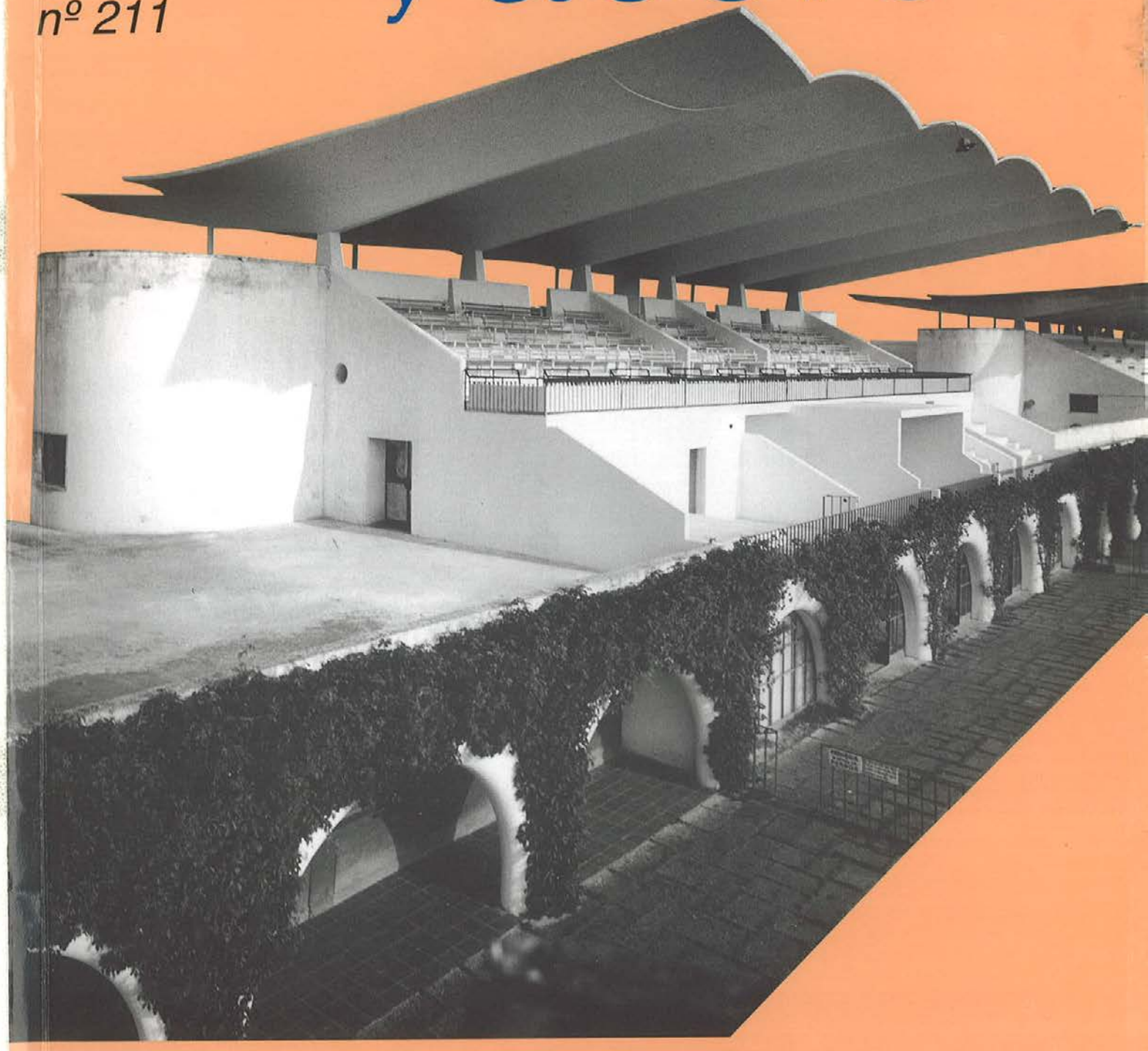
HORMIGÓN y acero

nº 211



Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los **miembros Patrocinadores** y los **Protectores**. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

MIEMBROS PATROCINADORES

ANEFHOP.–Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.

CALIDAD SIDERÚRGICA.–Castellón, 128. 28006 Madrid.

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.–Grijalba, 9. 28006 Madrid.

CEDEX (Laboratorio Central).–Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.–Avda. Iparaguirre, 82, 1º. 48940 Leoia (Guipúzcoa).

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Almagro, 42. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL INGENIEROS DE CATALUÑA.–Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.–Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.–Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

EUROCONSULT, S.A.–Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.–Acanto, 22. 28045 Madrid.

ICCE.–Alcalá, 135-2º. 28009 Madrid.

IECA.–José Abascal, 53-2º. 28003 Madrid.

INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.–Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.

INTEMAC.–Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

MIEMBROS PROTECTORES

AGROMÁN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Avda. del Partenón, 4. 28042 Madrid.

ALVI, S.A.–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., Biblioteca.–Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.

CEMENTOS MOLINS, S.A.–C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).

(Continúa en el int. de contraportada)

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
DECLARADA DE UTILIDAD PÚBLICA CON FECHA 4-3-77

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

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

COMITE DE REDACCION

Director:
APARICIO BENGOECHEA, Ángel C.

Miembros del Comité de Redacción:
ARRIETA TORREALBA, José M.ª
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
GONZÁLEZ VALLE, Enrique
JÓDAR MARTÍNEZ, Juan
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MORÁN CABRÉ, Francisco
ORTEGA BASAGOITI, Luis
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VILLAR LUENGO, José Mª de

SERVICIO DE ESTUDIOS ESPECIALES

HORMIGÓN y acero

nº 211
1er Trimestre 1999

CUOTAS ANUALES

	ESPAÑA
Miembros "Estudiantes"	6.000 ptas.
Miembros "Personales" (personas naturales)	10.000 ptas.
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	25.000 ptas.
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la ACHE)	50.000 ptas.
Miembros "Patrocinadores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la ACHE)	100.000 ptas.

(16% IVA incluido en el precio)

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: Producciones Meeting Point - M. Hernández, 50 - MADRID
ISSN: 0439-5689

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

AVISO IMPORTANTE

DISCUSIÓN DE LOS ARTÍCULOS ORIGINALES PUBLICADOS EN LA REVISTA "HORMIGÓN 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 A.C.H.E., Apartado 19002, 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 contestanto 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 24/11/2026

hormigón y acero nº 211

índice

Págs.

1ER CENTENARIO DEL NACIMIENTO DEL INGENIERO EDUARDO TORROJA MIRET **5-6**

Texto de las Comunicaciones presentadas en la XVª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP, celebrada en Logroño, durante los días 12 al 15 de noviembre de 1996.

TEMA II.–INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

Medida experimental de las deformaciones a largo plazo en dos vigas hiperestáticas postesas **7-35**

Mesure à long terme des déformations de deux poutres hiperstatiques précontraintes.

Long-term measurement of strains and deflections in two undetermined presstress beams.

A. Pérez Caldentey, H. Corres Peiretti y J. Torrico Narváez

Rigidización de pasarelas colgadas de hormigón armado y pretensado **37-51**

Rigidification du passerelles piétonnière suspendus du béton armé et précontraint.

Stiffening of predestrian concrete suspension bridges.

D. Cobo del Arco, A.C. Aparicio Bengoechea

TEMA III.A.–REALIZACIONES DE PUENTES

Un ejemplo de estructura mixta combinada con pretensado exterior: El nuevo puente sobre el Barranco de Cavalls en Valencia **53-62**

Une structure mixte combinée avec une précontrainte extérieure: Le nouveau pont sur la Vallée de Cavalls à Valence.

A composite structure combined with external presstressing: The new bridge over the Cavalls Valley in Valencia.

H. Corres Peiretti y A. Pérez Caldentey

Puente de Mengíbar sobre el río Guadalquivir en la Autovía Bailén-Jaén (pórtico mixto 110 m de luz central) **63-70**

Pont de Mengíbar sur le Guadalquivir dans l'autoroute Bailén-Jaén (portique mixte, 110 m de travée centrale).

Mengíbar bridge over the Guadalquivir river in the motorway Bailén-Jaén (composite 100 m central span)

J. Martínez Calzón

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ARTÍCULOS ORIGINALES NO DE ASAMBLEA

TEMA II.–INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

El método simplificado de evaluación del índice de daño sísmico global en edificios de hormigón armado 71-84

Une méthode simplifiée d'évaluation des facteurs de dommage sismique global des bâtiments en béton armé.

A simplified method to evaluate the global seismic damage index for reinfoced concrete buildings.

R. Aguiar y A.H. Barbat

Análisis en el tiempo de secciones de hormigón pretensado: Pérdidas de pretensado por retracción y fluencia. Influencia de la armadura pasiva. 85-96

Comportement différé des sections en béton précontraint: Pertes de précontrainte par retrait et fluage. Influence des armatures passives.

Time-dependent analysis of prestressed concrete cross-sections: Creep and shrinkage prestressing losses, and the influence of passive reinforcement.

J. Murcia

Estudio experimental y numérico del comportamiento de puentes prefabricados monoviga bajo cargas de servicio. 97-108

Étude expérimentale et numérique du comportément en service des ponts caisson en béton préfabriqués.

Experimental and numerical study of the behaviour of precast concrete box girder bridges under service load conditions.

G.A. Pérez, A. Marí Bernat y R.F. Danesi

TEMA IV.–INSPECCIÓN, MANTENIMIENTO, REPARACIONES Y REFUERZOS

Estudio de las solicitaciones de tráfico en puentes atirantados. Aplicación al dimensionamiento óptimo a fatiga de los tirantes ... 109-124

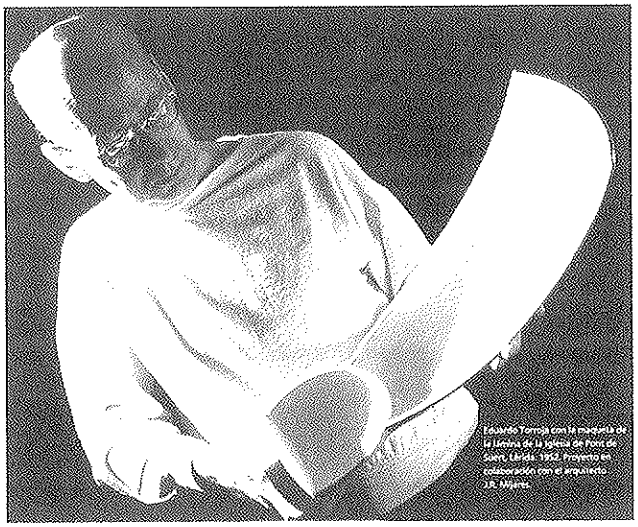
Un étude sur la solicitation du trafic routier aux ponts haubannés. Application au dimensionement optimal des haubans.

On the traffic action in cable-stayed bridges. Application to the optimal fatigue design of stays.

A. Más Soler y J.R. Casas Rius

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

1ER CENTENARIO DEL NACIMIENTO DEL INGENIERO EDUARDO TORROJA MIRET



Eduardo Torroja con la maqueta de la lámina de la iglesia de Pont de Suert, Lérida, 1953. Proyecto en colaboración con el arquitecto J.B. Miguel.

Presentación

El 27 de agosto próximo, se cumple el primer centenario del nacimiento del Ingeniero de Caminos madrileño Eduardo Torroja Miret, quien a lo largo de su trayectoria profesional, simultaneó las labores propias de un proyectista prestigioso, con la docencia en la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, la Dirección del Laboratorio Central de Ensayos de Materiales y Estructuras, antecedente del actual CEDEX y la creación del Instituto de la Construcción y la Edificación, que más tarde, ya en el seno del Consejo Superior de Investigaciones Científicas, se unió al Instituto del Cemento, para crear el Instituto de la Construcción y del Cemento que a su muerte y como homenaje a su figura, fue rebautizado «Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja».

En el otoño de 1998 la Asociación de Miembros del Instituto (AMIET), Asociación de Investigación, promovida por el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, en la que se integran representantes de las Administraciones Empresariales del sector de la construcción y obras públicas, acordó crear una Comisión Organizadora de los actos conmemorativos del primer centenario del nacimiento de Eduardo Torroja, ofreciendo la Presidencia de dicha Comisión a José M.ª Aguirre González, Ingeniero de Caminos, a la sazón Presidente del Banco Guipuzcoano y Vicepresidente de la CEOE, el cual aceptó la presidencia.

Consciente de la importancia adquirida por la figura de Torroja en el mundo de la ciencia y de la técnica en construcción, edificación y materiales, el Presidente de la Comisión Organizadora propuso la necesidad de coordinar todas las actuaciones que con motivo del Centenario pudieran organizarse por distintas Instituciones y Entidades públicas y privadas, creando para ello una Comisión de carácter nacional que aglutinara estas iniciativas, en la que se integrasen todas las Instituciones públicas vinculadas con la figura de Torroja, estableciéndose un programa de actos que abarca una exposición, publicaciones sobre las obras y escritos de D. Eduardo, jornadas científicas, un ciclo de conferencias y la institución por este Departamento de un Premio bianual en su memoria.

Rafael Arias-Salgado Montalvo
Ministro de Fomento

Comisión Organizadora

Presidente: D. José M.ª Aguirre González. Vicepresidente de la C.E.O.E.

Secretario: D. Gustavo Monje Vergés. Vicedirector del Instituto Torroja.

Vocales por:

Academia de Ingeniería
D. Enrique Alarcón Álvarez. Secretario General.

Asociación de Miembros del Instituto Eduardo Torroja (AMIET)
D.ª Carmen Andrade Perdix. Vicepresidente

Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
D. José Antonio Torroja Cavanillas. Presidente

Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España
D. Clemente Lomba Gutiérrez. Decano del Colegio de Arquitectos de Cantabria

Consejo Superior de Investigaciones Científicas
D. César Nombela Cano. Presidente

Dirección General del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)
D. Manuel Martín Antón. Director General.

Dirección General de la Vivienda, la Arquitectura y el Urbanismo del Ministerio de Fomento
D. Gerardo Mingo Pinacho. Subdirector General de Arquitectura

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
D. Edelmiro Rua Alvarez. Director

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
D. Antonio Ruiz-Duerto. Vicedirector

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Programa de Actos

A lo largo de las reuniones celebradas por la Comisión Organizadora de los Actos Conmemorativos del Centenario del nacimiento de Eduardo Torroja se aprobó el programa de actos a celebrar durante el otoño de 1999.

- Premio Bienal Eduardo Torroja instituido por el Ministerio de Fomento a la obra conjunta de arquitectos e ingenieros que realicen un trabajo en equipo. El Premio será entregado en un acto que se celebrará en el mes de noviembre en el Instituto Torroja.
- Publicación de dos libros en los que se glosa la vida y la obra de Eduardo Torroja con la recopilación de sus trabajos científicos más relevantes.
- Jornada científica que glosará la figura de Eduardo Torroja como ingeniero proyectista, organizada por las Academias de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales y la de Ingeniería. Se celebrará el día 14 de septiembre en la Real Academia de Ciencias. C/ Valverde, 24.
- Exposición sobre la vida y la obra de Eduardo Torroja a celebrar en la Sala de Exposiciones del Ministerio de Fomento. Inauguración: martes 21 de septiembre de 1999.
- Ciclo de conferencias en las que intervendrán ingenieros, arquitectos y constructores organizadas por el Instituto Torroja, que tendrán lugar los siguientes días:
  - *22 de septiembre:* Sala de Exposiciones del Ministerio de Fomento, P.º de la Castellana, 67.
  - *29 de septiembre:* Instituto Torroja, C/ Serrano Galvache, s/n.
  - *6 de octubre*: Colegio de Ingenieros de Caminos, C/ Almagro, 42.
  - *13 de octubre:* Consejo Superior de Investigaciones Científicas, C/ Serrano, 117.
- Acto académico en la Universidad Politécnica de Madrid.

También se acordó solicitar al Consejo Superior de Investigaciones Científicas y a la Universidad Politécnica de Madrid la concesión a título póstumo de las máximas distinciones que ambas instituciones conceden a sus miembros más distinguidos, que le serán entregados a la familia el día 13 de octubre en la Sede del Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

Premio Eduardo Torroja de Ingeniería y Arquitectura

El Ministerio de Fomento con motivo de la celebración de este primer centenario, instituye el Premio Bienal Eduardo Torroja de Ingeniería y Arquitectura para fomentar y destacar la obra conjunta de arquitectos e ingenieros bajo el lema *«Tecnica Plures, Opera Unica»* que inspiró su obra, en la que colaboró con notables arquitectos como Arniches, Domínguez, Sánchez-Arcas, Zuazo o López-Otero, colaboración de la que surgieron obras, que hoy ya pertenecen a la Historia de la Arquitectura y de la Edificación.

