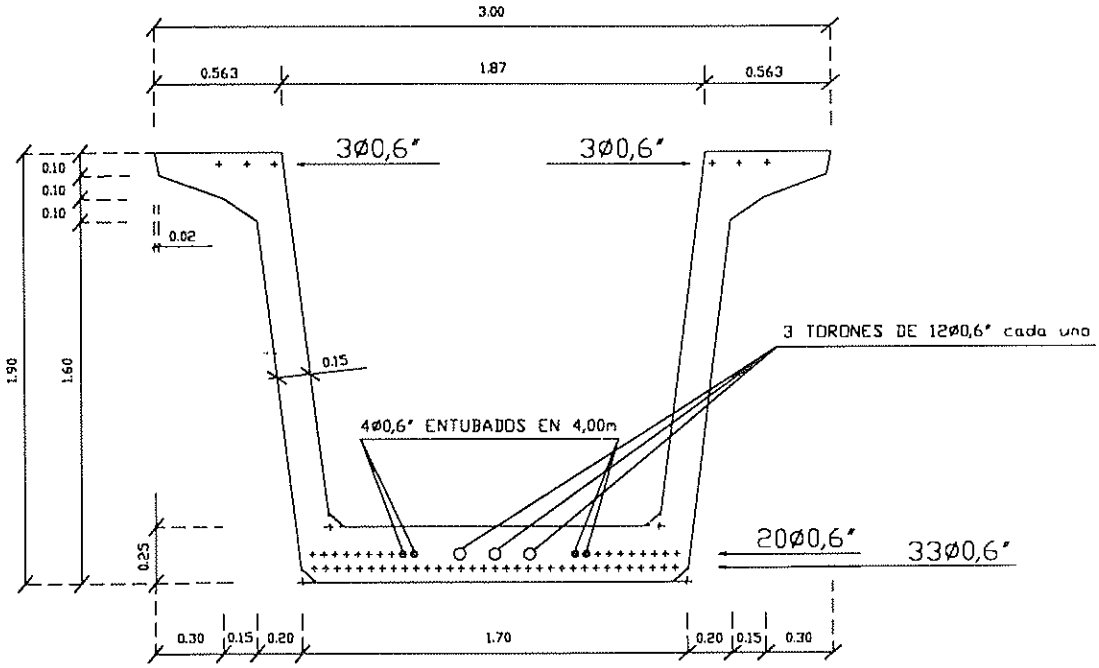


Fig. 13

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

DEFINICION GEOMETRICA Y ARMADURA ACTIVA



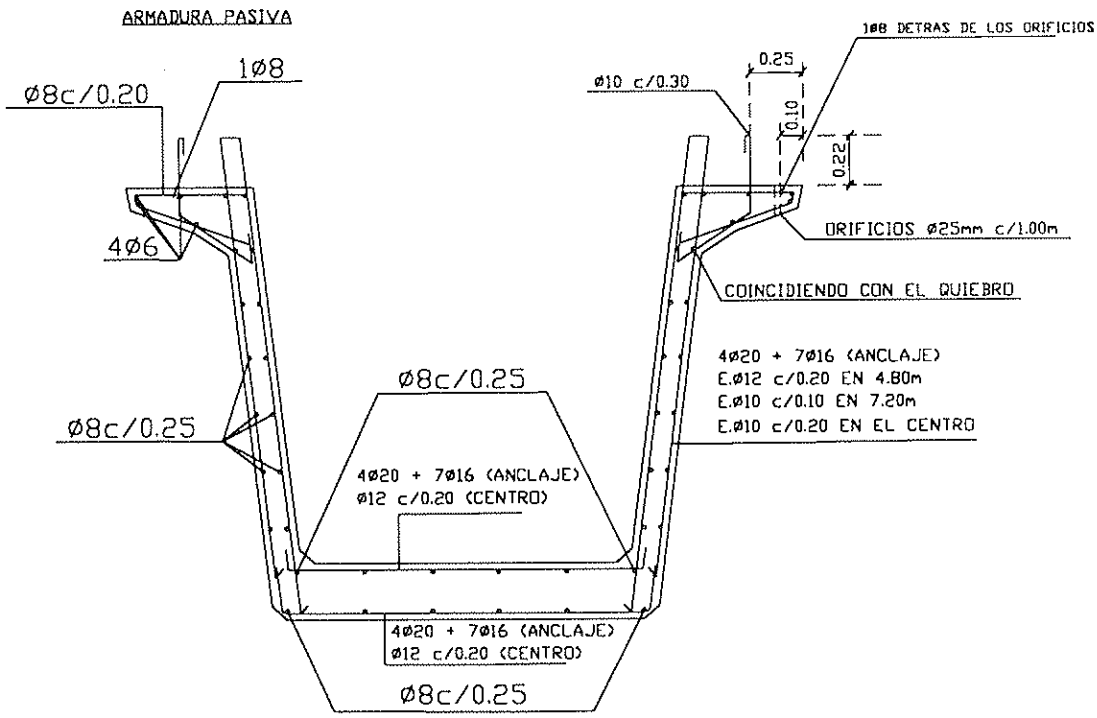


Fig.14

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Los datos de entrada del programa, extraídos de los planos del puente, son los siguientes:

Datos generales

Tramos con distinta geometría	2
Tramos con distinta armadura pasiva	1
Tramos con distinta armadura pretesa	2
Tramos con distinta armadura postesa	3
Longitud viga	39,9 m

Características mecánicas y geométricas

Coordenada inicial tramo	0,45 m
Coordenada final tramo	19,95 m
Area de la viga	1,17 m^2
Inercia	0,51 m^4
Distancia a fibra superior	1,10 m
Distancia a fibra inferior	–0,80 m
Ancho losa	5,00 m
Canto losa	0,25 m
Perímetro viga	6,12 m

Materiales

Hormigón de la viga	$f_{ck} = 4.250$ t/m^2
Hormigón de la losa	$f_{ck} = 2.500$ t/m^2
Acero pasivo	$f_{yk} = 51.000$ t/m^2
Acero pretensado	170.000/190.000 t/m^2
Tensión de tesado	14.000 t/m^2
Módulo elástico cordón pretensado	$2 * 10^7$ t/m^2
Relajación a las 1.000 horas	2%
Humedad relativa ambiental	60%

Armaduras pasivas

Losa. Malla superior	6 ϕ 16/ml ; z = 0,080 m
Losa. Malla inferior	8 ϕ 16/ml ; z = –0,065 m
Capa superior viga	0,00053 m^2; z = 1,000 m
Capa superior forjado inferior viga	0,00113 m^2; z = 0,125 m
Capa inferior forjado inferior viga	0,00068 m^2; z = –0,675 m

Armaduras pretesas

	Tramo 1	Tramo 2	
Coordenada inicial	0,00 m	4,00 m	
Coordenada final	4,00 m	19,95 m	
Superior viga	6 ϕ 0,6"	6 ϕ 0,6"	z = 1,06 m
Intermedia viga	16 ϕ 0,6"	20 ϕ 0,6"	z = –0,71 m
Inferior viga	33 ϕ 0,6"	33 ϕ 0,6"	z = –0,76 m

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Armaduras postesas

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	
Coordenada inicial	0,00 m	5,50 m	9,50 m	
Coordenada final	5,00 m	9,50 m	19,95 m	
Inferior viga	0	24 ϕ 0,6"	33 ϕ 0,6"	z = –0,71 m

Tiempos característicos

Instante	Caso sin apeo	Caso con apeo	Losa en dos fases	Análisis rasantes
Hormigonado viga	1 día	1 día	1 día	1 día
Destesado armadura pretesa	5 días	5 días	5 días	5 días
Tesado armadura postesa	8 días	8 días	8 días	8 días
Inyección vaina	9 días	9 días	9 días	9 días
Hormigonado losa	60 días	60 días	60/75 días	60 días
Desapeo	–	75 días	–	–
Aparición carga permanente	90 días	90 días	90 días	90 días
Sobrecargas	20.000 días	20.000 días	20.000 días	20.000 días

Cargas

Carga muerta	0,96 t/m^2
Sobrecarga puntual	60,00 t en centro luz
Sobrecarga distribuida	2,00 t/m

Se han realizado dos tipos de análisis para el ejemplo. El primero de ellos consiste en ver la influencia de la evolución del esquema estático longitudinal (en el caso de existencia o no de apeos provisionales) o transversal (en el caso de la construcción de la losa de compresión en varias fases con el objeto de aprovechar la rigidez de la misma para el autosoporte parcial de su peso propio) en la flecha, en la sección central.

En la figura 15 se puede apreciar la influencia de los mencionados parámetros en la flecha de la viga. Se observan claramente los efectos favorables del apeo y, en menor medida, de la construcción de la losa por fases. En todo momento a lo largo de la vida útil del puente se produce contraflecha, siendo el valor máximo de la misma de 9,6 cm, en el instante previo al hormigonado de la losa. En valor absoluto, la reducción de flecha provocada por el apeo de la viga durante la construcción de la losa, se mantiene a largo plazo respecto al caso no apeado.

El segundo análisis consiste en la búsqueda de una rasante a largo plazo cuasihorizontal. Esta circunstancia tiene interés en términos de obtener confort para el paso de vehículos, reducir problemas de mantenimiento de las juntas y similares. En este caso, como en el anterior ejemplo, se ha supuesto que la aplicación de las sobrecargas se produce a tiempo infinito (representado en el programa por el valor t=20.000 días).

El problema se resuelve en dos tanteos, disponiendo sucesivas geometrías longitudinales para la losa de compresión, de forma que el espesor de la misma en la sección central sea ligeramente distinto (menor en este caso particular) al de la sección de apoyo de la viga. Evolucionando en cada caso en el sentido que aconseja el resultado del tanteo anterior, se llega a

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

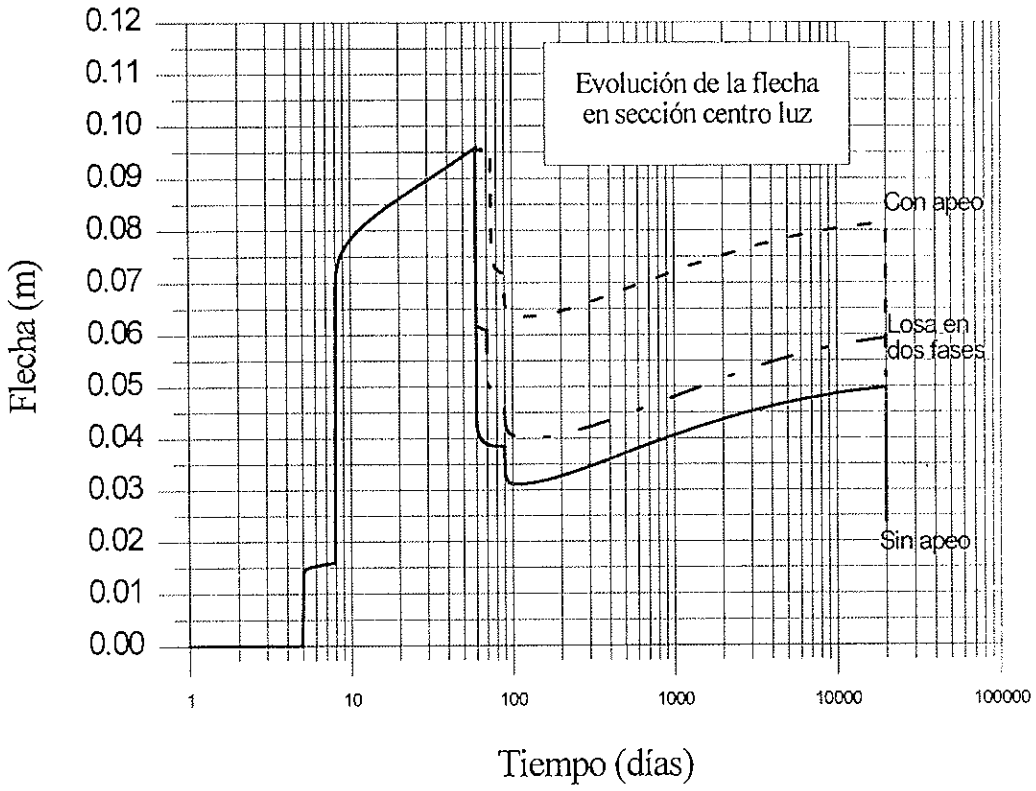


Fig.15

determinar la forma inicial óptima de la losa de compresión, así como la rasante resultante a largo plazo (que puede entonces darse por prácticamente horizontal).

Los resultados obtenidos en este caso en las sucesivas aproximaciones realizadas, pueden observarse en las figuras 16, 17 y 18. La primera de ellas corresponde al caso de hormigonar una losa de 25 cm de espesor constante. En el segundo caso, la losa tiene 30 cm en estribos y 25 en centro de vano, y el tercer caso es igual al segundo pero con 29 cm de espesor en estribos. Las rasantes representadas corresponden a los instantes siguientes: previo al hormigonado de la losa (59 días), previo a la aplicación de la carga muerta (89 días), tras la aplicación de la carga muerta (90 días) y a largo plazo (20.000 días, sin sobrecarga). Se observa que el resultado mejor de los tres, entendido como aquél que a largo plazo presenta una rasante prácticamente horizontal, es el tercero, que mejora ligeramente el segundo.

7. RESUMEN, CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

Se ha presentado un modelo capaz de calcular la evolución en el tiempo del estado de tensiones y deformaciones en el hormigón, en las armaduras activas y en las armaduras pasivas, de secciones de puentes constituidos por vigas prefabricadas de hormigón pretensado y losa de compresión de hormigón armado ejecutada "in situ".

A partir de la integración de las curvaturas proporcionadas por el análisis de las secciones de control previamente definidas a lo largo del puente, puede obtenerse la deformada y, como consecuencia, el estado de la rasante del puente a corto y largo plazo.

El modelo permite simular la realización de una prueba de carga, así como considerar diversas opciones constructivas, como

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

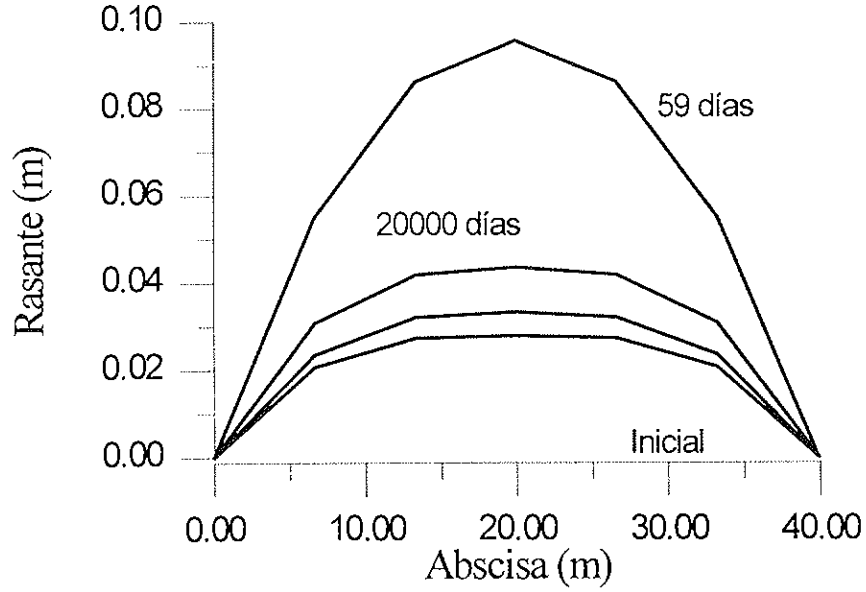


Fig. 16

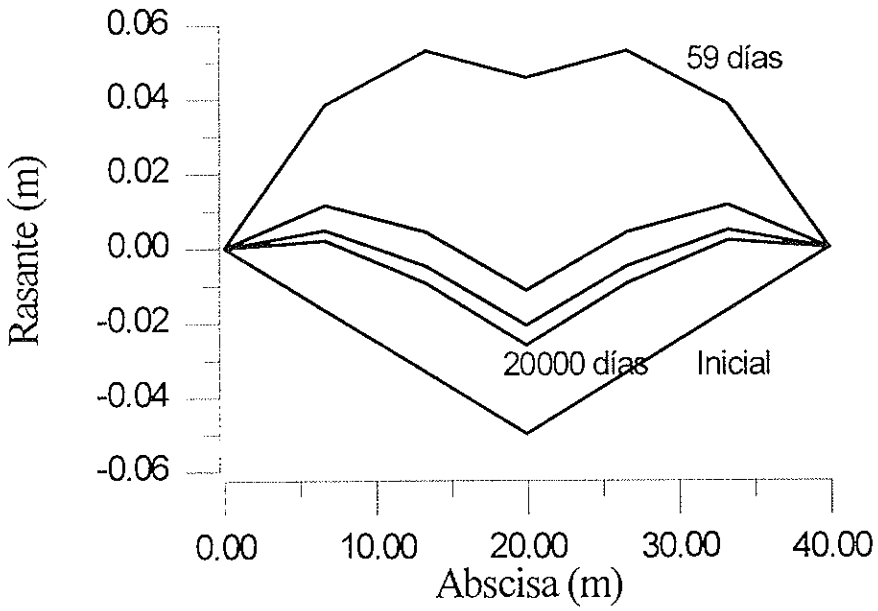


Fig.17

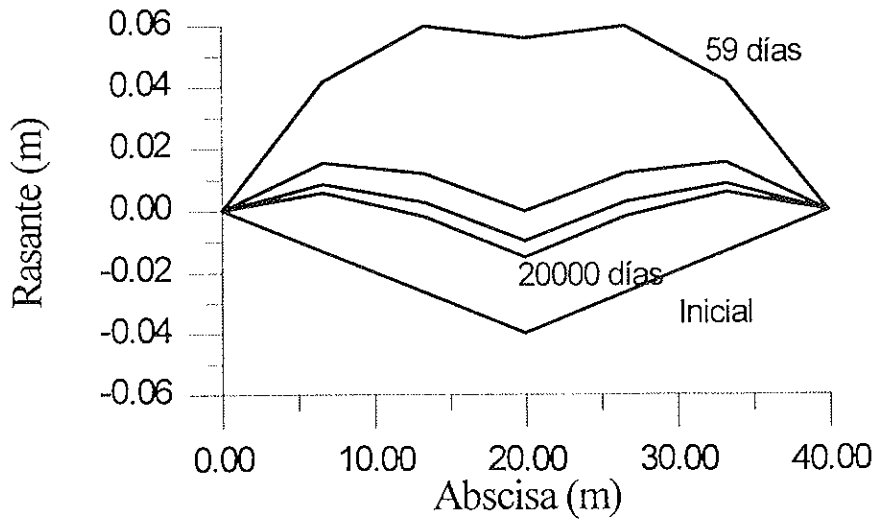


Fig. 18

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

el apeo provisional de la viga durante el hormigonado de la losa, o la construcción de ésta en varias fases.

El modelo presentado, basado en las hipótesis usuales de la resistencia de materiales, en el comportamiento reológico experimentalmente observado del hormigón y del acero, y en los principios de la viscoelasticidad lineal, se ha implementado en un programa de cálculo de fácil utilización en ordenadores personales, constituyendo así una potente herramienta para conocer con rigor, dentro de las limitaciones de las hipótesis y datos de partida, el comportamiento en servicio del puente analizado.

Todo ello tiene como aplicación inmediata la posibilidad de optimizar las dimensiones de la viga y de la losa, las cuantías de armaduras activas y pasivas, y el proceso de ejecución, asegurando el correcto comportamiento estructural y la comodidad del usuario.

Se han analizado dos ejemplos, para mostrar la aplicación del programa al estudio de casos reales y frecuentes, en los que las formulaciones simplificadas difícilmente pueden obtener resultados ajustados.

El primer ejemplo ha consistido en el análisis de una sección constituida por una viga artesa, con armaduras pretesas y postesas, y una losa superior de hormigón armado, en el que además de presentar resultados detallados de un caso "estandard", se ha estudiado la influencia del instante de transferencia del pretensado y de la forma de construcción de la losa (apeada o en dos fases) en el estado tensional de los materiales.

En el segundo ejemplo se ha analizado un puente de la misma tipología, aunque centrándose en el cálculo de la deformada. Se ha estudiado el efecto de disponer espesores distintos de losa en centro luz y en apoyos, sobre la rasante final del puente. También se han estudiado los efectos de la construcción de la losa por fases o con la viga apeada.

Las conclusiones más significativas, para estos ejemplos en concreto, han sido:

- Se han constatado importantes redistribuciones de tensiones entre viga y losa y entre hormigón y acero, fruto de la fluencia y retracción del hormigón y de la relajación del acero de pretensar. En general, las armaduras pasivas absorben tensiones de compresión importantes, que llegan a alcanzar las 35.000 t/m^2 en la viga y las 25.000 t/m^2 en la losa.

- El instante de transferencia del pretensado al hormigón, dentro de los plazos usuales, (que oscilan entre 2 y 10 días), y excluyendo potenciales problemas de microfisuración o fluencia no lineal por compresiones excesivas en el hormigón a tempranas edades, afecta moderadamente al estado final de tensiones en el hormigón y el acero. Las tracciones finales sólo se incrementan en un 12% si se transfiere a la edad de 2 días en lugar de a los 5 días, y las pérdidas de pretensado solo aumentan un 2%.

- El apeo de la viga durante el hormigonado de la losa resulta muy efectivo de cara a reducir las tensiones en la viga (se ha observado hasta un 45% de reducción en las tensiones de tracción). Igualmente, reduce considerablemente la flecha instantánea debida al peso de la losa, y la flecha a largo plazo. Ello es debido a la colaboración de la losa a resistir su propio peso y a coaccionar, desde el instante mismo del desapeo, el incremento de deformación por fluencia de la viga.

- La construcción de la losa en dos faes produce unos resultados intermedios entre los casos sin y con apeo, y puede ser de interés en puentes monoviga, con considerables luces y vuelos laterales de la losa.

- De cara a obtener una rasante horizontal de la superficie de rodadura a corto y largo plazo, resulta más apropiado colocar losas superiores con mayores espesores en las secciones de apoyo que en la sección centro luz.

En cuanto a futuros trabajos, limitándo-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

nos al campo restringido por las hipótesis del método de cálculo, cabe mencionar algunas posibilidades de mejora del modelo analítico, pero siempre desde la perspectiva de su utilización, conjugando los avances conceptuales con su facilidad de uso. Entre éstas se plantean:

- La implementación de modelos reológicos más completos, recientemente desarrollados, como aquéllos que reproduzcan mejor el comportamiento del hormigón cargado a tempranas edades o propios del hormigón de alta resistencia, incorporando humo de sílice.

- Incorporación de la interacción entre la temperatura ambiental y el desarrollo de las propiedades mecánicas del hormigón, de las deformaciones por fluencia y retracción y de las pérdidas por relajación, así como los efectos del curado al vapor.

Por otra parte, disponer de este modelo abre una amplia perspectiva de estudios paramétricos que permitan contrastar y adaptar formulaciones simplificadas. Por otra parte, pueden construirse algoritmos de optimización que utilicen el modelo como una herramienta de trabajo con el fin de obtener, de forma directa, valores tales como cuantías de armadura pasiva, definición geométrica de las secciones, cuantías de pretensado u otros, para cada tipología de puente.

Por último, es deseable contrastar los resultados del modelo con resultados experimentales disponibles de puentes reales, o con estudios experimentales en condiciones de laboratorio, aspecto que está llevándose a cabo, en la actualidad, por los autores.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo, iniciado a raíz de un convenio de colaboración establecido entre la empresa de prefabricación ALVISA y la Universidad Politecnica de Cataluña, tuvo su continuidad a través del desarrollo de una Tesina de Especialidad en la ETSECCPB y actualmente está siendo completado como parte del proyecto de Investigación PB93-0954 financiado por la Dirección General de Investigación Científica y Técnica del Ministerio de Educación y Ciencia, en el que participan, además de los autores, D. Manuel Valdés, Ingeniero Civil y D. Paulo J. Cruz, Dr. Ingeniero de Caminos.

Los autores del presente artículo desean expresar su agradecimiento a ALVISA por las información proporcionada sobre los procesos de fabricación de las vigas y de construcción de este tipo de puentes, así como sobre los datos relativos a los ejemplos presentados, y a D. Luis Albajar, Consejero Delegado de ALVISA y Profesor Titular de la ETS de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid, por sus siempre acertados comentarios y oportunas sugerencias sobre los modelos reológicos de los materiales.

También a Dña. Teresa Mòdol, Ingeniera de Caminos, autora de la citada Tesina de Especialidad en la ETSECCPB que sirvió de base para el desarrollo del modelo a nivel estructural, por la calidad de su trabajo y por su intensa dedicación.

Asimismo, a la empresa de control de calidad COTCA, S.A., por las facilidades ofrecidas en todo momento al segundo autor, para la redacción de este artículo.

REFERENCIAS

1.– Leonhardt, F. *"Hormigón Pretensado. Proyecto y Construcción"*, Ed. IETCC-CSIC, Madrid, 1967.

2.– Bazant, Z. P. *"Creep and Shrinkage in Concrete Structures"*, Editado por Z. P. Bazant y R. H. Wittmann, 1982.

3.– Gilbert, R. *"Time Effects in Concrete Structures"*. Elsevier, 1991.

4.– Favre, R., Ghali, A. *"Concrete Structures. Stresses and Deformations"*, 2ª edición), edit. E&FN SPON, 1994.

5.– Murcia J. *"Estudio analítico de las deformaciones en el tiempo, de estructuras*

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

de hormigón armado y pretensado, por retracción y fluencia". Monografía del IETCC núm. 363, 1980.

6.– Comité Euro International du Béton (CEB). *"Structural effects of Time Dependent Behaviour of Concrete"*, Bulletin d'Information n° 215, Marzo, 1993.

7.– Comisión Permanente del Hormigón, *"EP-93. Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado"*, Min. de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, 1993.

8.– Comisión de las Comunidades Europeas, *"Eurocódigo EC-2. Proyecto de Estructuras de Hormigón"*. 1989.

9.– Comité Euro International du Béton. *"CEB-FIP Model Code 1990"*, Bulletin d'Information n° 213/214, Laussanne, Mayo de 1993.

10.– Pérez Caldentey, A. *"Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental"*, Tesis Doctoral (Dir. H. Corres), ETSICCP-Universidad Politécnica de Madrid, 1996.

11.– Tadros, M. K., Ghali, A., Dilger, W. *"Time Dependent Analysis of Composite Frames"*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103 N° ST4, Abril, 1977.

12.– Kang, Y. J., *"Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Frames"*, Tesis Doctoral. (Dir. AC Scordelis), Univ. of California, Berkeley, Enero, 1977.

13.– Marí, A. R., *"Nonlinear geometric, Material and Time Dependent Analysis of Three Dimensional Reinforced and Prestressed Concrete Frames"*, UC-SESM Report núm. 84-12, Univ. of California, Berkeley, Junio, 1984.

14.– Carol, I. *"Modelos de análisis no lineal en el tiempo de estructuras reticulares de hormigón. Revisión integrada y propuesta de un modelo global para material y estructura"*, Tesis Doctoral (Dir. J. Murcia), ETSICCPB, Univ. Politécnica de Barcelona, 1985.

15.– Van Zyl, S. F. *"Analysis of Curved Segmentally Erected Prestressed Concrete Box Girder Bridges"*, Tesis Doctoral, (Dir. AC Scordelis), Univ. of California, Berkeley, 1978.

16.– Ketchum, M., *"Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges"*, Report núm. UCB-SESM-86-07, Univ. of California, Berkeley, 1986.

17.– Millanes, F. *"Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tensodeformacional de tableros de puentes construidos de forma evolutiva"*, Hormigón y Acero n° 156, 1985.

18.– Ghali, A. y Elbadry M. M. *"User's Manual and Computer Program CPF: Cracked Plane Frames in Prestressed Concrete"*, Department of Civil Engineering, The University of Calgary, Research Report N° CE85-2, Calgary, Alberta, Canadá.

19.– Abbas, F. and Scordelis, C., *"Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Segmentally Erected Three Dimensional Cable Stayed Bridges"*, Report UCB-SESM-93-09, Univ. of California, Berkeley, 1993.

20.– Cruz, P. "Un modelo para el análisis no lineal y diferido de estructuras de hormigón y acero construidas evolutivamente", Tesis Doctoral (Dir. A. R. Marí), Univ. Politécnica de Catalunya, Barcelona, 1996.

21.– Abdel Karim, A. M., Tadros, M. K. *"Design and Construction of Spliced I Girder Bridges"*, PCI Journal, Agosto, 1982.

22.– Marí, A. R. *"Estudio de las pérdidas de pretensado en vigas isostáticas de hormigón con armaduras pretesas y postesas y losa de compresión, construidas evolutivamente"*. Informe del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC, elaborado para ALVISA, Barcelona, Octubre de 1990.

23.– Módol, T., *"Análisis en el tiempo de puentes isostáticos compuestos por vigas prefabricadas de hormigón pretensado y losa superior construida in situ"*. Tesina de especialidad (Dir. A. R. Marí), ETSICCPB, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1992.

24.–Magura, D. D., Sozen, M. A. y Siess, C. P., *"A Study of Stress Relaxation in Prestressing Reinforcement"*, PCI Journal, vol. 9, n° 2, Abril 1964.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

RESUMEN

La verificación del estado tenso-deformacional en servicio, base del dimensionamiento de estructuras de hormigón pretensado, resulta especialmente complejo en puentes compuestos por vigas prefabricadas y losa de hormigón armado construida in situ, por las considerables redistribuciones de tensiones entre losa y viga y entre hormigón y acero a lo largo del tiempo, debidas a la diferencia de comportamiento reológico de estos materiales y a la construcción evolutiva propia de este tipo de estructuras, incluso tratándose de puentes isostáticos. De cara a satisfacer los estados límites de servicio resulta, por tanto, de gran interés, la utilización de modelos numéricos que reproduzcan con rigor los fenómenos antes mencionados.

En este artículo se presenta un modelo de análisis estructural en el tiempo, basado en los principios de la viscoelasticidad lineal, capaz de predecir, durante la construcción y en servicio, el estado de tensiones y deformaciones en el hormigón y en las armaduras activas y pasivas así como la deformada de este tipo de puentes, permitiendo también simular la realización de una prueba de carga, el apeo provisional de la viga durante el hormigonado de la losa, o la construcción de ésta en varias fases.

El modelo se ha implementado en un programa de cálculo, de fácil utilización en ordenadores personales, que permite, mediante utilización sistemática, optimizar las dimensiones de la sección transversal, las cuantías de armaduras activas y pasivas y el proceso de ejecución, asegurando el correcto comportamiento estructural y la comodidad del usuario.

Se han analizado dos ejemplos para mostrar la aplicación del programa al estudio de puentes reales y de frecuente construcción. Los resultados obtenidos han permitido cuantificar los valores de las tensiones, deformaciones y flechas, durante construcción y en servicio, evaluar la influencia en aquéllas de algunas variables de diseño y construcción, constatar la importancia de las redistribuciones de tensiones fruto de la fluencia, retracción y relajación y evidenciar las dificultades de las formulaciones simplificadas para predecir el comportamiento estructural en el tiempo de este tipo de estructuras.

SUMMARY

The verification of stresses, strains and deflections along the structural service life, which is the basis of the design of prestressed concrete structures, becomes specially complex when dealing with bridges composed by precast prestressed concrete beams and a cast in place reinforced concrete slab. This is due to the time dependent stresses redistributions produced by the materials rheology and by segmental construction, even in statically determinate bridge structures. Thus, in order to satisfy the serviceability limit states, the use of numerican models capable to simulate the above mentioned effects results of great interest.

In this paper, a structural time dependent analysis model, based on the principles of linear viscoelasticity, capable to accurately simulate the state of stresses, strains and deflections during the construction stage and along the structure service life is presented. The model allows also to simulate load tests, the effects of temporary shoring of the beam and the segmental construction of the slab

The model has been implemented in a computer program adapted to personal computers, allowing, by means of systematic use, to optimize the cross section dimensions, the amount of prestressing and mild reinforcements and the construction process.

Two examples are presented to show the aplicability of the program to analyze real simply supported composite concrete bridge structures. The obtained results have allowed to quantify the level of stresses, strains and deflections during construction and throughout the structures service life, to evaluate the influence on them of several design and construction parameters, to show the importance of the stresses redistributions due to creep, shrinkage and relaxation, and to evidence the difficulties of simplified formulations to predict the time dependent behaviour of such structures.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

457-0-229

Dimensionamiento global de losas de hormigón pretensado con tendones no adherentes

Juan Murcia
Profesor de investigación del CSIC (ICMAB)

INTRODUCCION

Las losas de hormigón pretensado con tendones no adherentes han representado un avance muy sustancial en el campo de la edificación, especialmente en los casos donde se requieren luces de cierta importancia, presentando ventajas bien conocidas.

Como en todas las estructuras, en el proyecto de estas losas conviene hacer uso de criterios globales para dimensionar sus parámetros o variables fundamentales, y en particular el pretensado, evitando que se sobredimensione sin necesidad en muchos casos.

Este trabajo recoge, con brevedad, distintos aspectos cualitativos y cuantitativos que inciden en el dimensionamiento de estas estructuras, proponiendo un camino sencillo y riguroso para abordarlo de forma global. Al final, el proceso propuesto se aplica a un ejemplo concreto.

La simplicidad y la regularidad propias de estas losas, donde reside una de sus ventajas fundamentales, facilita un tipo de planteamiento global para el dimensionamiento como el aquí propuesto, basado en las distintas condiciones relacionadas con su trabajo a flexión (flexocompresión). Esa simplicidad se basa en emplear un canto constante (salvo, en su caso, localmente) y en que, por la regularidad en planta, los tendones de pretensado tengan normalmente un mismo trazado, siendo iguales en cada dirección, y recorran de un lado a otro la estructura.

La regularidad en planta incide, asimismo, en que estas estructuras puedan analizarse con métodos que desvinculan una y otra dirección, especialmente aptos para un dimensionamiento como el que se propone.

Las variables fundamentales que, en principio, entran en juego al dimensionar estas estructuras son el canto de la losa, las fuerzas de pretensado y el trazado de los tendones. Por supuesto, la armadura activa se deriva de la fuerza de pretensado.

CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO GLOBAL

Disposición de los tendones de pretensado

El primer punto que hay que considerar es la disposición de los tendones de pretensado en la losa, tanto en planta como en alzado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Parece fuera de dudas la existencia de una clara incidencia entre el hecho de comprender a priori cómo funciona lo que se va a proyectar y la mejor concepción, por parte del proyectista, del caso concreto que tiene entre manos. Ello es algo que se muestra no sólo fundamental como principio teórico del proyecto, sino que suele resultar decisivo tanto en su propio desarrollo como en sus consecuencias.

En particular, en lo relativo a la disposición de los tendones, resulta interesante pararse un poco a analizar cómo incide dicha disposición en el comportamiento de la estructura.