El Premio se convoca para reconocer la integración de los valores arquitectónicos, constructivos y estructurales de una obra, tratados como una unidad y resultado de una concepción única de la misma, realizada por un equipo interdisciplinar de Ingenieros y Arquitectos españoles con participación coherente de ambos, obra que haya finalizado en los últimos cinco años anteriores a esta primera Convocatoria. Al tratarse de un Premio de Honor con comporta dotación en metálico.

Presentación de propuestas

Las obras que se presenten vendrán propuestas por alguna de las siguientes Instituciones: las Administraciones Públicas de carácter nacional, autonómico o municipal. La Real Academia de Bellas Artes de San Fernando. El colegio de Ingenieros de Caminos y el Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos. El Instituto Eduardo Torroja y el CEDEX. Las Escuelas Técnicas Superiores de Ingenieros y de Arquitectura o un mínimo de quince ingenieros y arquitectos.

Jurado

Estará presidido por el Ministro de Fomento, actuando como vicepresidente el Presidente de la Comisión del Centenario y compuesto por los Directores Generales de Carreteras, Vivienda, Obras Hidráulicas, CEDEX, y del Instituto Eduardo Torroja. Los Presidentes del Colegio de Ingenieros de Caminos y del Consejo de Colegios de Arquitectos, dos Ingenieros de Caminos y dos Arquitectos de reconocido prestigio internacional designados por estas últimas instituciones. Actuará como Secretario el Subdirector General de Arquitectura.

Plazos

La documentación se enviará antes del 31 de julio de 1999 al Ministerio de Fomento, Servicio de Calidad de la Arquitectura, Subdirección General de Arquitectura. Paseo de la Castellana, 67. 28071 Madrid. El fallo del Jurado se producirá en el mes de Octubre del presente año.

Premio

El Premio quedará acreditado por una escultura, que servirá de imagen al mismo y un Diploma. Igualmente se entregará una placa alusiva, para su colocación en la obra premiada.

Las bases completas serán facilitadas por la Subdirección General de Arquitectura del Ministerio de Fomento y los Colegios de Ingenieros de Caminos y Arquitectos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Medida experimental de las deformaciones a largo plazo en dos vigas hiperestáticas postesas

Alejandro Pérez Caldentey
Hugo Corres Peiretti
José Torrico Naváez
Unidad docente de Hormigón
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos de Madrid

1. INTRODUCCIÓN

En este artículo se describe un estudio teórico y experimental referente al comportamiento en servicio del hormigón estructural, llevado a cabo en la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Dicho estudio experimental se planteó como una continuación de otros dos estudios correspondientes a la misma línea de investigación, iniciada en 1985 en el marco de la Unidad Docente de Hormigón.

El primer estudio (1) llevado a cabo en los años 1985 a 1989, consistió en el seguimiento de las deformaciones en el tiempo de cuatro vigas prefabricadas isostáticas, y en el desarrollo de un modelo capaz de representar su comportamiento a nivel de sección.

En un segundo estudio (2) [1989-1991], se planteó la determinación experimental de las pérdidas de pretensado. Para ello se ensayaron 6 elementos verticales con un pretensado centrado, controlando por diversos procedimientos la deformación axil de los mismos.

Al igual que estos estudios anteriores, el trabajo que se presenta a continuación fue financiado por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

El objetivo del mismo era, en primer lugar, la generalización del modelo a nivel de sección, desarrollado como fruto del primero de los trabajos citados anteriormente, para poder tener en cuenta, también, el comportamiento a nivel de estructura. En segundo lugar, se planteó un programa experimental con objeto de disponer de una contrastación de la validez del modelo generalizado.

Para ello, se abordó el seguimiento de las deformaciones y flechas a lo largo del tiempo de dos vigas hiperestáticas de dos vanos de 8 metros de luz cada uno, así como la realización de ensayos complementarios de caracterización de los materiales utilizados tanto en cuanto a sus características mecánicas instantáneas como en cuanto a su comportamiento diferido.

A continuación, en una primera parte, se describen los ensayos y se presentan los resultados experimentales obtenidos. En segundo lugar, se aborda el problema de la predicción de las deformaciones a partir del modelo de cálculo paso a paso en el tiempo y de ensayos específicos de caracterización de los materiales utilizados y se propone una metodología para ajustar los modelos teóricos a datos experimentales obtenidos en ensayos complementarios.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

2. ESTUDIO EXPERIMENTAL

2.1. Descripción de las características mecánicas y geométricas de las vigas ensayadas

Como ya se ha comentado, se ensayaron dos vigas de dos vanos de 8 metros de luz cada uno, midiendo deformaciones y flechas a lo largo de 780 días.

La sección transversal de las vigas era rectangular de 30 cm de canto por 40 cm de ancho y ambas vigas llevaban un pretensado de trazado parabólico formado por 3 cables de 0.5".

Con estas dimensiones la relación luz/canto resultante era de 26.7 que puede considerarse un valor representativo de puentes losa pretensados.

La armadura pasiva consiste en 4ϕ8 mm de montaje colocados en las esquinas y cercos simples de ϕ8 mm cada 20 cm. La viga VH2, proyectada en clase III, lleva, además, un refuerzo de armadura pasiva de 3ϕ20 mm sobre el apoyo central, necesario para satisfacer el estado límite último y garantizar un control adecuado de la fisuración. Esta armadura corresponde a una calidad AEH-500N.

En la Figura 1 se define el trazado de los cables de pretensado. Se trata de un trazado parabólico con tres tramos de parábola.

El límite elástico convencional del acero activo utilizado (al 0.2% de deformación) era de 1700 MPa y la tensión de rotura de 1900 MPa. La tensión de tesado fue del 80% de la carga de rotura, equivalente a una fuerza de 455 kN por viga.

El hormigonado se hizo *in situ* con un hormigón de 35 MPa de resistencia característica a los 28 días. La composición aproximada de este hormigón era la siguiente:

- cemento: 380 kg/m^3
- agua: 185 kg/m^3
- árido grueso: 1195 kg/m^3
- árido fino: 640 kg/m^3

2.2. Historia de cargas

La historia de cargas de las vigas es bastante compleja. Esta se describe de forma genérica en la Figura 2. Con ella se ha querido simular los distintos estados de carga a los que puede estar sometida una estructura real.

Estos estados incluyen la aplicación del pretensado y peso propio, la aplicación de una carga muerta, la aplicación de una sobrecarga y su retirada y la imposición de un desplazamiento en los apoyos.

Este último aspecto se ha materializado elevando el apoyo central, solicitación equivalente a un descenso de los apoyos extremos. Antes de llevar a cabo esta operación fue necesario retirar la carga muerta ya que de otra manera el ascenso del apoyo central habría provocado la fisuración de las vigas y habría reducido de forma muy significativa el nivel de esfuerzos producido por esta solicitación. Antes de llevar a cabo el ascenso del apoyo central se esperó a que la deformación diferida debida a la retirada de la carga muerta se estabilizara con el fin de aislar el efecto del desplazamiento impuesto de los debidos a las solicitaciones anteriores.

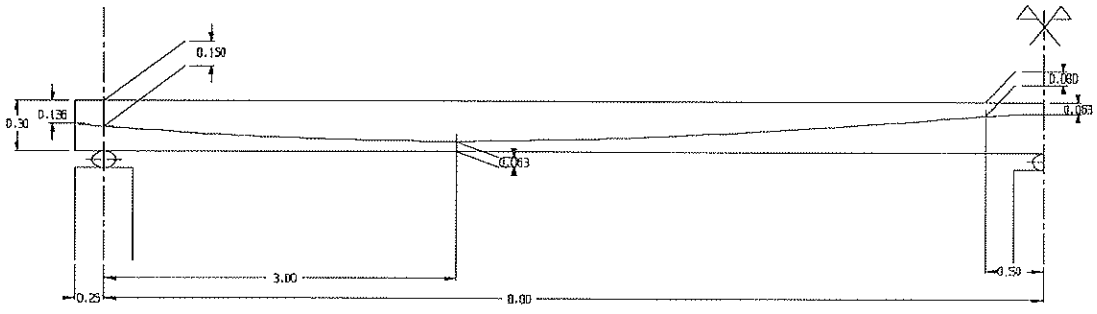


Figura 1. Definición del trazado de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

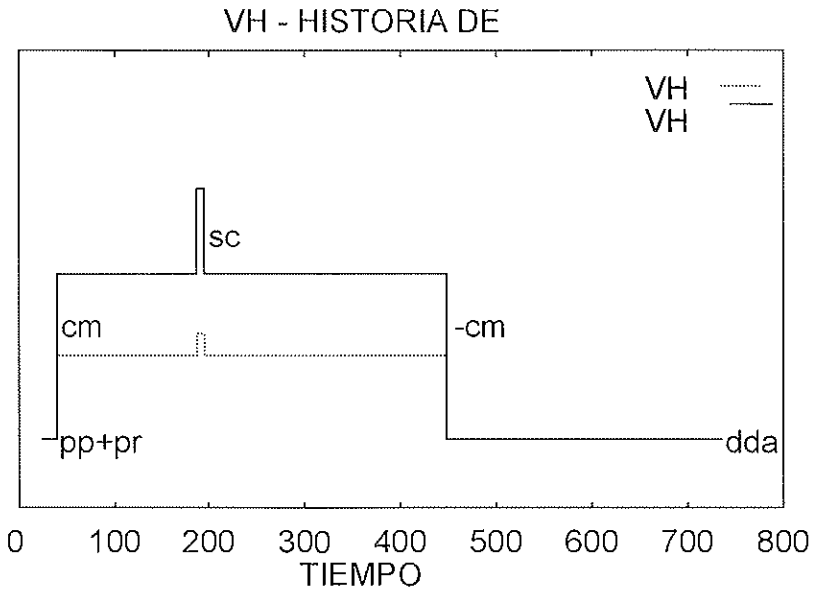


Figura 2. Historia esquemática de cargas.

En la Tabla 1, se indica, para cada solicitación, la edad de la viga en el momento del inicio de su actuación.

La materialización de la carga muerta se llevó a cabo mediante bloques de hormigón de aproximadamente 1800 N de peso cada uno y cuyas dimensiones permitieron la disposición de dos bloques por metro.

En cuanto a la sobrecarga y debido a problemas de estabilidad de los bloques de la viga VH2 (ya que habría sido necesario colocar tres filas de bloques), ésta se materializó mediante sendos gatos aplicados en los centros de vano de ambas vigas.

En la Tabla 2 se indica la magnitud de las acciones aplicadas.

Con objeto de comprobar las tensiones, se utilizó un modelo teórico de cálculo paso a paso en el tiempo, desarrollado especialmente para este trabajo. Con ello, se pretendía asegurar que las tensiones entraran dentro de las previsiones teniendo en cuenta la redistribución de tensiones debida al comportamiento diferido del hormigón y del acero de pretensar, es decir que, para la carga máxima, no se fisurara la viga VH1 y sí se fisurara la viga VH2. En la Tabla 3 se indican las tensiones teóricas que se producen en el momento del tesado, tras la aplicación de la carga muerta y en el momento de aplicación de la sobrecarga a los 187 días para la sección situada a 3 metros del apoyo exterior y para la sección correspondiente al apoyo central, sin tener en cuenta la fisuración.

Tabla 1. Edad de la viga en el momento de aplicación de las distintas solicitaciones

Solicitación	Edad de la viga [días]
Pretensado + pp	25
Carga muerta	41
Sobrecarga	187
Retirada sobrecarga	196
Retirada carga muerta	448
Ascenso apoyo central	636

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Tabla 2. Acciones aplicadas

VIGA	q_{pp}[kN/m]	q_{cm}[kN/m]	P_{sc}[kN]	dda [cm]
VH1	3.00	3.60	6.00	2.5
VH2	3.00	7.20	18.00	2.5

Como puede verse en la viga VH2 se supera ampliamente la tensión de fisuración del hormigón cuando actúa la sobrecarga por lo que esta viga está claramente en clase III y así ha quedado demostrado por los ensayos. En cuanto a la viga VH1, se obtienen ligeras tracciones en el momento del tesado y tracciones algo más importantes (la mitad de resistencia a tracción) tras la aplicación de la sobrecarga por lo que puede considerarse que se encuentra en clase II.

Por otra parte, el valor del incremento de reacción debido al ascenso del apoyo central es de 7725 N. Como puede verse, este valor es pequeño por lo que la medida de su evolución con el tiempo debe hacerse con una célula de carga de gran precisión. Por otro lado, tampoco es posible aumentar mucho más el desplazamiento impuesto si no se quiere fisurar las vigas, ya que si bien la reacción es pequeña, no puede decirse lo mismo del momento ésta provoca M_{dda} = = 7.725/2 x 8 = 30.9 kNm, similar al que produce la carga muerta de la viga VH1 en la sección de apoyo.

En la Tabla 4 se resume el estado tensional teórico de las vigas tras la retirada de la carga muerta y después del descenso de apoyos, teniendo en cuenta, como anteriormente, las redistribuciones debidas al comportamiento diferido.

2.3. Variables estudiadas experimentalmente e instrumentación utilizada

En la Figura 3 se representa el esquema general de la viga con la instrumentación utilizada.

Se midieron, a lo largo del tiempo, las flechas en centros de vano y cuartos de luz así como en apoyos, para comprobar que estos estaban fijos. Para ello, se utilizaron flexímetros de 10, 30 y 50 mm de recorrido con una precisión de 0.01 mm.

Para evitar movimientos accidentales de los flexímetros, éstos se solidarizaron a unos bloques de hormigón de gran peso.

Paralelamente, se midió la curvatura en 27 secciones por viga. Dichas medidas se llevaron a cabo midiendo la deformación, por medio de un extensómetro de 4 microdeformaciones de precisión, en una fibra situada a dos centímetros del paramento superior de la viga y una fibra situada a dos centímetros del paramento inferior de la misma en cada sección. Para ello, se pegaron a las vigas inmediatamente después del desencofrado y con una separación teórica de 20 centímetros, las bases de medida necesarias para determinar estas deformaciones.

La curvatura es un parámetro de gran

Tabla 3. Tensiones teóricas elásticas en los momentos de aplicación de cargas permanentes y sobrecargas

VIGA	pp+pret (25 días)		cp+pret (42 días)		cp+pret (187 días)	
	σ_s [MPa]	σ_i [MPa]	σ_s [MPa]	σ_i [MPa]	σ_s [MPa]	σ_i [MPa]
VH1 x=3	– 0.661	– 5.400	– 3.453	– 2.174	– 4.404	– 0.502
VH1 ap	– 6.572	0.083	– 1.086	– 4.968	0.977	– 6.347
VH2 x=3	– 0.900	– 5.561	– 6.376	0.160	– 8.960	3.208
VH2 ap	– 5.942	– 0.148	3.401	– 9.651	7.292	– 13.435

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

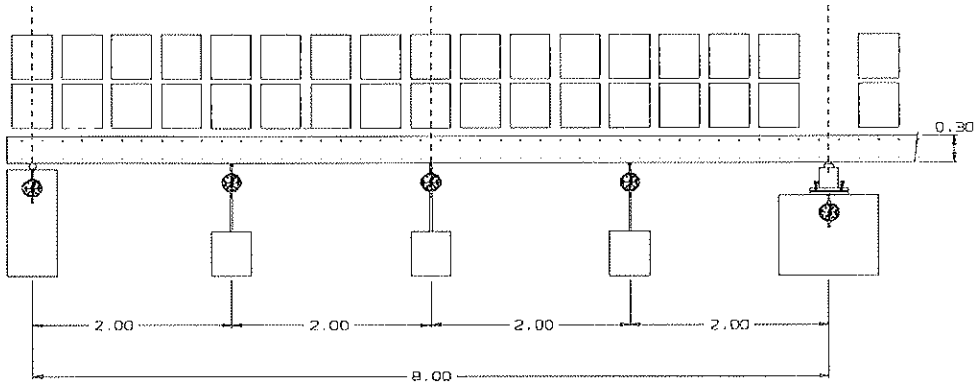


Figura 3. Instrumentación de las vigas.