De entrada, la existencia de pretensado en una cierta zona, en planta, tiende a rigidizarla, por el propio efecto de la compresión que produce en el hormigón, lo que retrasa la fisuración en relación a otras zonas similarmente solicitadas por las restantes acciones.

Por otra parte, los tendones de trazado curvo, en alzado, que son los habituales en estas estructuras, en las regiones de vano generan sobre el hormigón cargas hacia arriba, siendo estas regiones las más extensas; mientras que, en las zonas próximas a los apoyos intermedios, transfieren directamente a éstos una parte de las cargas en sentido contrario, disminuyendo entonces algo la flexión de la losa. Todo lo cual supone un efecto adicional de rigidización de las zonas donde existen tales tendones, en el sentido de que, sólo por este efecto, sus flechas serían menores a las de otras zonas similares en las que no hay tendones.

En consecuencia, la concentración de dichos tendones en una cierta región de la losa significa un doble efecto relativo de rigidización de la misma respecto a las acciones distintas del pretensado.

Con lo anterior, no parece difícil prever el comportamiento global de la losa, especialmente concibiendo cómo será su deformada (para lo cual puede utilizarse la idea de que las zonas rigidizadas por el pretensado funcionan, en cierto modo, como si fueran vigas; aunque esto no es imprescindible para una tal concepción).

De esta forma, conociendo la disposición en planta de pilares (y otros posibles elementos que puedan interferir con la losa) y las acciones que van a actuar, puede llegarse, con rapidez, a una adecuada disposición del pretensado de la losa.

Condiciones para el dimensionamiento global

El dimensionamiento de las variables básicas de una estructura, las que marcan su comportamiento global, es una fase de la mayor importancia dentro del proyecto, que condiciona todo lo demás. En particular, en este tipo de losas el pretensado es, por supuesto, una de tales variables.

Parece lógico dimensionar el pretensado mediante aquellas condiciones o criterios que más lo condicionan. Ello permite una cuantificación razonable, evitando de entrada que, por ejemplo, se sobredimensione demasiado la fuerza de pretensado.

Como ya se ha apuntado, en todo lo que sigue se supone que se puede analizar la losa en una y otra dirección de manera independiente. Entonces, en principio, dentro de este apartado se estudia una dirección cualquiera, trabajando por unidad de ancho de la losa.

Las condiciones o criterios de dimensionamiento tienen, en cada dirección, sus respectivas secciones críticas, las cuales se toman como referencia.

Para estudiar los diversos criterios, se parte de un canto de losa genérico. Más adelante, en el apartado relativo al proceso de dimensionamiento, se verá cómo el pretensado y el canto de la losa se dimensionan de forma conjunta, y no por separado.

Fisuración

Entre los estados límites de utilización, los de mayor incidencia en el dimensionamiento son, por supuesto, los relativos a la fisuración. Por diversas razones, en esta técnica de tendones no adherentes convie-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

ne, en principio, tomar como referencia el estado límite de descompresión.

De entrada, está claro que interesa que la excentricidad del pretensado en las secciones críticas sea la máxima posible.

La excentricidad máxima se obtiene al eliminar la fuerza de pretensado, P, en las bien conocidas condiciones generales de descompresión:

$$-\frac{P}{A_c}+\frac{P\cdot e\cdot v}{I_c}-\frac{M_{mín}\cdot v}{I_c}\le 0 \quad \text{(vacío)} \quad (1)$$

$$-\frac{P}{A_c}-\frac{P\cdot e\cdot v'}{I_c}+\frac{M_{máx}\cdot v'}{I_c}\le 0 \ \text{(servicio)} \quad (2)$$

siendo A_c el área, I_c la inercia, e la excentricidad del pretensado, v la cota de la fibra superior, v' la de la fibra inferior, y $M_{máx}$ y $M_{mín}$ los momentos máximo y mínimo, momentos que incluyen los hiperestáticos de pretensado, todo ello según el esquema inserto en la figura 1.

Si la sección es simétrica, las anteriores (1) y (2) se transforman en

$$-P+2\cdot\frac{P\cdot e}{\eta\cdot h}-2\cdot\frac{M_{mín}}{\eta\cdot h}\le 0 \quad \text{(vacío)} \quad (3)$$

$$-P-2\cdot\frac{P\cdot e}{\eta\cdot h}+2\cdot\frac{M_{máx}}{\eta\cdot h}\le 0 \ \text{(servicio)} \quad (4)$$

donde η es el rendimiento de la sección ($\eta=\frac{I_c}{A_c\cdot v\cdot v'}$) y h el canto .

Entonces, la excentricidad queda limitada superiormente por el valor

$$e_{máx}=\frac{M_{máx}+M_{mín}}{2\cdot(M_{máx}-M_{mín})}\cdot\eta\cdot h\,. \quad (5)$$

Pero la excentricidad viene, asimismo, limitada por razones de durabilidad (fuego, corrosión), que imponen un recubrimiento respecto al paramento.

Evaluando este último límite, e_{lim}, que es físico, y comparándolo con el primero, $e_{máx}$, se sabe cuál de los dos es el más condicionante.

Lo anterior se muestra en la figura 1, que corresponde a sección simétrica.

Resulta muy práctico ver esto en función de las cargas (repartidas), sin contar por el momento con los hiperestáticos de pretensado. Si g es la carga ligada al momento mínimo $M_{mín}$, que actúa inicialmente con el pretensado, y q es la carga relativa a la diferencia entre el máximo y el mínimo, $M_{máx}-M_{mín}$, suponiendo que $M_{máx}$ se obtiene con una distribución similar de ambas cargas, se tiene

$$e_{máx}=\eta\cdot h\cdot(\frac{1}{2}+\frac{g}{q})\cdot \quad (6)$$

Si la losa es maciza, esa excentricidad es

$$e_{máx}=\frac{h}{3}\cdot(\frac{1}{2}+\frac{g}{q})\cdot$$

Se observa que para valores pequeños ($<<1$) del cociente g/q, el máximo $e_{máx}$ impera sobre el límite por recubrimiento e_{lim}, siempre que q sea suficientemente grande (porque, si no, el canto h es tan pequeño que, por el recubrimiento, e_{lim} es muy bajo). Al crecer g/q, normalmente con el aumento de las luces y la incidencia relativa del peso propio, llega un momento en que pasa a ocurrir lo contrario.

Así, para losa maciza, cuando g/q se acerca a la unidad, la excentricidad máxima se aproxima a 0,5 h, en el entorno que marca el recubrimiento; de forma que si $g/q > 1$ puede decirse ya (salvo que el momento hiperestático de pretensado tenga un valor inhabitual) que el límite e_{lim} por recubrimiento es determinante, siendo esto seguro si $g/q >> 1$.

Si no se cumple la hipótesis de que $M_{máx}$ corresponde a una distribución similar de las cargas g y q, en cada caso puede llegarse a otra expresión semejante para conocer qué límite es el que cuenta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

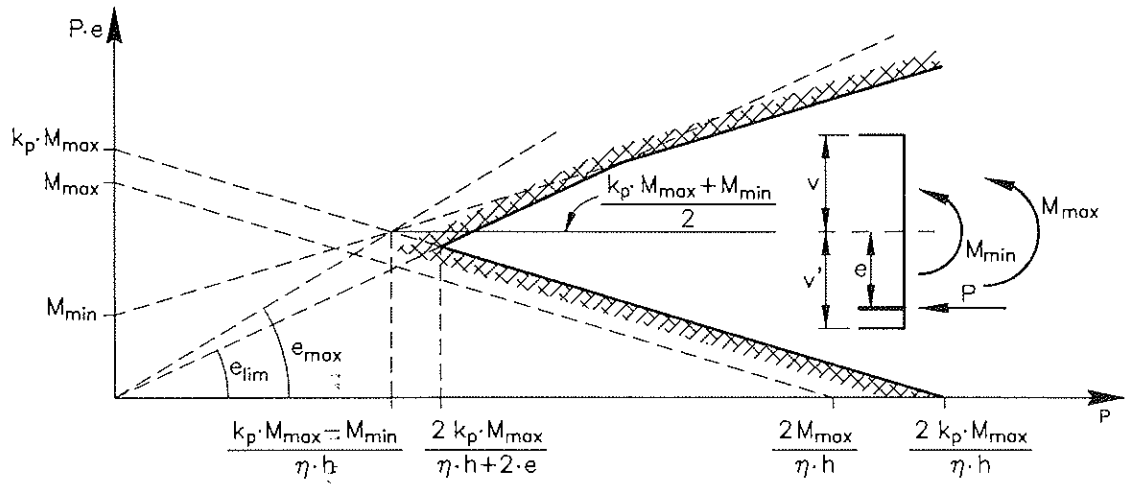


Figura 1. Condiciones de excentricidad y descompresión.

Veamos la fuerza de pretensado P estricta, esto es, la mínima admisible, que corresponde a la máxima excentricidad, como muestra la figura 1.

Para excentricidad limitada por descompresión en vacío, tal valor es

$$P = \frac{M_{máx}-M_{mín}}{\eta \cdot h} \cdot \qquad (7)$$

Si la excentricidad viene fijada por recubrimiento, el mismo es

$$P = \frac{2 \cdot M_{máx}}{\eta \cdot h + 2 \cdot e_{lim}} \cdot \qquad (8)$$

Para obtener, de entrada, mejor precisión, conviene corregir las expresiones 2 y 4, relativas a servicio, de manera que se tenga en cuenta que, en tal situación, es más desfavorable tomar la fuerza de pretensado descontando las pérdidas diferidas.

Ello lleva a modificar dichas expresiones, de modo que, llamando P a la fuerza de pretensado inicial, válida para la situación de vacío, el coeficiente reductor que se aplica a esta fuerza en servicio se transforma en el mismo coeficiente que mayora el momento $M_{máx}$.

Entonces, si k_p es el coeficiente de pérdidas (tomándolo de forma que $k_p > 1$), en el caso de excentricidad limitada por descompresión en vacío, la fuerza de pretensado estricta es

$$P = \frac{k_p \cdot M_{máx}-M_{mín}}{\eta \cdot h}, \qquad (9)$$

mientras que, en el caso de excentricidad por recubrimiento, la misma es

$$P = \frac{2 \cdot k_p \cdot M_{máx}}{\eta \cdot h + 2 \cdot e_{lim}} \cdot \qquad (10)$$

Del mismo modo, la excentricidad $e_{máx}$ queda como

$$e_{máx} = \frac{k_p \cdot M_{máx}+M_{mín}}{2 \cdot (k_p \cdot M_{máx}-M_{mín})} \cdot \eta \cdot h, \qquad (11)$$

cambiando así ligeramente el criterio para conocer el origen de la limitación de excentricidad, en función de las cargas g y q, dado por la expresión 6, aunque sigue siendo válido a grandes rasgos.

En la figura 1, relativa a sección simé-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

trica como se ha dicho, se muestran las condiciones originales y las corregidas; quedando marcada, asimismo, la cuña de valores admisibles de P y e con los criterios expuestos.

De cara al dimensionamiento, si la excentricidad viene limitada por descompresión en vacío, la figura 1 recuerda que cuando se dan los valores estrictos a P y e no existe margen alguno, si por cualquier motivo nos separamos de ellos saliendo fuera de la cuña admisible, aunque sea sólo un poco. Por contra, según nos alejamos de los valores estrictos, pero dentro de dicha cuña, el margen en que nos movemos es mayor; pero, como es lógico, conviene estar siempre cerca de tales valores.

Deformación

Este estado límite se podría plantear de forma similar a los de fisuración y rotura, en forma de condiciones para el dimensionamiento, ya que en la deformabilidad de la estructura entran asimismo el canto (como siempre, debido a la inercia, influye de forma muy acusada) y el pretensado. No obstante, como en muchos casos estas condiciones no son determinantes (aunque el canto de la losa sea pequeño, las cargas de pretensado suelen compensar bastante el efecto de las restantes acciones), no resulta práctico proceder de esta forma, resultando mejor comprobar una vez dimensionada la losa y, si no cumple, aumentar el canto.

Rotura

En lo que respecta al estado límite de rotura (flexocompresión), la limitación es, en primera aproximación, de la forma

$$\beta \cdot P \cdot (v + e) \geq \gamma \cdot M_{máx}\,, \qquad (12)$$

donde, por el momento, se ha tomado un espesor nulo del bloque de compresiones, siendo β un coeficiente ($\beta > 1$) para pasar el valor de la fuerza P de servicio a rotura, y γ el coeficiente de seguridad que mayora las acciones en rotura. El momento $M_{máx}$ incluye asimismo el hiperestático de pretensado, pero sin mayorar, y así, tal como figura en (12), el $M_{máx}$ no es exactamente igual que el de descompresión, pero ambos pueden en principio asimilarse.

Si, al igual que para fisuración en servicio, P es la fuerza de pretensado inicial, en vacío, para sección simétrica se tiene

$$\beta \cdot P \cdot (\frac{h}{2} + e) \geq \gamma \cdot k_p \cdot M_{máx}\,, \qquad (13)$$

siendo k_p ($k_p > 1$) el ya citado coeficiente de pérdidas diferidas.

Como siempre, la expresión anterior procede para cada una de las secciones críticas. Por supuesto, la eventual armadura pasiva existente en la zona implicada debe ser tenida en cuenta en la condición de rotura (la cual servirá, en su caso, para dimensionar dicha armadura).

Sin embargo, por ahora interesa plantear esta condición sólo con el efecto del pretensado, para comparar con las condiciones ligadas a la fisuración.

Establecimiento de las condiciones más determinantes

Se considera sección simétrica, la cual se da en losas macizas, como es obvio, y resulta muy conveniente en esta técnica para losas aligeradas (por el pretensado, interesa mucho disponer de secciones alveolares con dos cabezas similares, aumentando así el rendimiento η).

Las condiciones de descompresión en este caso, poniendo de otra forma las expresiones 3 y 4, corregida ya esta última con k_p, son

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

$$-P \cdot \eta \cdot h + 2 \cdot P \cdot e \leq 2 \cdot M_{mín} \qquad (14)$$

$$P \cdot \eta \cdot h + 2 \cdot P \cdot e \geq 2 \cdot k_p \cdot M_{máx} \qquad (15)$$

Por otro lado, la condición de rotura en primera aproximación, expresada en (13), puede ponerse como

$$P \cdot h + 2 \cdot P \cdot e \geq \frac{\gamma}{\beta} \cdot 2 \cdot k_p \cdot M_{máx} \qquad (16)$$

donde se ha supuesto que la configuración más desfavorable de cargas para rotura es la misma que en servicio.

En las figuras 2 y 3 se observan las rectas que limitan las distintas condiciones. La figura 2 representa el caso en que prima la excentricidad por descompresión en vacío; mientras que la 3 muestra el caso en que es determinante el recubrimiento.

En el caso de losas macizas, puede comprobarse con bastante facilidad que, casi siempre, las condiciones de descompresión y excentricidad son determinantes frente a la de rotura. Así, por ejemplo, en las figuras 2 y 3, que sólo son cualitativas, como γ/β es del orden de 1,5 y $1/\eta$ es 3, se observa que la relación entre los valores de corte en ejes de las rectas de rotura y descompresión en servicio es, más o menos, de 1,5 en ordenadas y 0,5 en abscisas; lo que da ya una idea más cuantitativa (el punto de corte de ambas rectas tiene, entonces, una excentricidad de $0{,}5 \cdot h$: la rotura no sería entonces determinante, en contra de lo que señalan las figuras).

Esa situación persiste, pero ya no de modo tan general, al expresar en (13) y (16) de modo correcto, tanto el momento $M_{máx}$ (sin ningún coeficiente para el hiperestático de pretensado), lo que desplaza algo, en paralelo hacia arriba, a la recta de rotura, como el brazo de palanca (posición real del centro de compresiones), lo que la hace rotar muy ligeramente hacia arriba, sobre el punto de corte con el eje de ordenadas, ya que ello supone aplicar un factor un poco menor que la unidad al término $P \cdot h$.

Analicemos con algo más de detalle el primer efecto citado. Al pasar de servicio a rotura, el $M_{máx}$ puede crecer, dada la distinta ponderación por coeficientes de seguridad de sus componentes, siendo máxima esta diferencia en las zonas de pilares, donde el

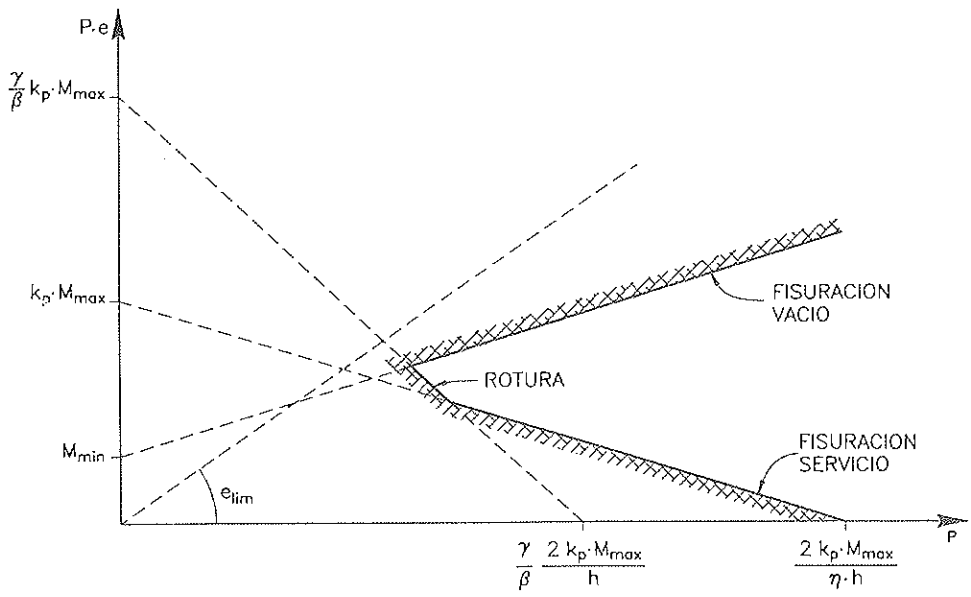


Figura 2. Condiciones en caso de excentricidad limitada por descomprensión en vacío.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

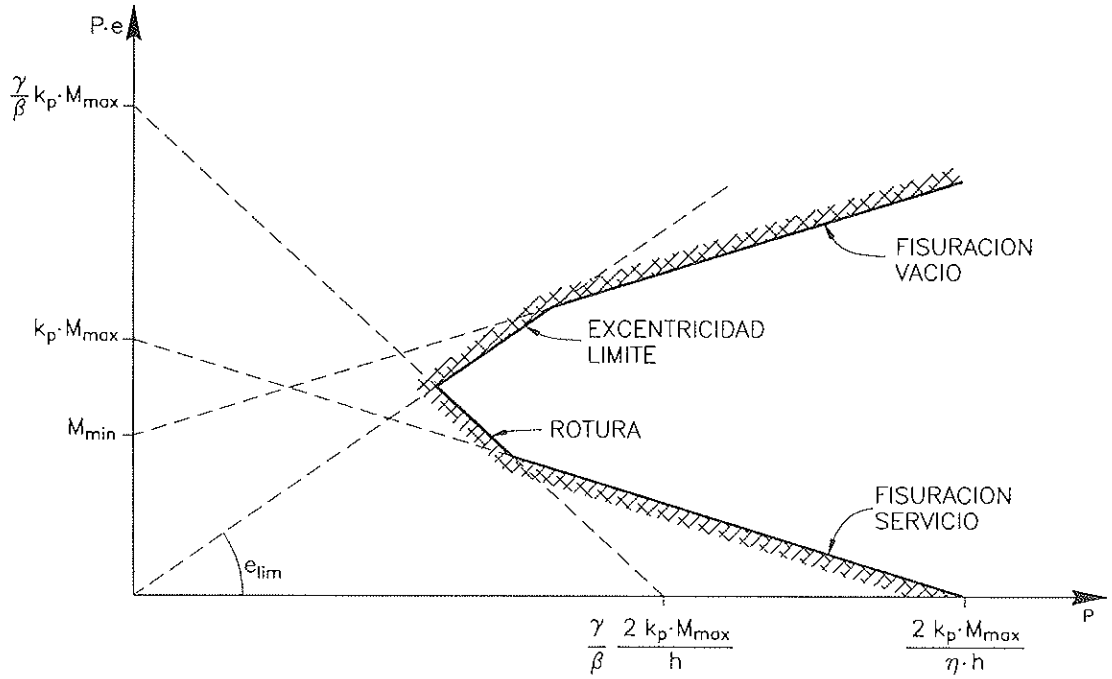


Figura 3. Condiciones en caso de excentricidad limitada por recubrimiento.

momento hiperestático de pretensado suele tener distinto signo que el de las restantes cargas. Por esto, en estas zonas, muy localizadas, es donde existe la mayor posibilidad de que la rotura sea determinante.

Por supuesto, las losas macizas tienen la sección de menor rendimiento (son las menos eficientes de cara a fisuración). Si, aligerando la losa, el rendimiento η crece, las rectas ligadas a fisuración rotan sobre el punto de corte con el eje de ordenadas; en particular, la relativa a servicio rota hacia abajo, llegando un momento en que la situación anterior, relativa a las condiciones más determinantes, se modifica.

Ante ello, en losas macizas y poco aligeradas, dado que se dimensiona para las secciones críticas, cuyos esfuerzos son máximos, y que la fuerza P es prácticamente constante, cabe pensar que, sea cual sea lo más determinante en las zonas cercanas a las secciones críticas, en el resto de la losa se cumplen todas las condiciones.

En efecto, al irse alejando de las secciones críticas, las figuras 2 y 3 cambiarían, de modo que, mientras la recta con $M_{mín}$ va bajando y las rectas con $M_{máx}$ se desplazan hacia el origen, la excentricidad real e es menor (siguiendo el trazado de los tendones) y la fuerza real P es la misma. De ahí resulta que, normalmente, no es necesaria armadura pasiva a rotura nada más que localmente. Además, como se ha visto, esta armadura complementaria a rotura es necesaria en aquellas zonas, como cerca de los pilares, en las que ya suele ser requerida por otros motivos (armadura mínima, punzonamiento, etc.).

Por otro lado, si en lugar del estado de descompresión se plantea otro más restrictivo en cuanto a la fisuración (exigiéndose, por ejemplo, que siempre exista una compresión mínima en el hormigón), ello favorece, aún más, que las condiciones de fisuración sean determinantes frente a la de rotura. Esto se comprueba recurriendo una vez más a las figuras 2 y 3, donde tal modificación supone que la recta relativa a vacío se desplaza hacia abajo y la relativa a servicio hacia arriba, aumentando, como es lógico, la fuerza P mínima requerida.

La situación descrita es ya bastante diferente en *vigas*, donde pueden alcanzarse mayores rendimientos y la menor anchura relativa de la cabeza de compresión (respecto al canto y, en último término, respec-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

to a las cargas, con relaciones entre éstas y la anchura media de la sección muy superiores) incide en un menor valor relativo del brazo de palanca. Entonces, es muy frecuente que la condición más determinante sea la rotura; y, como el pretensado surge normalmente por razones de fisuración y es más caro, se añade la armadura pasiva necesaria para que, con la activa ya existente, se cumpla la condición de rotura.

PROCESO DE DIMENSIONAMIENTO

Al principio, se comentó que la simplicidad y la regularidad propias de estas estructuras facilita un tipo de dimensionamiento global como el que aquí se propone. Las mismas suponen un canto constante (salvo en zonas muy localizadas) y que normalmente los tendones de pretensado sean iguales en cada dirección, recorriendo de un lado a otro la estructura (además, como las pérdidas por rozamiento son muy bajas, en principio se puede trabajar con una fuerza P constante).

Como ya es patente por todo lo dicho hasta ahora, las variables de este proceso de dimensionamiento global son el canto de la losa, las fuerzas de pretensado (de las que se deriva la armadura activa) y el trazado de los tendones. Como es natural, se parte de una distribución en planta y de una forma del trazado (en alzado) de los tendones que sean razonables, quedando el trazado definido al fijar el canto de la losa.

Antes de entrar en la descripción del proceso, hay que destacar el hecho de que la condición determinante para el dimensionamiento implica una situación que no acaba de definir ni cuánto hormigón (canto de la losa) ni cuánto pretensado es necesario, sino una relación entre ambos; de modo que si hay más de uno se requiere menos del otro. Por ello, para encontrar el valor de ambos hace falta una condición adicional, que normalmente es de tipo económico, que optimiza el dimensionamiento. Así ocurre en otras situaciones ligadas a la flexión, como por ejemplo en hormigón armado, al dimensionar en rotura, entre el hormigón y la armadura pasiva.

Como es natural, la condición económica afecta a las variables que pueden cambiar realmente, en función de lo dicho, y no a las que, por otros motivos, vienen a resultar casi fijas y tienen un carácter local, no siendo objeto de optimización global (la armadura pasiva, en general).

Se considera *sección simétrica*, que como es sabido resulta adecuada en losas pretensadas (en caso de sección asimétrica, puede ajustarse el proceso a las expresiones generales, en paralelo a lo hecho aquí).

Veamos, a continuación, en qué se basa el proceso. En éste, las expresiones relativas a descompresión se desarrollan de forma diferente a la del apartado anterior, cuya forma era idónea para compararlas con la de rotura.

Se parte de la función económica que define el coste del hormigón y de las armaduras activas. El coste se expresa por unidad de superficie de la losa; por lo que, si la distribución de cualquiera de las variables no fuera uniforme, habría de tomarse un valor medio. Una alternativa al respecto es trabajar, de forma independiente, por regiones uniformes de la losa.

Dicha función de coste es

$$C = h \cdot p_c + (A_{p1} + A_{p2}) \cdot \delta_p \cdot p_p, \quad (17)$$

donde p_c y p_p son, respectivamente, los precios unitarios del hormigón y de la armadura activa (colocados en obra y tesada la armadura); δ_p es el peso específico del acero (necesario porque el precio de las armaduras se da por unidad de peso y no de volumen), y A_{p1} y A_{p2} son las áreas de armadura activa, por unidad de superficie, en ambas direcciones.

Existe una relación entre el canto h y cada armadura unitaria A_p, en forma de producto, derivada de otra similar entre h y la respectiva P en la sección crítica de cada dirección, que asimismo es otro producto, fijada por las condiciones más determinantes para el pretensado.

Para conocerlas, hay que suponer un canto h de partida, al objeto de poder evaluar la relación g/q, la cual permite saber,

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

en principio, qué tipo de limitación de excentricidad es la vigente.

1. En el caso de excentricidad limitada por descompresión en vacío, como se sabe, para situación estricta se cumple

$$P \cdot h = \frac{k_p \cdot M_{máx} - M_{mín}}{\eta} \cdot \qquad (18)$$

2. En el caso de excentricidad limitada por recubrimiento, según se dijo, para la misma situación se verifica

$$P \cdot h = \frac{2 \cdot k_p \cdot M_{máx}}{\eta + 2 \cdot (\frac{e}{h})_{lim}} \cdot \qquad (19)$$

Los productos $P\ h$ se relacionan con los citados $A_p\ h$, más afines con el coste C, a través de la expresión $P = \rho\ A_p f_{pyk}$ (siendo f_{pyk} el límite elástico del acero activo), de forma que se cumpla en todo instante, con margen suficiente, $P \leq 0{,}9\ A_p f_{pyk}$ y $P \leq 0{,}75 \cdot A_p f_{p,máx,k}$ [1] (donde $f_{p,máx,k}$ es la tensión máxima del acero activo), u otras limitaciones similares.

Así, según el caso se tiene

$$\rho \cdot A_p \cdot f_{pyk} \cdot h = P \cdot h = \frac{k_p \cdot M_{máx} - M_{mín}}{\eta}\ , \qquad (20)$$

o bien

$$\rho \cdot A_p \cdot f_{pyk} \cdot h = P \cdot h = \frac{2 \cdot k_p \cdot M_{máx}}{\eta + 2 \cdot (\frac{e}{h})_{\lim}} \cdot \qquad (21)$$

Para establecer cada producto $P\ h$, hay que incluir el propio momento hiperestático de la fuerza P en $M_{máx}$ y $M_{mín}$.

Las expresiones previas de $P\ h$ muestran que, en (18) y (20), no hay que calcular ningún hiperestático, porque dada la diferencia de momentos se neutraliza el de $M_{máx}$ con el de $M_{mín}$, teniendo en cuenta que el relativo a $M_{máx}$ no va mayorado por k_p, al estar ligado a la fuerza P (esto se ve más adelante, para el momento total de pretensado). Sin embargo, en (19) y (21) sí hay que calcularlo.

No obstante, en el primer caso, en lo que atañe a la definición del trazado, como es preciso conocer la excentricidad $e_{máx}$, definida por la expresión 11, al fin y al cabo hay que calcular ese hiperestático.

En cuanto al consabido hiperestático del segundo caso, debe indicarse que su cálculo directo es posible porque, dado el trazado (incluso sólo la forma del trazado), el valor que resulta para el mismo es un factor adimensional, $f_{p,hip}$, multiplicado por $P\ h$. Es más, ni siquiera hay que calcularlo si se tiene el momento total de pretensado, $M_{p,tot}$, más inmediato (resultado directo de las cargas de pretensado), y cuyo valor es, asimismo, $f_{p,tot}\ P\ h$ (el factor $f_{p,tot}$, similar al anterior, es negativo).

En efecto, como se sabe, la fuerza P se deriva de la expresión 4 (descompresión en servicio), la cual, expresada de otro modo, es

$$-P + 2 \cdot \frac{M_{máx,t}}{\eta \cdot h} = -P + 2 \cdot \frac{M_{máx,c} + M_{p,tot}}{\eta \cdot h} \leq 0, \qquad (22)$$

siendo, respectivamente, $M_{máx,t}$ y $M_{máx,c}$ los momentos máximos total y debido a las cargas distintas del pretensado.

Planteada ya de forma estricta, como igualdad, y considerando las pérdidas diferidas de pretensado, la expresión 22 se transforma en

$$P \cdot \eta \cdot h = 2 \cdot (k_p \cdot M_{máx,c} + M_{p,tot}), \qquad (23)$$

de donde resulta

$$P \cdot h = \frac{2 \cdot k_p \cdot M_{máx,c}}{\eta - 2 \cdot f_{p,tot}} \cdot \qquad (24)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Entonces, se obtiene el producto $P\,h$, para pasar a la correspondiente relación entre A_p y h en el segundo caso, requerida para la condición de coste, esto es,

$$\rho \cdot A_p \cdot f_{pyk} \cdot h = P \cdot h = \frac{2 \cdot k_p \cdot M_{máx,c}}{\eta - 2 \cdot f_{p,tot}} \cdot \tag{25}$$

Asimismo, una vez definido el canto h, cada producto $P\,h$ sirve para calcular la fuerza P que le corresponde.

Suponiendo que la situación es la primera, de (17) y (20) se llega entonces a

$$C = h \cdot p_c + \frac{k_p \cdot M_{máx,c1} - M_{mín,c1} + k_p \cdot M_{máx,c2} - M_{mín,c2}}{\rho \cdot f_{pyk} \cdot \eta \cdot h} \cdot \delta_p \cdot p_p \cdot \tag{26}$$

Si la situación es la segunda, de (17) y (25),

$$C = h \cdot p_c + \frac{k_1 \cdot M_{máx,c1} + k_2 \cdot M_{máx,c2}}{\rho \cdot f_{pyk} \cdot h} \cdot \delta_p \cdot p_p \,, \tag{27}$$

donde

$$k_1 = \frac{2 \cdot k_p}{\eta - 2 \cdot f_{p,tot1}} \quad \text{y} \quad k_2 = \frac{2 \cdot k_p}{\eta - 2 \cdot f_{p,tot2}} \tag{28}$$

Minimizando las funciones de coste expresadas por (26) y (27), y teniendo en cuenta que los momentos de peso propio incluyen el factor h, si $M_{máx,a}$ y $M_{mín,a}$ son los momentos de las acciones ajenas al peso propio y al pretensado, resultan los siguientes *valores óptimos del canto*:

– Para la situación de excentricidad limitada por descompresión en vacío,

$$h = \sqrt{\frac{[k_p \cdot (M_{máx,a1} + M_{máx,a2}) - (M_{mín,a1} + M_{mín,a2})] \cdot \delta_p \cdot p_p}{\rho \cdot f_{pyk} \cdot \eta \cdot p_c}} \tag{29}$$

– Para la situación de excentricidad limitada por recubrimiento,

$$h = \sqrt{\frac{(k_1 \cdot M_{máx,a1} + k_2 \cdot M_{máx,a2}) \cdot \delta_p \cdot p_p}{\rho \cdot f_{pyk} \cdot p_c}} \,, \tag{30}$$

con

$$k_1 = \frac{2 \cdot k_p}{\eta - 2 \cdot f_{p,tot1}} \quad \text{y} \quad k_2 = \frac{2 \cdot k_p}{\eta - 2 \cdot f_{p,tot2}} \,; \tag{28}$$

si en la dirección i no hubiera hiperestáticos, entonces

$$k_i = \frac{2 \cdot k_p}{\eta + 2 \cdot (\frac{e}{h})_{lim,i}} \cdot \tag{31}$$

En las diversas funciones de coste y, por tanto, en las del canto óptimo resultante, las unidades de las distintas variables deben ser coherentes. Así, como p_c se da en pta/m^3 y p_p en pta/kp, el peso específico δ_p debe ir en kp/m^3. Si, por ejemplo, se emplea el metro en las variables donde aparece la longitud, el canto h resulta en metros, siempre que los momentos y límite elástico del acero sean coherentes: por ejemplo, respectivamente, MNm/m y MPa, tm/m y t/m^2, etc.

Hay que recordar que, en el primer caso, al dimensionar de forma estricta no existe margen en las secciones críticas, si al final el tendón se coloca en ellas algo más o algo menos excéntrico de lo previsto (véanse figuras 1 y 2).

Una cosa que puede hacerse, en dicho caso, es ajustar el trazado con una excentricidad en las secciones críticas algo menor que $e_{máx}$ (la cual puede llamarse e_{lim}, como en el caso de limitación por recubrimiento), procediendo ya igual que en este último.

Entonces, el proceso de dimensionamiento puede resumirse de este modo:

– Definición de los tendones de pretensado, en planta y en alzado (forma del trazado).

– Se supone un canto h, evaluando la relación g/q, la cual permite conocer,

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

en principio, qué tipo de limitación de excentricidad rige. Con ello, calculando los correspondientes coeficientes, se aplica la expresión del canto óptimo.

- Una vez encontrado el valor óptimo de h, se comprueba si ha cambiado o no la situación supuesta de limitación de excentricidad.

- Si la situación cambia, se repite el ciclo.

Las secciones críticas en una y otra dirección pueden estar, en teoría, en casos distintos: se aplicaría entonces una formulación mixta.

El segundo caso, de limitación de excentricidad por recubrimiento, es el más frecuente, dándose en general salvo si la carga q es de cierta importancia (cantos lo suficientemente grandes como para que el recubrimiento no disminuya mucho e_{lim}). Si se quiere ajustar siempre en las secciones críticas la excentricidad a e_{lim}, ello requiere un ligero tanteo porque la misma depende de h.