Tabla 4. Tensiones teóricas elásticas tras la retirada de la carga muerta y tras el ascenso del apoyo central

VIGA	pp+pret (448 días)		pp+pret+dda (636 días)	
	σ_s [Mpa]	σ_i [MPa]	σ_s [MPa]	σ_i [MPa]
VH1 x=3	– 0.880	– 4.579	2.616	– 7.882
VH1 ap	– 5.433	– 0.177	1.960	– 7.565
VH2 x=3	– 0.873	– 4.477	1.198	– 6.368
VH2 ap	– 5.080	0.564	0.846	– 5.263

interés, puesto que la integral de las curvaturas debe confirmar los resultados obtenidos mediante los flexímetros, garantizando, de esta forma, la calidad de las medidas y su valor como instrumento de contrastación del modelo teórico.

Debe destacarse además que, debido a que el proceso de medida de la curvatura es muy laborioso si no se cuenta con medios muy potentes, este parámetro raramente se estudia en ensayos a largo plazo, al menos no de una forma extensiva.

Por último, y puesto que se trata de un elemento hiperestático, fue necesario medir la reacción en el apoyo central. Esta medida se tomó mediante una célula de carga de 50 toneladas de capacidad y 25 kilos de precisión, durante la parte del ensayo previa al ascenso del apoyo central. Esta medida permitió controlar el proceso de aplicación de las cargas y comprobar que las redistribuciones de esfuerzos a nivel de estructura (debido a la falta de homogeneidad a nivel de sección y a las pérdidas por relajación del acero de pretensar) son pequeñas.

Para medir la relajación de los esfuerzos provocados por el ascenso del apoyo central, fue necesario sustituir la célula de carga instalada inicialmente por otras dos de mayor sensibilidad, ya que como se ha comentado, el incremento de la reacción provocado por el desplazamiento impuesto era pequeño.

Por otra parte, debía evitarse el problema de deriva del cero que se da con el tiempo en las células de carga. Para ello se ideó un sistema que permite medir el cero de las células antes de cada lectura de la reacción. Con esta finalidad, se construyó un pórtico que se muestra en la Figura 4 y en cuyo travesaño inferior apoyaba la viga. Este travesaño estaba suspendido de un travesaño superior mediante dos barras verticales que trabajaban a una pequeña fracción de su límite elástico. Paralelamente a estas dos barras, se colocaban otras dos barras conectadas a sendas células de carga de alta preci-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

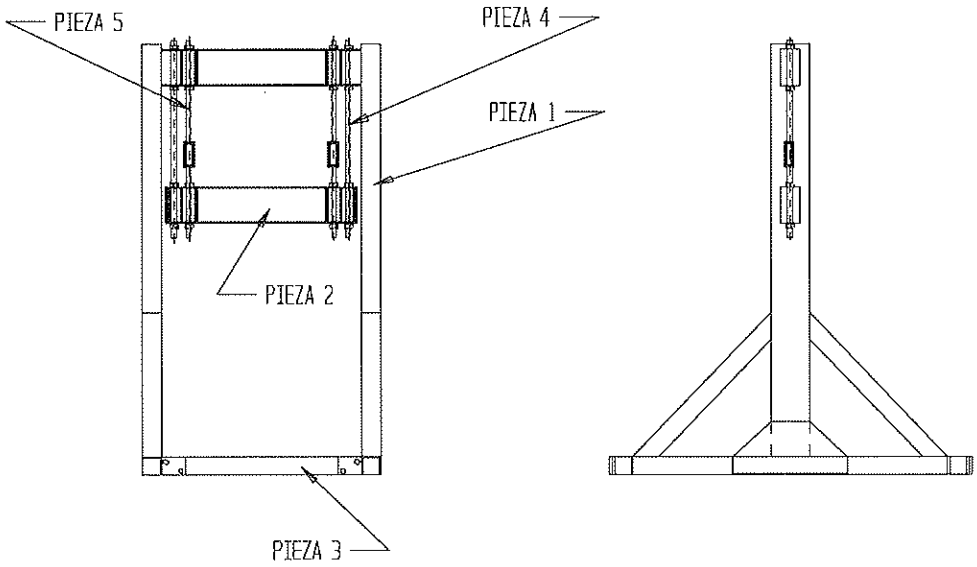


Figura 4. Apoyo en sección central de las vigas.

sión. En situación normal, las barras a las que estaban conectadas las células no tenían tensión, por lo que era posible medir el cero de estas últimas.

Para medir la reacción se transfería la carga de las barras sin célula a las barras con célula apretando las tuercas de sujeción de éstas últimas y aflojando posteriormente las tuercas de las primeras.

Para garantizar que no se producían movimientos del apoyo se dispusieron cuatro flexímetros que permitieron mantener con gran precisión la posición de éste.

Una vez transferida la carga a las barras con células era posible medir la reacción cuyo valor se obtenía por diferencia de la lectura en carga con la lectura del cero efectuada previamente. Tras la lectura de la reacción se volvía a transferir la carga a las barras sin célula.

2.4. Desarrollo del ensayo

El ensayo de las vigas se inició a los 25 días de la fecha del hormigonado (23/04/91) con el tesado de las vigas.

A los 41 días se inició el proceso de aplicación de la carga muerta, proceso que concluyó al día siguiente. Previamente a la colocación de los bloques, se procedió al pesado de los mismos mediante una báscula de 5 kN de precisión.

Entre cada fase de carga se procedió a una operación de lectura de flexímetros, célula de carga y curvaturas en las secciones de centro de vano y apoyos.

En cuanto a la sobrecarga, ésta se simuló mediante la aplicación de sendos gatos en los centros de vanos de cada una de las vigas y se aplicó a los 187 días. Se recurrió a la utilización de los gatos para evitar la disposición en la viga VH2 de una tercera fila de bloques, que podría haber resultado inestable y por lo tanto peligrosa. A estos efectos se montaron sendos pórticos suficientemente rígidos que sirvieron de apoyo a los gatos.

Las cargas aplicadas se controlaron mediante células de carga intercaladas entre el gato y el bloque donde se aplicó la carga y coinciden con los valores teóricos.

La carga se mantuvo durante una semana ajustándola todos los días para compensar las pérdidas derivadas de los incrementos de flecha debidos a la fluencia de la viga que tienden a aumentar la distancia entre el punto de aplicación del gato y su punto de apoyo.

Se efectuó una lectura completa de los aparatos de medida justo antes de la aplicación de la carga, otra justo después y dos más mientras se mantuvo la sobrecarga. A

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

los 197 días contados desde la fecha de hormigonado se procedió a la descarga en dos etapas procediendo igualmente a las medidas correspondientes.

Además del estudio de los efectos de la carga muerta y de la sobrecarga, estaba prevista la introducción de un desplazamiento impuesto en los apoyos, con objeto de estudiar un proceso de relajación.

Esta solicitación, que consistió en imponer un ascenso de 2.5 cm en el apoyo central, se introdujo a los 636 días de edad. Previamente, para evitar que se fisuraran las vigas, se procedió a retirar la carga muerta a los 448 días. Se esperó por lo tanto casi 200 días para que se amortiguase el efecto de la descarga, con objeto de que ello no interfiriera de manera apreciable con las medidas propias del descenso de apoyos.

Igualmente, antes de proceder al desplazamiento del apoyo, se procedió a sustituir la célula de carga utilizada inicialmente, así como el macizo del apoyo central de la viga por el pórtico de la Figura 4, del cual se colgaron las vigas.

Este sistema permitió llevar a cabo el ascenso del apoyo central con gran facilidad.

Se tomaron medidas de flechas, deformaciones y reacciones antes y después de la sustitución del apoyo, confirmando que no se produjo una variación significativa de la posición de la viga.

Igualmente, se tomaron medidas de todos los aparatos inmediatamente antes e inmediatamente después del desplazamiento del apoyo, así como en varias varias ocasiones posteriores, siguiendo con especial atención el proceso de relajación del incremento de reacción correspondiente.

Durante toda la duración de los ensayos se mantuvo un registro continuo de humedad y temperatura.

2.5. Presentación y análisis de los resultados experimentales

2.5.1. Introducción

En este apartado se presentan y analizan los resultados experimentales correspondientes a los ensayos de las vigas VH1 y VH2. Éstos han sido divididos en varios apartados. En primer lugar se presentan resultados correspondientes a las medidas de las curvaturas y deformaciones axiles, tanto en lo que se refiere a su distribución a lo largo de la viga como a su evolución a lo largo del tiempo.

A continuación, se presenta de una forma similar los resultados de flechas, comparando las flechas medidas con las obtenidas mediante doble integración de las curvaturas. Los resultados obtenidos son muy satisfactorios como se deduce de las figuras.

Por último se incluyen los resultados correspondientes a la evolución de la reacción hiperestática del apoyo central.

2.5.2. Resultados experimentales correspondientes a curvaturas y deformación axil

En las Figuras 5 a 8 se representa, para las vigas VH1 y VH2 respectivamente, la variación de la curvatura a lo largo de la viga para algunos instantes característicos correspondientes a la aplicación de una solicitación (o una descarga) o al momento exactamente anterior a dicha aplicación lo cual permite apreciar la magnitud de la deformación diferida que se produce entre carga y carga.

Mientras que en la viga VH2 se observa un comportamiento sensiblemente simétrico, la viga VH1 presenta una ligera disimetría. Este hecho, que confirman todos los demás datos experimentales, ha podido ser atribuido a una pequeña asimetría en el trazado del cable de esta viga. En efecto, se ha podido comprobar (gracias a que los extremos de las varillas transversales que sirvieron para sujetar la vaina del pretensado permanecen visibles en el paramento de la viga) que el punto bajo del pretensado está 1 cm más alto en el vano 1 que en el vano 2. Igualmente, se ha visto que el anclaje del vano 1 está también medio centímetro más bajo que en el vano 2.

Esta diferencia, que en un principio puede parecer despreciable, tiene una cierta influencia debido a que el canto de la viga es

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

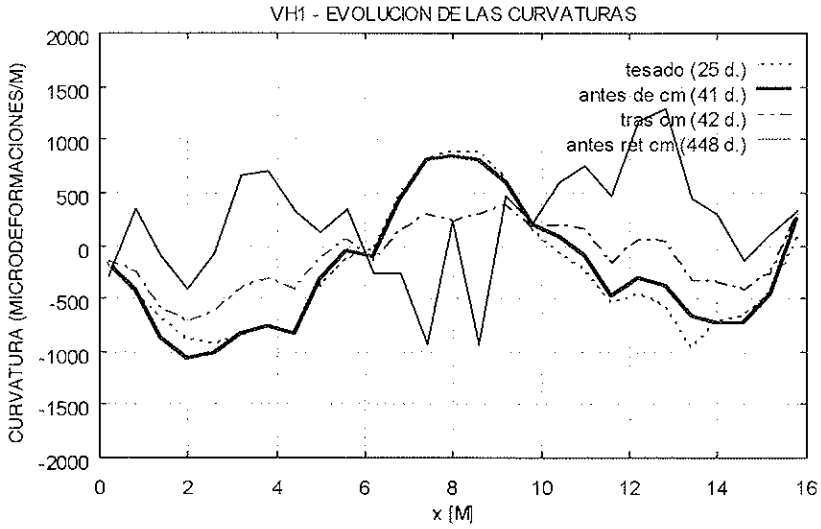


Figura 5. VH1 - Evolución de las curvaturas a lo largo de la viga (I).

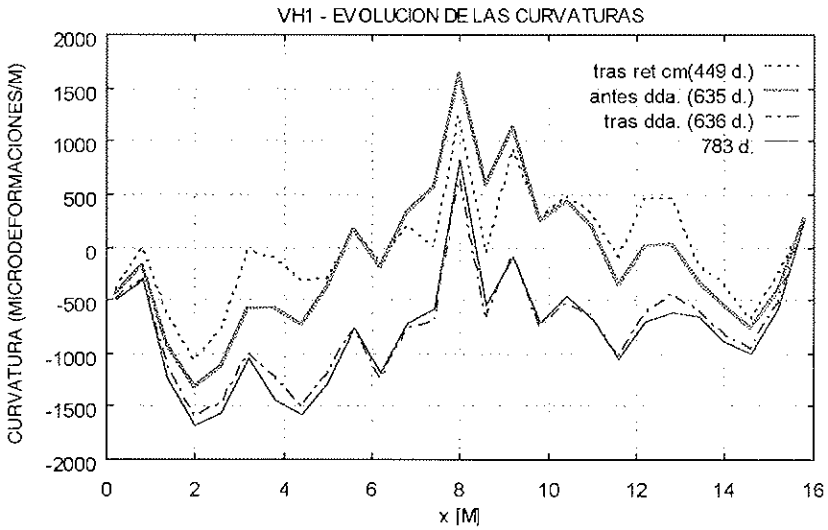


Figura 6. VH1 - Evolución de las curvaturas a lo largo de la viga (II).

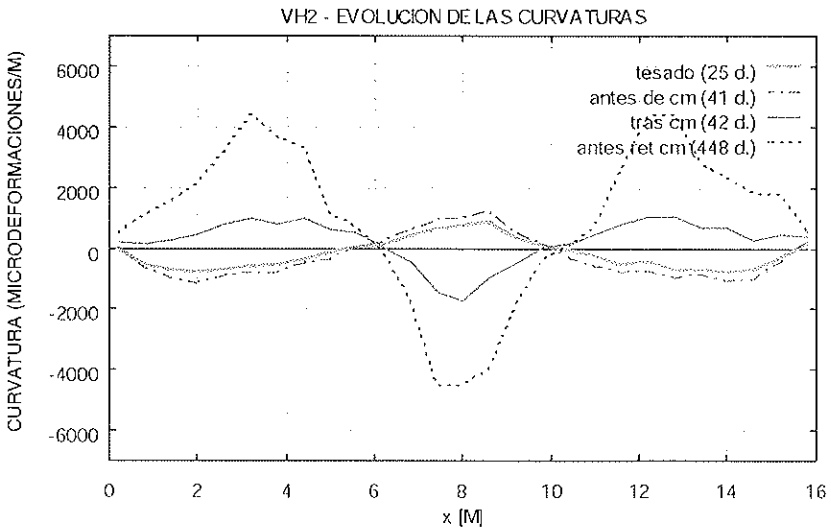


Figura 7. VH2 - Evolución de las curvaturas a lo largo de la viga (I).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

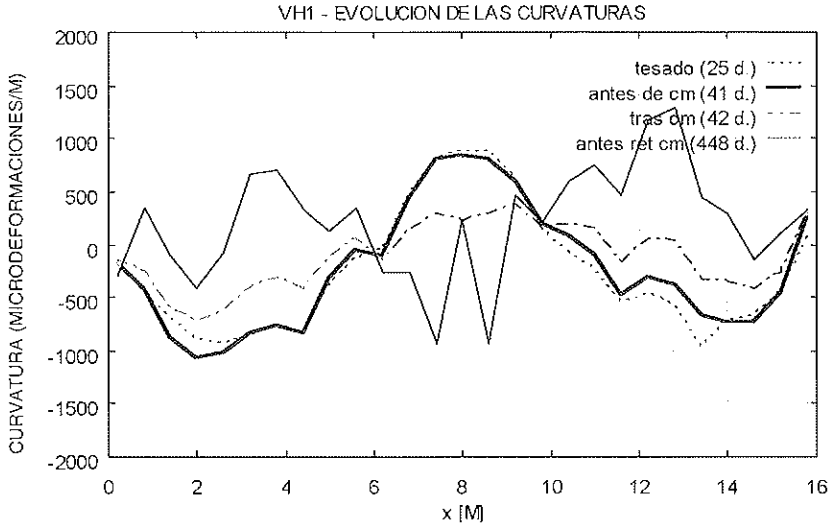


Figura 8. VH2- Evolución de las curvaturas a lo largo de la viga (II).

relativamente reducido si se compara con el de una losa pretensada a escala 1:1, en el que un error de este tipo sería inapreciable. La diferencia de trazado provoca una menor flecha debida al pretensado en el vano 1 y un giro no nulo en el apoyo central. Todo ello contribuye a que la flecha del vano 2 de la viga VH1 sea algo mayor que la correspondiente a la viga VH2 y que la flecha del vano 1 de la viga VH1 sea menor.

En cualquier caso, debe tenerse en cuenta que la diferencia en la flecha medida entre ambos vanos apenas alcanza un milímetro, un valor que sería insignificante en una obra.

En las Figuras 9 y 10 se representa la variación de la deformación axil a lo largo de la viga en los algunos instantes característicos del ensayo al igual que se hizo anteriormente con las curvaturas.

En la Figura 10 se ve claramente que la zona de la viga VH2 que contiene el refuerzo de armadura se deforma considerablemente menos (unas 100 me) que el resto de la viga, a pesar de que la deformación instantánea es prácticamente constante en toda la viga. Ello viene a confirmar el efecto de contención que tiene sobre las deformaciones reológicas del hormigón la presencia de armadura pasiva.

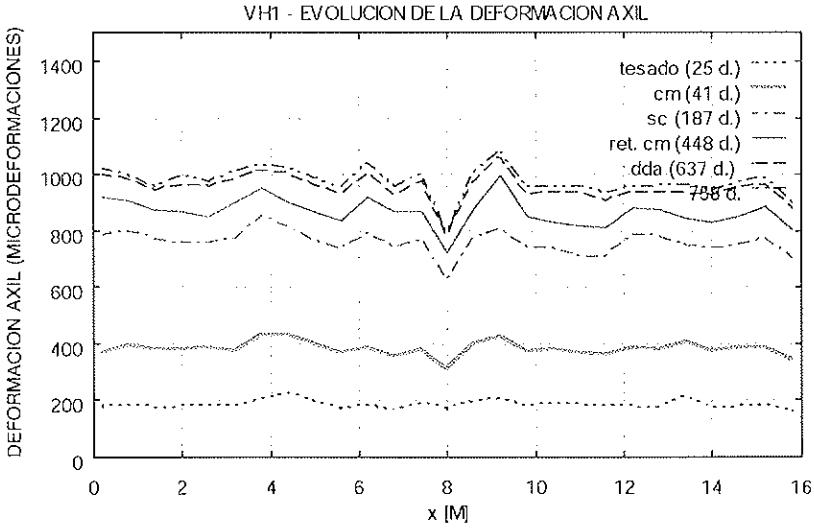


Figura 9. VH1 - Evolución de la deformación axil a lo largo de la viga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

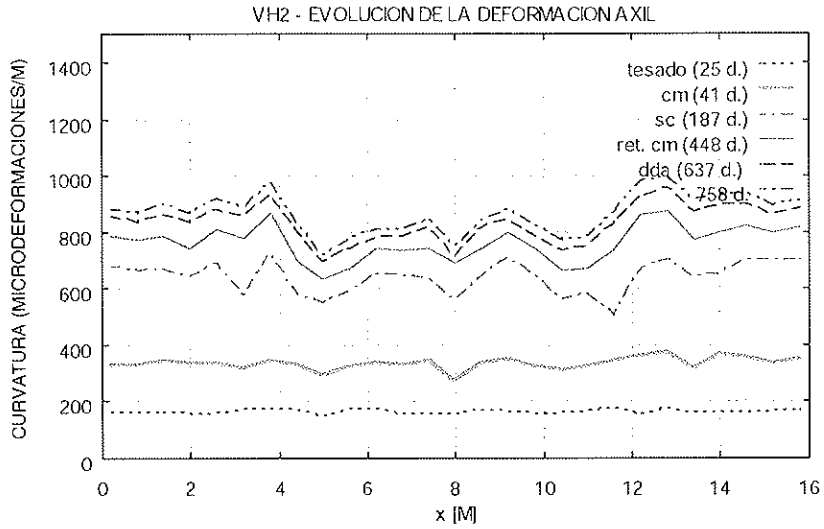


Figura 10. VH2 - Evolución de la deformación axil a lo largo de la viga.

En las Figuras 11 y 12 se representa la variación de la curvatura en función del tiempo para una sección correspondiente al centro de vano y para la sección del apoyo. Para la sección del vano se muestran, en una misma figura, las dos secciones simétricas. El análisis de estas figuras confirma una cierta disimetría en la viga VH1, mientras que la simetría se cumple de una forma bastante aproximada en la viga VH2.

En estas Figuras se pueden apreciar perfectamente las curvaturas instantáneas que se obtienen en los momentos de puesta en carga así como su desarrollo con el tiempo.

Por último, en las Figuras 15 y 16, se representa la evolución de la deformación axil en el tiempo para varias secciones características. Se observa, en este gráfico, que sólo la aplicación del pretensado produce una deformación instantánea apreciable, mientras que el resto de las cargas producen pequeñas distorsiones. Éstas se deben a la diferencia existente entre el centro de gravedad de la sección homogeneizada y el centro de gravedad del hormigón en cuya fibra se mide la deformación axil.

En la viga VH2 se observa nuevamente el efecto del suplemento de armaduras.

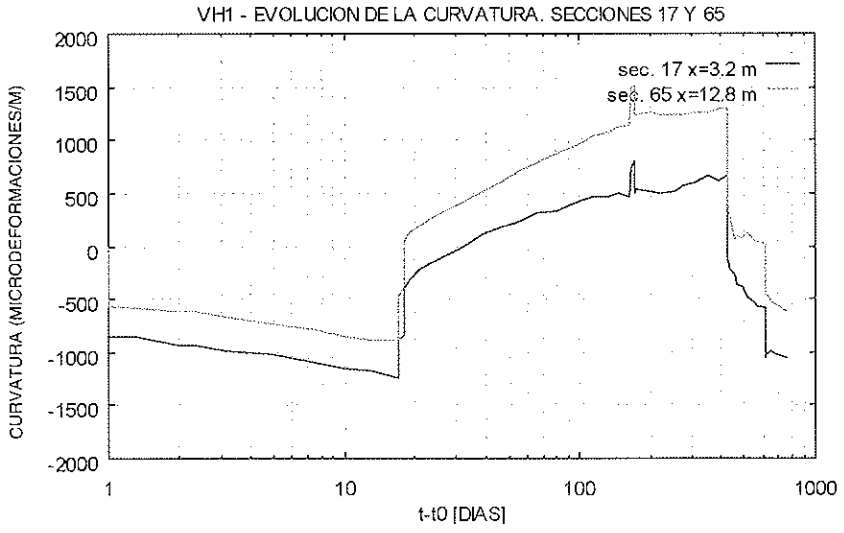


Figura 11. VH1 - Evolución de la curvatura en el tiempo. Secciones 17 y 65.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

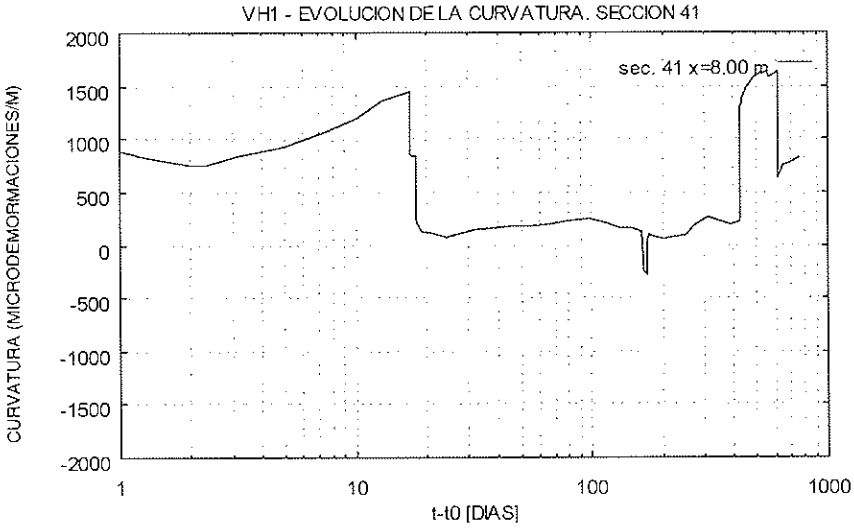


Figura 12. VH1 - Evolución de la curvatura en el tiempo. Sección 41.

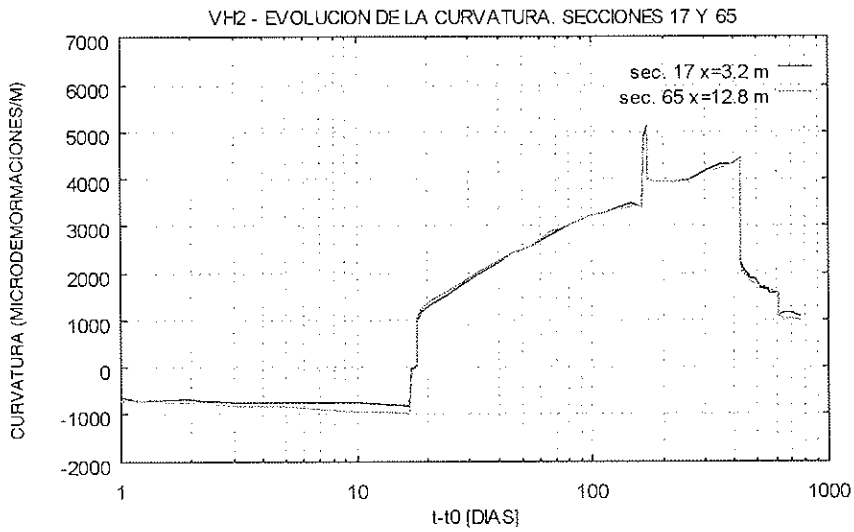


Figura 13. VH2 - Evolución de la curvatura en el tiempo. Secciones 17 y 65.

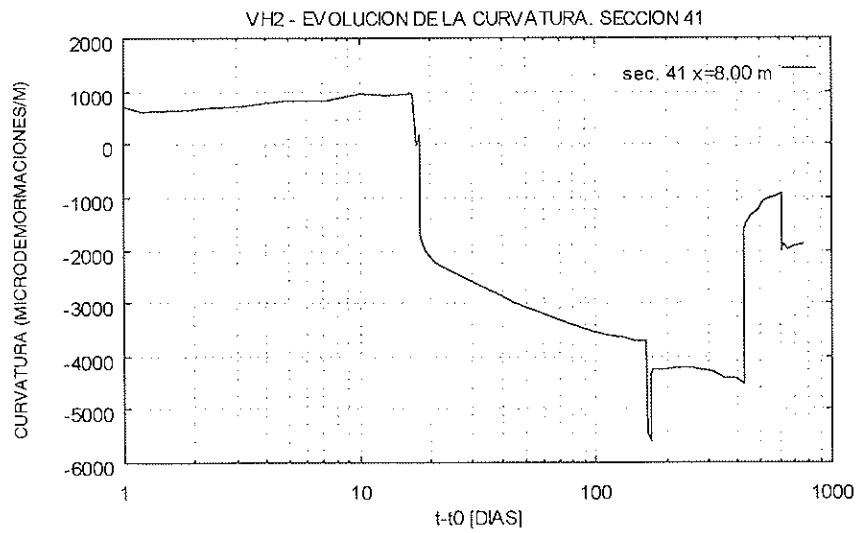


Figura 14. VH2 - Evolución de la curvatura en el tiempo. Sección 41.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

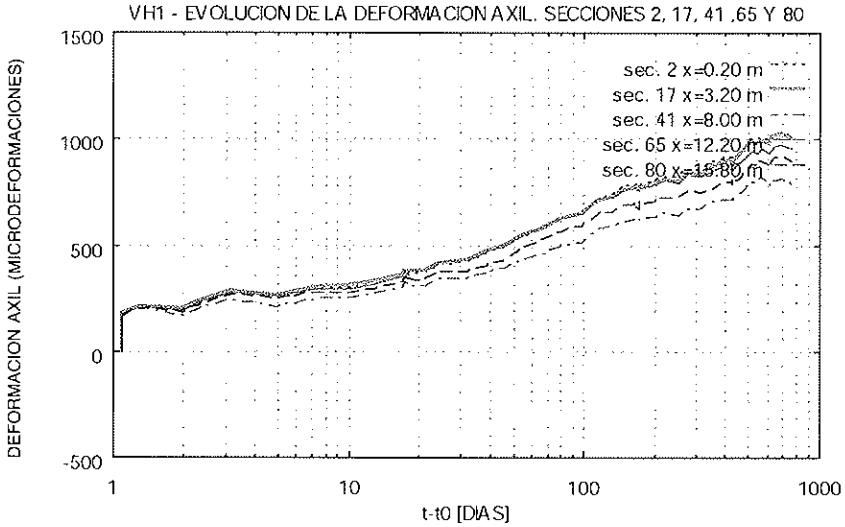


Figura 15. VH1 - Evolución dde la deformación axil en el tiempo.

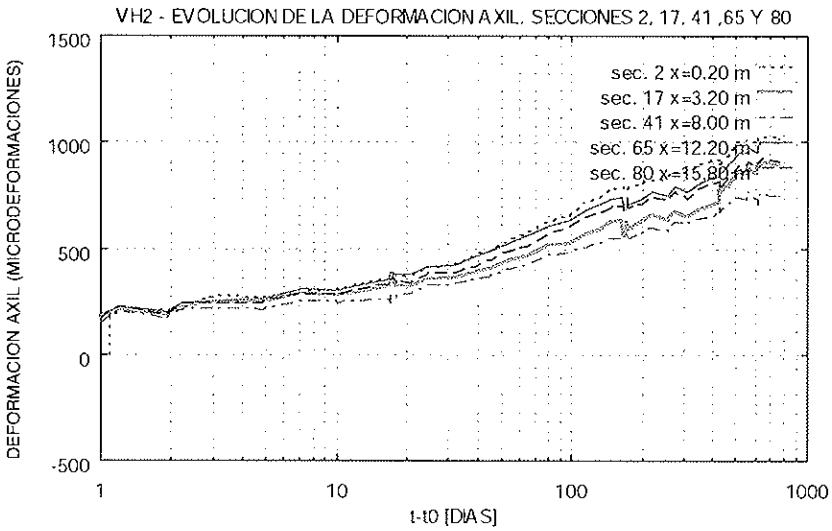


Figura 16. VH2 - Evolución de la deformación axil en el tiempo.

2.5.3. Resultados experimentales correspondieutes a flechas

En este apartado se presentan los resultados experimentales de las flechas medidas mediante flexímetros y las obtenidas mediante doble integración de las curvaturas.

Los gráficos siguen el mismo formato que los expuestos anteriormente para las curvaturas.

En las Figuras 17 a 20 se representa la deformada de la viga para los momentos inmediatamente anteriores e inmediatamente posteriores a la aplicación de una acción exterior sobre la viga (pretensado y peso propio, carga muerta, retirada de la carga muerta, ascenso del apoyo central y al final del ensayo).

Como ya se ha comentado, estos resultados confirman la asimetría de la viga VH1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

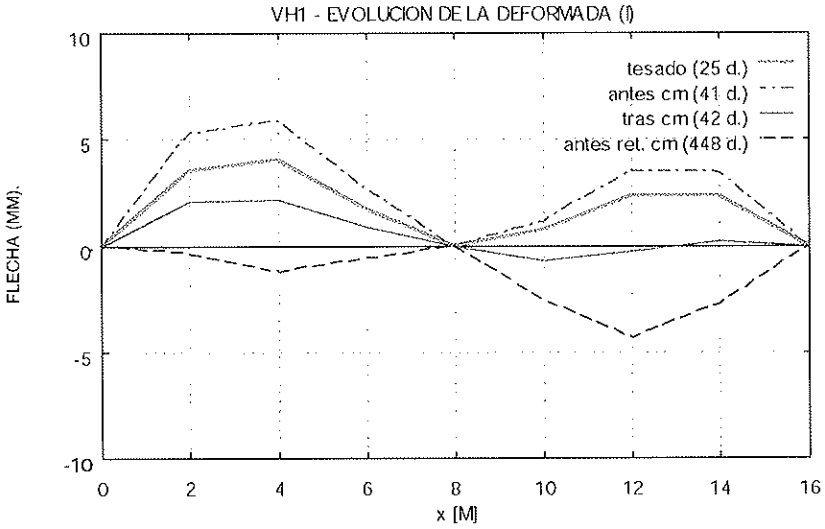


Figura 17. VH1 - Evolución de las flechas a lo largo de la viga (I).