Por otra parte, en este mismo caso existe un canto óptimo absoluto, que se calcula minimizando en (27) y (28), pero considerando $(\frac{e}{h})_{lim}$ como una variable en función de h, lo que hace que $f_{p,tot}$ sea asimismo variable ($f_{p,tot} = f^* \cdot (\frac{e}{h})_{lim}$ donde f^* es una constante).

Así, de forma muy aproximada, resulta

$$h = \frac{\sqrt{K \cdot [k_1^* \cdot \delta_c \cdot (m_1 + m_2) + k_2^* (M_{máx,1} + M_{máx,2})]}}{k^*_2} + k^*1 \qquad (32)$$

donde δ_c es el peso específico del hormigón (incluyendo armaduras), y m_1 y m_2 los momentos para carga repartida unitaria en las secciones críticas de una y otra dirección, con

$$K = \frac{2\, k_p \cdot \delta_p \cdot p_p}{\rho \cdot f_{pyk} \cdot p_c} \quad , \quad k_1^* = r\,(1 - f^*) \quad \text{y} \quad k_2^* = \eta + \frac{1 - f^*}{2} \qquad (33)$$

siendo r el recubrimiento mecánico.

- Con el canto definitivo, se calcula la fuerza P de una y otra dirección, aplicando (18) ó (24).

En el dimensionamiento final conviene que, para excentricidad limitada por fisuración en vacío, cada fuerza P se ajuste, en lo posible, al valor obtenido, dada la consabida falta de margen en las secciones críticas.

En el caso de excentricidad limitada por recubrimiento, existe margen para e sin producir problemas en vacío; pero conviene dimensionar la fuerza P redondeando siempre por encima el valor obtenido (por si al final el tendón se coloca en las

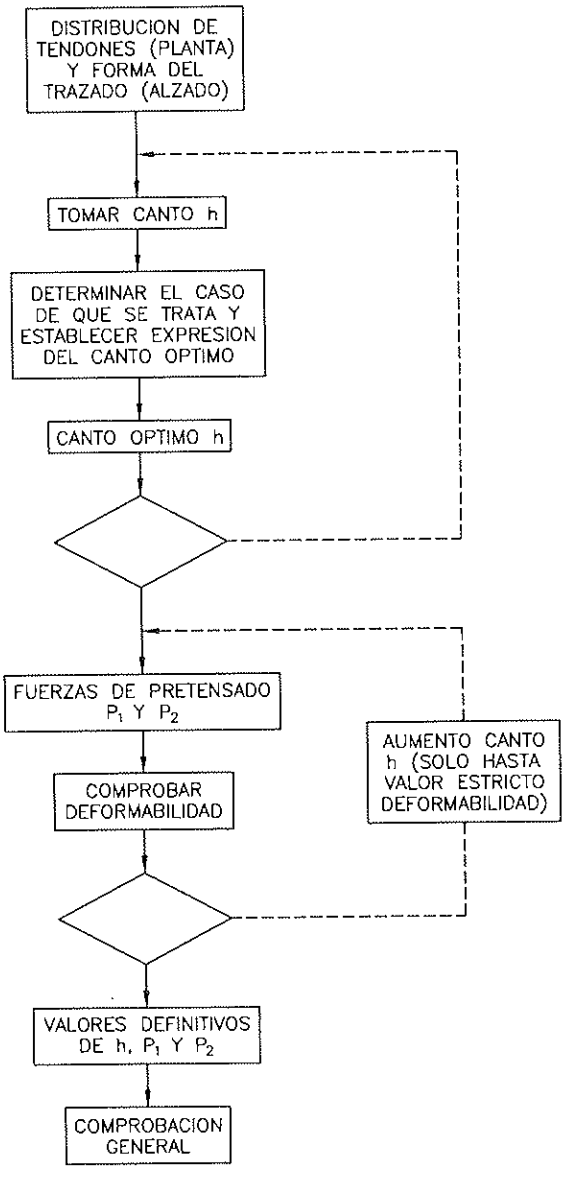


Figura 4. Esquema del proceso de dimensionamiento global.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

secciones críticas algo menos excéntrico de lo previsto, como puede verse en las figuras 1 y 3).

Lo anterior es igualmente aplicable al caso de excentricidad limitada por fisuración en vacío, si se opta por lo antes apuntado de asimilarlo al otro caso, disponiendo el trazado con una excentricidad e_{lim}, en las secciones críticas, algo menor que la $e_{máx}$.

– Con los valores de h y P obtenidos se comprueba la deformabilidad de la estructura, teniendo en cuenta que, en vacío y en servicio, la estructura responde linealmente. Si no se cumple, se toma el valor estricto de h (y de las correspondientes fuerzas P) que la cumpla.

El proceso descrito se resume, de forma esquemática, en la figura 4.

Por supuesto, una vez dimensionada la losa, con los valores definitivos de las diferentes variables, se llevan a cabo las pertinentes comprobaciones. Si los coeficientes que son datos han sido bien elegidos, las condiciones que han entrado en el dimensionamiento deben, en general, cumplirse.

Las fuerzas que se obtienen en el proceso son las de las respectivas secciones críticas. Para pasar a las de tesado, hay que sumar las pérdidas por rozamiento, que son muy bajas, y las de acortamiento elástico, así como las pérdidas en anclajes.

Como ya se apuntó en otro apartado, en el proceso de dimensionamiento descrito puede plantearse, en lugar del estado de descompresión, otro más restrictivo en cuanto a la fisuración (por ejemplo, que siempre exista una compresión mínima en el hormigón), o menos restrictivo (aunque esto no sea, en general, aconsejable para esta técnica).

Por otro lado, en el caso de que la armadura pasiva fuera una variable más bien global que local, siendo necesaria (como complemento de la activa) para cumplir la condición de rotura en una parte considerable de la losa, puede replantearse la función de coste, expresada por (17), de modo que se incluyan sus cuantías en una y otra dirección, ajustadas a dicha condición.

Con independencia de este proceso de dimensionamiento global, existen otras variables que se dimensionan, en las zonas requeridas, con distintos criterios (así, la armadura pasiva de reparto de la eventual fisuración superficial, etc.), aparte de la adecuación local del dimensionamiento frente a factores que lo requieran (punzonamiento, etc.).

El proceso anterior sirve también, prescindiendo ya de la condición de minimización del coste, en aquellos casos en que se prescriba un canto de la losa por razones ajenas a la misma, pero no al conjunto de la obra en la que se inserte (normalmente, en edificación, por el beneficio económico de poder ganar una planta más, reduciendo el canto). De todas formas, puede ser interesante aplicarlo completo, no a efectos de dimensionar, sino de tener una referencia respecto a la situación óptima de la losa aisladamente y tener, entonces, más elementos de juicio respecto a la evaluación económica de conjunto.

EJEMPLO

Para concretar el proceso anterior, se propone ahora un ejemplo sencillo.

Se trata de dimensionar una losa maciza sobre seis pilares, con luces de 10 m y 7 m, cuya disposición se ve en la figura 5, sometida, peso propio aparte, a una sobrecarga de 275 kp/m^2 (125 kp/m^2 es permanente, y el resto variable). Para el hormigón se toma $f_{ck} = 350$ kp/cm^2 y para el acero activo $f_{pyk} =$ $=15.000$ kp/cm^2 y $f_{p,máx,k} = 17.000$ kp/cm^2. Los precios unitarios son: $p_c = 10.000$ pta/m^3 y $p_p = 315$ pta/kp [3].

Lo primero que hay que establecer es la configuración de los tendones de pretensado. Esta información, que necesariamente es previa para abordar cualquier dimensionamiento, nos proporciona además, como se ha indicado, una idea de cómo va a trabajar la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Se decide concentrar los tendones longitudinales, cuyo trazado es el de vano continuo, en las bandas de pilares. Los transversales se disponen de manera uniforme en toda la losa. La figura 5 muestra, en su parte inferior, las cargas de pretensado que generan flexiones sobre el hormigón (no están las fuerzas extremas que comprimen, ni las que van directamente a los pilares de esquina): una carga repartida sobre toda la losa (tendones transversales) y otra en línea sobre cada una de las bandas longitudinales de pilares (tendones longitudinales, junto con la componente vertical de las fuerzas extremas de los transversales), la dibujada bajo la losa.

Respecto a la misma losa sin pretensar, esta disposición de tendones tiende a hacerla funcionar, en cierto modo, como si estuviera sustentada en dos vigas continuas a lo largo de las líneas longitudinales de pilares.

Se fija una forma parabólica del trazado de los tendones, cuyas máximas excentricidades se ajustan al límite posible, tanto en los tendones longitudinales (en su mitad, a la altura de los pilares centrales, y en la zona de vano) como en los transversales (centro de vano). Dado el tipo de tendón (de 0,6" de diámetro) y las condiciones supuestas para durabilidad, se supone un recubrimiento mecánico mínimo de 3,5 cm. Los coeficientes ligados al pretensado son: $k_p = 1{,}15$ y $\rho = 0{,}8$.

Sólo a efectos de simplificar, y sin que ello altere en nada el proceso que se desea mostrar, se supone que los pilares son puntuales, por lo que no se cuenta con su colaboración para absorber flexiones, ni se truncan los momentos de la losa sobre los pilares, ni se considera la transmisión de parte de las cargas de pretensado, sin flexión, a los pilares centrales. Es evidente, pues, que tal hipótesis resulta un tanto desfavorable para la losa.

El cálculo se aborda por el método de los pórticos virtuales [2], asimilando entonces la losa, en función de lo supuesto para los pilares, a la superposición de una viga simple de 7 m de luz y una viga continua de dos tramos de 10 m de luz (que permite el acortamiento por el pretensado). Se trabaja, por tanto, directamente por unidad de longitud de ancho, esto es, por metro (aunque se sabe que los tendones longitudinales se agrupan después sobre las bandas de pilares).

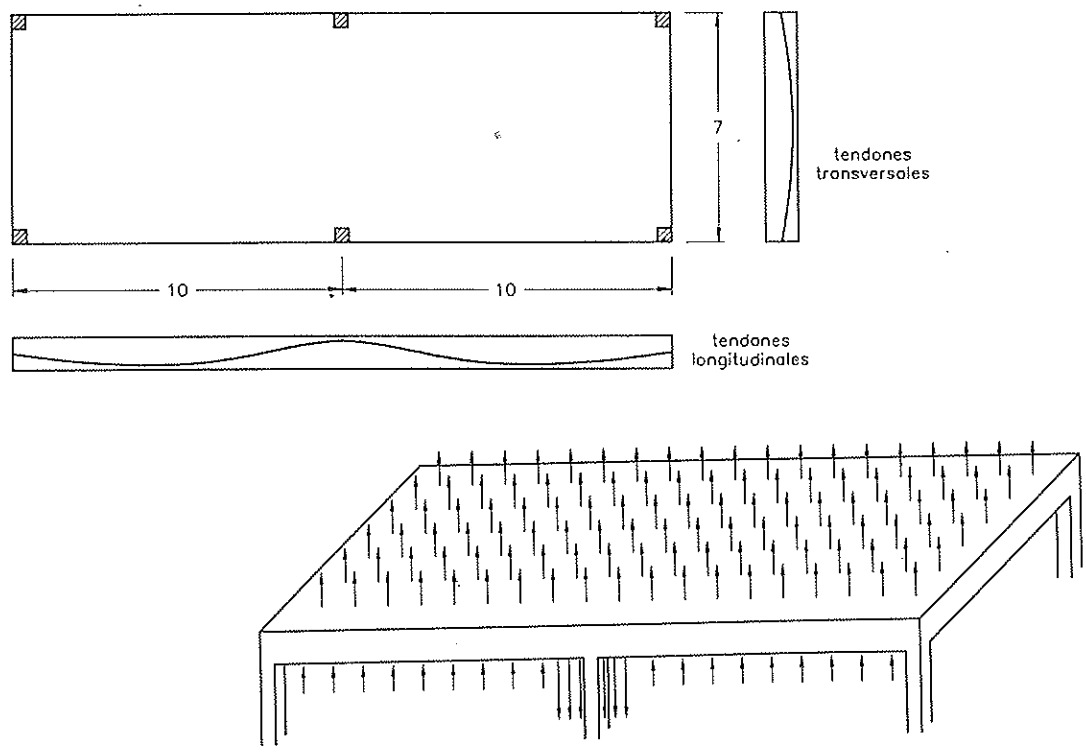


Figura 5. Esquema de la losa y cargas de pretensado sobre el hormigón (flexión).

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

La losa se pretensa sólo con su peso propio, que así es, precisamente, g .

En este caso, se da la coincidencia de distribución de la carga g y la más desfavorable de la carga q, para las secciones críticas en cada dirección (longitudinal: pilares centrales; transversal: centro de vano).

Se supone, por ejemplo, $h = 30$ cm. Claramente, la relación g/q es tan fuerte, que la excentricidad viene limitada por recubrimiento. El trazado de los tendones queda entonces definido, ajustando al límite las excentricidades máximas.

Se plantea la expresión 30, tomando el coeficiente longitudinal k_1 de (28) y el transversal k_2 de (31). El canto resultante es $h = 14$ cm.

Se vuelven a ajustar al límite las excentricidades máximas, pero tomando un canto algo mayor, $h = 15$ cm. El caso no cambia.

Se establece, como antes, la expresión 30 para este nuevo canto, con los valores citados de (28) y (31), resultando $h = 16$ cm. Se dejaría, en principio, $h = 16$ cm.

No obstante, el canto óptimo absoluto, empleando la expresión 32, con (33), resulta ser $h = 21$ cm.

A partir de este canto, se definen las fuerzas de pretensado longitudinal y transversal, respectivamente, con (24) y (19), pero el valor de P_1 lleva a una compresión media un poco fuerte [3].

Se toma entonces un canto algo mayor, $h = 25$ cm, calculando P_1 y P_2 como se acaba de indicar (el coste que resulta es muy cercano al mínimo).

En definitiva, como resultado del proceso de dimensionamiento global, se toman, finalmente, $h = 25$ cm, $P_1 = 774$ kN/m y $P_2 = 482$ kN/m.

Según lo indicado, las fuerzas obtenidas en el proceso son las relativas a las secciones críticas, de modo que las fuerzas de tesado se obtienen sumando a aquéllas las pérdidas instantáneas. Con el valor de ρ tomado, hay margen suficiente para que se cumplan las citadas condiciones, $P \leq 0{,}9 \cdot A_p f_{pyk}$ y $P \leq 0{,}75\, A_p f_{p,máx,k}$ [1].

Las cargas de pretensado que producen flexiones sobre el hormigón, cuya situación ya fue apuntada antes y mostrada en la figura 5, se resumen en una carga repartida sobre toda la losa (tendones transversales) de 0,71 t/m^2, hacia arriba, y otra repartida en línea sobre cada una de las bandas longitudinales de pilares; siendo su parte más extensa (todo salvo un tramo de menos de 0,5 m a uno y otro lado del pilar central) de 0,45 t/m (esto es, 3,5 m x (0,84 - 0,71) t/m^2), hacia arriba.

Se comprueba la deformabilidad de la losa, considerando que la misma se comporta linealmente. La flecha máxima de la losa se calcula como superposición de las máximas de las vigas, supuestas en una y otra dirección (trabajando, como siempre, por metro de anchura). El pretensado se introduce como una carga uniformemente repartida, hacia arriba, sobre toda la losa, la debida a los tendones transversales. Las cargas en línea sobre las bandas de pilares pueden, en principio, despreciarse (el efecto de la carga hacia arriba compensa a la cercana a los pilares centrales, hacia abajo; aunque el valor de ésta es muy fuerte, la misma es muy localizada y poco influyente en la flecha máxima).

Si se procede de esta forma, la flecha máxima es muy sencilla de calcular, resultando valores bajos, y desde luego aceptables, en todas las situaciones: una contraflecha instantánea en vacío insignificante (pretensado inicial); una flecha instantánea en servicio (pretensado con pérdidas diferidas) de unos 6 mm, y una flecha diferida (sólo cargas permanentes, considerando el pretensado con pérdidas diferidas, multiplicando la instantánea de dichas cargas por $1 + \varphi$, siendo φ el coeficiente de fluencia estimado para el caso: aquí se ha tomado 2) de unos 7 mm. Cuantificándola en términos relativos, la flecha máxima absoluta es del orden de $L/1.400$.

Ante los resultados del dimensionamiento, se insiste en que la hipótesis tomada

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

para los pilares resulta desfavorable para la losa. Aún así, el canto obtenido es bastante bajo, $L/40$.

Con los valores definitivos, se ha de comprobar la estructura. En una primera comprobación, sin ajustar (con los coeficientes ya indicados y tomando $\beta = 1{,}1$ y $\gamma = 1{,}6$), resulta: en dirección transversal, la sección de centro de vano cumple, tanto en descompresión como en rotura; longitudinalmente, en la sección de pilares centrales cumple descompresión pero no rotura, siendo entonces necesaria una armadura pasiva, cuya cuantía (algo superior a 1 cm^2/m) y extensión necesarias, son muy inferiores a las de la armadura mínima normalmente recomendada en tal zona [3]; en las zonas de vano longitudinal, la compresión mínima, tanto en vacío como en servicio, es de 1,5 MPa, cumpliendo en rotura.

CONCLUSION

Las losas de hormigón pretensado con tendones no adherentes presentan unas condiciones de simplicidad y regularidad que las hace especialmente adecuadas para un dimensionamiento de carácter global, basado en muy pocas variables (canto de la losa y fuerzas de pretensado en ambas direcciones, una vez definida la disposición de los tendones de pretensado), las fundamentales en su trabajo a flexocompresión.

Como en todas las estructuras, siempre resulta de interés abordar el proyecto con los criterios más globales y determinantes, para dimensionar adecuadamente las variables fundamentales, evitando un sobredimensionamiento innecesario; incluyendo además, si es posible, condiciones explícitas de tipo económico.

Se constata que el estado límite de descompresión y la limitación de excentricidad por recubrimiento son los más determinantes, asimismo de forma global, esto es, porque afectan al canto y al pretensado, cuyos tendones atraviesan la estructura de un lado a otro y en ambas direcciones. La condición de rotura es, a menudo, más determinante, pero de maneras local, llevando a requerir cierta armadura pasiva complementaria en zonas donde, en general, es ya necesaria por otros motivos.

Este trabajo aborda el dimensionamiento de estas estructuras de forma global, mediante un camino sencillo y riguroso. Se basa en minimizar el coste de las variables fundamentales y globales, las citadas, que son asimismo las más cambiantes (a mayor canto menor pretensado y viceversa), y no las más locales y menos cambiantes. Tales variables se relacionan por sus condiciones más determinantes, esto es, las relativas a fisuración; en el trabajo se ha tomado el estado de descompresión, que resulta en general adecuado, pero puede tomarse otro. Se consigue así un dimensionamiento objetivo y conjunto, no por separado, de las variables globales, que se ajusta a las circunstancias económicas de cada lugar.

Al final, el proceso descrito se aplica a un ejemplo concreto sencillo, revelando lo fácil y rápida que resulta su aplicación práctica.

REFERENCIAS

1. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON. *Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado EP-93*. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Madrid, 1993.

2. ACI. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete ACI 318-95 and Commentary ACI 318 R-95*. American Concrete Institute. Detroit, 1995.

3. ATEP. *Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes H.P. 9-96*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, 1996.

RESUMEN

Las losas de hormigón pretensado con

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

tendones no adherentes presentan unas condiciones de simplicidad y regularidad que las hace especialmente adecuadas para un dimensionamiento de carácter global, basado en muy pocas variables (canto de la losa y fuerzas de pretensado en ambas direcciones, una vez definida la disposición de los tendones de pretensado), básicas en su trabajo a flexocompresión.

Se ha realizado un análisis de las condiciones más determinantes en el dimensionamiento, constatándose, como tales, a los estados límites ligados a la fisuración y a la limitación de excentricidad por recubrimiento. La condición de rotura es, a menudo, más determinante, pero de manera local, llevando a requerir cierta armadura pasiva complementaria, en zonas donde, en general, ya es necesaria por otros motivos.

Este trabajo aborda el dimensionamiento de este tipo de losas de forma global, mediante un camino sencillo y riguroso. Se basa en minimizar el coste de las variables que en verdad son globales, las citadas, que son además las más cambiantes, relacionándolas por sus condiciones de dimensionamiento más determinantes (estado de descompresión, que resulta en general adecuado; pero puede tomarse otro). Se consigue así un dimensionamiento objetivo y conjunto, no por separado, de tales variables.

El proceso propuesto se aplica al final a un ejemplo concreto sencillo.

SUMMARY

Unbonded tendon prestressed concrete slabs present such particular conditions of simplicity and regularity, which permit a global design based on very few parameters (slab height and, once defined the prestressing tendon shape and distribution, prestressing force of each direction), being fundamental in the flexural behaviour of the structure.

An analysis of the most determinant conditions for prestressing design has been developed, concluding that serviceability limit states linked to cracking and cover limitation are decisive. Although ultimate limit state is often determinant, in general it occurs locally, leading to require complementary passive reinforcement in areas where, normally, it is already needed by other reasons.

This work presents the design of this kind of slabs, in a global manner, through a simple but accurate way. Design is based on minimizing cost of parameters being really global, those mentioned, which at the same time are able to vary. These parameters are relationed by the design determinant conditions (in general, zero compression is adequate, but another cracking condition can be taken). So, an objective design, dealing with global parameters jointly and not separately, is obtained.

At the end, the proposed design process is applied to an example.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

457-8-188

Forjados mixtos de chapa nervada y hormigón. Análisis de deformaciones en servicio

Juan Lima Pouchou
Ingeniero Civil. INTEMAC
Jorge Jordán de Urríes
Dr. Ingeniero de Caminos. INTEMAC
Ramón Alvarez Cabal
Dr. Ingeniero Industrial. INTEMAC

Se analizan, en relación al comportamiento en servicio, los resultados de ensayos, en laboratorio y en campo, de forjados mixtos de chapa, contrastándose con las previsiones formuladas por la Normativa.

DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS EN LABORATORIO

Para la investigación experimental se adoptó el modelo que habitualmente se utiliza para analizar el comportamiento en estado límite último de este tipo de forjados.

Cada forjado-probeta fue construido con el ancho de un módelo de chapa nervada. Se utilizaron dos tipologías diferentes de chapa fabricadas y distribuidas en España, ambas de 1 mm de espesor nominal, que en adelante se designarán como tipo L y tipo R. De cada tipo de chapa se ensayaron forjados de 2 m y 4 m de longitud, y en cada caso dos ejemplares, por lo que el número total de ensayos realizados fué de ocho.

En todos los casos, la altura total del forjado era de 14,5 cm, por lo que resultan relaciones luz/canto de 14 y 28 para los forjados de 2 y 4 metros, respectivamente, ambas menores que la relación límite que aconseja el Eurocódigo 4, que es de 32.

Se utilizó un hormigón normal, de 200 kg/cm^2 de resistencia característica, procediendo al hormigonado de los forjados sobre las chapas apuntaladas. También se ha colocado un mallazo, conforme a las prescripciones de la normativa aplicable.

El curado se ha realizado cubriendo los forjados con arpillera húmeda y almacenándolos en ambiente de laboratorio hasta su ensayo a los 28 días.

Los ensayos fueron realizados en el laboratorio central del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC). Como elemento de carga se ha utilizado un gato Kieren Weber, de 10 t de capacidad, accionado mediante un grupo Man. La carga se aplicó por escalones de 500 kg en el caso de los forjados de 2 m de luz y de 400 kg en los forjados de 4 m. La velocidad de aplicación de la carga ha sido de 5 kg/seg. En cada uno de los escalones se ha mantenido la carga el tiempo necesario para inspeccionar visualmente los forjados y registrar la fisuración.

La forma de aplicar carga responde a las prescripciones del Eurocódigo 4.

Durante los ensayos se midieron, para cada nivel de carga, los deslizamientos entre chapa y hormigón en los extremos del forjado, los descensos verticales en el centro de la luz y las deformaciones unita-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

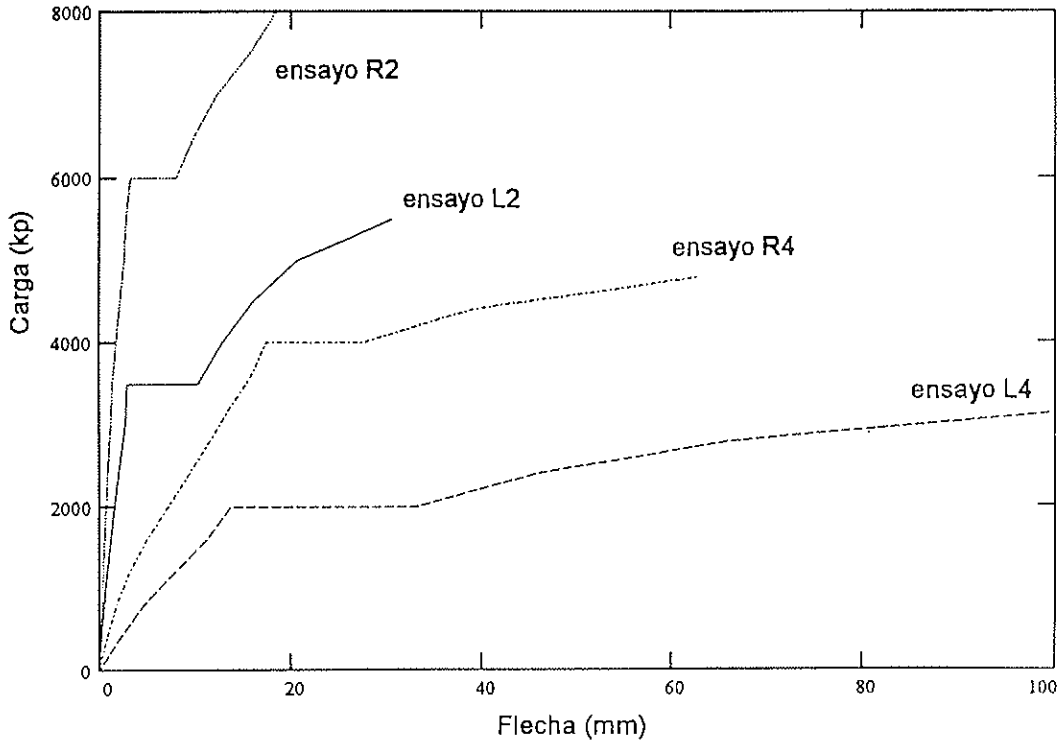


FIGURA 1: DIAGRAMA CARGA-DEFORMACION HASTA ROTURA

rias tanto en la cara superior del hormigón como en la superficie inferior de la chapa. En todos los escalones de carga se determinó y registró la geometría de la fisuración ocurrida.

COMPORTAMIENTO HASTA ROTURA

Del análisis del comportamiento carga-flecha que resulta de los ensayos en laboratorio (figura 1), se deduce la existencia de dos fases bien diferenciadas:

1°– Hasta el deslizamiento.

La chapa y el hormigón permanecen pegados. Según algunos autores, esto se debe a un fenómeno de naturaleza química en la interface. A medida que la carga aumenta, la rigidez disminuye, presumiblemente por la formación de fisuras de flexión en el hormigón. Presenta un comportamiento frágil. La rugosidad de la superficie y las indentaciones no parecen afectar a la adherencia.

2°– Tras el deslizamiento.

Se movilizan los esfuerzos de corte entre las indentaciones de la chapa y el hormigón, por lo que el comportamiento solidario se debe a un efecto de trabazón mecánica. La movilización de este mecanismo exige corrimientos relativos de las dos caras de la interface, mayores que los de la 1ª fase, por lo que no es aditivo a ella. Ambas fases son consecutivas, no comenzando el trabajo de la segunda hasta no haberse agotado la primera, momento en que se produce el primer deslizamiento.

Esta fase está muy condicionada por la geometría de la chapa, puesto que pueden ser necesarios diferentes deslizamientos relativos, para movilizar las mismas tensiones, usando diferentes geometrías de chapa, a igualdad de los restantes parámetros.

Si la pérdida de adherencia se produce en la zona central de la luz, una vez destruída la adherencia entre la chapa y el hormigón y producido el deslizamiento entre ambos, el forjado funciona como un arco, cuyo tirante es la chapa, con tensión constante en toda la luz. Este funcionamiento solicita fuertemente a los extremos de la viga, produciendo una concentración de esfuerzos rasantes y normales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Este "efecto arco" puede movilizar una tercera fase resistente:

Una vez iniciado el desplazamiento relativo de las dos caras de la interface y debido a la presencia de las indentaciones, el hormigón intentará "cabalgar" sobre la chapa, produciendose un desplazamiento relativo de las superficies, normal al plano de rasante (dilatancia). La separación de las caras se ve impedida por la fuerza normal originada, en la cercanía de los apoyos, por el efecto arco, ¸que provoca la compresión de las caras y permite que se desarrolle el mecanismo de "corte-fricción". Si la indentaciones están bien diseñadas (suficiente altura y no demasiada pendiente en las caras), se producen bielas comprimidas en el hormigón, solicitadas fuertemente.

FORMULACION DEL MODELO DE COMPORTAMIENTO EN SERVICIO

CARACTERISTICAS ELASTICAS DE LAS SECCIONES

Sección fisurada

Profundidad de la fibra neutra

$$x_f = \frac{n*A_a}{b} * \left(\sqrt{1 + \frac{2*b*d_a}{n*A_a}} - 1 \right)$$

momento de inercia

$$I_f = \frac{b*x_f^3}{3*n} + I_a + A_a * (d_a - x_f)^2$$

donde:

$n=E_a/E_c$: relación de módulos de deformación

A_a : área de la sección de acero

d_a : distancia de la fibra superior de la sección compuesta al centro de gravedad de la sección de acero sólo

I_a : momento de inercia de la sección de acero sólo, respecto a su centro de gravedad.

b : ancho total del forjado ensayado

CONTRASTE DE RESULTADOS

Las deformaciones en el forjado en estado mixto deben estar limitadas, de forma que el forjado pueda cumplir su función y que los elementos que se encuentran vinculados a él no sean dañados. Las flechas límites deben preverse en función de las exigencias relativas al funcionamiento, a la construcción y al aspecto estético.

El Eurocódigo 4 recomienda los valores, L/250 para la flecha total y L/300 para la activa (si el forjado soporta elementos frágiles, la limitación para ésta última debe ser L/350).

Esto limita las flechas de los forjados de 2 m a 6,7 mm y la de los de 4 m a 13,3 mm. En estos ensayos realizados sólo se midieron las flechas instantáneas debidas a las sobrecargas aplicadas, por lo que no se puede hacer una comparación directa. No obstante, la flecha medida en los niveles de carga correspondientes a la pérdida de la adherencia entre el hormigón y la chapa fué menor que los valores citados.

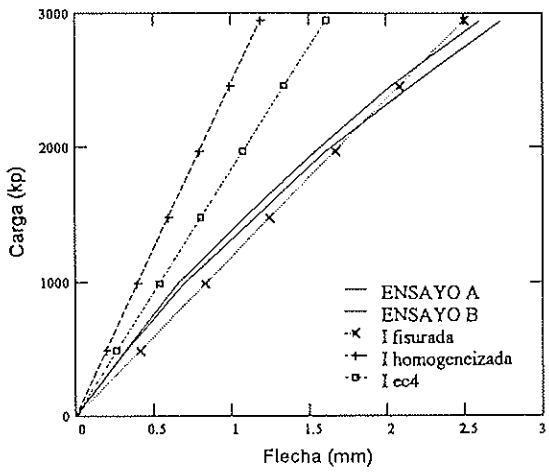


FIGURA 2: ENSAYO L-2

Con el objeto de hacer un análisis comparativo entre las flechas de estos forjados en servicio (se ha considerado hasta el 80% de la carga que produce el primer desliza-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

miento) y los valores teóricos que resultan de la aplicación de distintas fórmulas, se han utilizado tres relaciones: una se basa en la sección sin fisurar (I_h); la segunda en la sección fisurada (I_f), y la tercera en la inercia promedio entre la sección fisurada y sin fisurar (I_m), que es la adoptada por el Eurocódigo 4.

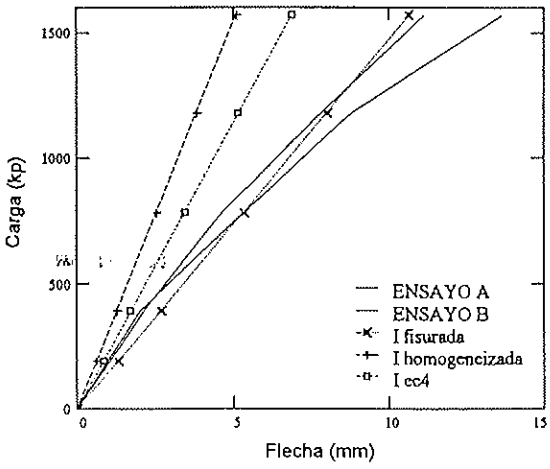


FIGURA 3: ENSAYO L-4

Siguiendo las recomendaciones del EC4, las secciones fueron homogeneizadas a sección de acero. Los módulos de deformación del acero y el hormigón se tomaron, respectivamente, E_a=2.100.000 kg/cm^2 y E_c=290.000 kg/cm^2.

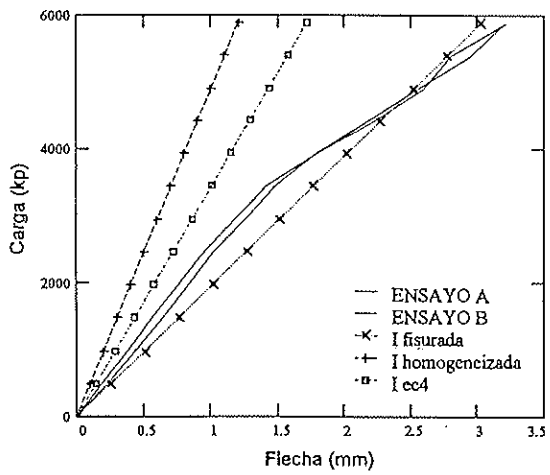


FIGURA 4: ENSAYO R-2

Como se puede observar en las curvas "cargas-flechas", la fórmula que utiliza la inercia media es la que mejor aproxima a las flechas medidas, para valores bajos de la relación entre la carga aplicada y la carga que produce el 1er deslizamiento entre la chapa y el hormigón; y para valores altos de esta relación, la mejor aproximación se obtiene utilizando la inercia fisurada. También se puede observar que, para valores medios de esa relación, las diferencias son importantes.

Si se considera aplicable la teoría de fisuración en elementos de hormigón armado sometidos a solicitaciones de flexión, en donde la utilización de diámetros finos y recubrimientos pequeños es beneficioso ya que reduce la separación media entre fisuras y por consiguiente el ancho medio de éstas (véase Model Code CEB-FIP), este tipo de forjados se encuentra en el límite al que tiende la separación entre barras, por disminuir el diámetro de las mismas manteniendo constante la cuantía de armaduras.