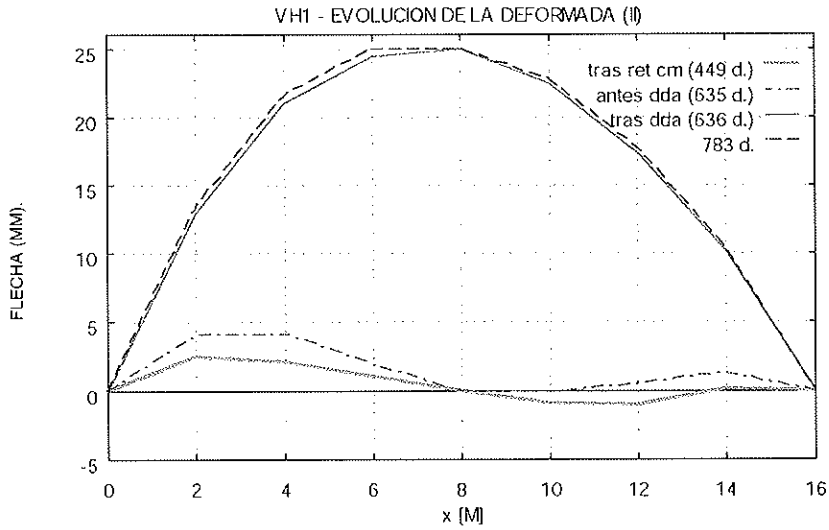


Figura 18. VH1 - Evolución de las flechas a lo largo de la viga (II).

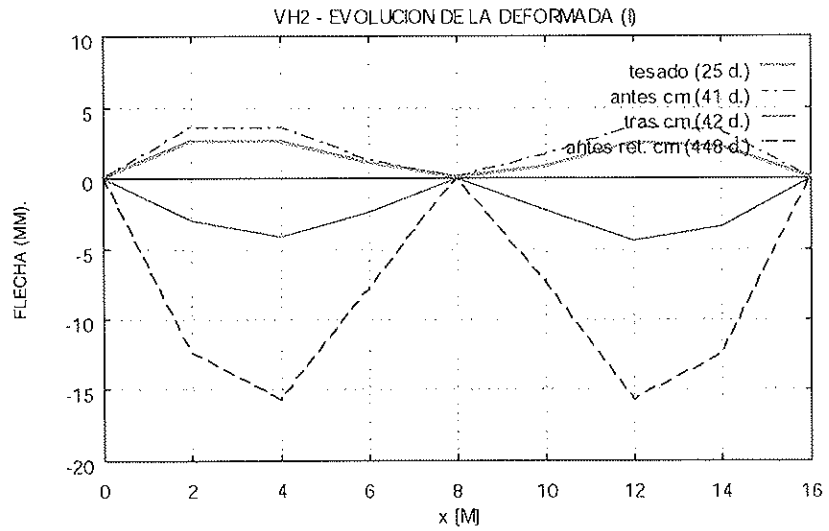


Figura 19. VH2 - Evolución de las flechas a lo largo de la viga (I).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

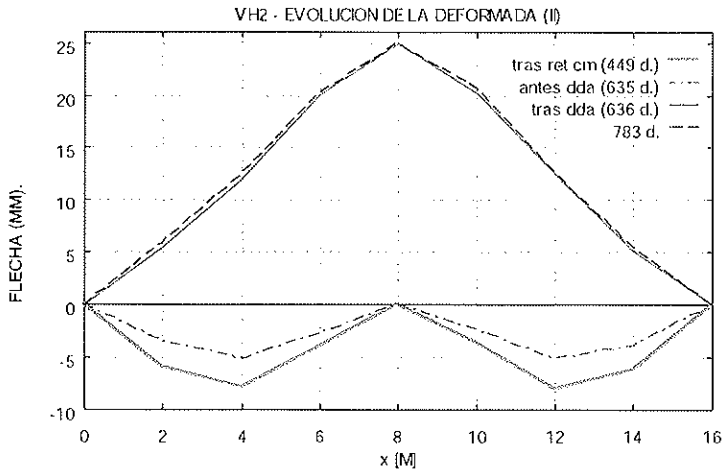


Figura 20. VH2 - Evolución de las flechas a lo largo de la viga (II).

Pero más interesante es la comparación entre estas Figuras y las Figura 21 a 24. Estas últimas representan la deformada de las vigas deducida mediante doble integración de las curvaturas en los mismos instantes que las primeras.

Como puede verse, la similitud entre ambos resultados es muy grande. Ello prueba la gran calidad de las medidas efectuadas y otorga a los resultados experimentales un gran valor, en cuanto a la contrastación de un modelo teórico.

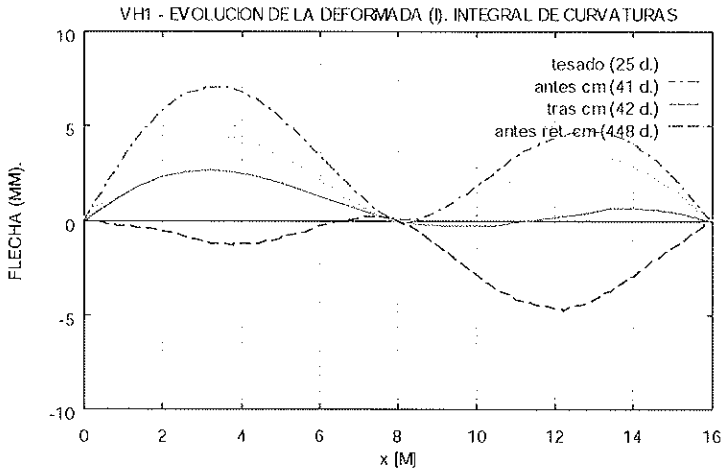


Figura 21. VH1 - Evolución de las flechas a lo largo de la viga (I). Integral de las curvaturas.

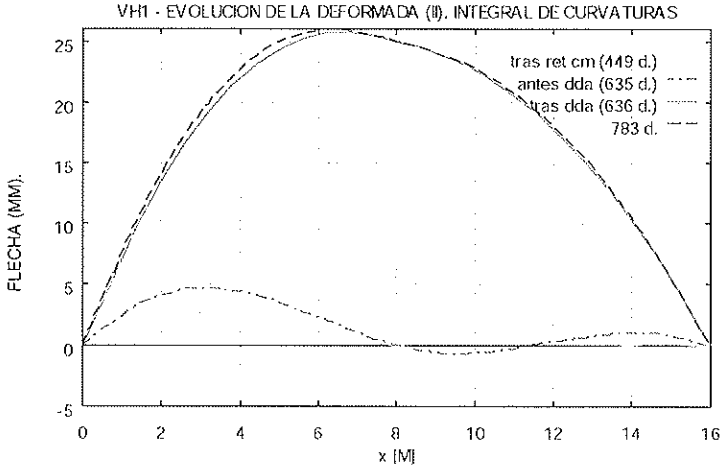


Figura 22. VH1 - Evolución de las flechas a lo largo de la viga (II). Integral de las curvaturas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

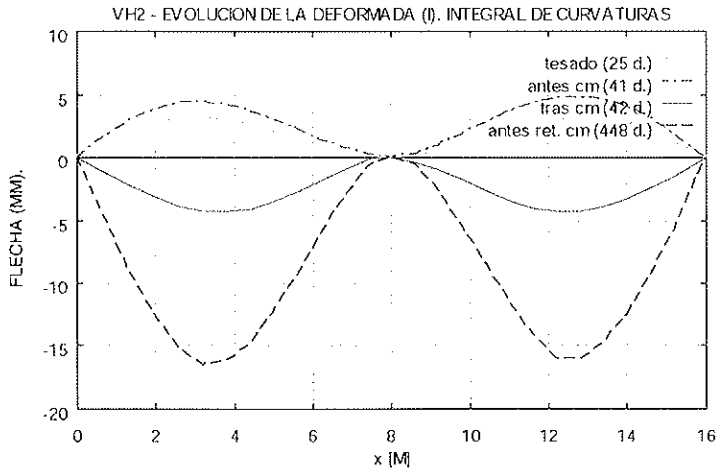


Figura 23. VH2 - Evolución de las flechas a lo largo de la viga (I). Integral de las curvaturas.

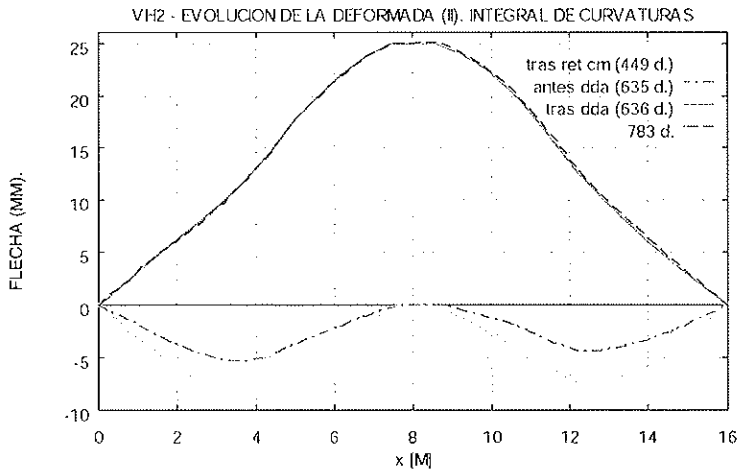


Figura 24. VH2 - Evolución de las flechas a lo largo de la viga (II). Integral de las curvaturas.

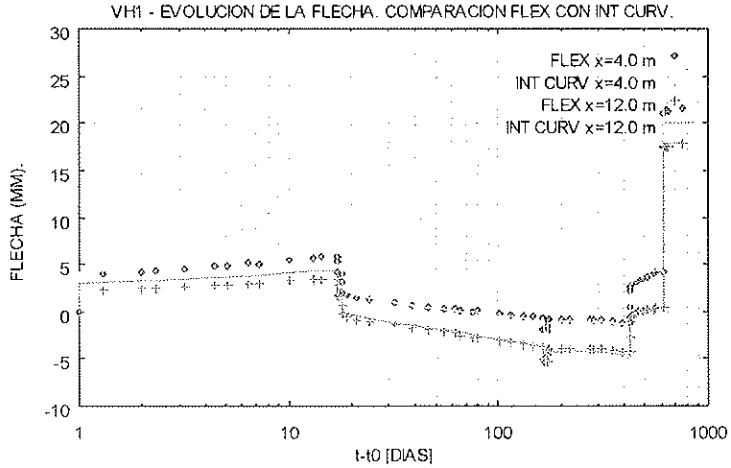


Figura 25. VH1 - Evolución de la flecha en el tiempo. x = 4 y x = 12 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

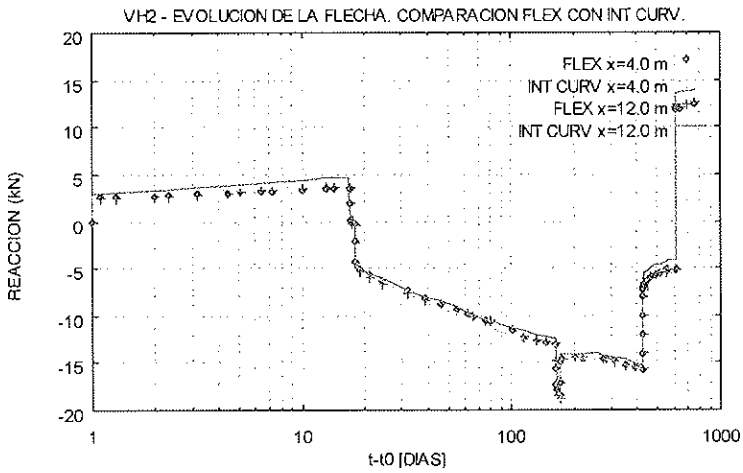


Figura 26. VH2 - Evolución de la flecha en el tiempo. x = 4 y x - 12 m.

Las Figuras 25 y 26 representan la evolución de la flecha en función del tiempo en las secciones de centro de vano de las vigas, al igual que se hizo con las curvaturas. En una misma figura se representan la flecha medida y la calculada integrando las curvaturas en dos secciones simétricas de las vigas. Nuevamente, se observa que en todos los casos se obtiene un excelente acuerdo entre los valores medidos directamente y los valores calculados.

2.5.4. Resultados experimentales correspondientes a la reacción en el apoyo central

En la Figura 27 se representa la evolución de la reacción de las vigas 1 y 2 con el tiempo. Como puede observarse dicha reacción permanece sensiblemente constante entre momentos de aplicación de cargas, hasta la introducción del ascenso del apoyo central a partir de cuyo instante se desarrolla un proceso de relajación.

Dicho comportamiento responde a las siguientes consideraciones:

- Por un lado, al ser las deformaciones por fluencia afines a las deformaciones instantáneas, las primeras no introducen incompatibilidades en la estructura que deban ser compensadas mediante una redistribución global de esfuerzos.
- Por otra parte, pueden existir ligeras redistribuciones entre secciones debido a las pérdidas de pretensado por relajación, a las redistribuciones a nivel de sección entre hormigón y acero (falta de homogeneidad de la sección) y a las

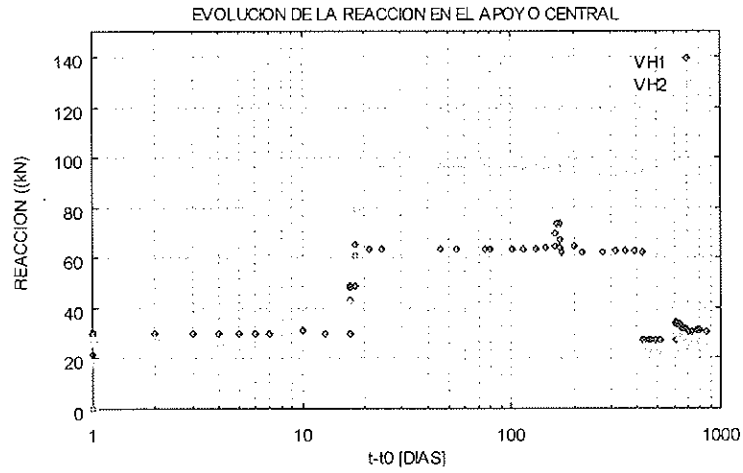


Figura 27. VH2 - Evolución de las flechas a lo largo de la viga (II).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

diferencias de cuantías entre una sección y otra. Sin embargo, la magnitud de estas variaciones de esfuerzos son pequeñas y no se reflejan, por lo tanto, en una variación importante de la reacción del apoyo central.

Como puede verse, al producirse la retirada de la carga muerta de las vigas, la reacción del apoyo central en la viga VH2 (23 kN) resulta inferior al de la viga VH1 (27 kN). Estos valores son significativos ya que han sido tomados mediante células de carga de gran precisión y se trata de valores más fiables que los obtenidos con la célula de carga inicial. La diferencia observada puede ser atribuida a la fisuración de la sección de apoyos en la viga VH2, ya que dicha fisuración da lugar a una redistribución de esfuerzos, que reduce el momento en la sección de apoyo y aumenta dicho esfuerzo en el centro del vano. Esta redistribución debe traducirse en una disminución de la reacción del apoyo central tal y como reflejan las medidas efectuadas.

En la Figura 28 se representa un detalle de la Figura 27 correspondiente a los días posteriores a la realización del ascenso del apoyo central. En dicha figura puede observarse cómo se relajan los esfuerzos debidos a éste.

Referente a estos datos, es posible contrastar su consistencia con los otros valores medidos experimentalmente y que se detallan más adelante: módulo de deformación a los 644 días (ver Tabla 5) y función de fluencia para una edad de puesta en carga de 644 días (ver Figura 36).

La reacción instantánea debida al ascenso del apoyo vendrá dada por la ecuación 1.

$$\Delta R = \frac{6EI\delta}{L^3} = \tag{1}$$

$$= \frac{6 \times 2.94 \times 10^7 \times 9 \times 10^4 \times 0.025}{8^3} = 7.75\text{kN}$$

Como puede verse, experimentalmente se obtiene un incremento de reacción de 7.0 kN, próximo al valor deducido a partir del módulo de deformación obtenido experimentalmente.

En cuanto a la relajación de este incremento de reacción, ésta puede calcularse simplificadamente a partir de la ecuación (2) y de un valor aproximado de la función de fluencia de 65 με/MPa. Este último valor, si se toma como referencia el módulo de deformación instantáneo experimental, da lugar a un coeficiente de fluencia de 0.91.

$$\Delta R\,(t) = \Delta R(t_0)\,\frac{\varphi\,(t,_{t0})}{1 + \chi\varphi\,(t,_{t0})} = \tag{2}$$

$$= 7.75\,\frac{0.91}{1 + 0.81 \times 0.91} = 4.08\text{kN}$$

Como puede verse este número supone la relajación del 50% de los esfuerzos instantáneos producidos por el ascenso del apoyo central, un valor similar al obtenido experimentalmente.

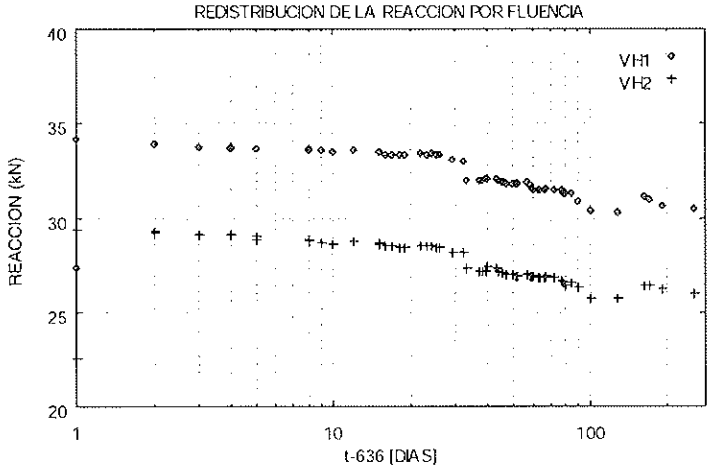


Figura 28. VH2 - Evolución de la reacción en el apoyo central. Detalle tras el ascenso del apoyo central.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Tabla 5. Resultados de los ensayos instantáneos del hormigón.

Edad [días]	f_c [MPa]	f_{ct} [MPa]	E_c [MPa]
3	26.5	1.99	20900
7	30.6	2.37	24606
14	34.8	2.83	25650
21	36.6	2.59	26300
28	35.4	2.58	25700
644	45.2	3.27	29400

2.6. Ensayos complementarios para el estudio del hormigón

2.6.1. Introducción

Con objeto de poder contrastar el modelo teórico con los resultados experimentales descritos en los apartados anteriores era indispensable disponer de ensayos complementarios que permitieran caracterizar el comportamiento instantáneo y diferido del hormigón independientemente de otras variables.

Con esta finalidad se han llevaron a cabo los siguientes ensayos:

- resistencia a compresión simple para distintas edades;
- resistencia a tracción indirecta para distintas edades;
- determinación del módulo de deformación para distintas edades;
- determinación de la función de fluencia para cuatro edades distintas de puesta en carga, y en unas condiciones ambientales idénticas a las de las vigas;
- determinación de la deformación de retracción bajo distintas condiciones ambientales.

En este apartado se describen dichos ensayos.

2.6.2. Ensayos instautáneos

Los resultados de los ensayos instantáneos del hormigón se resumen en la Tabla 5. La metodología para llevar a cabo estos ensayos corresponde a las normas UNE 83.304/84 para la rotura a compresión UNE 83.305/84 para la rotura a tracción indirecta y ASTM C 469/81 para la determinación del módulo de deformación longitudinal.

2.6.3. Ensayos de retracción

Para la determinación de las deformaciones de retracción se utilizaron probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro por 45 cm de longitud. Se dispusieron 4 bases de medida por probeta situadas en puntos diametralmente opuestos y la lectura de las deformaciones se realizó por medio de un extensómetro mecánico de 4 microdeformaciones de precisión.

Con objeto de estudiar la influencia del curado en la magnitud y desarrollo de la deformación de retracción se llevaron a cabo tres series de ensayos de dos probetas cada serie.

La primera serie se mantuvo a humedad y temperatura ambiente sin protección (probetas VR1 y VR2). Una segunda serie se curó mediante agua y se mantuvo recubierta con bolsas de plástico (probetas VR3 y VR4) durante 100 días. Por último una tercera serie se mantuvo en una cámara a 90% de humedad y temperatura ambiente. El ensayo de esta tercera serie sólo pudo mantenerse en condiciones de humedad del 90% durante 200 días debido a una avería en el sistema de control de la humedad en la cámara.

En las Figuras 29 a 31 se representan las deformaciones medidas en las tres series.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

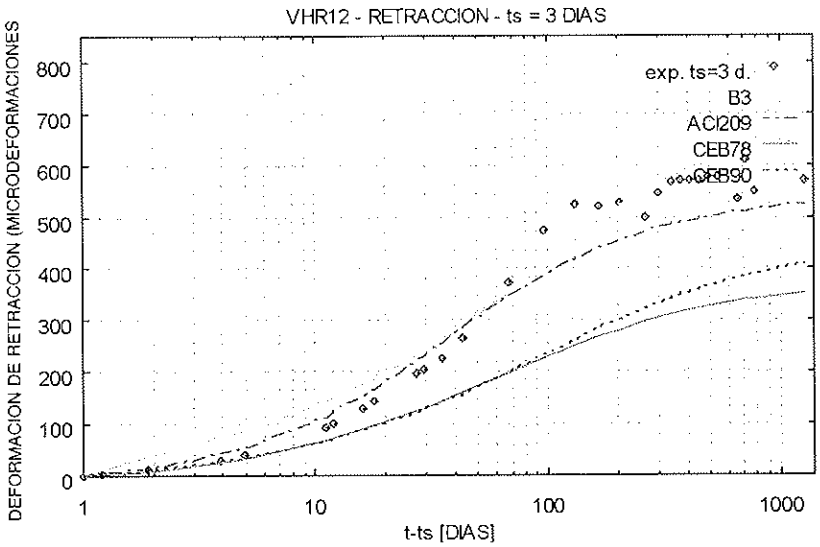


Figura 29. Deformación de retracción. Curado: 3 días en cámara.

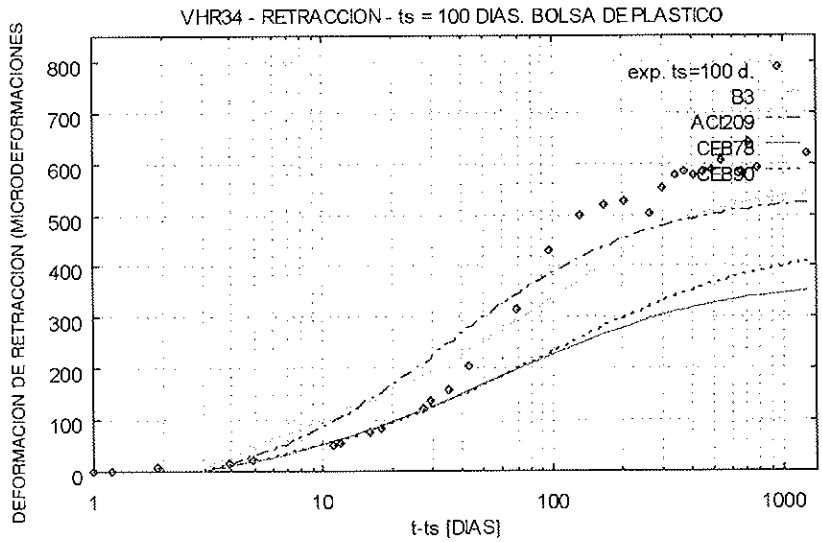


Figura 30. Deformación de retracción. Curado: en bolsa de plástico durante 100 días.

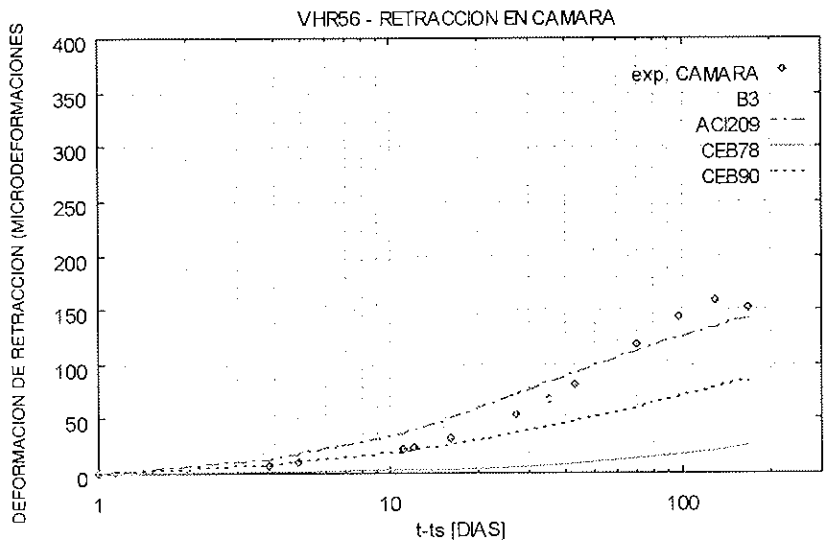


Figura 31. Deformación de retracción. Ensayo en cámara.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

En estos mismos gráficos se representa las predicciones del modelo del ACI209(4), CEB90(5), CEB78(6) y B3. Este último modelo es debido a Bazant y Baweja y su formulación puede consultarse en la referencia (7).

Como puede verse los modelos del CEB78(EH-91) y CEB90 subestiman en unas 200 microdeformaciones el valor experimental a los 780 días para el ensayo a humedad y temperatura ambientes. Por otro lado los modelos del ACI y B3 se ajustan bastante bien. En el ensayo en condiciones del 90% de humedad, pueden hacerse las mismas afirmaciones, aunque en este caso el modelo del CEB-78 se ajusta mucho peor.

En la Figura 32 se superponen los resultados medios obtenidos para las tres series.

Comparando la deformación obtenida en la primera serie (VR1 y VR2) con la obtenida en la segunda (VR3 y VR4) se deduce que el curado realizado en la segunda serie sirve para retardar la aparición de la retracción aunque no para reducir el valor absoluto de esta deformación a largo plazo. Por otra parte, las probetas mantenidas en cámara a 90% de humedad (VR5 y VR6) tienen a los 200 días una deformación por retracción del orden de tres veces inferior a la que se obtiene en la serie a humedad ambiente.

Ello viene a confirmar que la humedad es un factor primordial a la hora de determinar el valor de la deformación por retracción.

2.6.4. Ensayos de fluencia

Al igual que para los ensayos de retracción, se han utilizado probetas de 15 cm de diámetro y 45 cm de longitud.

Estas probetas se hormigonaron al mismo tiempo que las vigas ensayadas utilizando un molde de PVC.

Los ensayos de fluencia se llevaron a cabo en las mismas condiciones ambientales en que se encontraban las vigas, a humedad y temperatura ambiente.

Para estudiar la influencia de la edad de puesta en carga se llevaron a cabo ensayos con cuatro edades de puesta en carga distintas: 3 días (probetas VF1 y VF2), 21 días (probetas VF3 Y VF4), 29 días (probetas VF5 y VF6) y 644 días (probetas VF7 y VF8), coincidiendo ésta de forma aproximada con la fecha del ascenso del apoyo central.

El ensayo de fluencia se ha realizado conforme a la Norma ASTM C-152 en todo lo relacionado a los equipos de carga e instrumentación.

En las Figuras 33 a 36 se representa la función de fluencia para las cuatro edades de

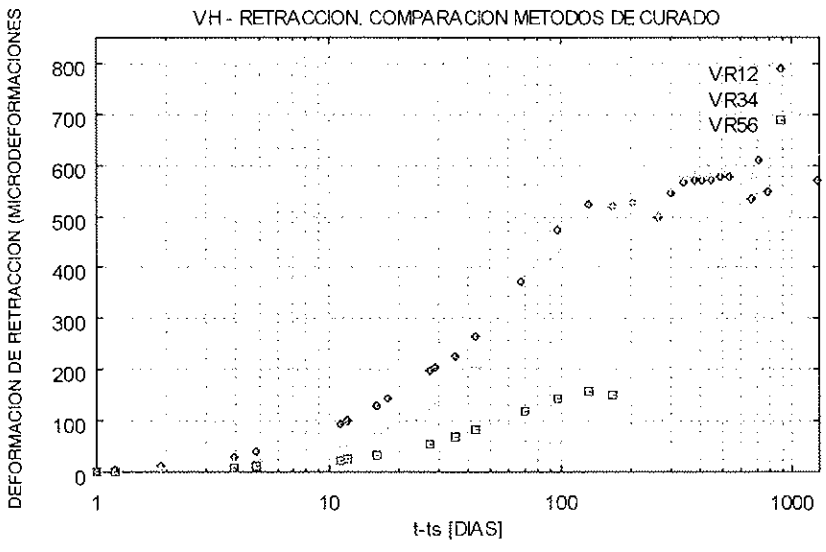


Figura 32. Deformación de retracción. Comparación de los distintos métodos de curado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

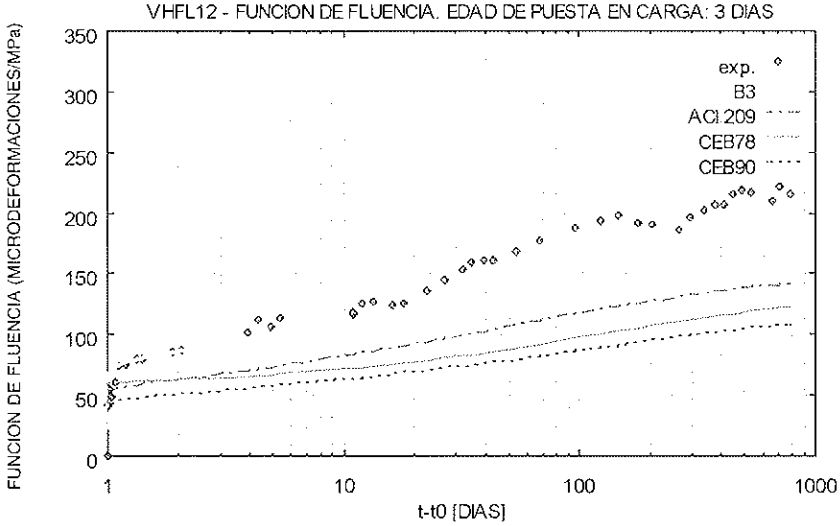


Figura 33. VHFL12 - Función de fluencia.

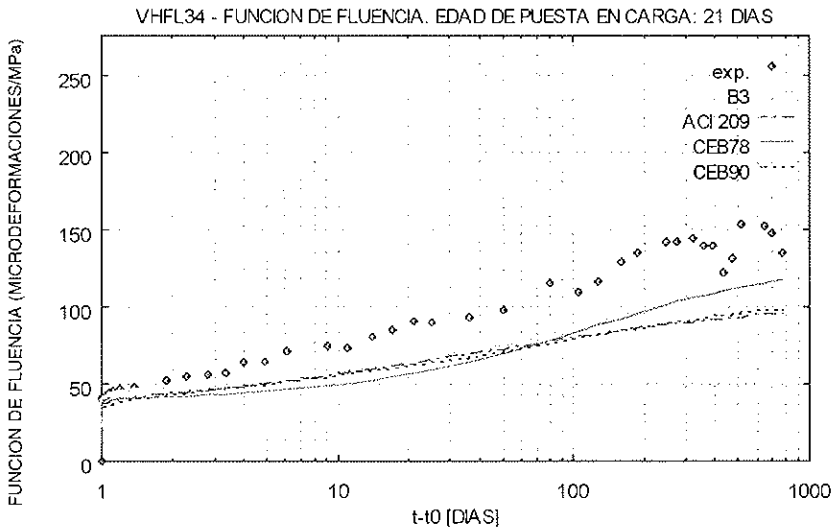


Figura 34. VHFL34 - Función de fluencia.