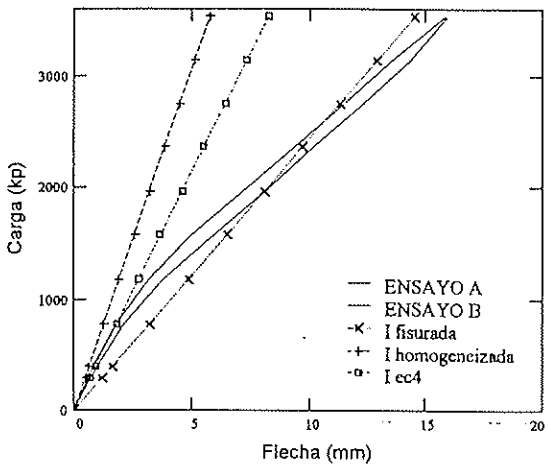


FIGURA 5: ENSAYO R-4

DESCRIPCION DE LAS PRUEBAS DE CARGA EN CAMPO

Se realizaron pruebas de carga en cuatro forjados de diferentes obras, para analizar su comportamiento frente a una sobrecarga distribuida uniformemente.

En todos los casos se trataba de estructuras metálicas, con vigas principales y secundarias formadas por perfiles I normalizados. Los forjados objeto de los ensayos estaban apoyados sobre las vigas con la forma de continuidad indicada en la figura 6. Los forjados estaban compuestos por el mismo tipo de chapa nervada, que en adelante se designará como de tipo M, pero con distintos espesores de chapa y diferentes calidades y alturas de la capa de hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

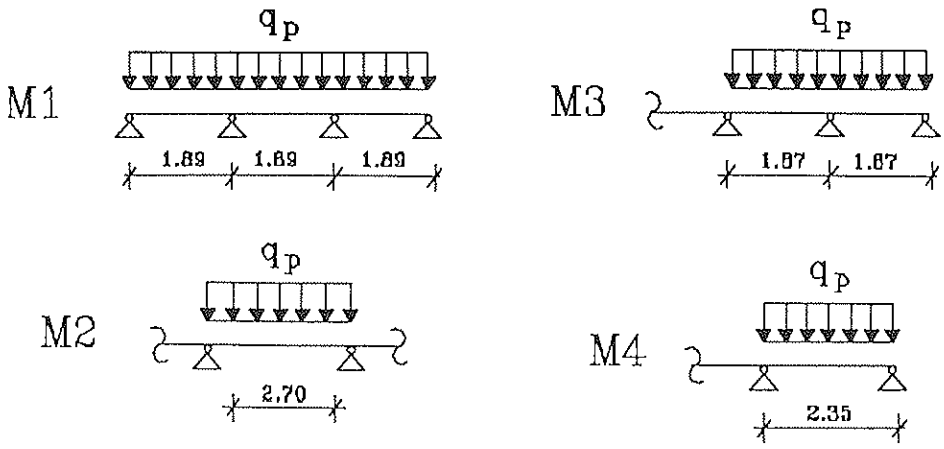


FIGURA 6: VANOS CARGADOS

Las relaciones luz/canto de los forjados eran:

forjado M1: 189/12 = 15,75

forjado M2: 270/16 = 16,88

forjado M3: 187/12 = 15,6

forjado M4: 235/12 = 19,6

todas ellas inferiores al valor máximo recomendado por el EC4.

Para la realización de la prueba se siguió la norma ACI-318/89, parte 6, capítulo 20.4 "LOAD TEST OF FLEXURAL MEMBERS".

El sector de la estructura seleccionada para la prueba de carga, fué sometida a una carga total, incluyendo las cargas permanentes actuantes en ese instante, equivalente al 85% de la carga mayorada

$$Qp = 0{,}85*(1{,}4*G + 1{,}7*S)$$

G : cargas permanentes

S : cargas variables

Las cargas fueron materializadas mediante piscinas de agua o sacos de arena de peso conocido.

La carga de prueba fué aplicada en no menos de 4 incrementos de carga aproximadamente iguales, sin impacto para la estructura. El tiempo transcurrido entre cada escalón de carga fué de 15 minutos, para permitir la estabilización de las lecturas. La carga de prueba se mantuvo durante 24 horas y luego fué retirada, en escalones, hasta su descarga total.

Previamente a la ejecución de las pruebas de carga, se realizó una inspección de los forjados. A continuación se detallan los aspectos observados durante la misma:

Durante la inspección de la obra 1 se verificó la existencia de material acopiado sobre los forjados. Se observaron despegues localizados en zonas en las que se habían suspendido cargas, y algunas aberturas en el solape longitudinal de las chapas.

En la obra 2 no se detectaron anomalías.

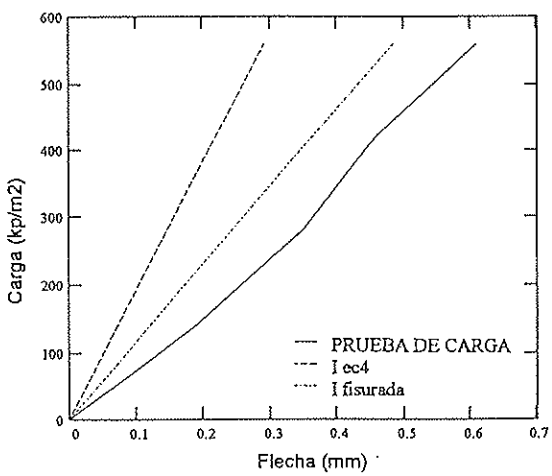


FIGURA 7: PRUEBA DE CARGA M-1

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

En la obra 3 se observó que la chapa había sido colocada invertida respecto a la posición de trabajo de diseño. Asímismo, se detectaron despegues localizados entre la chapa y el hormigón.

Los forjados de la obra 4 aún no se habian puesto en servicio en el momento de la inspección. Se observaron despegues generalizados entre la chapa y el hormigón y fisuras en la cara superior, coincidentes con los apoyos del forjado en las vigas. Es la única obra de las analizadas en la que se apuntaló la chapa durante el hormigonado.

En ningún forjado se había colocado armadura adicional en los nervios, y todos contaban con una malla de retracción y temperatura.

ANALISIS DE LOS RESULTADOS

Del análisis de los resultados obtenidos se pueden sacar las siguientes conclusiones:

Los forjados sometidos a las pruebas de carga no presentaron evidencias visibles de fallo.

La flecha medida fué, en todos los casos, aproximadamente el 10% de la flecha máxima admisible según el EC4. También resultó menor que

$$\delta_{max} \leq \frac{L^2}{20000 * h}$$

que es el criterio indicativo de comportamiento satisfactorio, de la norma ACI 318/89, para las pruebas de carga realizadas en estructuras existentes.

La recuperación de la flecha después de retirada la carga de prueba fué mayor que el 75% de la flecha máxima medida.

Las flechas medidas en todos los forjados resultaron, aproximadamente, el doble que las flechas previstas por el EC4. Para el cálculo teórico se utilizó el módulo de

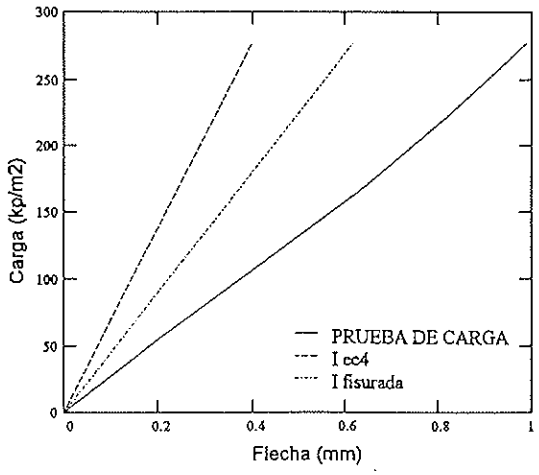


FIGURA 8: PRUEBA DE CARGA M-2

deformación del hormigón del hormigón para cargas instantáneas, ya que al tomar las lecturas de los instrumentos tras 24 horas de mantenimiento de la carga de prueba, no se registraron diferencias apreciables con respecto a las flechas ocurridas inmediatamente después de colocada.

La eficaz movilización de la primera fase del comportamiento que se observa en laboratorio, está condicionada a una buena puesta en obra del hormigón, pues la presencia de polvo, suciedad o agua en la interface dificulta la adherencia. Por otro lado, la presencia de esfuerzos debidos a la retracción, fluencia o temperatura puede hacer que este mecanismo se agote antes de la entrada en carga de la estructura. Así mismo, la presencia de tracciones normales al plano de la interface, tales como cargas colgadas del forjado, puede inhibir este mecanismo.

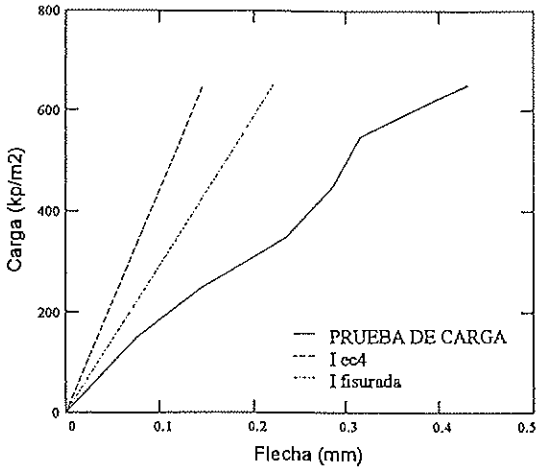


FIGURA 9: PRUEBA DE CARGA M-3

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

La retracción del hormigón vertido in situ induce a estados de tensión tangencial en el plano de contacto, cuya magnitud depende de muchos factores: edad y características del hormigón, geometría de la superficie de contacto, condiciones atmosféricas. Esto puede tener alguna importancia en obra cuando se utiliza demasiada agua de mezclado y se cura en forma deficiente. Los impactos sobre el forjado y las grandes cargas a las que se somete el forjado a edades tempranas, cuando el hormigón no desarrolló toda su resistencia, también influyen en esta fase. Lo anterior es consecuente con la observación realizada por los operarios de algunas de las obras en el sentido de que, con posterioridad al curado del hormigón, se oían frecuentes chasquidos durante la aplicación de cargas mínimas, que se interpretan como bruscos despegues entre el hormigón y la chapa.

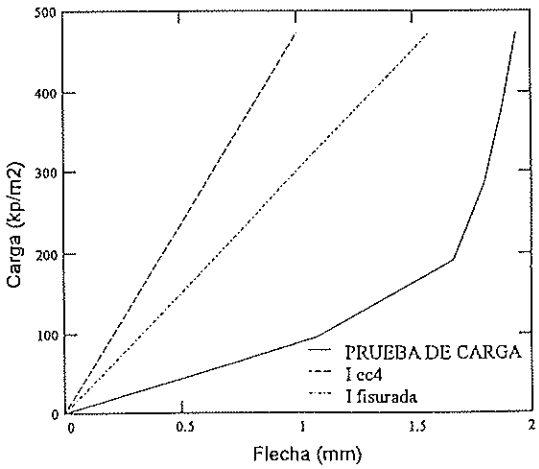


FIGURA 10: PRUEBA DE CARGA M-4

En todos los forjados sometidos a pruebas de carga, se puede observar que la importancia relativa de las deformaciones medidas es pequeña, ya que éstas resultaron ser del orden del 10% de la flecha máxima admisible en el EC4. Pero hay que tener en cuenta que todos ellos salvaban luces pequeñas, con un valor de la relación luz/canto de aproximadamente la mitad del valor máximo recomendado por este mismo reglamento.

CONCLUSIONES

Por todo lo anteriormente dicho, se llega a la conclusión de que el comportamiento de este tipo de forjados en laboratorio es notablemente diferente de su comportamiento en obra y que con la fórmula para la previsión de flechas del Eurocódigo 4 se obtienen valores menores que los medidos en obra.

Tabla 11

Relación flechas medidas/teoricas

	I_{EC4}	$I_{fisurada}$
Prueba de carga "M2"	2,125	1,276
Prueba de carga "M2"	2,479	1,607
Prueba de carga "M3"	2,94	1,941
Prueba de carga "M4"	1,934	1,234

Las condiciones de ejecución de los trabajos en obra son tan diferentes de las de laboratorio que la extrapolación de los resultados experimentales sitúan a los forjados construidos en obra del lado de la inseguridad.

En los ensayos de campo no se ha observado el escalón que en laboratorio diferenciaba las dos fases del comportamiento, por lo que se deduce que el mecanismo resistente de la primera fase ya se encontraba agotado antes de someter al forjado a la carga de prueba.

Debido a la cantidad de variables y mecanismos que entran en juego en la generación de esfuerzos rasantes en la interface, interdependientes muchos de ellos y de comportamiento global altamente no lineal, hasta el momento no hay ninguna expresión teórica que se ajuste a la realidad. Por este motivo, el EC4 recomienda la ejecución de ensayos de aprobación para cada tipología de chapa diferente.

Los eventuales deslizamientos entre el hormigón y la chapa por efecto de la pérdida de adherencia química, producen un gran incremento de la deformabilidad y deberían ser tenidos en cuenta al calcular las flechas en estado límite de servicio en obra, aunque los ensayos de aprobación realizados indiquen que para este nivel de

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

cargas no se produce la pérdida de adherencia. Por esto es que habría que tomar precauciones cuando se proyecten forjados para salvar luces grandes o se utilicen grandes valores de la relación luz/canto.

RESUMEN

En este artículo se exponen los resultados, en lo que a flechas en servicio se refiere, de los ensayos realizados con forjados de chapa nervada. Primero se comparan los resultados de los ensayos de laboratorio con los obtenidos aplicando las expresiones más corrientemente utilizadas, y luego se comparan estos con los obtenidos en las pruebas de carga realizadas in situ sobre forjados de esta misma naturaleza.

Se llega a la conclusión de que, si bien las deformaciones medidas in situ son de una importancia relativamente pequeña frente a las flechas máximas admisibles, las flechas previstas con la utilización de la expresión analítica preconizada por el Eurocódigo 4 difiere sensiblemente de las medidas en obra, quedando estas previsiones del lado de la inseguridad.

SUMMARY

This paper gives the results of tests carried out on ribbed steel plate and concrete floors with regards to their deflection under loading. The results of the laboratory tests are first compared with the more commonly used equations and then with the results obtained from in situ load tests on floor slabs of the same characteristics.

One may reach the conclusion that while the average of in situ deformations were of comparatively little importance with regards to the maximum admissible deflections, the deflections foreseen when using the analytical equation recommended by the Eurocode 4, noticeably differed from those measured on site, and these previsions rest on the side of insecurity.

* * *

Registro ITEC de Materiales Nueva versión informática en entorno "Windows"

El Registro ITEC de Materiales se halla ahora disponible en un nuevo formato que puede ser consultado con un ordenador compatible y ser ejecutado en el entorno "Windows". El usuario puede acceder no sólo a los datos referidos a los productos y sus prestaciones, fabricantes, marcas, direcciones, normativas y certificaciones, sino también proceder a la consulta mediante un programa de gestión –desarrollado exclusivamente para que ésta resulte eficaz y ágil– de una base de datos tan extensa como el Registro ITEC de Materiales. A esta información se accede por varias vías, y puede ser suministrada por diversas salidas impresas.

Esta aplicación complementa el conocido formato de fichero, en el cual los datos contenidos en el Registro ITEC de Materiales son presentados en una colección de diecisiete volúmes que recogen las fichas características, clasificadas en grupos temáticos.

El Registro ITEC de Materiales es una base de datos de productos para la construcción descritos en razón de su perfil técnico. Para cada uno de los materiales-tipos, el ITEC ha definido un cuadro de características, con un especial énfasis en aquellos parámetros que mejor determinan el comportamiento de cada producto a fin de facilitar la comparación de prestaciones entre productos de la misma tipología.

Gracias al Registro ITEC de Materiales es posible establecer cuáles son los productos cuyas características son avaladas por ensayos (experimentales), y de este modo deviene un instrumento sumamente útil para la recepción y el control de la calidad de los materiales.

El ITEC actualiza la base de datos cada cuatro meses, lo que garantiza que la información que brinda al profesional es de la máxima vigencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

591-2-295

Proyecto de dos pasarelas en el Ayuntamiento de Oleiros

Antonio González Serrano
Ingeniero de Caminos
Patólogo
Director de Proxectos, S.L.

Sin luchas, sin afán y sin lamento,
sin agitarme en ciego frenesí,
sin proferir un sólo, un leve acento,
las largas horas de la noche cuento,
¡y pienso en ti!

José Batres Montufar

A mis padres, que ya no están,
con mi más permanente recuerdo.

INTRODUCCION

En este artículo se exponen dos realizaciones recientes, a nivel de proyecto, relativas a dos pasarelas que se van a construir en el Ayuntamiento de Oleiros, en la Provincia de La Coruña.

Quiero agradecer, en primer lugar, a mi gran amigo Rafael Astor, Ingeniero Municipal del Ayuntamiento de Oleiros, la confianza que ha depositado al encargarme estos Proyectos.

Tampoco quiero olvidar la colaboración prestada por el Arquitecto, Julio Besiga Díaz-Blanco, por las múltiples horas trabajando juntos, y por los magníficos dibujos que se adjuntan.

PLANTEAMIENTO DE LOS PROYECTOS

Se proyectan dos pasarelas peatonales.

La pasarela "O Asubío" se diseña entre dos montañas, para dar continuidad a un camino, que truncó en un pasado la ejecución de una carretera.

Esta pasarela quiere representar a un animal que, apoyando sus patas delanteras y traseras en las montañas, ofrece el lomo como vía de paso.

Como la pasarela es muy esbelta, (de ahí su nombre, ya que en gallego Asubío significa silbido), la barandilla se diseña a base de cables.

La pasarela "A Xuntanza", se diseñó formada por dos rampas helicoidales y un tramo central, con un trazado parabólico en alzado, que está colgado de dos arcos antifuniculares, formados por tubos, que se apoyan en cuatro pilas, dos a dos, y que se

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

contrarrestan con tubos que actúan como elementos de compensación.

PASARELA "O ASUBIO"

La perspectiva de esta pasarela se puede apreciar en la figura 1.

En la figura 2 se puede ver el alzado de la pasarela.

En la figura 3 se detalla una perspectiva del tablero.

La pasarela es una estructura de tablero superior. El arco inferior tiene una proyección horizontal de 15,25 m. El tablero tiene

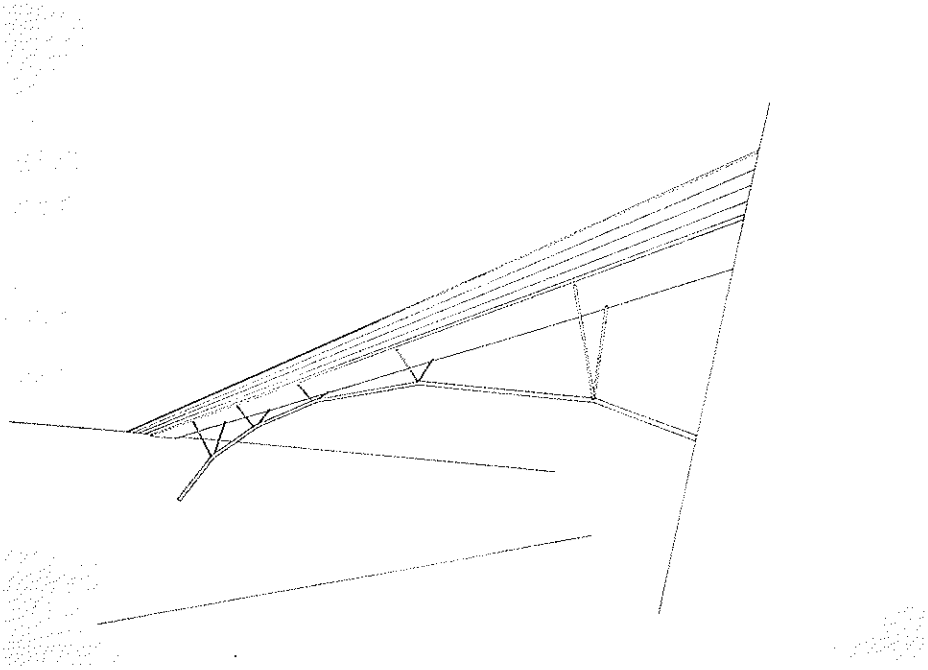


Fig. 1.

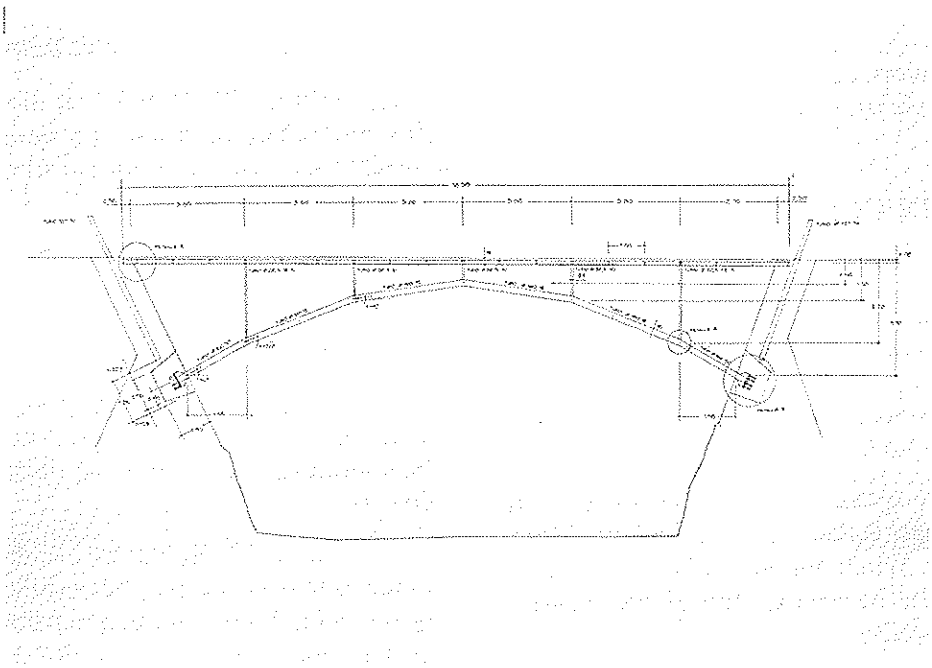


Fig. 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

una longitud de 18,30 m. El ancho de la plataforma es de 2,20 m.

La estructura es muy sencilla, haciendo trabajar a los materiales de una forma muy racional.

El arco poligonal, que es un antifunicular de las cargas, está formado por un tubo de 160 mm de diámetro. Este arco se une al tablero por parejas de tubos, de 82,5 mm de diámetro, con una sección transversal en forma de V, que se disponen cada 3 m.

El tablero está formado por una losa mixta, de 160 mm de canto total, que es autoportante durante el proceso de hormigonado del tablero.

Esta losa está formada por una chapa inferior, provista de dos perfiles longitudinales, formados por perfiles HEB de 100 mm, dispuestos en los bordes, y un conjunto de IPE transversales, dispuestos cada 1 m. Esta estructura está rigidizada con angulares y chapas, estando provista, además, de conectores.

Como la estructura es muy esbelta, la barandilla se diseñó formada por cables, a fin de no quitarle protagonismo a la pasarela.

PASARELA "A XUNTANZA"

Dos perspectivas de esta pasarela se pueden ver en las figuras 4 y 5.

En la fotografía 6 se representa una planta y un alzado general de la pasarela.

En la fotografía 7 se aprecia una semisección vertical del tramo central de la pasarela.

La fotografía 8 es una planta de la semisección del tramo central de la pasarela.

La pasarela arranca en los extremos con dos rampas helicoidales de 6 m de radio, que suben con una pendiente uniforme del 10 por ciento, hasta enlazar con el tramo central de la pasarela, formado por un trazado parabólico en alzado, de notable belleza, diseñado con una relación flecha/luz de 1/29. La longitud del tramo central entre pilas es de 26 m.

El tablero de la pasarela tiene un ancho de 2,30 m.

Los helicoides están apoyados en un conjunto de pilares metálicos, de 132 mm de diámetro, que se unen en forma de V, dos a dos, en su cimentación.

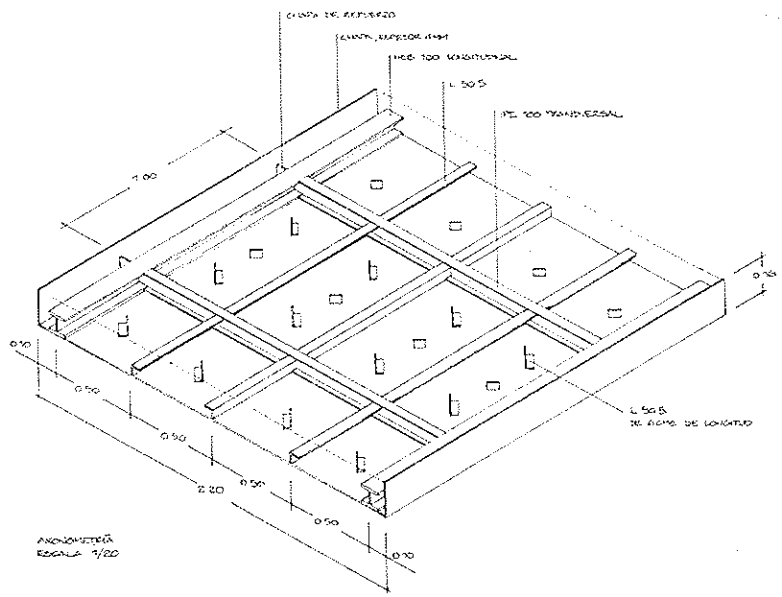


Fig. 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

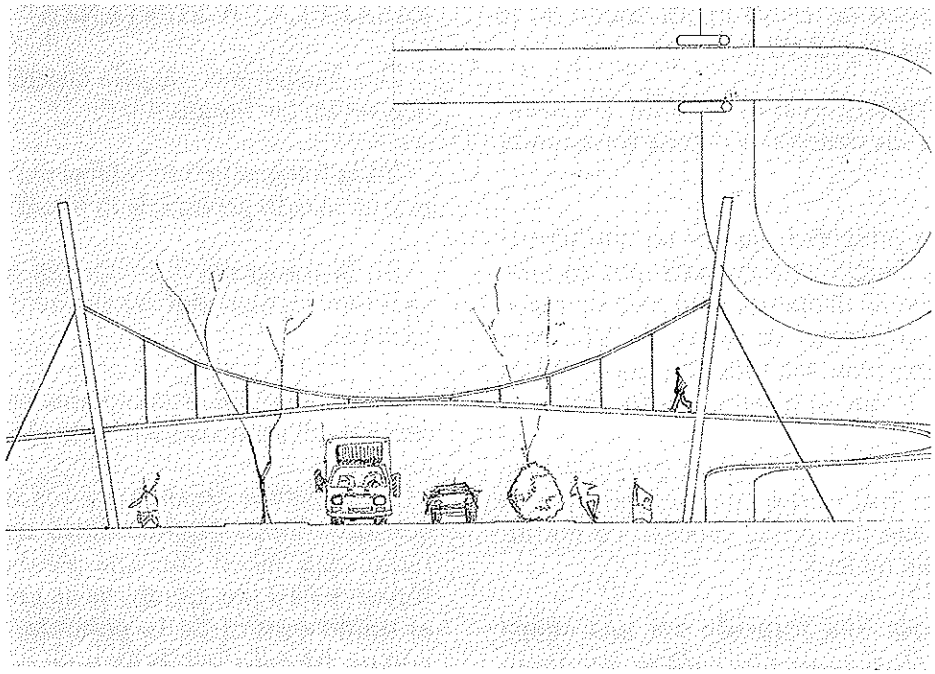


Fig. 4.

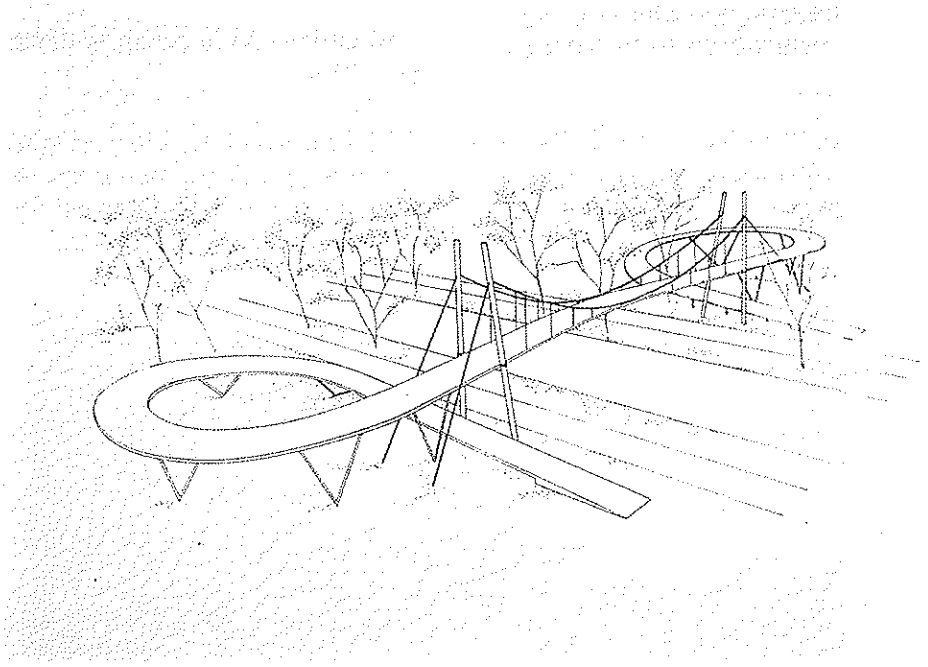


Fig. 5.

El tramo central está suspendido de dos arcos poligonales, antifuniculares, formados por tubos de 106 mm de diámetro, diseñados con una luz de 27,1 m y con una relación flecha luz de 1/6. Los elementos de suspensión están formados por tirantes biarticulados de 19 mm de diámetro.

Los arcos antifuniculares se enlazan con cuatro pilas inclinadas, dos a dos, en las que se apoya el tablero de la pasarela. Las componentes horizontales de las tracciones de estos arcos se absorben, también dos a dos, con cuatro tirantes, que también están formados por tubos, de 118 mm de diámetro, y que van a anclarse en

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

las correspondientes cimentaciones.

Las pilas son tubos de 368 mm de diámetro.

El tablero de la pasarela es una estructura mixta formada por una chapa de acero rigidizada con perfiles metálicos, que es autoportante durante el proceso de hormigonado.

Esta estructura mixta se ha diseñado con un canto total de 18 cm.

El tablero, en la zona de los helicoides, está formado por una chapa inferior, que está rigidizada por un HEB longitudinal de 120 mm, dispuesto en el eje del tablero, y por perfiles IPE, transversales, de 120 mm, dispuestos cada 1,035 m.

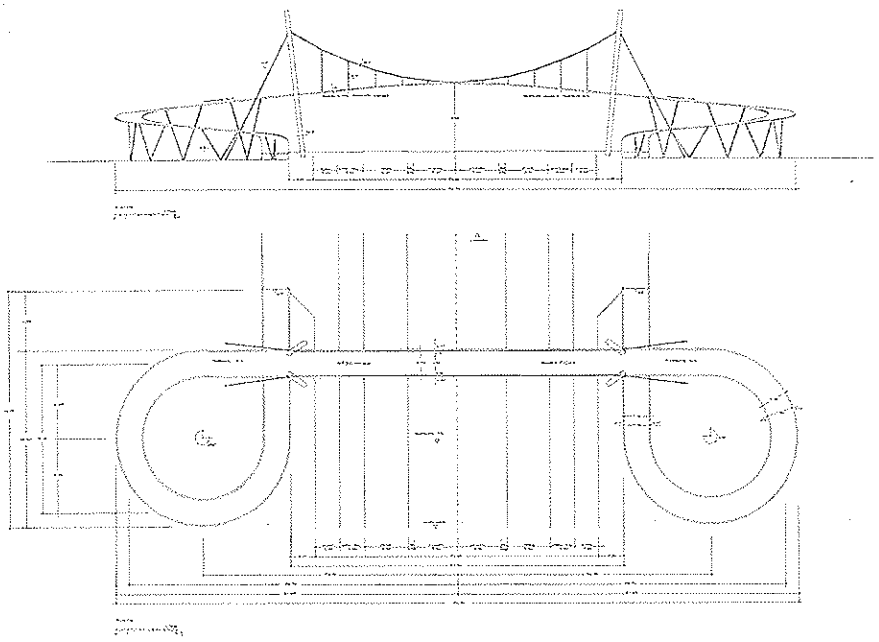


Fig. 6.

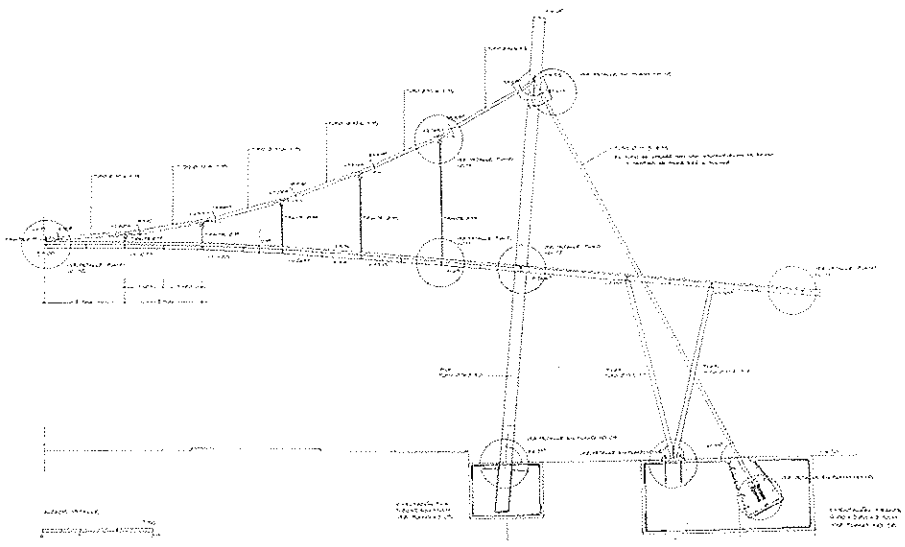


Fig. 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

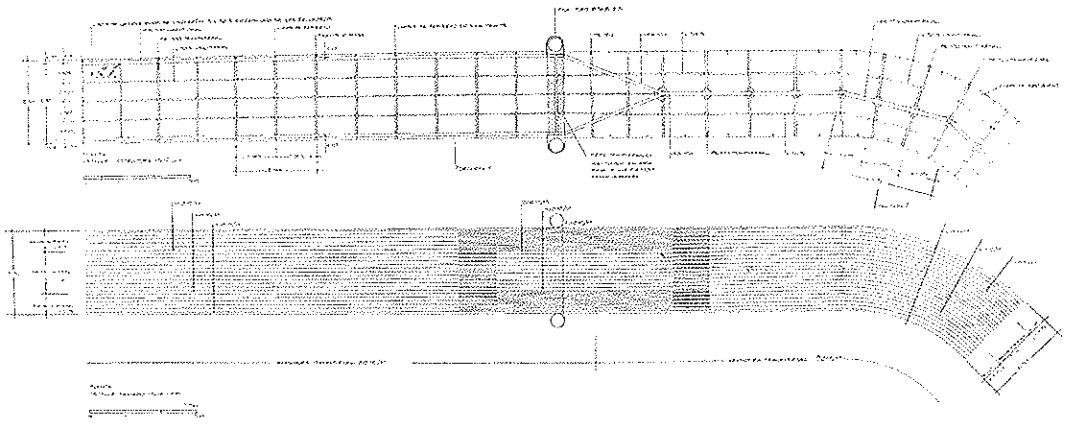


Fig. 8.