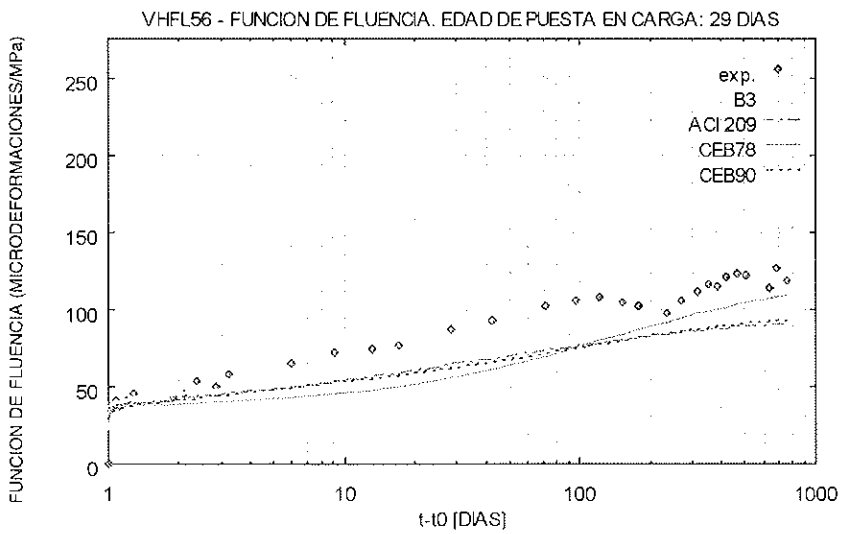


Figura 35. VHFL56 - Función de fluencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

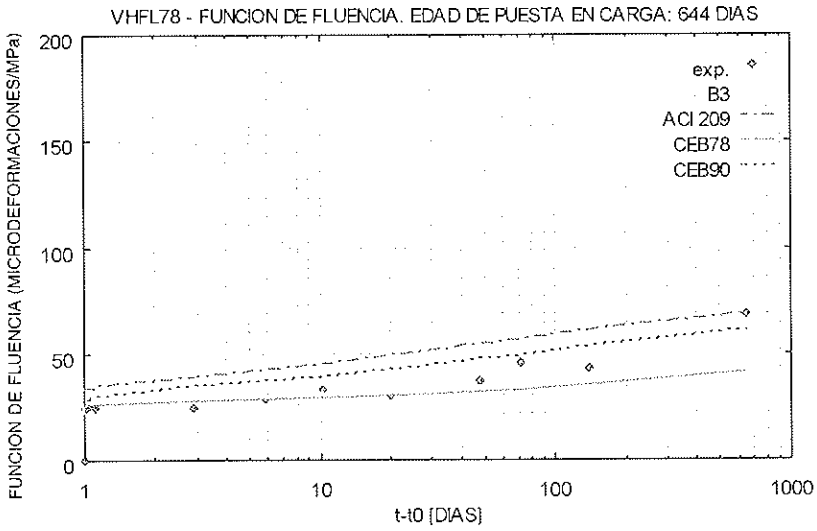


Figura 36. VHFL78 - Función de fluencia.

puesta en carga consideradas. En el mismo gráfico se representan las predicciones de los modelos del ACI, CEB90, CEB78 y B3. Queda patente que salvo para los 644 días, los cuatro modelos subestiman la deformación de fluencia.

Estos resultados ponen de manifiesto la incertidumbre que existe en la determinación de la función de fluencia y la importancia de disponer de resultados experimentales cuando se requieren valores ajustados a la realidad (construcción de obras singulares).

2.6.5. Consistencia de los datos medidos en las vigas y en las probetas

Exceptuando los fenómenos de relajación del acero de pretensar, el hecho de que las vigas llevan armadura y las diferencias en los espesores de vigas y probetas, la evolución de la deformación axil de las primeras debe ser consistente con la deformación medida en las últimas.

Como puede apreciarse, las probetas presentan una deformación de retracción de unas 600 με y una función de fluencia de 150 με/MPa para una edad de puesta en carga de 21 días y de 125 με/MPa para una edad de puesta en carga de 29 días.

Puesto que la viga se carga a los 25 días y su tensión media inicial es de unos 3.1 MPa, la deformación axil de ésta, al final del ensayo, debería poder estimarse según la siguiente expresión:

$$\varepsilon = 600 + 137 \times 3.1 = 1024 \mu\varepsilon$$

Como puede observarse por comparación con las Figuras 15 y 16 este valor supone una cota superior de la deformación axil de las vigas. Ello es lógico, puesto que los factores mencionados anteriormente (relajación, presencia de armadura y mayor espesor) reducen la deformación de la viga respecto de la deformación de las probetas.

2.7. Ensayos complementarios para el estudio de los aceros

2.7.1. Ensayos de las armaduras pasivas

Como ensayos complementarios del acero pasivo se obtuvo el diagrama tensión-deformación para diámetros de ϕ8 mm y ϕ20 mm, que son los dos calibres utilizados en la fabricación de las vigas. El acero utilizado, como ya se ha mencionado, es del tipo AEH-500.

El ensayo se ha realizado siguiendo las prescripciones de la norma UNE 7.262/73. Se ensayaron cuatro probetas en total, dos de cada diámetro.

En la Tabla 6 se resumen los resultados obtenidos. Debido a la capacidad de la máquina de ensayos utilizada, no fue posible llevar el diámetro ϕ20 hasta rotura.

Como puede verse el límite elástico expe-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Tabla 6. Resultados ensayos de caracterización del acero pasivo

Diámetro	Es,med [MPa]	fy [MPa]	fsu [MPa]	Εmax[%]
8 mm	209694	553.1	635.7	11.12
20 mm	228571	591.3	665.8	–

rimental supera el valor característico en un 10% para el ϕ8 y en un 18% para el ϕ20.

Ensayos instantáneos

Para dos muestras distintas de armadura de pretensar, se determinó la curva tensión-deformación.

Los resultados de estos ensayos se recogen en la Tabla 7

Ensayos de relajación

Con objeto de completar los datos necesarios para el análisis de los resultados experimentales de las vigas VH1 y VH2, se llevaron a cabo ensayos de relajación para el acero de pretensar utilizado.

Se realizaron ensayos a longitud constante, para una tensión inicial del 70% y del 80% de la tensión de rotura. La duración de los ensayos fue de 250 horas. A partir de dichos ensayos es posible extrapolar el valor de la relajación a 1000 horas con un alto grado de fiabilidad. Dicha extrapolación da lugar a una relajación del 3.5% para una tensión inicial del 80% de la de rotura y del 2% para una tensión inicial del 70% de la de rotura.

Los resultados experimentales se muestran en la Figura 37. En la misma figura se representan los valores correspondientes al modelo de relajación del CEB-78.

Como puede verse este modelo da lugar a un ajuste bastante bueno de los resultados experimentales.

Tabla 7. Resultados ensayos de caracterización de las armaduras activas

N°	ϕ [mm]	$E_{p,med}$ [MPa]	f_{py} [MPa] al 0.2%	f_{pu} [MPa]	ε_{max}[%]
1	12.91	201410	1855	1955	5.07
2	12.94	199650	1800	1940	4.42

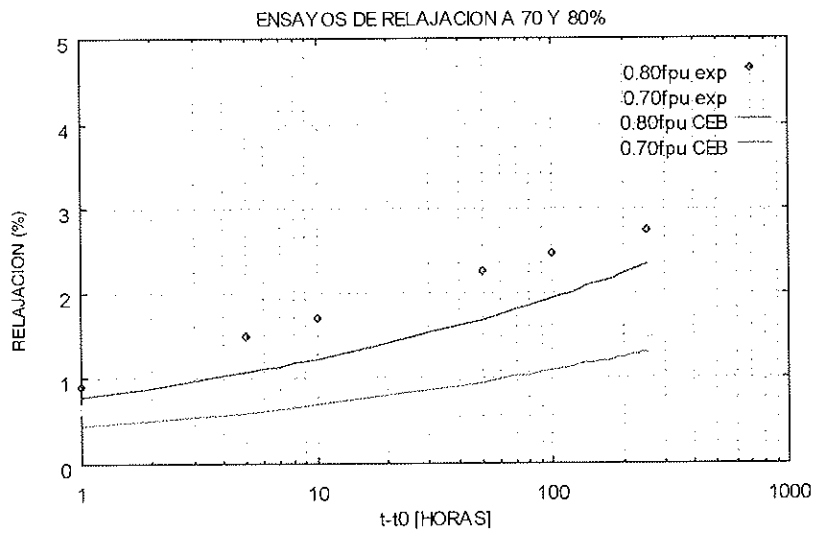


Figura 37. ensayos de relajación para el 70% y 80% de la tensión de rotura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

3. CONTRASTACIÓN EXPERIMENTAL DEL MODELO TEÓRICO

3.1. Introducción

A continuación, se expone la contrastación del modelo teórico, con los resultados expuestos anteriormente.

Gracias a la extensa campaña de ensayos complementarios llevada a cabo, se dispone de todos los datos necesarios para llevar a cabo una contrastación objetiva del modelo teórico.

En el apartado siguiente se describe el ajuste de los modelos constitutivos de los materiales a los resultados experimentales. Posteriormente, se presentan los resultados de la contrastación.

3.2. Contrastación ensayos VH

3.2.1. Datos introducidos en el modelo

El primer paso para contrastar adecuadamente el modelo es, por tanto, la determinación de los parámetros que intervienen como datos en el mismo, en particular aquellos parámetros que describen el comportamiento diferido del hormigón y la relajación del acero de pretensar. Si estos datos no son buenos difícilmente lo serán los resultados de la contrastación.

A tal efecto, se dispone de los ensayos de fluencia y retracción del hormigón, para varias edades, y de los ensayos de relajación del acero de pretensar, para tensiones iniciales iguales al 70 y 80% de la carga de rotura, presentados anteriormente.

Para el ajuste de los modelos reológicos a los datos medidos experimentalmente, se ha utilizado un ajuste por regresión lineal que, en el caso de la retracción, consiste en hallar un coeficiente multiplicador r_1 que minimice el cuadrado de los errores y para la fluencia, en determinar dos parámetros, p_1 y p_2, que ajustan, respectivamente la pendiente y la ordenada en el origen de la curva función de fluencia-coeficiente de fluencia según la ecuación: $J = p_1 + p2\ \varphi$. Para llevar a cabo estos ajustes se ha procedido a ponderar los datos experimentales en función del número de medidas en cada década de tiempo en escala logarítmica para evitar dar un peso excesivo a las primeras medidas, mucho más numerosas (para más detalles, ver ref. [3]).

En la Tabla 8 se resumen los parámetros del ajuste y los errores obtenidos en términos de media del error y desviación típica del error.

Del análisis anterior, se desprende que no todos los modelos pueden ajustarse igualmente bien a un conjunto de datos experimentales. En la Tabla 8 puede verse que, para la fluencia, el mejor ajuste se obtiene con el modelo B3, mientras que el mejor ajuste para la retracción se obtiene con el modelo ACI209.

Sin embargo, el valor de p_1 a que da lugar el ajuste del modelo de fluencia del B3 supone un valor del módulo de deformación longitudinal que queda fuera de los rangos habituales de variación de E_c. Ello es verdad para todos los modelos, con excepción del CEB-78.

Queda claro que para un ajuste a largo plazo, tiene poca importancia el valor del

Tabla 8. Ajuste de los modelos reológicos

Modelo	p_1 [με/MPa]	p_2	r_1	Retracción		Fluencia	
				μ	σ	μ	σ
ACI209	11.67	2.16	1.10	– 0.13	28.66	– 13.98	12.31
CEB90	5.19	2.31	1.42	– 27.88	44.23	– 13.31	13.38
CEB78	31.41	1.83	1.63	– 13.66	34.25	– 1.37	17.00
B3	24.60	1.42	0.83	– 9.38	39.95	3.73	12.11

1 Estas consideraciones sugieren la posibilidad de ajustar únicamente el término diferido de la función de fluencia, tomando como p_1 el valor inverso del módulo obtenido experimentalmente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

módulo instantáneo. Sin embargo, si se quiere obtener, además, un buen ajuste a corto plazo, parece que se debe utilizar un valor del módulo más parecido al que se mide mediante un ensayo instantáneo. Todo ello aconseja el uso del modelo del CEB-78 para llevar a cabo la contrastación del modelo [1].

Para simular el efecto de la relajación de la armadura activa, se ha utilizado el modelo del CEB. Al tratarse de un acero de baja relajación, las expresiones de base deben multiplicarse por un factor de 2/3. Ello sin embargo da lugar, como se vio anteriormente, a una subestimación de los valores experimentales. Si se lleva a cabo un ajuste por mínimos cuadrados, se obtiene un coeficiente multiplicador de 0.82 que equivale a multiplicar el 2/3 que recomienda el CEB por un factor de 1.24.

El ajuste conseguido se representa en la Figura 38, para una tensión inicial del 70 y del 80% de la carga de rotura. Como se puede ver, se obtienen buenos resultados.

3.2.2. Contrastación de la flecha en centro de vano

Fijados experimentalmente los parámetros que intervienen como datos y garantizada la calidad de estos valores, se procede, a continuación, a la contrastación del modelo con los resultados experimentales obtenidos para las vigas VH1 y VH2.

Las Figuras 39 y 40 representan la evolución de la flecha en el centro del vano a lo largo del tiempo de acuerdo con las medidas experimentales y el modelo teórico para las vigas VH1 y VH2 respectivamente.

Como puede verse, el ajuste es bastante bueno en ambos casos.

Para la viga VH1 el resultado teórico se ajusta casi perfectamente a los resultados obtenidos en ambos vanos, a pesar de la asimetría existente entre los mismos, gracias a que ha sido posible simular dicha circunstancia.

Esta asimetría es debida, como ya se comentó en la exposición de los resultados experimentales, a pequeñas desviaciones en el replanteo del trazado del pretensado respecto de su posición teórica. En el modelo teórico se ha simulado esta diferencia y como puede verse se obtiene una asimetría similar a la experimental.

La predicción de las deformaciones en la viga VH2 presenta más dificultades debido a que esta viga se fisura y presenta, a lo largo de su historia de cargas, elevadas tensiones de tracción. Para tener en cuenta estos aspectos se han adoptado las siguientes simplificaciones:

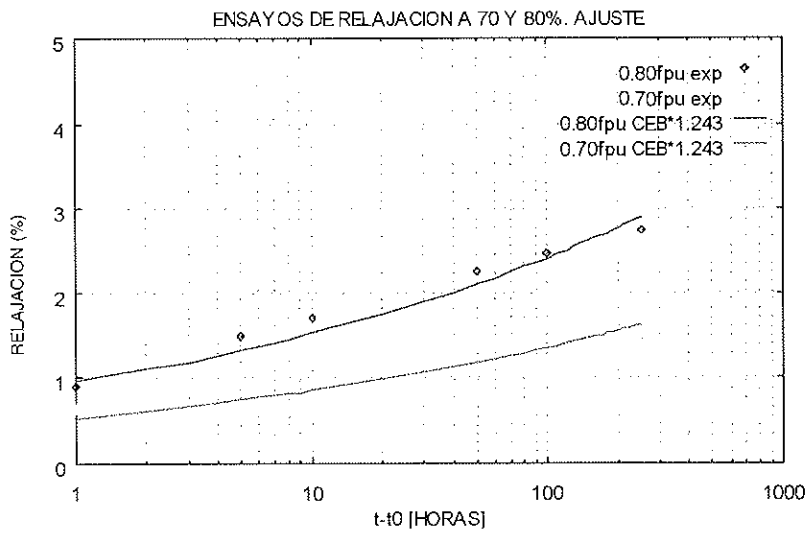


Figura 38. Ajuste del modelo de relajación a los datos experimentales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

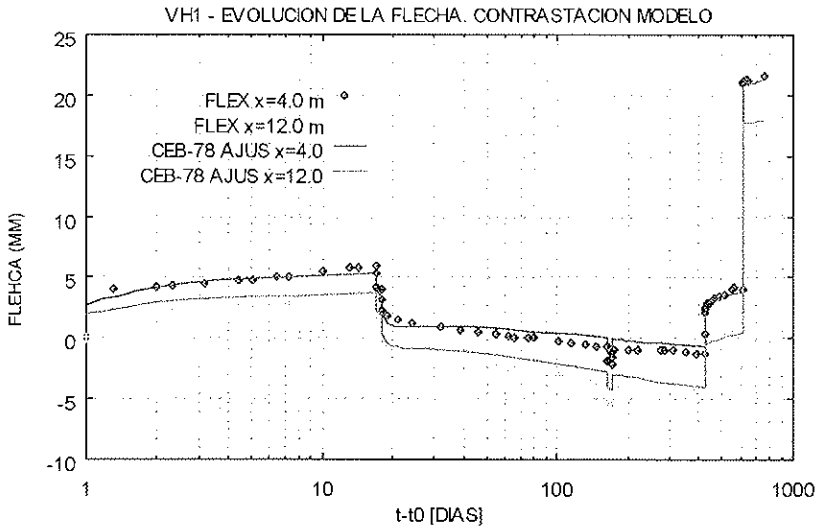


Figura 39. Contrastación del modelo. Flecha en cdv.