El tablero, en la zona central de la pasarela, está formado por una chapa inferior, rigidizada por dos perfiles longitudinales laterales, formados por dos HEB de 100 mm, y por una serie de perfiles transversales, formados por IPE de 100 mm, dispuestos cada 1,083 m.

Los tirantes se disponen cada 3 elementos de rigidización transversal.

Esta estructura mixta, como se puede apreciar en las fotografías aportadas, está rigidizada por angulares y chapas, estando provista, además, de los correspondientes conectores.

RESUMEN

En esta publicación se expone la estructura de dos pasarelas, proyectadas recientemente para el ayuntamiento de Oleiros, en La Coruña.

Una pasarela es un arco antifunicular de tablero superior, y la otra pasarela está colgada de un arco antifunicular, de tablero inferior, provista con dos rampas helicoidales.

SUMMARY

This paper explains de novel design of two footbridges in the Council of Oleiros in La Coruña.

* * *

Catálogo CAD núm. 12 de la Biblioteca ITEC de soluciones constructivas

El ITEC ha completado un nuevo volumen de los Catálogos CAD de la Biblioteca ITEC de Soluciones Constructivas, que recoge detalles constructivos de forjados hormigonados en obra con bovedillas de poliestireno expandido. Son soluciones propuestas por la "Asociación Nacional de Poliestireno Expandido-ANAPE", de techos unidireccionales y reticulares, y techos con prelosas de hormigón pretensado. Además de los gráficos de los detalles, incluye la especificación técnica completa de cada uno de los elementos que intervienen.

Este Catálogo CAD, que es el núm. 12 de la Biblioteca ITEC de Soluciones Constructivas, se ha desarrollado para las versiones 12 y 13 (MS-DOS y Windows) de AutoCAD, y también en formato DXF.

La Biblioteca ITEC de Soluciones Constructivas está preparando la próxima aparición de dos nuevos volúmenes:

- Soluciones de fachadas, cubiertas, forjados, divisorias, soleras, pavimentos flotantes y falsos techos, con lanas minerales, de Cristalería Española.
- Soluciones de cubiertas con láminas flexibles de PVC, de Solvay.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

591-2-296

Proyecto de dos "Puentes gemelos" en La Coruña

Antonio González Serrano
Patólogo
Ingeniero de Caminos
Director de Proxectos, S. L.

"... porque dónde hay mucha ciencia
hay mucha molestia, y creciendo en
saber, crece el dolor"
Eclesiastés, 1/18

A Rosa.

El planteamiento estructural de este Proyecto lo publiqué en el número 193 de la revista Hormigón y Acero, en el año 1994. Este artículo fue traducido en las FIP Notes 1995/2, distinción que agradecí, y que me alienta para seguir diseñando nuevas estructuras. También se publicó una reseña de esta estructura en el número 61 de la Revista Cauce, correspondiente a Enero-Febrero de 1994.

La fotografía 1 de la maqueta define el Proyecto tal y como fue concebido por mí, mientras que las fotografías 2 y 3, recogen el Proyecto construido, aún sin terminar, que difiere del inicialmente proyectado, con una connotación estética, a mi entender, negativa. La fotografía 4 muestra el proceso de montaje de la estructura.

Estos Puentes forman parte de la solución técnica que le dí a una intersección en glorieta, muy diáfana, que aún no se ha terminado de construir en La Coruña, para crear un cruce a distinto nivel.

Este cruce lo proyecté diseñando dos "Puentes Gemelos", atirantados entre sí a partir de un punto fijo de simetría central, que constituyen una estructura singular, única, sencilla y funcional. La estructura es, además, a mi juicio, bella y serena.

La glorieta se tuvo que diseñar con unas condicionantes en superficie que obligaron a realizar una planta elíptica.

Estas intersecciones dan un servicio óptimo, tanto para el tráfico rodado como para el tráfico peatonal, proporcionando una gran seguridad vial, al quedar ambos tráficos totalmente canalizados e independientes.

La intersección está formada por el cruce de la futura Avenida de la Universidad de La Coruña, que dará acceso al Campus Universitario, con la carretera actual de Pocomaco, y el vial de entrada y salida al Coliseo y a Continente, que es un área comercial y de esparcimiento.

La carretera a Pocomaco se piensa desdoblar en el futuro, hecho que tuve en cuenta en el diseño.

Los puentes, con un trazado en planta en forma de arco elíptico, tienen un canto de 65 cm y una luz de 26,20 m. Es decir, la relación canto/luz es 1/40. El tablero es de hormigón armado.

La sección transversal del tablero deberá estar formada por una acera de 3,5 m de ancho, que dará un servicio peatonal

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

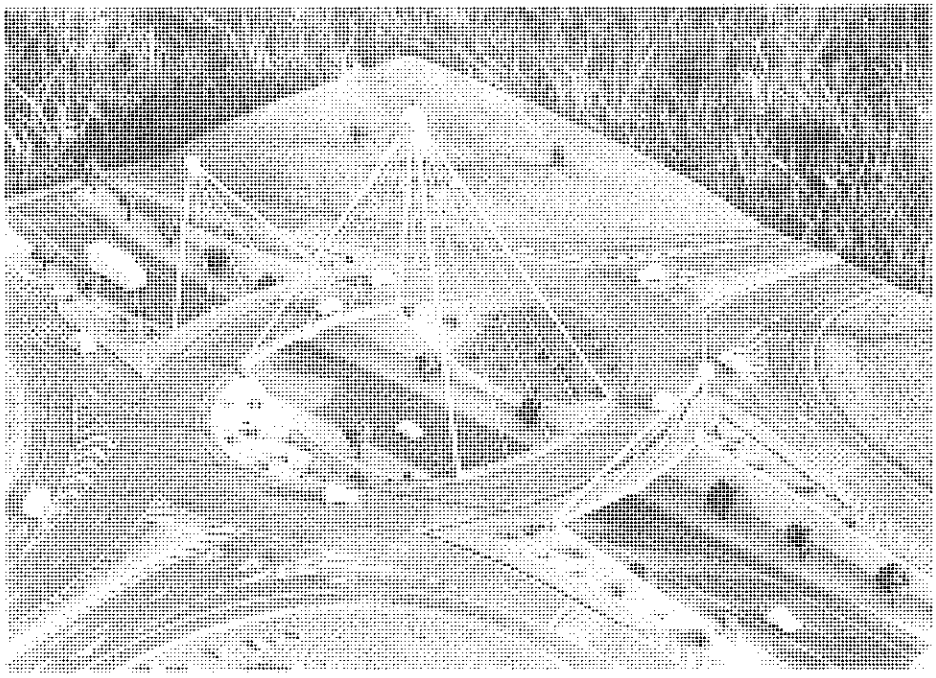


Fig. 1.

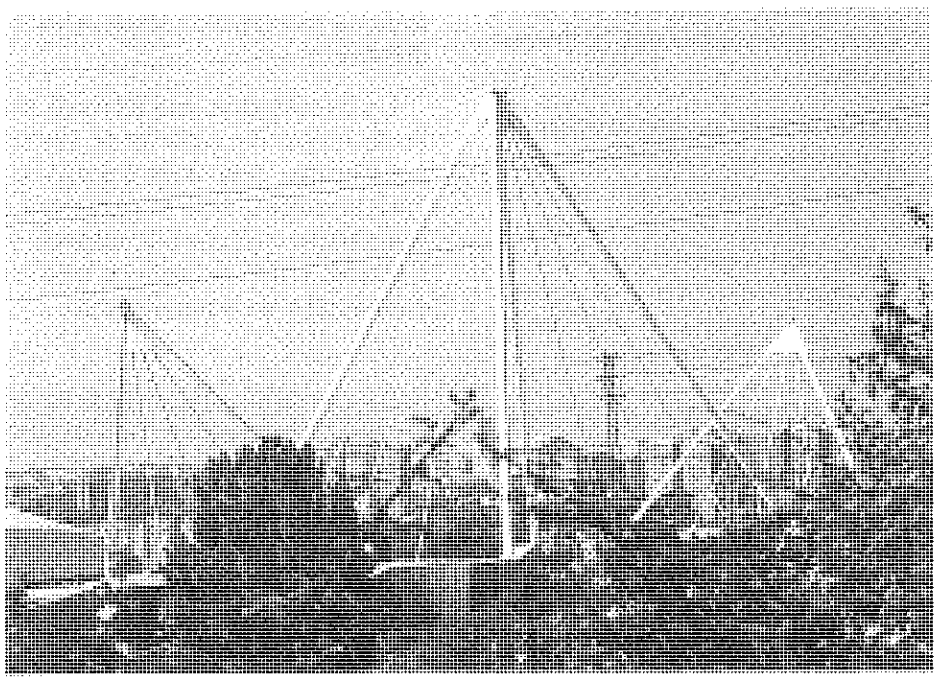


Fig. 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

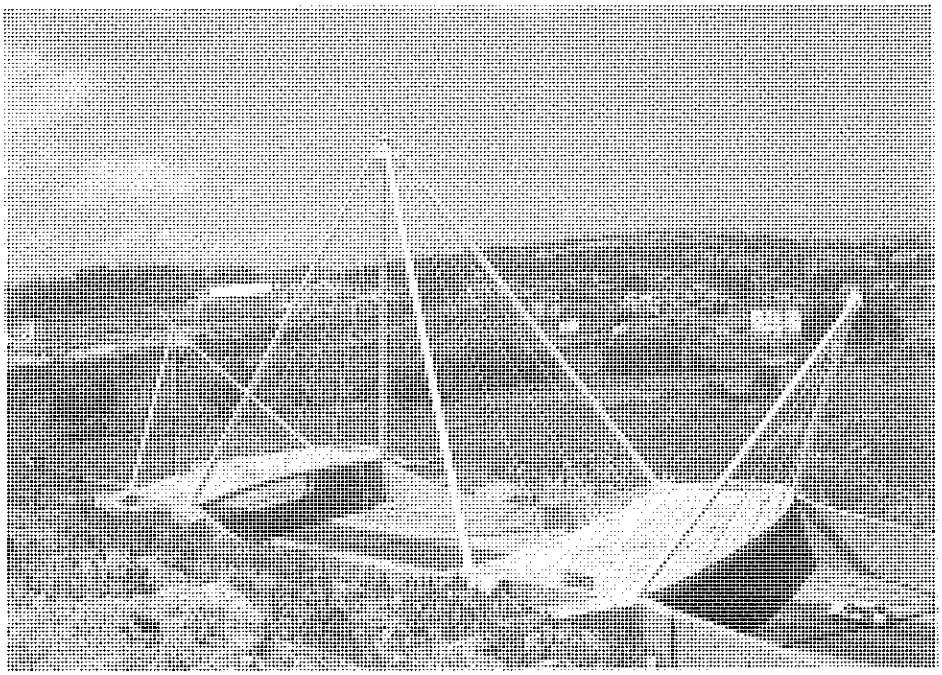


Fig. 3.

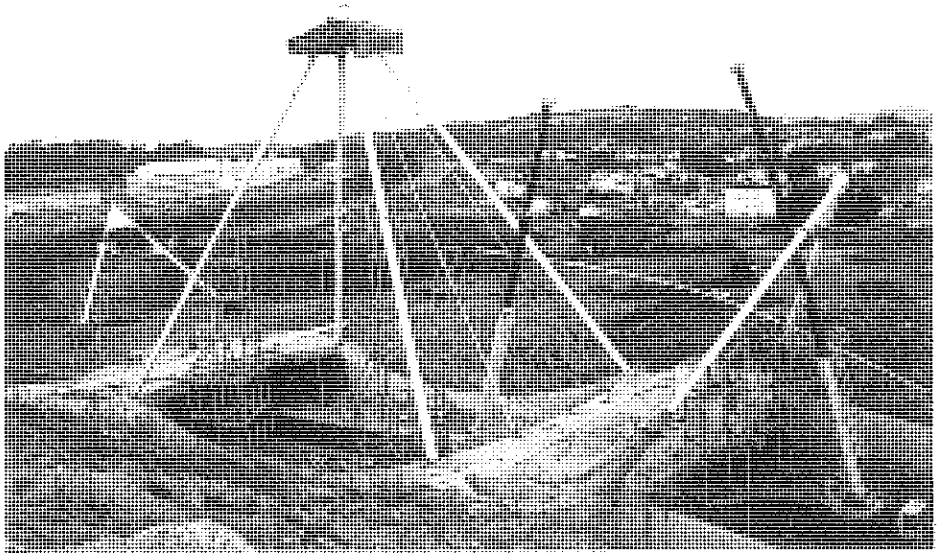


Fig. 4.

importante a la Universidad de La Coruña, a la que se añade una calzada de 9,5 m, y un resguardo adicional de 1,00 m en el borde interior.

He diseñado las aceras sin sobresalir por encima de la capa de rodadura del tablero, para no dar la sensación de que el puente tiene un canto superior al real.

Las aceras se diseñaron separadas de la calzada, mediante un bordillo de granito rosa Porriño, en forma de barras paralelepipédicas lineales, intercaladas con troncos de cono del mismo material. Este bordillo proporcionará la seguridad vial necesaria al peatón, y permitiría eliminar las famosas barreras de seguridad de doble onda, que no me encajan en esta estructura. En la fotografía 5 se puede ver un detalle del bordillo que he proyectado.

El tablero de los puentes está empotrado en los hastiales, es decir, se ha diseña-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

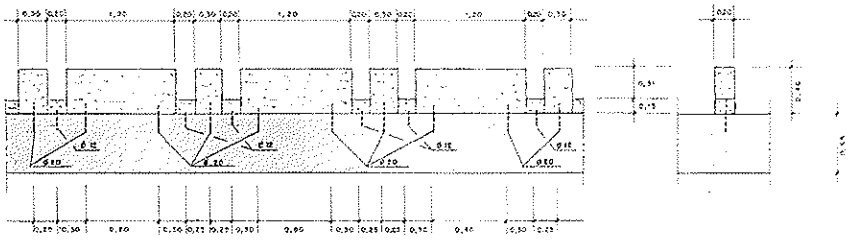


Fig. 5.

do empotrado en dos bordes opuestos, estando sustentado, además, en tres tirantes en cada uno de los otros dos lados.

He preferido diseñar los tirantes muy rígidos, para que el tablero se asemeje a una placa biempotrada en dos bordes opuestos y biapoyada en los otros dos bordes paralelos.

Como los tubos que trabajan a compresión son elementos con un diámetro significativo, he querido diseñar los tirantes con un diámetro superior a lo habitual, para que exista un equilibrio entre ambos diámetros.

Por esta causa, es decir, por razones puramente estéticas, los tirantes se diseñaron como elementos tubulares postesados, de 177,8 mm de diámetro exterior.

Los tirantes se diseñaron postesados, con 6 y 8 cordones de 0,6", sin galvanizar, con anclajes convencionales, ya que las variaciones de tensión lo permiten por fatiga. El pretensado de los tirantes equilibra el estado tensional debido al peso propio de la estructura. Por lo tanto, los tendones, en el interior de los tirantes, se deberán proteger, según proyecto, inyectándolos con lechada de cemento.

El acero estructural de todos los tubos y de todos los tirantes se diseñó de calidad ST 52-3, es decir, de baja resiliencia, aunque no todo el acero que se colocó cumple estas especificaciones.

Los seis tirantes que parten de los bordes interiores de los dos tableros, confluyen en un punto de simetría central que está situado a 43,5 m de altura sobre la carretera actual de Pocomaco. Este nudo se diseñó rematado en un casquete esférico, no estructural, de ≈ 2,20 m de diámetro.

La iluminación futura de la intersección se diseñó ubicándola en los tres nudos de la estructura. También proyecté dejar cables guía en el interior de los tubos, para utilizarlos en el futuro.

La fotografía 6 corresponde a una primera maqueta que se hizo del nudo central, a escala importante, para analizar los problemas que podría plantear su construcción.

Las fotografías 7 y 8 son dos perspectivas del nudo central, hechas mediante autocad quitando en el dibujo la cobertura que había proyectado.

La fotografía 9 corresponde al nudo central tal y como se ha construido, con

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

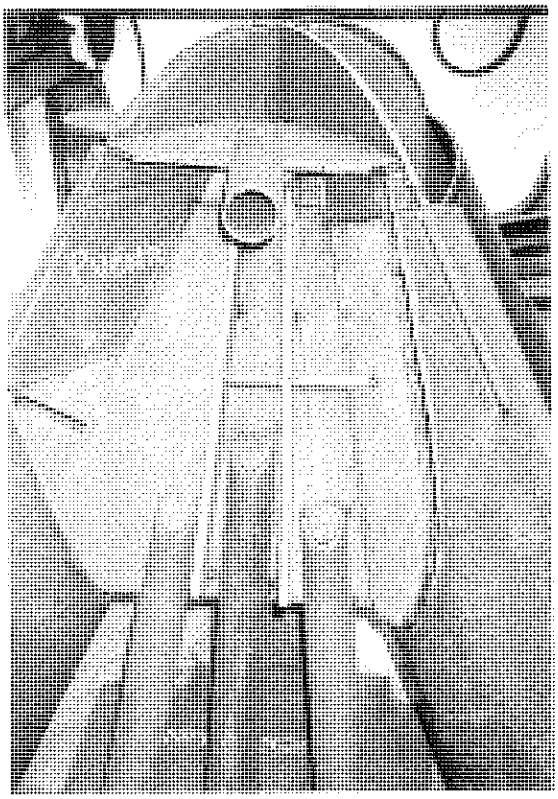


Fig. 6.

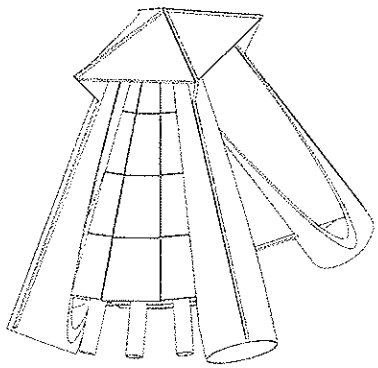


Fig. 7.

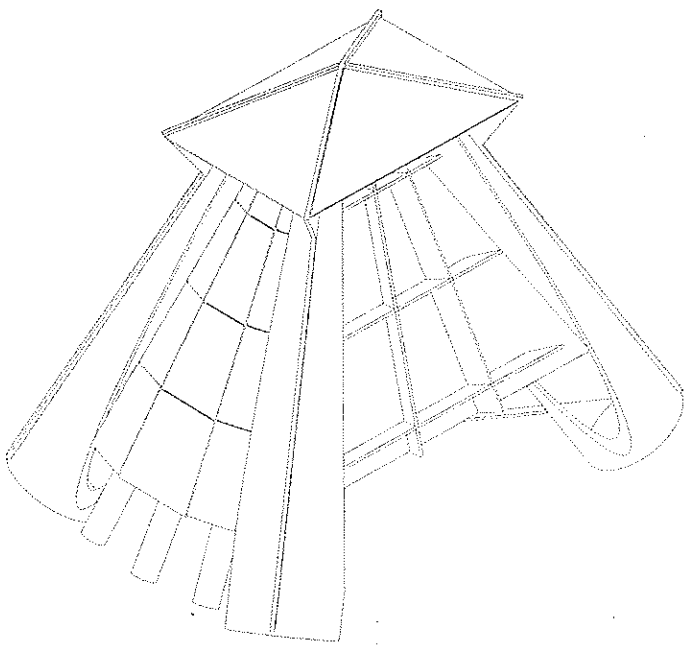


Fig. 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

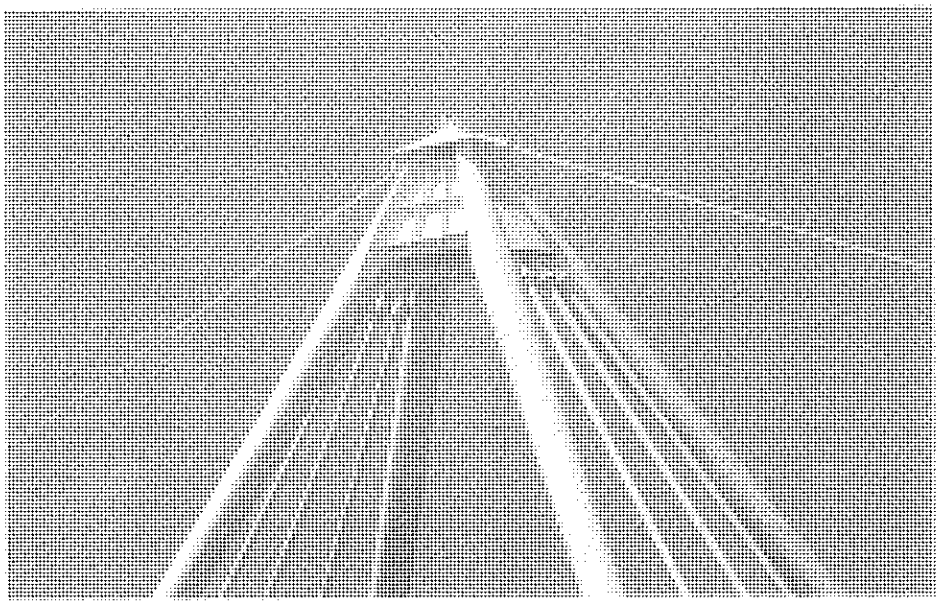


Fig. 9.

zonas acarteladas en las que se puede estancar el agua, y que yo había proyectado totalmente cubiertas para eliminar los problemas de la oxidación.

Del nudo central parten cuatro pilares inclinados, tubulares, huecos, de 762 mm de diámetro y de 43 metros de longitud, que van a empotrarse en la intersección de los estribos con los bordes interiores de los tableros.

Las fotografías 10, 11 y 12 corresponden al armado de los estribos y al empotramiento de los tubos en dichos estribos.

Los tirantes que parten de los bordes exteriores, con la misma tipología que los tirantes de los bordes interiores, concurren en dos nudos situados a 23 m de altura sobre la rasante de la carretera actual de Pocomaco. Estos nudos también se diseñaron rematados en dos casquetes esféricos no estructurales.

Las fotografías 13 y 14 corresponden a uno de los dos nudos de borde construidos.

Un hecho que distorsiona muchísimo la estética general de los puentes es el diferente tamaño de las cartelas de ambos nudos.

De cada uno de estos dos nudos parten dos pilares inclinados, tubulares, huecos, que se empotran en la intersección de los estribos con los bordes exteriores de los tableros. Estos pilares se diseñaron con un diámetro de 610 mm, al ser más cortos que los pilares centrales.

Como los tirantes exteriores no son coplanarios con los pilares exteriores, se produce un vuelco que se equilibra con los dos tirantes que unen los tres nudos entre sí. Estos tirantes se diseñaron formados por 3 tendones de 0,6", alojados en el interior de un tubo de 63 mm, de acero ST-52/3.

Los tirantes se construyeron únicamente con los 3 tendones de 0,6" galvanizados, encerados, y alojados en vainas de polietileno de color blanco, lo que los hace poco perceptibles, en contra de lo proyectado por mí, rompiendo así la armonía y el equilibrio del conjunto, que se diseñó a base de tubos con secciones totalmente perceptibles. Entendiendo que éste detalle también modificó negativamente la estética de los puentes.

En las fotografías 15 y 16 se puede ver el pretensado horizontal que diseñé en el tablero para absorber las componentes horizontales de las tracciones que producen los tubos y los tirantes en el tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

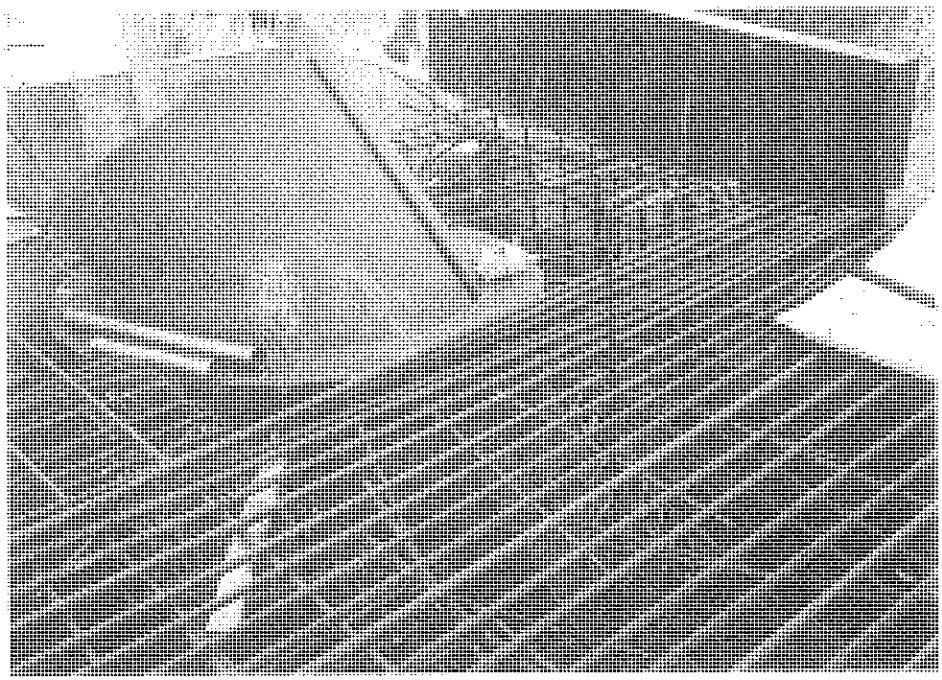


Fig. 10.

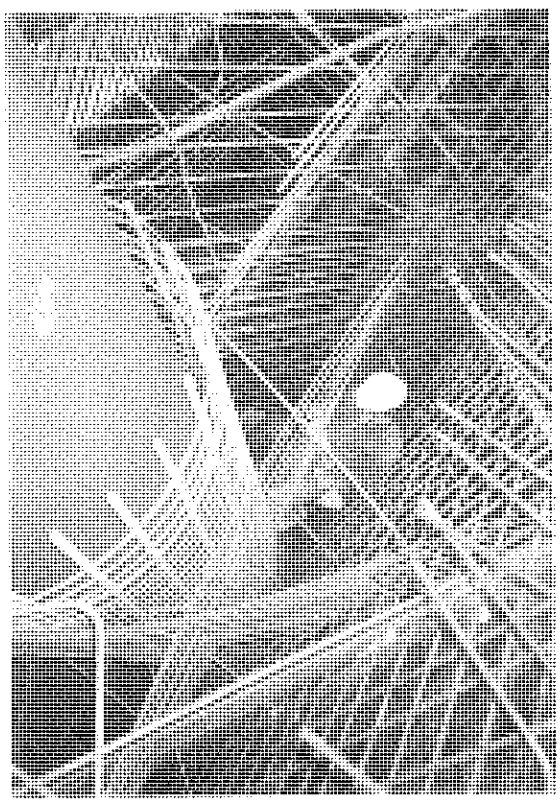


Fig. 11.

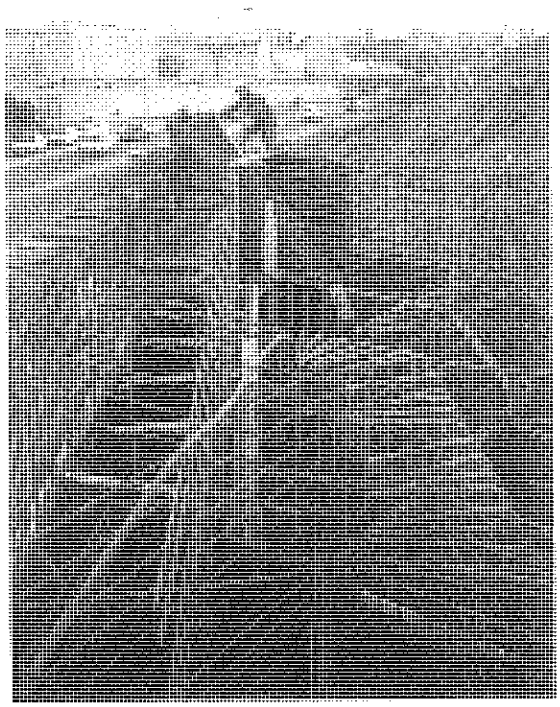


Fig. 12.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

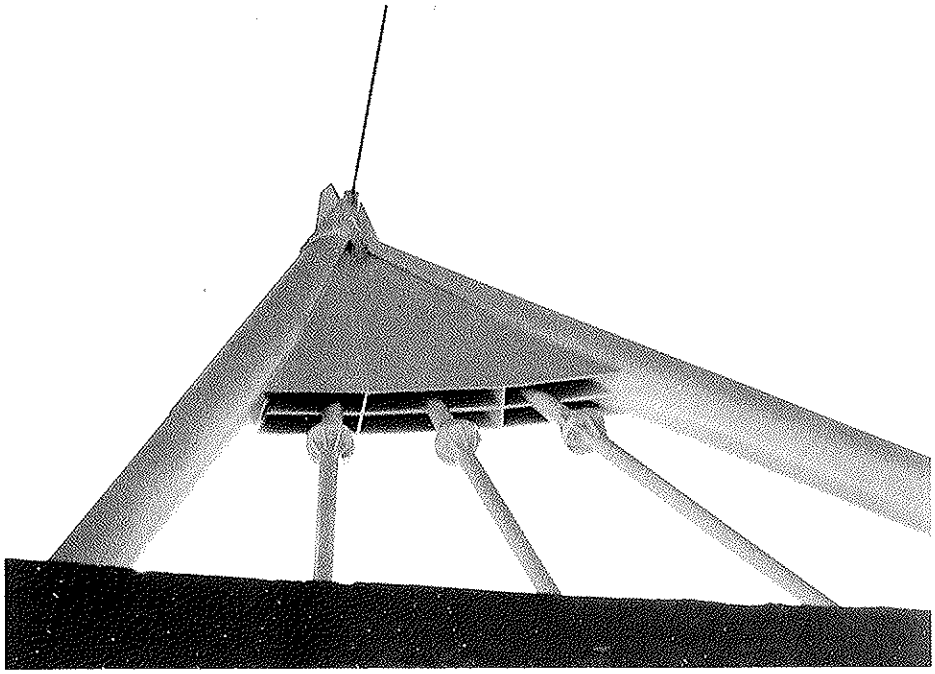


Fig. 13.

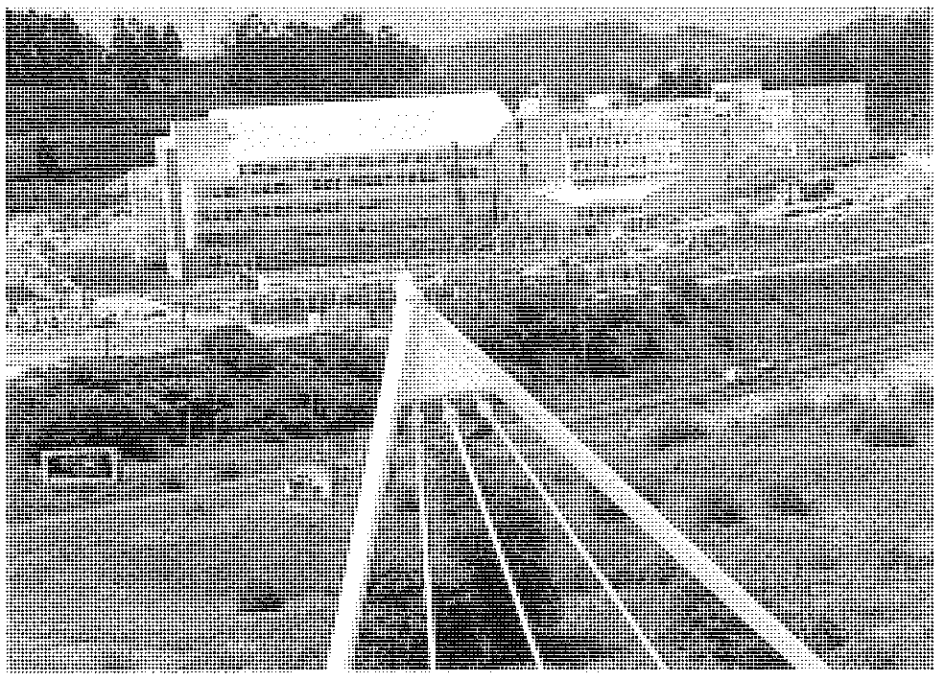


Fig. 14.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

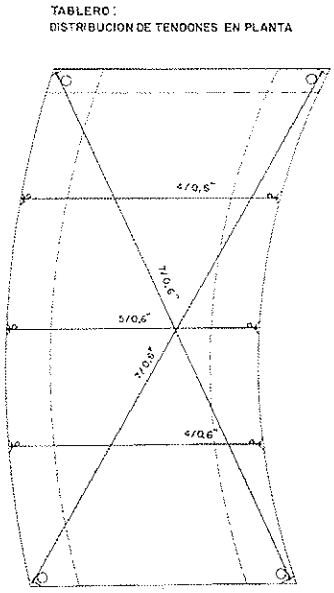


Fig. 15.

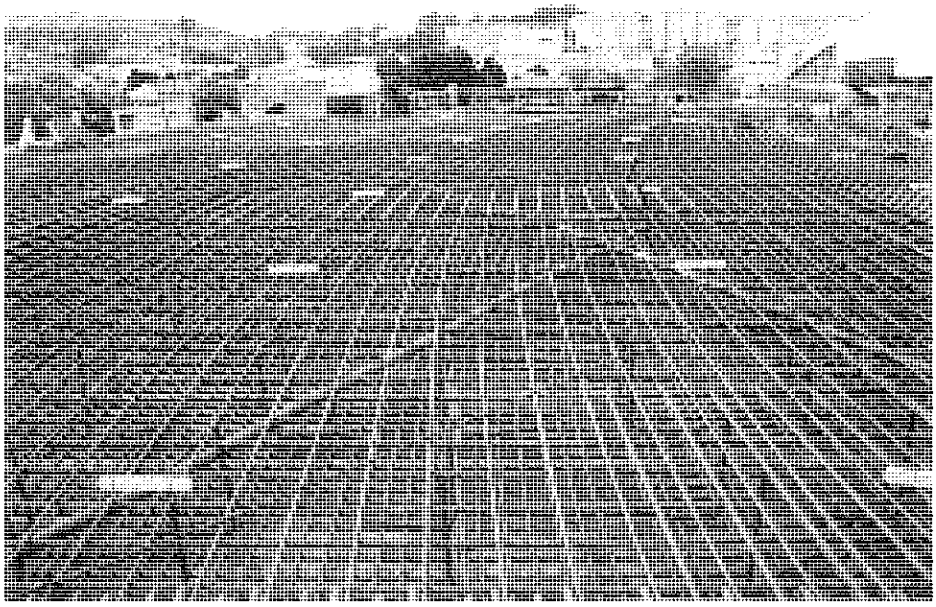


Fig. 16.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

La fotografía 17 muestra el enlace de los tirantes con el tablero. La pieza metálica que diseñé, y que materializa este enlace, se puede ver en la fotografía 18. En la fotografía 19 se puede ver esta pieza colocada en el tablero, con una perspectiva parcial de la armadura.

En las fotografías 9, 13 y 14 se observan unos regruesamientos en la parte superior de los tirantes, dónde se ancla el pretensado interior. Es decir, el pretensado de los tirantes no abarca a toda la longitud de los tubos, y no llega hasta el nudo, en contra de lo proyectado por mí.

Este hecho constituye un debilitamiento en la resistencia de los tirantes, que puede acarrear problemas en el futuro, toda vez que la oxidación a esa altura, con un aumento de sección, donde la humedad puede estancarse, en un ambiente marino, es muy difícil de controlar y de vigilar.

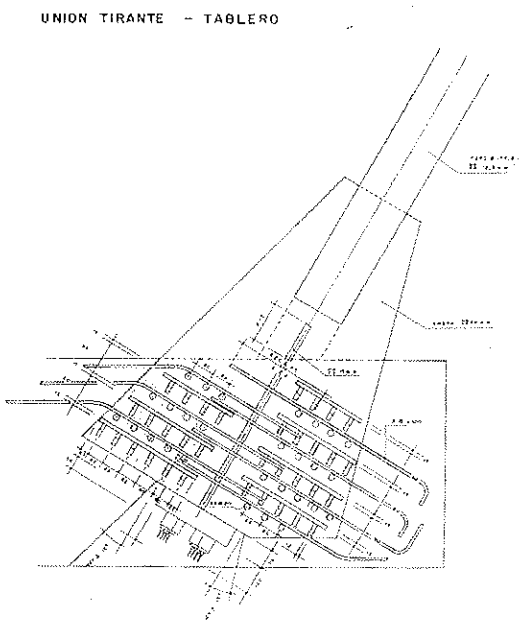


Fig. 17.

En la fotografía 20, tomada de mi proyecto, se puede ver cómo el pretensado de los tirantes llegaba hasta los nudos.

En la fotografía 21 se puede ver la armadura de la cimentación de uno de los estribos.

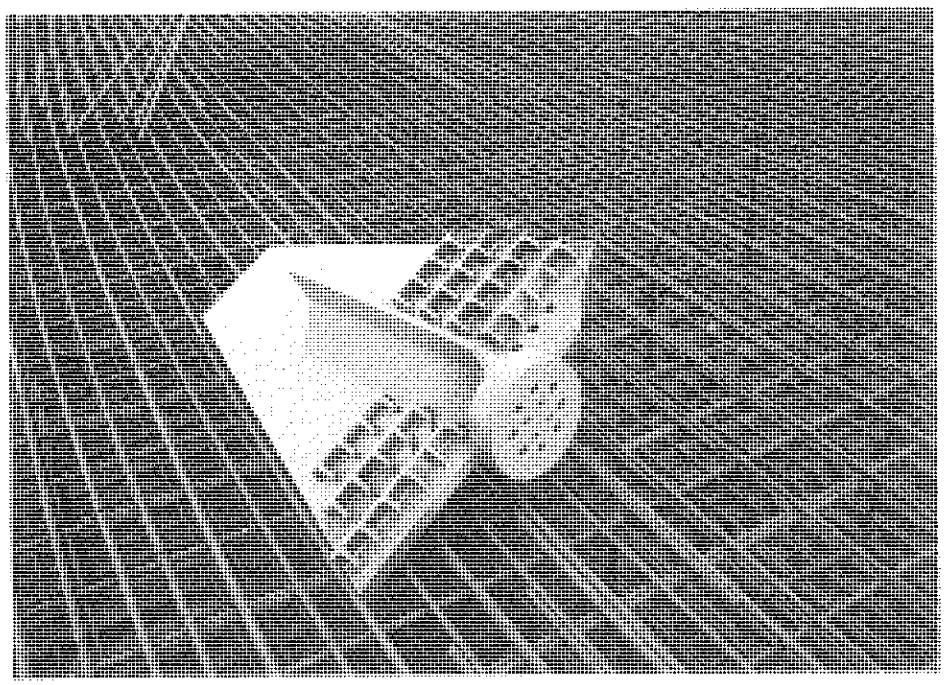


Fig. 18.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

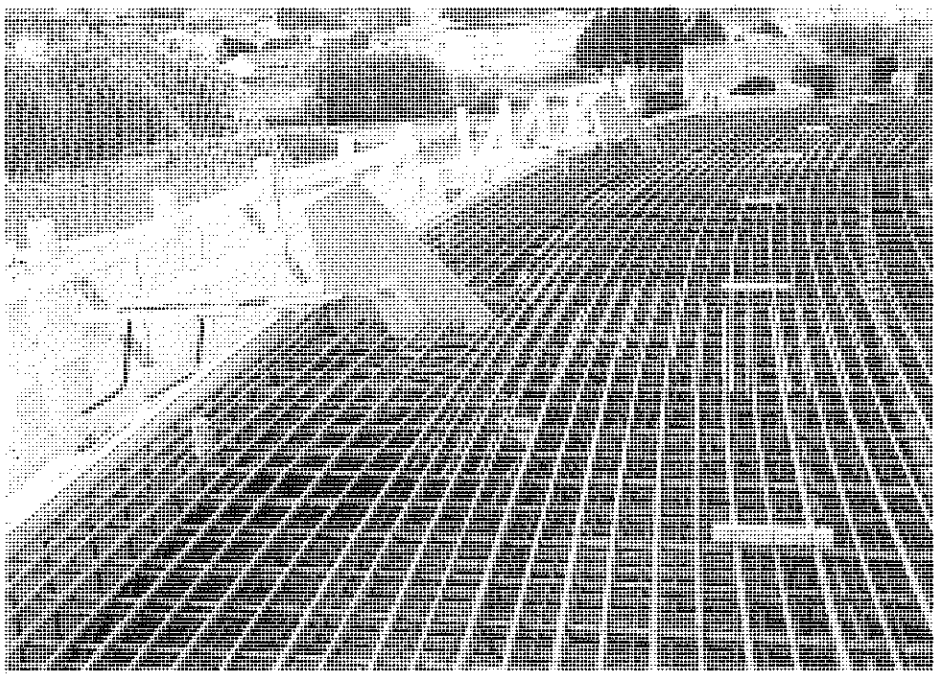


Fig. 19.

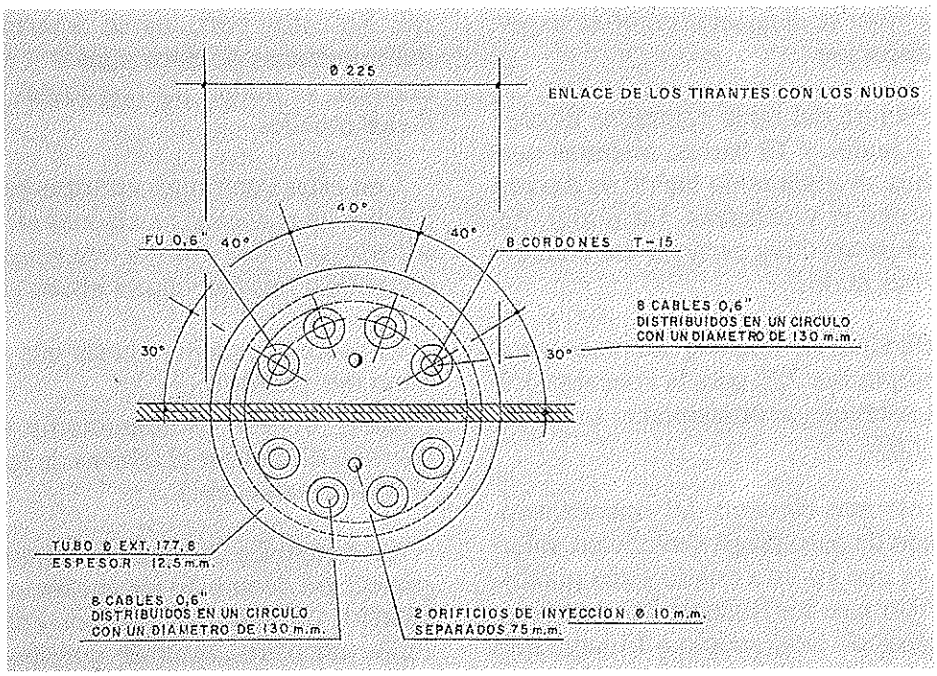


Fig. 20.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

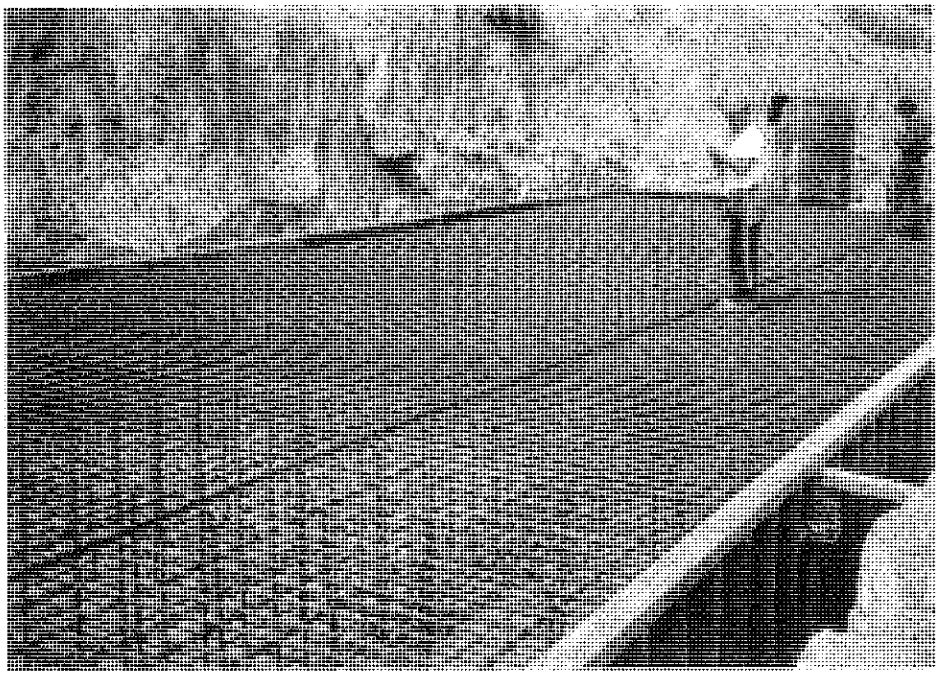


Fig. 21.

Cada tablero se discretizó, en el proceso de cálculo, que se hizo mediante un emparrillado, en 104 nudos y 173 barras. El esquema de la discritización se puede ver en la fotografía 22. En la ubicación de los tirantes se colocaron unas constantes elásticas, cuyo valor se determina como se expone a continuación.

La estructura del nudo central se discretizó en 11 nudos y 10 barras, mientras que la estructura de cada nudo lateral se discretizó en 6 nudos y 5 barras. La fotografía 23, es una perspectiva espacial del conjunto de los tres nudos.

El coeficiente de fluencia adoptado para el peso propio fue 2,5, para la concarga 1,9 y para la sobrecarga, obviamente, se adoptó el valor 0,0.

Las constantes elásticas del emparrillado en el estado de peso propio, toman un valor infinito, ya que en este estado estos puntos no se deforman. La fluencia no modifica los esfuerzos de peso propio a lo largo del tiempo.

Para el estado inicial de la concarga, para el estado final de la concarga, y para la sobrecarga, las constantes elásticas se determinan de la siguiente forma:

Se parte de unas reacciones en los muelles. Estas fuerzas se introducen en los pórticos espaciales de los nudos central y lateral. En estos pórticos se determinan las deformaciones de estos puntos y, en consecuencia, se hallan las constantes elásticas de los muelles.

Con estas constantes elásticas se vuelven a hallar unas nuevas reacciones en el emparrillado, que, de la forma descrita, permiten determinar nuevos valores en los muelles.

El proceso se reitera hasta que cierra en dos o tres pasadas.

Este proceso es sumamente simple, y permite discretizar el tablero de los puentes de forma exhaustiva.

La fotografía 24 muestra el hormigón de protección de uno de los anclajes en la cara inferior del tablero, que presenta fisuración, cal libre, agua de condensación y óxido.

Existen discrepancias técnicas entre la obra realizada y mi proyecto, algunas des-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

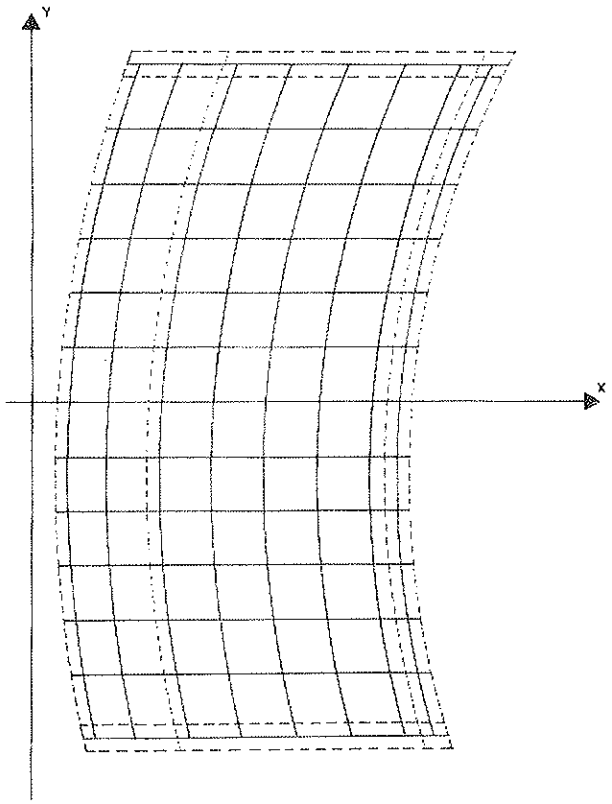


Fig. 22.

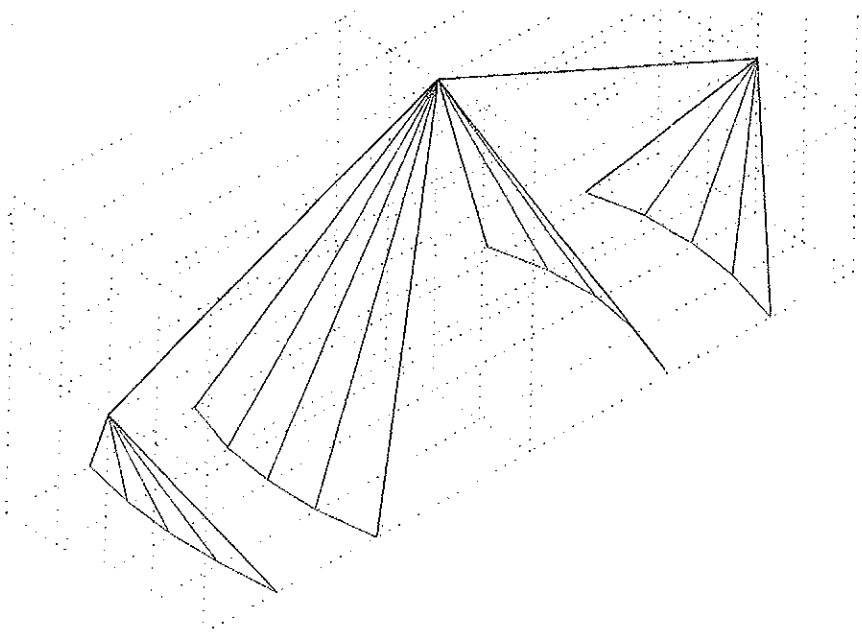


Fig. 23.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

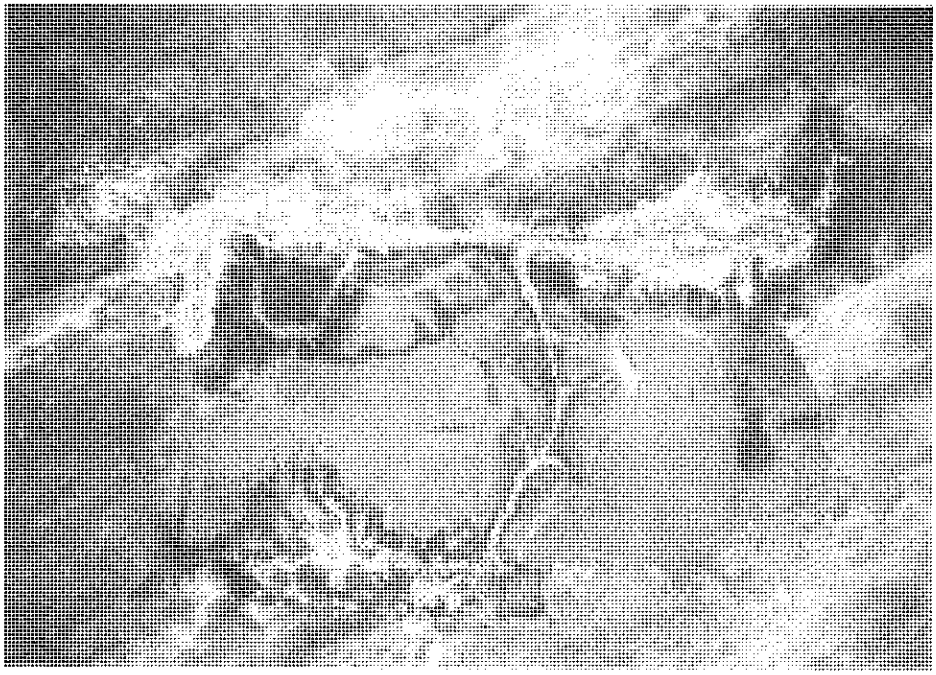


Fig. 24.

critas en este artículo, que entiendo que pueden afectar a la seguridad y a la durabilidad de la estructura. También disiento del aspecto estético de la obra. Si el lector compara las fotografías 1 y 2 puede apreciar que la obra construida dista de la proyectada por mí.

RESUMEN

En esta publicación se expone el proyecto y la tipología estructural de dos Puentes Gemelos, atirantados entre sí, a partir de un punto de simetría central, cuya estructura se ha construido en la ciudad de La Coruña.

SUMMARY

This work deals the novel design of twin stayed bridges suspended around a simetrical point. The two bridges are built in La Coruña town.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

591-2-297

Nuevos diseños de puentes y pasarelas

Antonio González Serrano
Patólogo
Ingeniero de Caminos
Director de Proxectos, S. L.

Cayó sobre mi espíritu la noche;
en ira y en piedad se anegó el alma...
¡y entonces comprendí por qué se llora,
y entonces comprendí por qué se mata!

Gustavo Adolfo Becquer

A Rosa.

SIPNOSIS

En esta publicación se exponen dos anteproyectos de puentes en Pontevedra y en Caldas de Reyes, una pasarela proyectada y construida en La Coruña, y el proyecto de otra pasarela que se ubicará en Pontevedra.

PUENTE "XEITOSO", EN PONTEVEDRA

Al diseñar este puente, que se proyectó para cruzar el río Lérez, en Pontevedra, se buscó una solución estética, al tratarse de un puente urbano, que estuviera encajada en el entorno.

El puente se buscó con unas características urbanas, tanto para el tráfico peatonal como para el tráfico rodado, de forma que su estructura pueda ser contemplada por el ciudadano, integrándose en el paisaje, de modo que el conjunto río, puente, y ciudad, tenga suficiente entidad para identificarse en el futuro con la Ciudad.

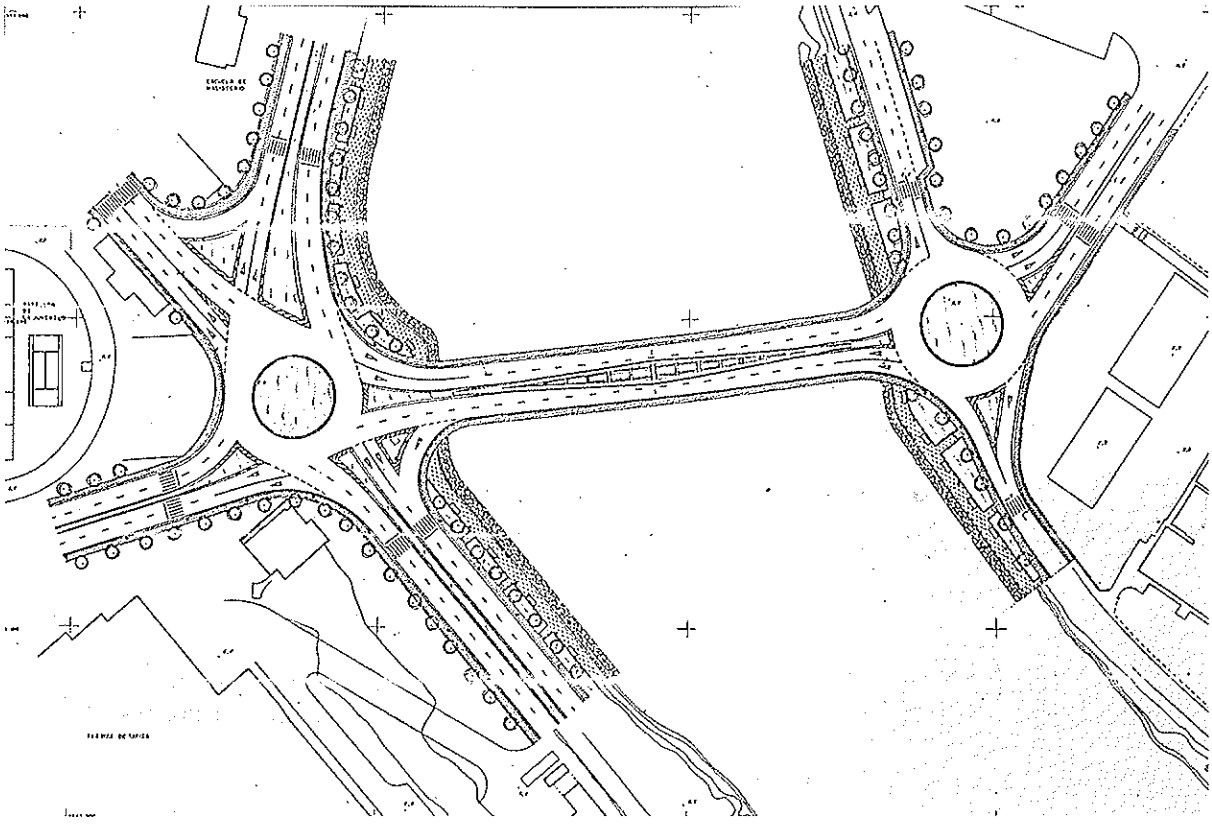
La fotografía 1 indica la solución que se propone, tanto para el tráfico peatonal como para el tráfico rodado, con isletas circulares en los extremos del puente, que es la solución clásica que la experiencia confirma como la más óptima.

La distancia existente entre márgenes o estribos, de 150 m, se salva con un puente central de 120 m de luz, al que se agregan dos tramos de acceso, de 15 m. Véase fotografía 2.

El diseño del puente se hizo sin ningún apoyo central, por tratarse de un puente singular, con una estructura de tablero inferior, al tratarse de un puente urbano con una connotación estética importante, que se puede contemplar desde sí mismo y desde la Ciudad.

Cualquier solución de puente atirantado que se pensaba, siempre tenía un puente análogo ya construido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026



Fotografía 1.

Por esta razón, el puente se diseñó con un único arco en la mediana central, de directriz parabólica de segundo grado en alzado, que está formado por hexágonos. El arco, de 120 m de luz, se diseñó con una flecha de 23 m, es decir, la relación flecha/luz es de 1/5,3.

El arco único en arranques, para evitar el pandeo transversal, se bifurca en dos arcos a lo largo del puente, mediante dos alineaciones rectas en planta, que se separan 4,50 m en el centro de la luz, dónde la bifurcación presenta un quiebro con la máxima separación. Véase fotografía 2.

La tipología descrita del arco presenta una sección transversal parabólica de singular belleza. Véase fotografía 3.

Para aminorar la flexión transversal del arco, y para evitar, al mismo tiempo, el pandeo local, se disponen una serie de montantes transversales, del mismo canto que los arcos, con la alternancia de un montante de menor inercia y un montante de mayor inercia. Los montantes de mayor inercia sirven para soportar el atirantamiento vertical del puente, que se hace en el plano de la mediana.

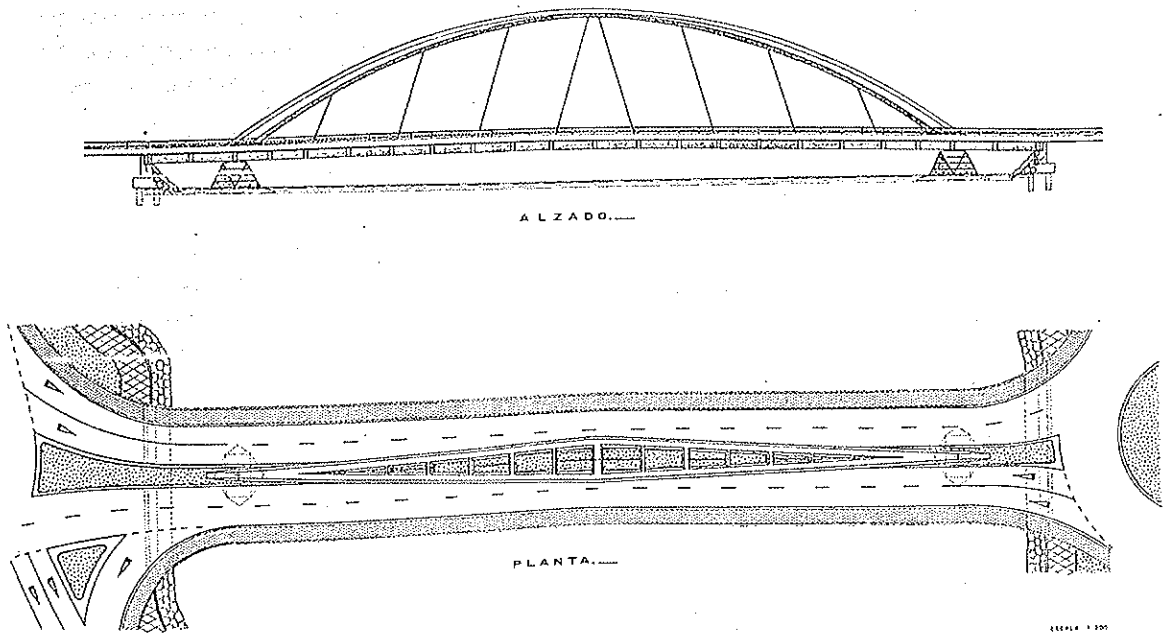
El juego de hexágonos que plantea el puente ha sido muy estudiado. En clave, la sección recta está formada por dos hexágonos regulares dispuestos con los lados superior e inferior horizontales. En arranques, la sección transversal está formada por un hexágono al que se añadió un rectángulo en el eje. Véase fotografía 3.

El área del octógono en arranques es la misma que la suma de las áreas de los dos hexágonos de clave, hecho que, como es obvio, viene impuesto por la compresión del arco.

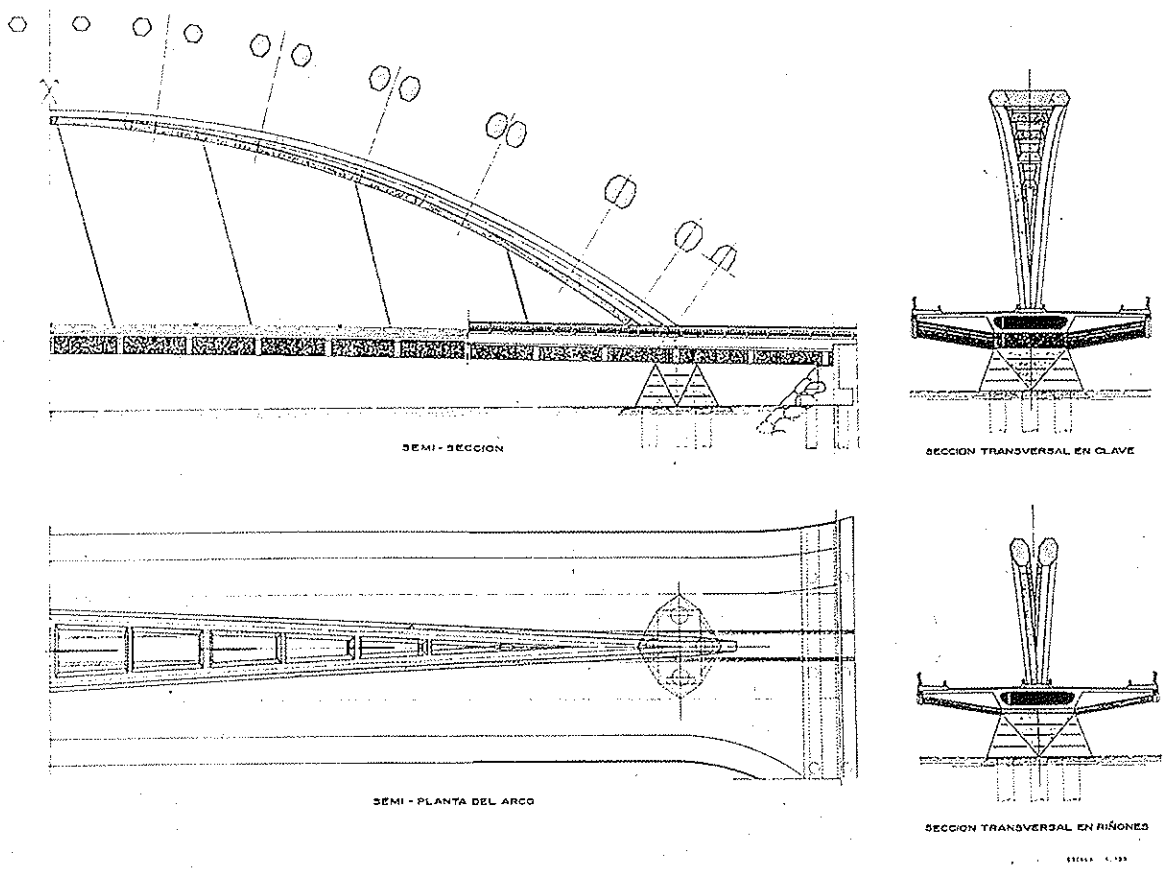
El juego de hexágonos genera, en el alzado de los arcos, unos triángulos curvilíneos de paramento vertical, que le confieren al puente unas líneas de notable belleza.

El atirantamiento se ha diseñado con 8 tirantes inclinados y paralelos entre si a dos direcciones, que en el centro de la luz

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026



Fotografía 2.



Fotografía 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

forman una v invertida. La distancia entre tirantes es de 12,60 m.

La plataforma, de 22 m de ancho, está formada por una mediana central + 4 carriles + 2 aceras de 2,50 m. El tablero tiene una pendiente transversal del 2,5%, con un acuerdo parabólico en el eje.

El tablero del puente se diseñó con una sección en cajón unicelular trapecial, de 7 m de base, con dos voladizos soportados por nervios de canto.

Los voladizos se resuelven con una losa de 30 cm que está nervada con vigas y diafragmas de rigidización. Los diafragmas de rigidización se disponen equidistantes y con una secuencia de 2 rigidizaciones por cada tirante.

Esta sección transversal, con la forma de un ala de avión, se completa con las aceras, barandilla, imposta, separadores de mediana central, y la iluminación de la barandilla.

El arco se diseñó en hormigón armado, ya que es una pieza solicitada fundamentalmente a compresión. Los tirantes están formados, obviamente, por cordones de pretensado, y el tablero es una estructura con pretensado longitudinal y transversal, diseñada en Clase II.

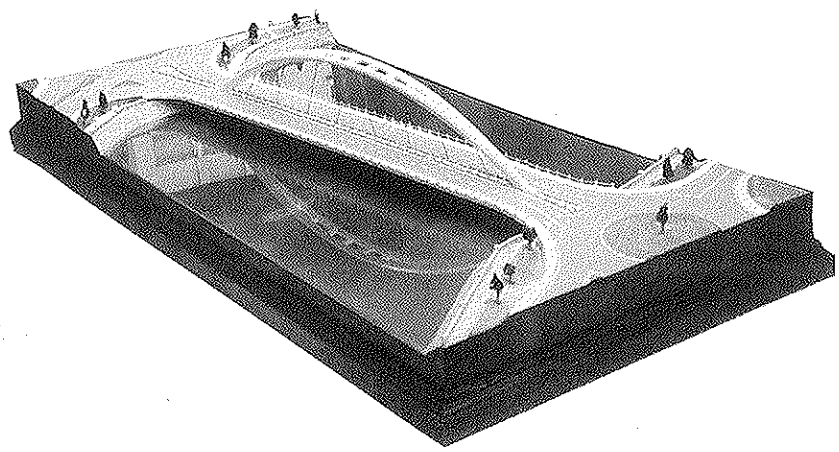
Las cimentaciones, que constituyen el apoyo del arco, se diseñaron con la geometría de un poliedro, que tiene por base superior e inferior dos rectángulos girados 45°, y cuyas caras laterales están formadas por triángulos.

La cimentación se ha previsto con pilotes de gran diámetro, que permiten transmitir las cargas del tablero a un estrato subyacente resistente, diseñando cuatro pilotes, de 1,80 m de diámetro, por cada apoyo.

También se ha previsto una iluminación funcional y arquitectónica para resaltar la visión nocturna del puente. La iluminación de la acera se realiza desde portalámparas dispuestos en la barandilla, de forma que enmarquen el acuerdo parabólico del tablero, también se dispondrán proyectores situados en la mediana para iluminar los tirantes y el arco, iluminando, además, la calzada desde la mediana del puente.

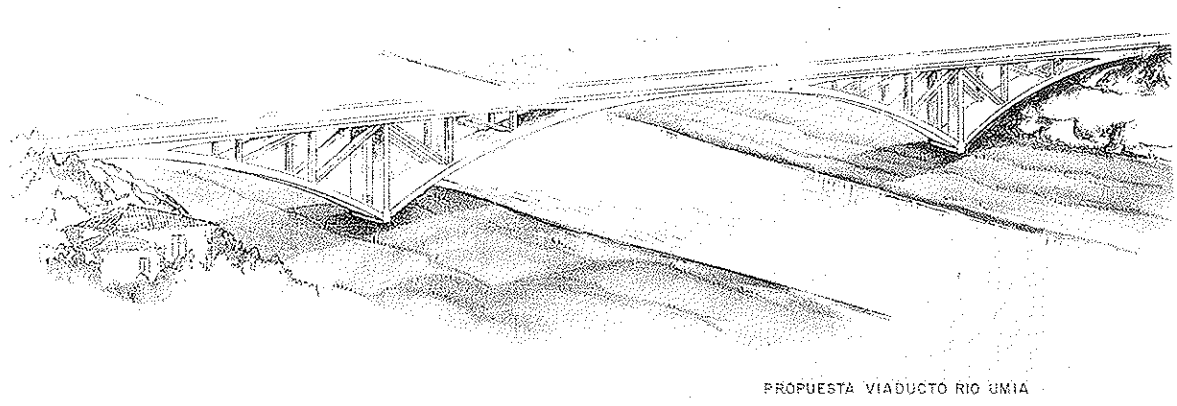
La fotografía 4 es una perspectiva de la maqueta del puente.

El primer anteproyecto de este puente lo realicé en colaboración con mi gran amigo Angel Aparcio Bengoecbea, para el Concurso de un Puente sobre el río Lérez, en Pontevedra, que mereció un Accesit.



Fotografía 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026



Fotografía 5.

Recientemente he readaptado el diseño para presentarlo, como colaborador de Idasa, en una variante que se piensa construir en la misma Ciudad.

GRAN ARCO "KAESAR", EN CALDAS DE REYES

El arco que se muestra en la perspectiva, véase fotografía 5, se ha diseñado, a nivel de anteproyecto, para pasar sobre el Río Umia, en una variante que se va a construir en Caldas de Reyes.

El arco tiene un gran tramo central, de 250 m de luz, con dos tramos laterales o semiarcos, de 125 m. De esta forma, la reacción en los cimientos es sensiblemente vertical, desapareciendo los fuertes empujes que transmiten los arcos a los apoyos.

El tablero se apoya en los arcos mediante una serie de montantes y diagonales solicitadas a tracción, que están formadas por elementos de hormigón pretensado, que impiden la flexión general del arco, y permiten diseñarlo con un canto relativamente reducido.

La solución presenta una ejecución relativamente sencilla, toda vez que la estructura se puede construir por voladizos sucesivos compensados, atirantados provisionalmente con elementos horizontales, que se suprimirán una vez que se termine la estructura.

PASARELA "LA HERRADURA" EN LA CORUÑA

El Proyecto de esta pasarela se ha construido en La Coruña.

La fotografía 6 muestra una perspectiva de la pasarela. La fotografía 7 corresponde a una vista general de la pasarela después de terminada.

La fotografía 8 es una vista de la pasarela, tomada durante la ejecución de la obra, en la que se aprecia el encofrado y la armadura.

La pasarela es una viga continua, formada por una curva alabeada en el espacio, con planta en forma de herradura, que se adaptó a la geometría de la zona, y se diseñó separada de los edificios, a excepción de una medianería ciega.

La pasarela se diseñó en hormigón armado, con una sección de 2 m de ancho y 50 cm de canto, estando enlazada a 8 pilares de hormigón armado, de sección circular, de 50 cm de diámetro, y a los estribos. La unión de la pasarela con los estribos se materializó mediante rótulas Mesnager,

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Fotografía 6.

Fotografía 7.

diseñando los estribos con la teoría del pozo pilote o del bloque rígido.

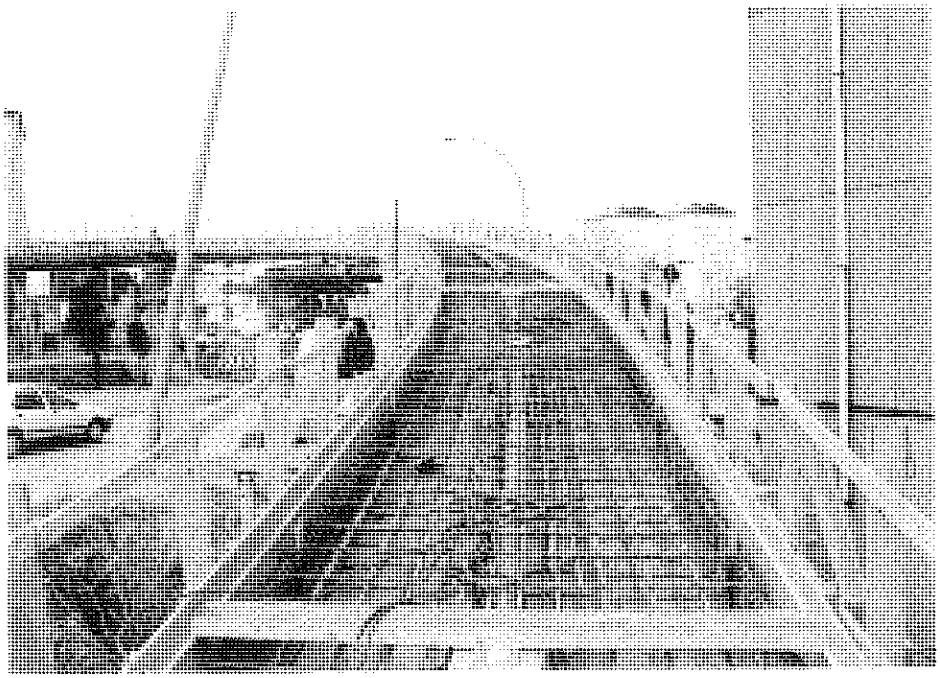
La fotografía 9 representa una sección transversal del bloque rígido, con la articulación Mesnager y el arranque de la rampa de la pasarela.

PASARELA "LA ROSA" EN PONTEVEDRA

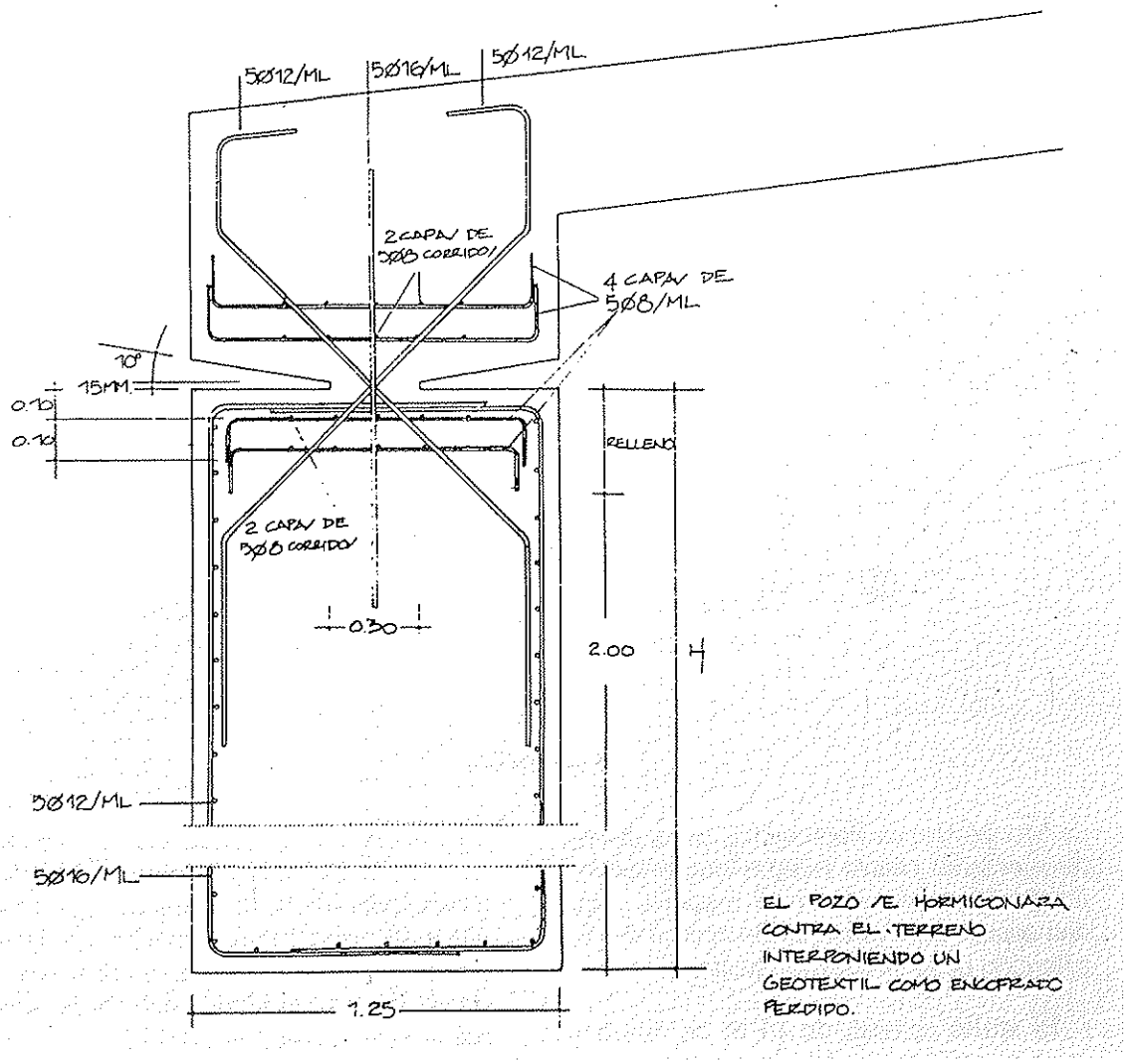
La fotografía 10 es una vista de la maqueta de la pasarela.

La pasarela, que se ubicará en el cruce

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

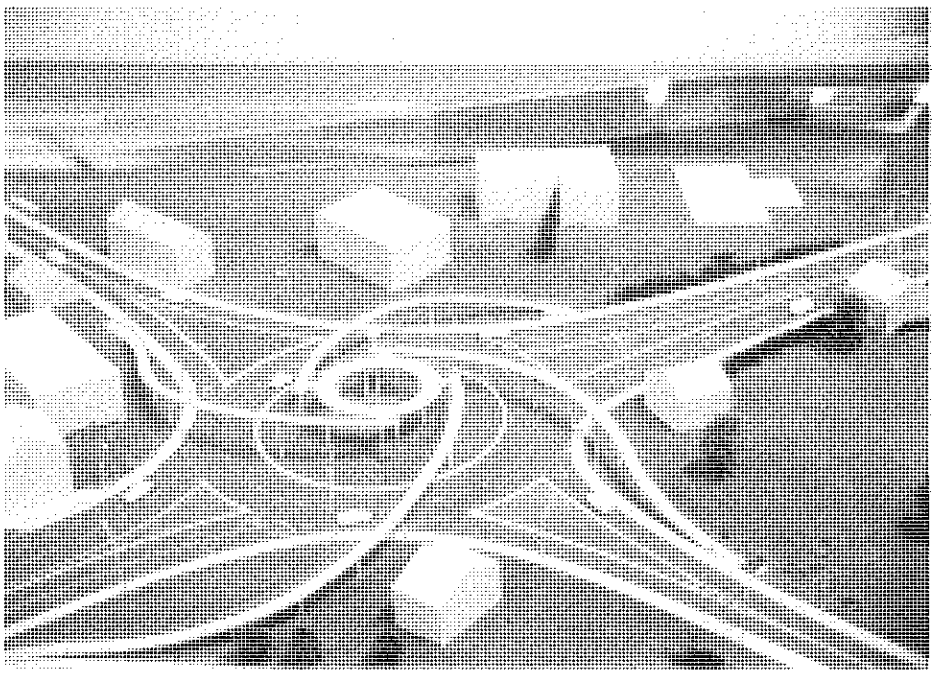


Fotografía 8.

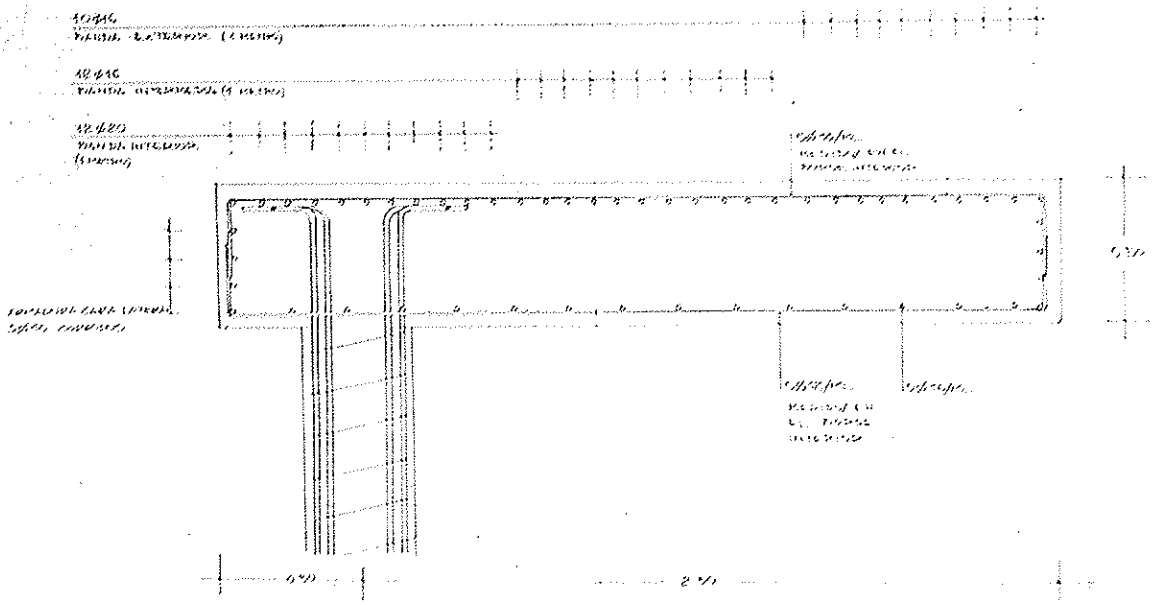


Fotografía 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026



Fotografía 10.



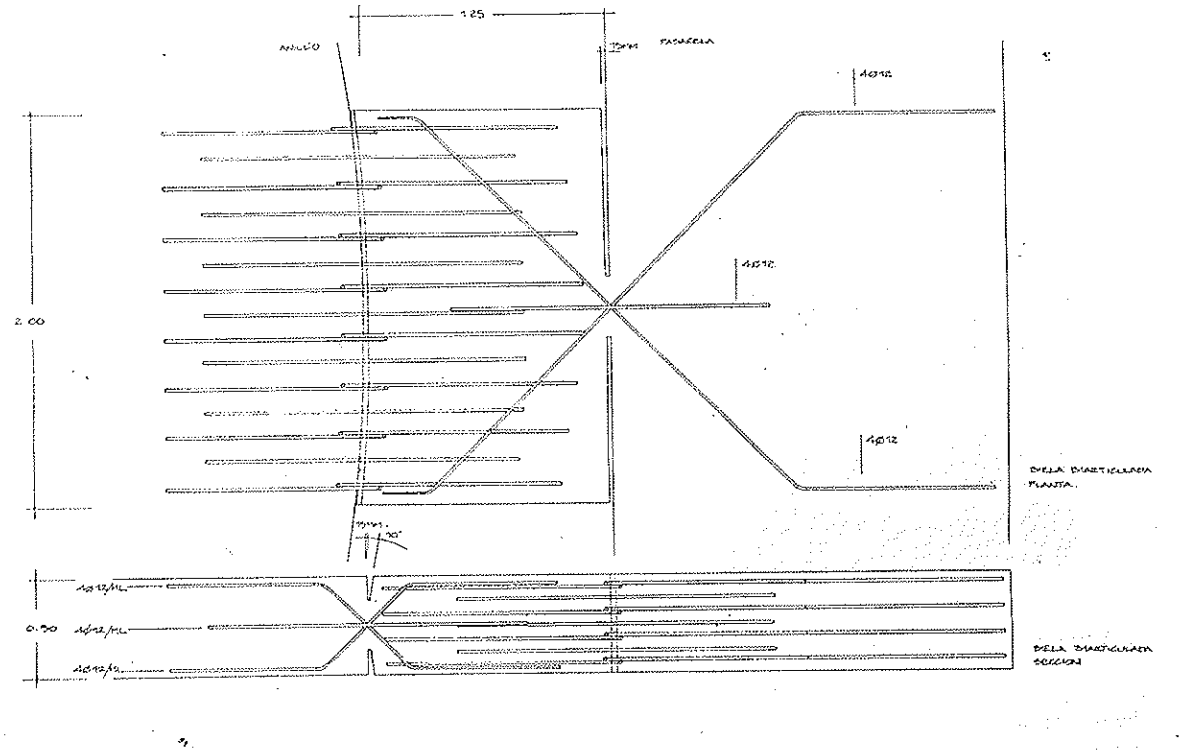
Fotografía 11.

de Montecelo, en Pontevedra, se ha diseñado mediante cuatro rampas que presentan un trazado alabeado en el espacio, y que dan acceso a un único anillo central de distribución de la circulación peatonal.

El anillo central, de 14 m de diámetro interior y 20 m de diámetro exterior, está formado por una sección de hormigón armado, de 3 m de ancho y 50 cm de canto, que está sustentada mediante 8 pilares circulares, de 40 cm de diámetro, que se ubican a 50 cm del borde interior. Es decir, el anillo queda en voladizo, al estar sustentado en las proximidades del borde interior del mismo. Véase fotografía 11.

Cada rampa está formada por una curva

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026



Fotografía 12.

alabeada en el espacio, de hormigón armado, de 2 m de ancho y 50 cm de canto, que está sustentada en pilares de hormigón armado, de 40 cm de diámetro.

Cada rampa está unida en los arranques a un pozo pilote o bloque rígido, mediante una rótula Mesnager.

La unión de las rampas con el anillo central de distribución se realiza mediante bielas de hormigón armado, que tienen dos articulaciones Mesnager en los extremos, según dos planos ortogonales. Véase fotografía 12. De esta forma se evita la traslacionalidad del conjunto, lo que supone una ventaja de cara a la comprobación de los pilares por pandeo.

Quiero manifestar mi agradecimiento al Director de este Proyecto, mi gran amigo D. José Manuel Piris Ruesga, Jefe de la Demarcación Regional de Carreteras del Estado en Pontevedra, por la confianza depositada al encargarme la redacción del mismo, así como otras colaboraciones.

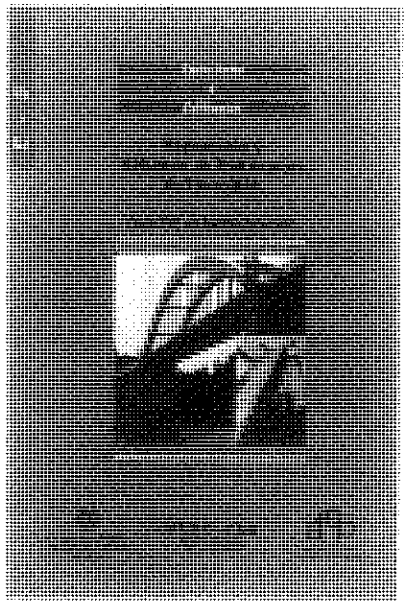
RESUMEN

En esta publicación se exponen dos nuevos diseños de puentes en arco, uno de tablero inferior y otro de tablero superior, y dos pasarelas peatonales.

SUMMARY

This paper deals with two new designs of bridges in arch, one bridge has the deck upper the arch and in the other the deck is under the arch. The paper also explains two desings of footbriges for pedestrians.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026



NUEVA PUBLICACION "REPARACION Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON"

Continuando con la serie de manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización, mantenimiento y utilización de las obras pretensadas, se ha editado ahora la versión en español de la Guía FIP de Buena Práctica "Reparación y refuerzo de estructuras de Hormigón".

El término durabilidad, en el sentido técnico aplicado en los Códigos, se asocia a la resistencia de los materiales y elementos de la edificación en general y de las estructuras de hormigón en particular, en relación con la potencial agresividad físico-química del ambiente en que han de servir a los usuarios. Sin embargo, la **duración** de una estructura de hormigón no depende exclusivamente de esta resistencia medioambiental, sino también de cualquier otra fuente de problemas que pueda reducir su vida de servicio. Así, los errores de cálculo, los defectos de materiales o los cambios en las cargas de servicio que puedan afectar a una estructura, reducen las expectativas de vida en servicio.

Lo anterior pone de manifiesto que, si importantes son las acciones preventivas, importante es también el desarrollo de técnicas y tecnologías para la **reparación y refuerzo** de las estructuras afectadas. La conexión entre este aspecto y la durabilidad reside en la necesidad de que, no sólo se restituya la capacidad de servicio, sino que el resultado de la intervención reparadora sea también capaz de enfrentarse al medio ambiente general al que está sometido la estructura afectada.

Hoy día se ha despertado una conciencia de cierta precariedad de las estructuras de hormigón que nos ha sacado de la ingenuidad de creer que la preocupación por las estructuras no iba a afectar a la generación que las había construido. Esta misma Guía habla de una vida de servicio entre 70 y 100 años. El despertar ha traido consigo la intensificación de los estudios sobre vida de servicio (CIB W 80/RILEM 140 TSL "Prediction of service life of buildings materials and components") y el desarrollo práctico de materiales, técnicas y tecnologías de reparación y refuerzo.

Este desarrollo ha dado lugar a una especialidad con personalidad propia, de la que forman parte materiales contradictorios como los compuestos epoxi (sofisticados en sus prestaciones, pero que desfallecen con las altas temperaturas) y decisiones complejas sobre el método de reparación más adecuado en cada caso, dado el coste relativamente alto de las operaciones que hay que ejecutar, especialmente cuando el defecto o el daño se detecta en una fase avanzada de la construcción o cuando la obra está ya en servicio.

Por todo lo anterior la ATEP ha considerado que resultaba de gran interés la traducción de esta guía FIP "Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón". Esta iniciativa es por otra parte, la primera acción editorial conjunta en el marco del acuerdo de colaboración establecido entre ATEP y GEHO, las dos Asociaciones que se ocupan del hormigón en nuestro país.

Los interesados en adquirir esta publicación, cuyo precio es de 1.500,–pesetas para los Miembros de la ATEP y 2.000,–pesetas para los no Miembros, deberán dirigirse as:

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
Apartado de Correos 19002
280080 MADRID
Tel.: (91) 766 07 03
Fax: (91) 766 07 03

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Durabilidad del "Compact Reinforced Composite" (CRC): un hormigón de ultra alta resistencia.

Mª Carmen Andrade,
Moisés Frias
Instituto Eduardo Torroja (CSIC). España
Bendt Aarup
Aalborg Portland A/S. Dinamarca

1. INTRODUCCION

Los hormigones de alta resistencia (HAR) o de altas prestaciones (HAP) presentan aplicaciones en el sector de la construcción, no sólo por sus mayores resistencias, sino también por ser potencialmente más durables. Sin embargo, no todos los hormigones de alta resistencia son igualmente durables. En el presente trabajo, se resumen algunas características del denominado DSP (Densit), desarrollado en 1978 (1) y que resulta un material muy impermeable.

Como características más destacables se pueden mencionar: altos contenidos de microsilice (25% de peso de cemento), relación agua/material cementante, en torno a 0,15, y de 150-400 Mpa de resistencia a compresión. Otras características de los DSP son sus altas densidades y una baja permeabilidad. Ensayos a corto plazo demostraron que estos materiales resisten excelentemente a ciclos hielo/deshielo y que también presentan una buena protección de las armaduras frente a fenómenos de corrosión (2).

Esta mayor impermeabilidad es más evidente en los Compact Reinforced Composite (CRC), que fueron desarrollados en 1986 (3) y que contienen fibras en su matriz. El contenido típico de fibras en el CRC es de 6% en volumen. Las fibras se añaden para paliar la fragilidad inherente a los HAP y aumentar su ductilidad. Esta mayor ductilidad repercute directamente en mayores resistencias a flexotracción, sin que la microfisuración sea notable.

Aunque la mayor durabilidad de los DSP ya se había constatado (2), no ocurre lo mismo con la influencia en los fenómenos de corrosión de elevados contenidos tanto de fibras metálicas como del refuerzo principal. Para ello, se ha llevado a cabo una investigación muy extensa dentro del proyecto Brite "Ministruct". En el presente trabajo se incluye un resumen de los resultados obtenidos, centrando la mayor atención en los resultados de los ensayos acelerados (CO_2, Cl^-) en elementos fisurados previamente.

2. PARTE EXPERIMENTAL

Como se ha mencionado anteriormente, los hormigones CRC se obtienen sustituyendo entre un 20-25% de cemento por humo de sílice, una relación agua/masa cementante de 0,15 y usando una cantidad apropiada de aditivo superfluidificante. Para mejorar la ductilidad del material se incorpora en el amasado un 6% de fibras

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

metálicas. El refuerzo principal está formado por aceros de alta resistencia, no tesados.

Se han utilizado, para los diversos estudios, numerosas probetas de diferentes tamaños y formas, que se han ensayado con distintas metodologías y en diferentes soluciones agresivas.

Los ensayos realizados que se van a discutir se pueden agrupar de la siguiente forma:

- Caracterización Microestructural
  - – Difracción de RX
  - – Porosimetría de mercurio
  - – Permeabilidad al oxígeno
  - – Absorción de agua
- Resistencia a la carbonatación y penetración de los iones cloruro, tanto en vigas fisuradas previamente al ensayo, como en vigas no fisuradas.
- Estudios de la morfología de la corrosión y de su velocidad.

3. RESULTADOS

• *Caracterización Microestructural*

– Difracción de rayos X

La figura 1 muestra el difractograma obtenido en muestras CRC ya hidratadas. En ella se detecta claramente que estos materiales presentan altas proporciones de compuestos anhidros, tales como alita, belita, aluminato tricalcico, y también aparecen, evidentemente, compuestos hidratados, como portlandita y etringita.

– Porosimetría de mercurio

Para el estudio de porosidad se ha utilizado un porosimetro de mercurio, Micromeritics 9320, capaz de medir tamaños de poro entre 6 nm y 100 µm. Previamente al ensayo, las muestras fueron preacondicionadas en una cámara de vacío, durante 6 días.

La figura 2 muestra las curvas de volu-

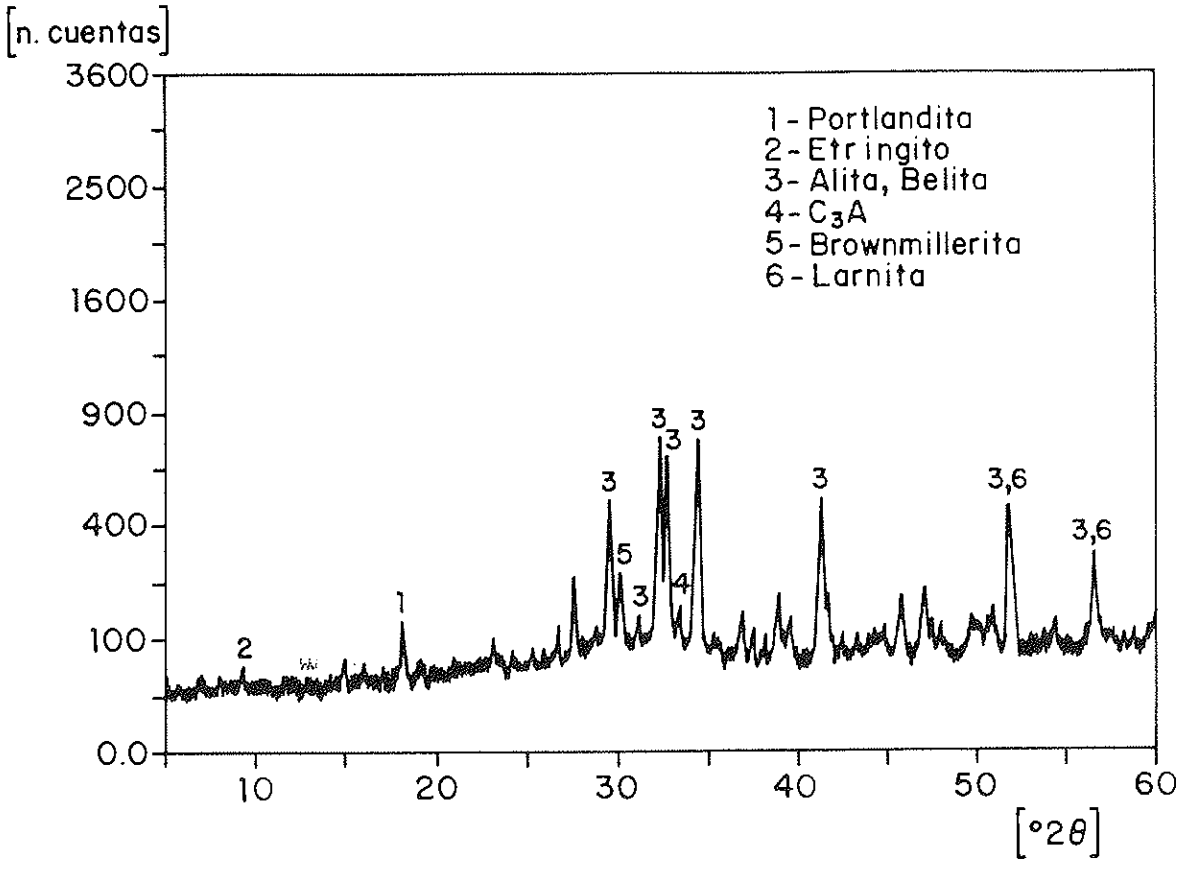


Figura 1. Difracción de Rayos X.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

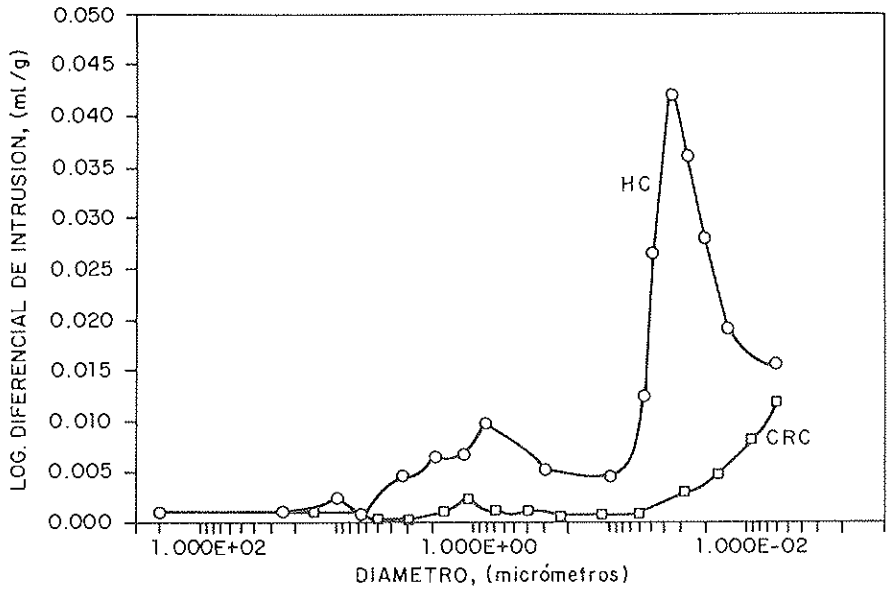


Figura 2. Porosimetría de mercurio: Curvas de densidad de distribución.

men acumulado frente al tamaño de poro. La porosidad total encontrada en el CRC fué de 1,54%, porosidad extremadamente baja si se compara con un 12-15% obtenida en hormigones convencionales.

Con respecto a la distribución del tamaño de poro, el hormigón CRC muestra una drástica reducción de poros capilares, del orden del 14%, mientras que en un hormigón convencional este valor se eleva a un 90% de la porosidad total. Prácticamente, toda la porosidad que presentan estos nuevos materiales está formada por poros subcapilares y poros de gel.

– Permeabilidad al oxígeno

El método Cembureau se utilizó para estos ensayos de permeabilidad (4). Para ello se prepararon muestras de 15 cm de diámetro y 5 cm de espesor. Posteriormente, se preacondicionaron hasta peso constante a 20°C y 65% R.H.

Los resultados muestran que los CRC presentan una impermeabilidad a los gases muy alta, encontrándose valores en torno a 1×10^{-18} m^2 (un hormigón convencional presenta valores en el rango de 10^{-16} - 10^{-17} m^2), valor situado en el límite de detección del equipo de medida.

– Absorción de agua

Para este tipo de ensayos se siguió el método propuesto por Fagerlund. Así, se prepararon discos de hormigón CRC, de 7,5 cm de diámetro y 3 cm de espesor. Las probetas se preacondicionaron de tres formas diferentes, hasta peso constante:

1. Secado a 20°C y 65% H.R.
2. Secado en estufa a 50°C
3. Secado en estufa a 105°C

Los resultados obtenidos (figura 3) muestran que estos materiales presentan una mínima capacidad de absorción de agua, que además es función de la temperatura del preacondicionado. Para efectos comparativos, conviene recordar que los hormigones convencionales presentan absorciones totales de agua mayores de 2,5 - 3 kg/m^2. Sólo el preacondicionado a 100°C mostró absorciones en este orden de magnitud.

Por otra parte, el incremento de peso no resulta lineal con la raiz cuadrada del tiempo, debido a la hidratación durante el ensayo de las numerosas partículas no hidratadas.

Esta mínima absorción de agua de los CRC concuerda con los valores obtenidos por porosimetría de mercurio, en la cual se ponía de relieve la ausencia de poros capilares.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

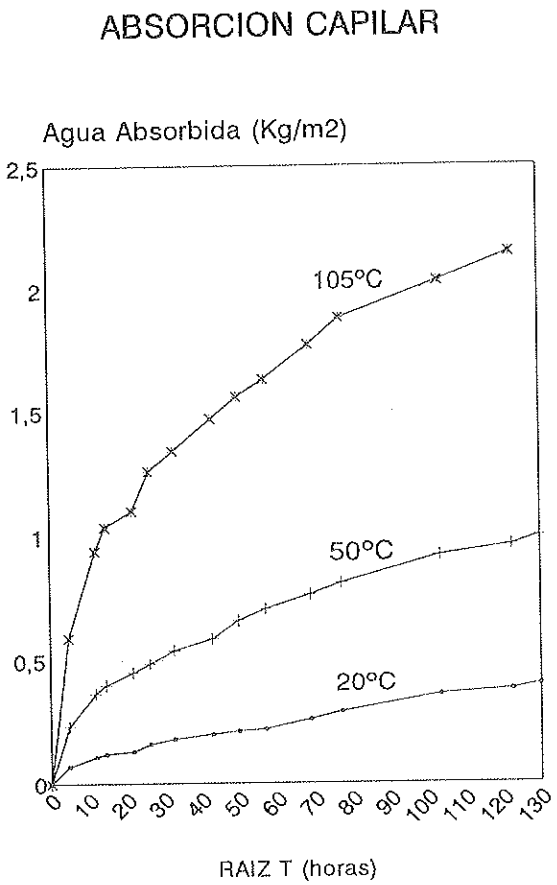


Figura 3. Absorción de agua.

- *Resistencia a la carbonatación y penetración de los iones cloruros.*

– Resistencia a la carbonatación.

Los ensayos fueron realizados en pequeñas vigas, de 40 cm de longitud, 5 cm de alto y 10 cm de ancho, y cuyo principal refuerzo sólo presentaba 1 cm de recubrimiento.

El dispositivo utilizado para flexionar previamente las pequeñas vigas se muestra en la figura 4. Durante todo el ensayo, las vigas estaban sometidas a carga constante y a diferentes ambientes agresivos. La figura 5 muestra el comportamiento de estas probetas de CRC cuando se someten a la carga. Sobre la curva de la figura, el circulito muestra la deformación impuesta (2 mm en este caso).

Para investigar el efecto de las microfisuras, las vigas se sometieron a cargas hasta conseguir deformaciones de 0,2, 1 y 2 mm de flecha, que corresponden a 10,

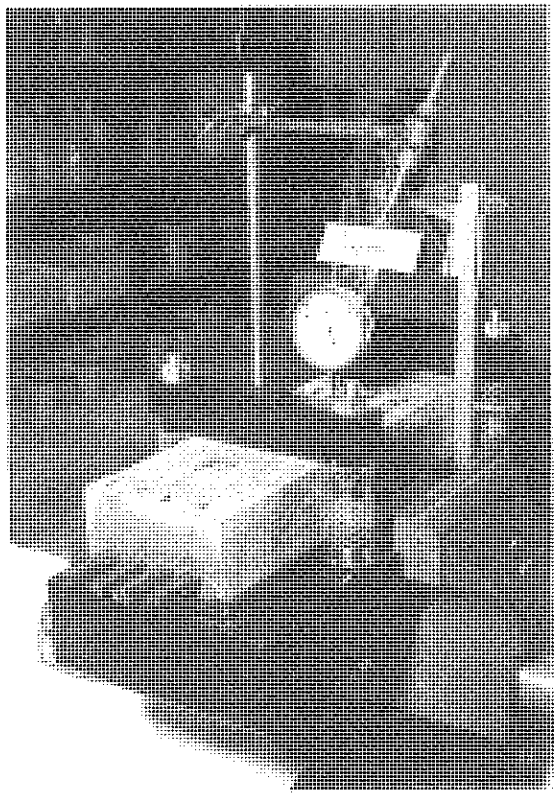


Figura 4. Dispositivo de carga.

30 y 55 Mpa de esfuerzo a flexión. Sólo en el caso de vigas flexionadas a 2 mm de flecha, se observan las primeras microfisuras visibles de 0,05 y 0,1 mm de anchura.

Las vigas, una vez deformadas, se expusieron a distintos ambientes agresivos: 6 de ellas se sometieron a carbonatación natural (a distintas humedades relativas), y otra, con la máxima deformación, se sometió a carbonatación acelerada, pasando un flujo del 100% de CO_2 y manteniendo constante la temperatura a 20°C y la H.R. entre 60-70%.

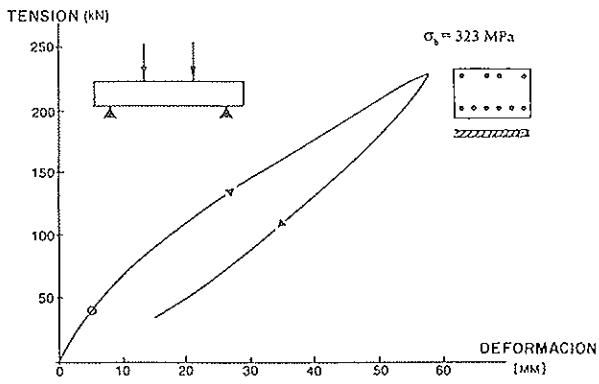


Figura 5. Curva típica de carga-deformación de una viga CRC.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Periódicamente, se controlaba la velocidad de corrosión, (I_{corr}), el potencial de corrosión, (E_{corr}), y la resistencia eléctrica, (R_{ohm}). Para conocer la profundidad de carbonatación se realizaron ensayos con fenolftaleína.

Después de 2 años de exposición a los distintos porcentajes de CO_2 no se detectó ninguna señal de carbonatación con el ensayo de la fenolftaleina. En cuanto a velocidad de corrosión, los resultados indicaron una pasividad total de los aceros embebidos en estos materiales (I_{corr} < < 0,1 uA/cm^2) (figura 6).

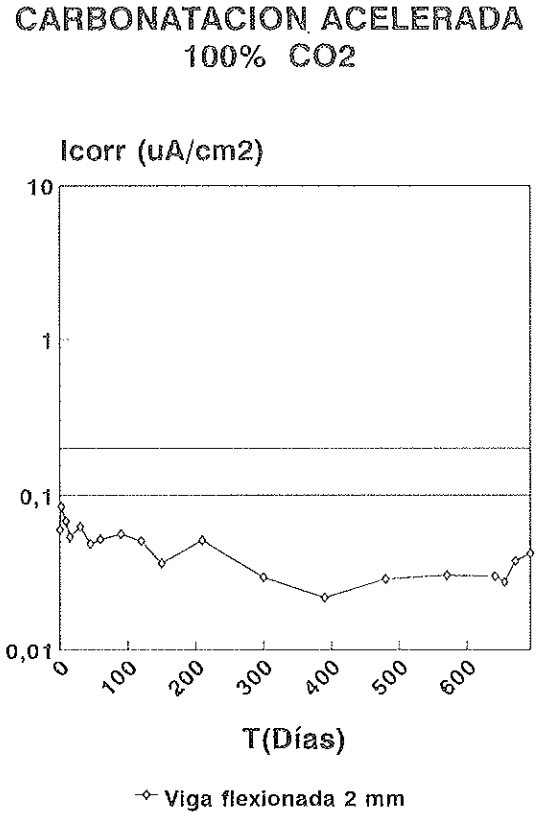


Figura 6. Evolución de los valores de I_{corr} frente al tiempo.

– Resistencia a la penetración de los cloruros.

Los estudios sobre ataque de cloruros se centraron en dos tipos de ensayos:

1. En pequeñas vigas, similares a las utilizadas en los estudios de carbonatación.

2. En muestras cilindricas, donde se determinaron los coeficientes de difusión por medio de ensayos de migración en estado estacionario.

1. Vigas fisuradas

Previamente, en el Force Institute (5) de Dinamarca, fueron realizados ensayos con vigas no deformadas. Estas vigas fueron sometidas a soluciones salinas (30 gr/l de cloruro sódico) durante 4 años. Después de este período, los aceros no presentaban señales de corrosión. El coeficiente de difusión obtenido a partir de los perfiles de cloruros fué de 1,08 x 10^{-11} cm^2/seg.

En la presente investigación, depósitos conteniendo una disolución al 3% de NaCl, se colocaron en la cara flexionada de la viga (figura 7), renovándose periodicamente la disolución, con el fin de mantener la concentración de la sal. Durante dos años, se registraron los parámetros de corrosión (I_{corr} y E_{corr}).

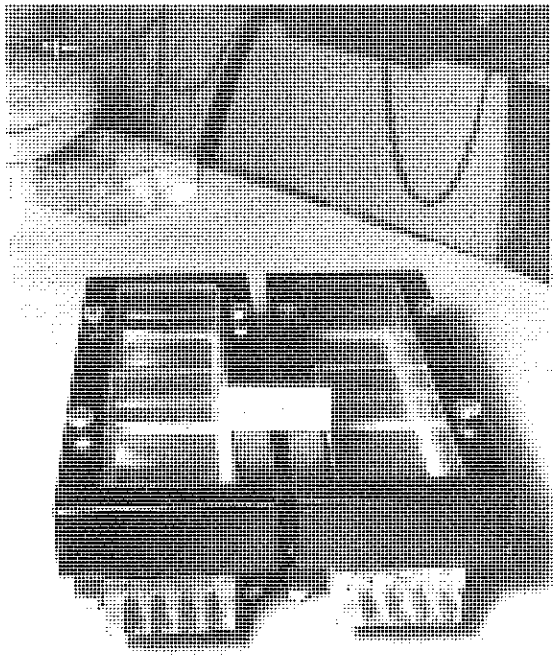


Figura 7. Aspecto general del dispositivo montado para el seguimiento de los parámetros de corrosión en vigas flexionadas y expuestas a la acción de los iones cloruros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Figura 8. Fibras no corroidas.

En ningún momento del ensayo las medidas electroquímicas pusieron de manifiesto el menor signo de corrosión. Una vez finalizados los ensayos, los aceros fueron extraídos para su observación tanto visual como por microscopia. Como ocurrió con las medidas electroquímicas, no se observó ningún deterioro de los aceros. Sólo en el caso de una viga cargada hasta 3 mm de flecha, se detectó una corrosión superficial, sólo visible con la lupa y restringida al área de la fisura.

Tampoco las fibras mostraron ningún signo de corrosión, más que en la superficie de la viga. A profundidades superiores a 1 mm no se detectó nunca corrosión de las fibras (figura 8).

El coeficiente de difusión aparente, D_{ap}, obtenido, aplicando la segunda ley de Fick's ha sido de 3 x 10^{-11} cm^2/seg. valor muy similar al encontrado por Force Institute (5). A este respecto hay que señalar que los valores obtenidos en hormigones convencionales son de 2 ordenes de magnitud mayores (alrededor de 10^{-8} cm^2/seg.).

2. ENSAYOS DE MIGRACION

Los CRC son materiales tan compactos que un ensayo de difusión natural resulta impracticable por su duración. Este hecho hace necesario la aplicación de métodos acelerados. Aquí se escogió la aplicación de campos eléctricos (6) (migración iónica), para llevar a cabo ensayos en un corto período de tiempo.

Para los ensayos de migración fué necesario preparar discos de CRC, de 7,5 cm de diámetro y 1 cm de espesor. Estos discos se colocaron en una celda de difusión clásica (figura 9) en la que se aplicó un potencial de 12 V entre los dos electrodos. A pesar de ser un método acelerado, fueron necesarios de 30 a 40 días de exposición para finalizar el ensayo; mientras que en un hormigón tradicional los cloruros atraviesan el disco de hormigón en menos de una semana.

Para calcular el coeficiente de difusión efectivo, D_{ef}, se utilizó la ecuación obtenida a partir de Nerst-Plank (6):

$$D_{ef} = \frac{J_{C\ell} - RT\ell}{z_{C\ell}\text{-}FC_{c\ell}\text{-}\gamma\Delta E}$$

donde:

γ = coeficiente de actividad
ℓ = espesor del disco de hormigón (cm)
$J_{C\ell}$ = flujo de iones cloruro (mol/cm^2 seg.)

obteniéndose un valor de 2 x 10^{-9} cm^2/seg. Haciendo uso de la resistividad del hormigón y aplicando la ecuación de Nerst-Einstein (6), el coeficiente de difusión efectivo que se obtiene es de 2 x 10^{-8} cm^2/seg. Los hormigones convencionales presentan valores similares, lo que indica la elevada capacidad de retención de cloruros que presentan estos hormigones. Esta capacidad de reacción con los cloruros se deduce de la comparación de los D_{ef} y los D_{ap}, que en este caso difiere 2 ó 3 órdenes de magnitud, mientras que en los hormigones convencionales la diferencia es, como máximo, de un orden de magnitud.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

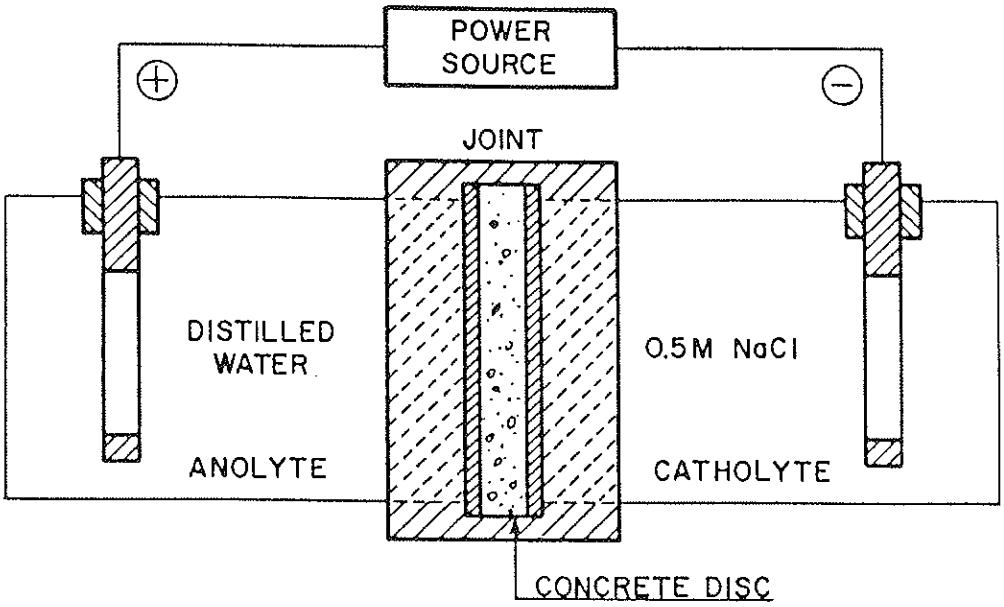


Figura 9. Célula usada en los experimentos de migración y difusión.

• *Estudios de la morfología de la corrosión y de su velocidad*

En un principio, se pensaba que estos hormigones podían presentar problemas para la armadura, debido a su menor alcalinidad provocada por la utilización de altos contenidos de humo de sílice. Este hecho, podría repercutir en una menor capacidad de protección del acero, y por tanto, en el caso de corrosión activa, ésta podría ser de desarrollo muy rápido.

Sin embargo, los ensayos han dado resultados opuestos a los esperados. Así, la figura 10 muestra el aspecto de la corrosión de las fibras superficiales, en una muestra en contacto con agua durante 2 años (ensayos de absorción capilar). Esta corrosión como ya se ha mencionado, sólo se produce en la parte de la fibra que sobresale del material cementante, y no se observa corrosión a más de 1 mm de profundidad, en ningún medio agresivo. Ningún signo de corrosión se ha podido encontrar en las armaduras ensayadas, y por tanto, los valores de I_{corr} han sido siempre muy bajos.

A pesar de ello y con el fin de conocer como incidiría una corrosión masiva, se procedió a forzar la entrada de los iones cloruro mediante la aplicación de un campo eléctrico. Este método se aplicó a un cilindro de CRC, con dos barras embebidas, una de ellas actuando como ánodo con respecto a un cátodo situado en la solución salina. Una vez contaminada la probeta, pudo apreciarse que todas las fibras presentaban una fuerte corrosión, con un cierto aumento de volumen que dió lugar a desprendimientos locales y una macrofisura en las capas más externas del hormigón. La intensidad de corrosión del acero corroído alcanzó valores próximos a 13 $\mu A/cm^2$; rango normal en hormigones altamente contaminados.

Así pues, pudo deducirse que en el caso de una corrosión masiva, las velocidades alcanzadas son similares a las de los hormigones convencionales y que las fibras "sujetan" en cierto modo al recubrimiento, evitando el típico desprendimiento o descascarillado.

4. DISCUSION

Se postula que los hormigones de alta resistencia son más durables, debido principalmente a su baja porosidad y permeabilidad. Este hecho es particularmente evidente en el caso de las matrices CRC, como se aprecia en los ensayos de permeabilidad a los gases y absorción de agua, que

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

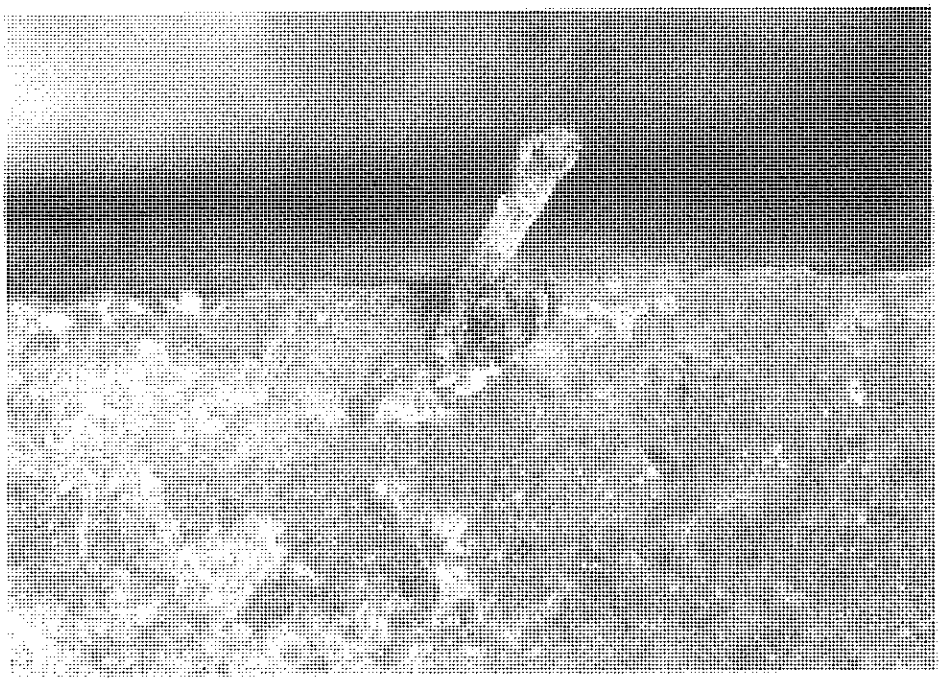


Figura 10. Aspecto de la corrosión en las fibras superficiales.

dan valores extremadamente bajos. Estos resultados se justifican por la baja porosidad y por presentar tamaño de poros por debajo de 5 nm.

Otra justificación encontrada para el buen comportamiento de los CRC frente a la carbonatación y penetración de los iones cloruros, es el hecho de que la pequeña cantidad de agua que puede penetrar en el material, es usada para hidratar la gran cantidad de partículas que permanecen anhidras, lo que bloquea la penetración de humedad más allá de los primeros milímetros.

Este efecto provoca una barrera efectiva frente a la carbonatación y los cloruros, al no existir agua libre en los poros y, en consecuencia, la carbonatación no puede producirse y los cloruros quedan inmovilizados en la superficie del material.

La ausencia de agua libre y el consumo del agua disponible por las partículas anhidras, también puede explicar la inexistente corrosión encontrada en las muestras fisuradas, debido a la imposibilidad de que los iones cloruros puedan difundir, mientras el tamaño de la fisura no sobrepase un límite (alrededor de 0,1 mm en estos ensayos).

Con respecto al comportamiento de este tipo de materiales cuando las fibras presentan una fuerte corrosión, se puede afirmar que su comportamiento es similar al de un hormigón convencional con fibras, detectándose menores fenómenos de desprendimientos y fisuraciones.

CONCLUSIONES

Los Compact Reinforced Composite (CRC) tienen alrededor de un 6% de fibras metálicas, altas proporciones de humo de sílice (20-25%) y muy baja relación agua/masa cementante (0,15-0,2), presentando, durante 2 años de exposición, una excelente respuesta a varios tipos de ataques químicos.

De los resultados obtenidos se pueden resumir las siguientes conclusiones:

1. Presentan una muy reducida porosidad y muy baja absorción capilar y permeabilidad a los gases.

2. Estas propiedades hacen al CRC prácticamente inmune frente a fenómenos de carbonatación, tanto en exposición natural como en condiciones extremadamente aceleradas (100% CO_2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

3. Tampoco se detectan señales de corrosión frente al ataque por cloruros, incluso en vigas fisuradas previamente, siempre que las fisuras estén dentro de los límites de servicio de estos materiales.

4. Los coeficientes de difusión efectivo, D_{ef}, (condiciones estacionarias) encontrados fueron del orden 2 x 10^{-9} cm^2/seg. Los coeficientes aparentes, D_{ap}, fueron alrededor de 3 x 10^{-11} cm^2/seg. (condiciones no estacionarias).

Como resumen, se puede resaltar que esta clase de materiales (CRC) muestran una durabilidad potencial muy superior a los hormigones convencionales, aunque sólo exposiciones a largo plazo en ambientes agresivos, podrán confirmar las positivas expectativas obtenidas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo forma parte del Proyecto Brite: "Ministruct" subvencionado por la DG-XII de la EU. Los otros participantes del proyecto son: Bouygues (Francia) y Carl Bro (Dinamarca).

Los Autores agradecen sus contribuciones en el presente trabajo, llevado a cabo dentro del Contrato BRE2-0351, así como la financiación aportada por la DG-XII de la UE y la CICYT de España.

6. REFERENCIAS

1. Bache, H. H. (1981). "Densified Cement/Ultrafine Particle-Based Materials" CBL Report 40, Aalborg Portland, 1981. 33 pp.

2. Preece C. M., Arup H., Frolund T. (1983) "Electrochemical Behaviour of Steel in Dense Silica-Cement Mortar". Proceedings of ACI Symposium: "Fly Ash, Silica Fume, Slag & Other Mineral By-Products in Concrete, Detroit. Vol. 2, pp 785-796.

3. Bache, H. H. (1987). "Compact Reinforced Composite, Basic Principles". CBL Report 41, Aalborg Portland, 87 pp.

4. Kollek, J. J. (1989). "The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method- A recomendation". Materials and Structures/Materiaux et Constructions. 22 pp. 225-230.

5. Force Institute. (1993) Eureka Project. EU 264. Compresit "Durability, Final Report".

6. Andrade, C. and Sanjuán, M. A. (1994). "Experimental procedure for the calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from migration tests". Advances in Cement Research, vol. 6, n° 23, pp. 127-134.

RESUMEN

En los últimos años se están desarrollando hormigones de muy alta resistencia (120-300 Mpa). A este tipo de hormigones pertenece el Compact Reinforced Composite (CRC). Asimismo, se supone que los hormigones de altas prestaciones pueden alcanzar una elevada durabilidad; sin embargo, el nivel de mejora no siempre es el mismo para cada tipo de hormigón. En este trabajo se presenta una serie de ensayos llevados a cabo en matrices CRC, que han demostrado que estos materiales son prácticamente inmunes a la carbonatación, debido principalmente a su reducida porosidad y mínimo contenido de agua. También, se muestra que sus armaduras no se despasivan en medios contaminados con cloruros, ni siquiera en elementos fisurados previamente.

SUMMARY

Very high strength concretes (120-300 Mpa) have been developed. The concept of Compact Reinforced Composite (CRC) belongs to this type of concretes. Superior durability is assumed to be achieved with high performance concretes, however the level of improvement is not always the same. The present paper presents a set of tests carried out on CRC specimens, which demonstrated that it seems to be practically immune to carbonation, due mainly to its extremely low porosity and low water content. As well it has shown that chloride attack cannot despassivate the reinforcements even in cracked elements.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Monográfico dedicado al VIDRIO EN LA CONSTRUCCIÓN

La revista MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN editada en el Instituto de Ciencias de la Construcción EDUARDO TORROJA, dedica un número doble (Nºs 242/243) a un solo material: *El vidrio.*

Haciéndose eco del creciente interés que suscitan las investigaciones e innovaciones sobre los productos derivados del vidrio, este material se trata, por primera vez en la Revista, de forma monográfica, con la amplitud que permite un número especial.

Los distintos articulos que componen este número son muestra de la gran variedad de características, propiedades y aplicaciones bajo las que se presentan los derivados del vidrio. Entre sus usos más comunes se encuentran: elementos transparentes de cerramientos, materiales estructurales en las fachadas, aislamientos de muros y cubiertas, recubrimientos de pisos y paredes, componentes de refuerzo de placas, paneles, morteros y hormigones, como material decorativo y estético. Hoy en día, el vidrio es un material indispensable en la construcción y su tecnología está en continua evolución para dar respuesta a la constante demanda de nuevos productos con carácter multifuncional.

En este número especial se recogen trabajos de investigación originales e inéditos que cubren una temática muy diversa dentro de los materiales vítreos destinados o aplicados en construcción. Aparecen artículos relacionados con las vidrieras artísticas, los acristalamientos, los vidrios funcionales, las fibras de refuerzo, los vitrocerámicos y los porcelanatos. Los autores de estos trabajos, tanto los nacionales como los internacionales, son especialistas reconocidos en sus respectivos campos científicos.

Los artículos que componen este número especial son:

- Procesos de alteración de las vidrieras medievales. Estudio y tratamientos de protección.
  (Alteration processes of medieval stained glass windows. Study and protection treatments).
  J. Mª Fernández Navarro.
- El efecto de la corrosión en vidrieras coloreadas.
  (The effect of corrosion of stained glass windows).
  J. Leissner.
- Formulación de vidrios absorbentes del calor.
  (Formulation of heat absorbing glasses).
  P. Álvarez-Casariego y P. Mazón.
- Dimensionamiento de placas de acristalamiento para edificios mediante un modelo probabilístico de rotura.
  (A probabilistic model for failure design of glass plates in building).
  A. Fernández Canteli, I. Viña y A. Bernardo Sánchez.
- Caracterización de fibras en forma de lana de roca para aislamiento obtenidas a partir de basaltos canarios.
  (Characterization of fibers as rockwool for insulation obtained from canary islands basalts).
  J. M. Cáceres, J. E. García Hernández y J. Mª Rincón.
- El GRC: Material compuesto de matriz inorgánica reforzado con fibras de vidrio AR.
  (GRC: Composite material from an inorganic matrix reinforced with ar glass fibres).
  P. I. Comino.
- Los materiales vitrocerámicos en la construcción.
  (Glass-ceramic as building materials).
  J. Mª Rincón y M. Romero.
- Gres porcelánico: Aplicaciones arquitectónicas, procesado y propiedades físico-mecánicas.
  (Porcelainized stoneware: Architectural, processing and physico-mechanical properties).
  T. Manfredini, M. Romagnoli y J. Mª Rincón.

Venta de ejemplares: Distribución de Publicaciones
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid.
Tfno.: (91) 302.04.40 - Fax: (91) 302.07.00

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

CSIC

CEMCO 98

XIV CURSO DE ESTUDIOS MAYORES DE LA CONSTRUCCIÓN

Desde el año 1.956 el ***Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc)***, realiza una labor de formación y difusión científico-tecnológica en el área de la construcción y sus materiales, a través del Curso de Estudios Mayores de la Construcción -CEMCO. Para el año 1998, el objetivo de este Curso, ya en su decimocuarta edición, es proporcionar información actualizada sobre *Innovación y Avances en el Área de la Construcción y sus Materiales.*

El curso que tendrá lugar entre los meses de Febrero y Junio del **año 98,** con un total de 500 horas entre clases teóricas y prácticas, se ha estructurado en:

Área de Materiales	S1: Conglomerantes Hidráulicos: Naturaleza, Comportamiento y Limitaciones S2: Aplicación de los Materiales Cerámicos, Vidrios y Piedra Natural en la Construcción S3: Hormigones Especiales S4: Materiales Compuestos: Diseño, Cálculo y Aplicación en Construcción
Área de Estructuras	S5: Modelización y Análisis de Estructuras de Hormigón S6: Fiabilidad Estructural. Tratamiento de las Acciones Especiales
Área de Edificación	S7: Habitat Popular en Latinoamérica: Tecnologías, Materiales, Políticas y Soluciones Habitacionales S8: Industrialización y Prefabricación en Edificación y Obra Civil
Área de Mantenimiento, Rehabilitación y Recuperación	S9: Acciones del Agua en la Edificación S10: Durabilidad de Estructuras de Hormigón: Vida Útil, Refuerzo y Reparación S11: Evaluación Estructural. Patología, Diagnóstico y Soluciones de Intervención S12: Conservación del Patrimonio Arquitectónico
Área de Medio Ambiente	S13: Construcción y Medio Ambiente S14: Evaluación del Medio Ambiente Interior en las Edificaciones y Rehabilitación Medioambiental
Área de Riesgo y Normalización	S15: Riesgo y Prevención en Construcción. Seguridad y Seguros S16: Evaluación de Sistemas de Construcción no Tradicionales. Documento de Idoneidad Técnica.

El programa propuesto para esta nueva edición del curso CEMCO ha sido diseñado para graduados universitarios que se dediquen al sector de la construcción. La variedad de la temática propuesta, la participación de profesores tanto españoles como extranjeros procedentes del campo de la investigación, de universidades y de empresas servirán al participante para ampliar sus conocimientos sobre los avances que ha experimentado el área de la construcción, sus materiales y sus técnicas en los temas de mayor impacto y actualidad dentro del mismo. Durante el Curso se realizarán dos viajes de prácticas en coincidencia con los seminarios: «Aplicación de los Materiales Cerámicos, Vidrios y Piedra Natural en la Construcción» y «Conservación del Patrimonio Arquitectónico», así como diversas visitas a Instituciones y obras de interés.

El número de plazas para realizar la totalidad del curso así como algún seminario específico será limitado. Se prevé la adjudicación de un cierto número de becas para los que realicen el curso completo. Aquel que desee una mayor información puede consultar: **http://www.csic.es/torroja/Cemco.html** o solicitar el programa del Curso a:

CEMCO-98. Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"
Att.: Mª Carmen Díaz Periañez
c/ Serrano Galvache s/n. 28033 - Madrid. España
Tfno: 34 - 1 - 302 04 40, Fax: 34 - 1- 302 07 00, e-mail: carmendp@fresno.csic.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

Nuevo manual de la ATEP "Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes. H.P. 9-96"

Continuando con nuestra serie de Manuales en los que se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir un adecuado proyecto y construcción de las obras pretensadas, se ha editado, ahora, este Manual H.P. 9-96.

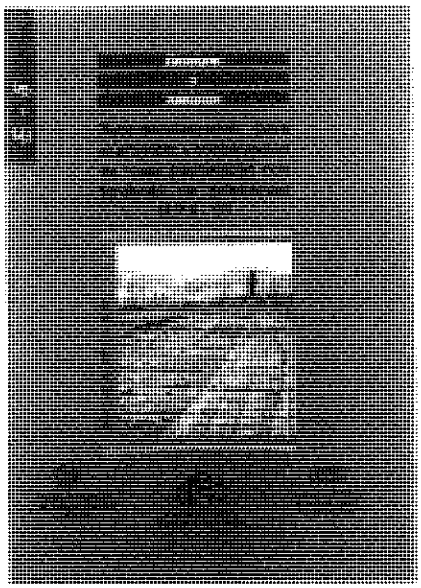
En España, la técnica del pretensado se aplica, mayoritariamente, en el campo de las obras públicas, y mucho menos en la edificación. Ello es especialmente acusado si hablamos de hormigón pretensado con armaduras postesas donde, al menos en nuestro país, son escasísimas las obras de edificación construidas con esta técnica. Tan sólo en el caso de elementos prefabricados (viguetas o placas para forjados con armaduras pretesas) tiene el pretensado una cierta presencia en el mundo de la edificación.

Pudiera pensarse, a priori, que el postesado sólo tiene interés en grandes obras públicas; sin embargo, si todas las ventajas propias del hormigón pretensado son ciertas para la obra pública, cabe preguntarse, ¿no lo son también para la edificación? La respuesta es, efectivamente, positiva, y su justificación puede encontrarse tanto en razonamientos teóricos como en la práctica llevada a cabo en algunos países tecnológicamente avanzados, donde vienen utilizándose con frecuencia dese hace varias décadas.

Ello contrasta con la situación de nuestro país, donde esta técnica no ha encontrado el eco que cabe esperar en relación al nivel de desarrollo económico y tecnológico, y donde, tradicionalmente, la arquitectura y la construcción han mostrado siempre un talante innovador y creativo.

Quizás una de las razones para ello haya sido la escasez de información sobre las posibilidades de los forjados postesados con tendones no adherentes, de sus ventajas técnicas y económicas, y la ausencia de una normativa o de unas recomendaciones que pongan a disposición de técnicos, constructores y promotores, criterios para el proyecto, construcción y evaluación económica de estas soluciones estructurales, como alternativas a las ya actualmente en uso.

En estas circunstancias, el presente Manual, elaborado en el seno de la ATEP, se plantea un doble objetivo: Por una parte, pretende constituir un elemento informativo que dé a conocer este tipo estructural a los agentes que intervienen en el proceso constructivo; por otra, pretende aportar una herramienta que facilite la comprensión del funcionamiento estructural de las losas postesadas, y proporcione criterios para el predimensionado, proyecto, cálculo, construcción, mantenimiento y valoración económica de estas soluciones.



En el primer Capítulo se exponen los aspectos generales de los forjados postesados; en el segundo, se comentan los aspectos que deben considerarse en la fase de proyecto; el tercero aborda los aspectos constructivos propios de este tipo de estructuras, y el cuarto está dedicado a aspectos económicos.

Se incluyen, además, tres Anejos. En el Anejo número 1 se desarrolla un ejemplo representativo del campo de aplicación de esta tipología estructural; en el número 2 se presenta una amplia bibliografía sobre el tema, y en el número 3 se recoge la notación utilizada.

El precio de esta publicación de 164 páginas, con numerosas figuras y tablas, es de 4.200 Ptas., IVA incluido (32 dólares USA para el extranjero). No obstante, como siempre, a los miembros de la ATEP se les concede un sensible descuento, por lo que podrán adquirir cuantos ejemplares deseen al precio de 3.150 Ptas., IVA incluido (25 dólares USA para el extranjero) cada ejemplar.

Los pedidos, que serán atendidos por riguroso orden de recepción, deben dirigirse a:

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
Apartado 19002
28080 MADRID.
Tel. y Fax: (91) 766 07 03

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. (FCCSA).–Acanto, 22. 28045 Madrid.

FORMIGONS GIRONA, S.A.–Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Gerona).

FREYSSINET, S.A.–General Perón, 24. 28020 Madrid.

GRACE, S.A.–Apartado 523. 08080 Barcelona.

GRUPO ESPAÑOL DEL HORMIGON (GEHO).–Universidad Politécnica de Madrid.– Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y Puertos.– Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.

HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).–Luis Montoto, 105, 4º K. 41007 Sevilla.

HUARTE, S.A.–Oficina Técnica.–C/Gobelas, 35-37. El Plantío. 28023 Madrid.

IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.–Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.–Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.

INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).–José Abascal, 53-2.ª planta. 28003 Madrid.

INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.–Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).–Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.–Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.

LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES. CEDEX.–Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

MECANOGUMBA, S.A.–Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

MEKANO-4, S.A.–Polígono Can Magarola. Carretera N-152, Km. 19,8. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

PACADAR, S.A.–Hermosilla, 57. 28001 Madrid.

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.–Apartado 138. 36600 Villagarcía de Arosa (Pontevedra).

PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.–Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).

PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).–Padre Damián, 42-1º D. 28036 Madrid.

SENER, INGENIERIA Y SISTEMAS, S.A.–Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).

SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERIA, S.A.–Avenida Cardenal Herrera Oria, 167. 28034 Madrid.

TECPRESA, S.A.–Velázauez, 105. 28006 Madrid.

TREFILERIAS QUIJANO, S.A.–Fábrica de Forjas de Buelna, 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).

TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).–Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

VSL IBERICA, S.A.–Aribau, 185, 3º, 2ª. 08021 Barcelona.

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026

asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/09/2026