- se tiene en cuenta la resistencia a tracción del hormigón
- se desprecian los efectos de la fluencia no lineal en tracción
- se desprecian los efectos del tensión *stiffening.*

Como puede verse en la Figura 40 se obtiene un ajuste excelente al inicio y al final del ensayo y un error del orden del 15% en la zona comprendida entre la aplicación de la carga muerta y la retirada de la misma. Es precisamente en esta zona en la que se produce la fisuración de la sección y en la que se producen tracciones importantes. El hecho de que la curva teórica quede por encima de la experimental puede obedecer a que los efectos debidos a la fluencia no lineal en tracción sean mayores que los efectos del tensión *stiffening.*

3.2.3. Contrastación de la relajación de la reacción debida al ascenso del apoyo central

En las Figuras 41 y 42 se representa la comparación entre los datos teóricos y experimentales referente a la predicción de la evolución de la reacción en el apoyo central. En el primer gráfico se muestra la evolución de la misma a lo largo de todo el ensayo, mientras que en el segundo gráfico se muestra una

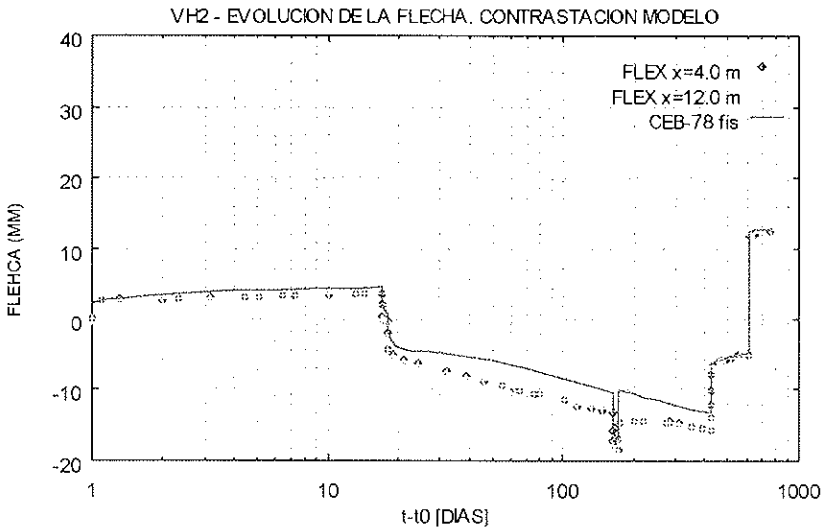


Figura 40. VH2 - Contrastación del modelo. Flecha en cdv.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

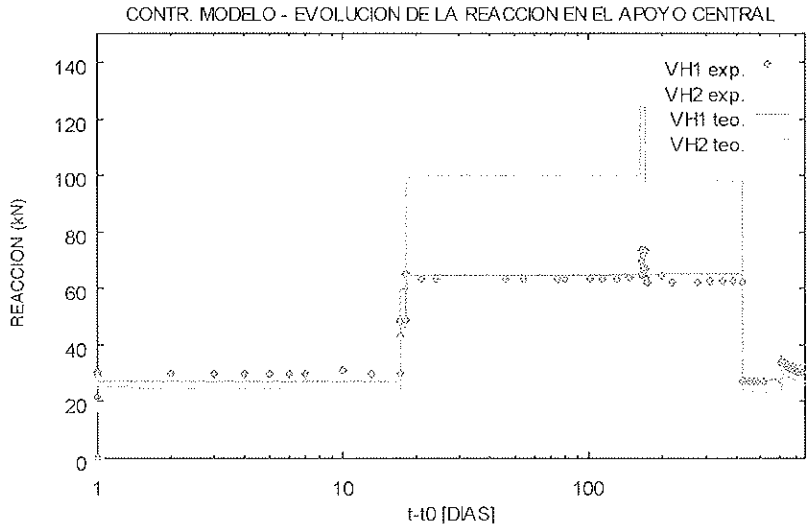


Figura 41. VH - Contrastación de la evolución de la reacción. I - Global.

ampliación del primero correspondiente a la zona en la que se produce el proceso de relajación de la reacción del apoyo central.

Como puede verse, el modelo proporciona una buena predicción de la evolución de la reacción tanto a nivel global como del proceso de relajación. En particular, el modelo representa adecuadamente las diferencias en las reacciones de una y otra viga, atribuibles por un lado a las distintas cargas aplicadas (incluyendo la asimetría del trazado de pretensado detectada en la viga VH1), y por otro lado a las redistribuciones que, a nivel de estructura, se producen en la viga VH2 debido a la fisuración que ésta experimenta al aplicarse la sobrecarga.

4. CONSIDERACIONES FINALES

De toda la discusión anterior pueden destacarse los siguientes aspectos:

– Se ha llevado a cabo un programa experimental cuyo objetivo principal es el estudio del comportamiento en servicio de una estructura hiperestática con unos parámetros de diseño y una historia de cargas repre-

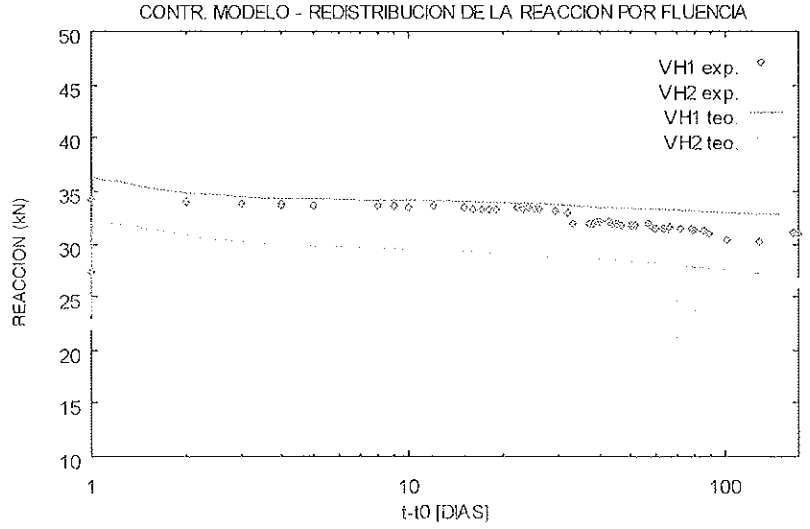


Figura 42. VH - Contrastación de la evolución de la reacción. II - Tras el ascenso del apoyo central.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

sentativa de una tipología estructural muy utilizada: los puentes losa pretensados.

– Los resultados experimentales obtenidos a nivel de viga tienen un alto grado de fiabilidad debido a que se ha demostrado la coherencia de las medidas realizadas comparando las flechas medidas directamente mediante flexímetros con las que se obtienen integrando las curvaturas medidas mediante un extensómetro mecánico. Por ambos procedimientos se obtienen prácticamente los mismos valores.

– Con objeto de poder analizar los resultados obtenidos, de forma objetiva, se ha elaborado un amplio plan de ensayos complementarios que ha permitido caracterizar el comportamiento instantáneo y diferido de los materiales utilizados en la construcción de las vigas.

A partir de todos estos datos se ha planteado la contrastación del modelo teórico. Para ello, se han aplicado unos criterios rigurosos de ajuste de los modelos reológicos del hormigón y de relajación del acero de pretensar a los datos experimentales. Se ha visto que los distintos modelos no proporcionan ajustes idénticos y que, por lo tanto, los resultados que se obtengan, con el modelo teórico, no serán exactamente los mismos para todos los modelos reológicos.

En concreto, para el modelo de fluencia, el ajuste consiste en determinar, por regresión lineal, el módulo de deformación y la pendiente de la curva deformación-tiempo (expresada en términos de J). Para determinar la deformación para tiempos avanzados, todos los ajustes son válidos puesto que la deformación total viene dada por la función de fluencia, que es el parámetro que se ajusta. Sin embargo, si se quiere también un buen ajuste para tiempos de cálculo pequeños, es necesario que el módulo de deformación, obtenido por el análisis de regresión, sea parecido al medido experimentalmente. En este sentido parece que se deben preferir, en cada caso, los modelos cuyo ajuste cumple que el módulo de deformación es similar al obtenido en los ensayos complementarios, o bien llevar a cabo un ajuste solamente de la deformación diferida, suponiendo el módulo de deformación instantáneo como un dato. En caso contrario, se obtendrán buenos ajustes a tiempo infinito pero no a lo largo de toda la historia de la pieza, especialmente si ésta está sometida a una historia de cargas variables.

– Con estos criterios es posible obtener muy buenos resultados. Las pequeñas diferencias observadas son atribuibles a incertidumbres que no pueden ser fácilmente eliminadas como la aceptación del principio de superposición, las imperfecciones del ajuste de los parámetros reológicos, la precisión de la medida, los fenómenos de fluencia no lineal en tracción o la modelización de los efectos de la fisuración del hormigón, etc. En cualquier caso, debe destacarse que los resultados obtenidos son más que suficientes para cualquier aplicación que tenga una finalidad práctica.

5. BIBLIOGRAFÍA

(1) R. Rodríguez (1989). *Estudio teórico y experimental de deformaciones en vigas pretensadas de puentes.* Tesis Doctoral. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. 1989.

(2) H. Corres, J. Romo, J. Torrico. *Estudio teórico y experimental de pérdidas de hormigón pretensado.* Convenio de Investigación con la Dirección General de Carreteras. Madrid, 1989.

(3) A. Pérez (1996). *Comportamiento en servicio del hormigón estructural.* Estudio Teórico y Experimental. Tesis Doctoral. Grupo Español del Hormigón (GEHO), 1997.

(4) ACI Committee 209 (1982). *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures.* SP 76-10.1982.

(5) CEB (1990). CEB-FIP *Model Code 1990.* Bulletin d'Information N°213/214. Mayo 1993.

(6) CEB (1978). *CEB-FIP Model Code 1978.* Bulletin d'Information N°124/125. Mayo 1978.

(7) Z.P. Bazant, S. Baweja (1994). *Concrete Creep and Shrinkage Prediction Models for Design Codes.* Recent Results and Futu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

re Directions in Concrete Technology. New Trends, Industrial Applications. E&F Spoon. 1994.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido posible gracias al apoyo de la Dirección General de Carreteras y la colaboración de las siguientes empresas:

- MALLACERO
- HYMPSA
- STRONGHOLD
- NUEVA MONTAÑA QUIJANO.

Los ensayos instantáneos de las armaduras pasivas fueron llevados a cabo por Jaime Planas del Departamento de Física de Materiales de la E.T.S.I. de Caminos de Madrid.

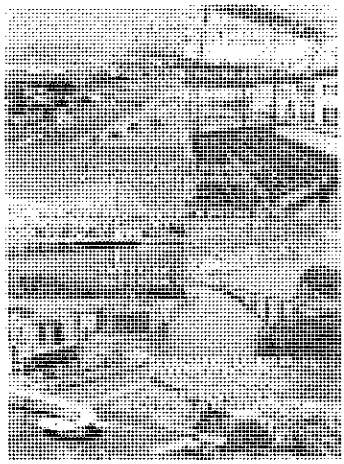
RESUMEN

En este artículo se presenta un estudio teórico y experimental sobre el comportamiento en servicio del hormigón estructural. Los ensayos incluyen la medida de flechas y deformaciones a largo plazo de dos vigas hiperestáticas, así como un extenso plan de ensayos complementarios para la caracterización de los materiales utilizados. A partir de estos ensayos complementarios, se propone y aplica un metodología para ajustar las ecuaciones constitutivas teóricas de los materiales utilizados en los ensayos y se presentan los resultados obtenidos mediante comparación de los datos medidos y de los calculados de acuerdo con estos criterios.

SUMMARY

In this paper, a theoretical and experimental program is presented regarding the long-term serviceability of concrete structures. The tests include long-term measurements on two two-span continuous beams and an extensive plan of tests aimed at determining the instantaneous and time-dependent behaviour of the materials used to build the beam. A procdure is proposed and applied to adjust the theoretical material models based on the material tests. The results of this procedure are presented by comparing the experimental data with the results of a step-by-step analysis of the continuous beams.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



NUEVA PUBLICACIÓN DE ACHE

"REALIZACIONES ESPAÑOLAS DE PUENTES Y EDIFICIOS"

En abril de 1998 se ha culminado el proceso de fusión entre la Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP) y el Grupo Español del Hormigón (GEHO) siguiendo los pasos de las dos asociaciones internacionales Federación Internacional del Pretensado (FIP) y Comité Europeo del Hormigón (CEB) de las que eran representantes nacionales respectivamente. La nueva Asociación Científica del Hormigón Estructural (ACHE) tiene el gusto de presentar este volumen número VI de "Realizaciones Españolas de Puentes y Edificios" como venía siendo la tradición de ATEP.

De acuerdo con los fines de ACHE, las realizaciones que se muestran en este libro son estructuras de hormigón estructural en general, bien sea armado, pretensado o mixto. En cualquier caso se recoge en este volumen VI una serie de realizaciones construidas entre 1994 y 1997 del máximo interés técnico. Tal vez este período se caracteriza por ser inmediatamente posterior al de la Expo'92 en Sevilla, y de los Juegos Olímpicos de Barcelona, con un gran número de construcciones singulares. Así, este período pone de manifiesto una cierta calma y un cierto orden en la construcción que sigue a aquel de estructuras singulares del período anterior.

Los interesados en adquirir esta publicación, cuyo precio es de 5.000 pesetas (IVA incluido), para los Miembros de ACHE y 6.000 pesetas (IVA incluido), para los no Miembros, deberán dirigirse a:

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Apartado de Correos 19002
28080 MADRID
Tel. y Fax: 91 766 07 03

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Rigidización de pasarelas colgadas de hormigón armado y pretensado

Diego Cobo del Arco
Dr. Ingeniero de Caminos. Profesor asociado.
Departamento de Ingeniería de la Construcción.
ETS de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. U.P.C.

Ángel C. Aparicio Bengoechea
Dr. Ingeniero de Caminos. Catedrático. Dpto. de Ingeniería de la Construcción.
ETS de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. U.P.C.

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los inconvenientes principales que se presenta en el dimensionamiento de pasarelas colgadas de luces importantes es la excesiva deformabilidad del tablero ante la acción de la sobrecarga de uso. Fundamentalmente, esto es debido a que, como consecuencia de la esbeltez que suele requerirse en el diseño, la relación entre sobrecarga y peso propio es bastante elevada. Intentando disminuir este problema, en los últimos años algunos proyectistas han explorado las posibilidades resistentes de las pasarelas colgadas, buscando su rigidización por diferentes caminos. En esta línea se inscriben las pasarelas sobre el Segre (1) [Foto 1, Carlos Fernández Casado, S.L.] y algunos proyectos de J. Schlaich (2) [Foto 2] o de J. Strasky (3) [Foto3]. En las pasarelas del Segre, la rigidización se consigue atirantando los cables portantes en los cuartos de la luz (una idea muy parecida a la utilizada por Roebling en los puentes sobre el Niágara y de Brooklyn). En el esquema propuesto por J.Schlaich, la rigidización se consigue mediante la inclinación de las péndolas buscando un efecto de celosía. Finalmente, en la pasarela de J. Strasky lo que se busca es utilizar la curvatura del tablero para aprovechar su funcionamiento resistente como arco.

La búsqueda de nuevos sistemas estructurales de cables no es nueva. La excesiva deformabilidad del puente colgante clásico ante cargas no simétricas extendidas en la mitad de la luz puede llevar a la adopción de sistemas duales de cables, en donde cada uno de los cables es el antifunicular de la carga repartida en medio vano. Éste es el caso del puente colgante [Foto 4] en China o de algunas realizaciones recientes en Indonesia (4, 5, 6) [Foto 5].

En este trabajo se plantea la rigidización de pasarelas colgadas de hormigón ante sobrecargas de uso verticales. Para ello se estudia una pasarela colgada de hormigón de 200 metros de luz que, con el objetivo de que tenga problemas de deformabilidad, se supone constituida por un tablero de 500 centímetros de ancho por sólo 30 centímetros de canto (una relación $h/l \approx 1/660$). Se presenta el predimensionamiento de la pasarela obteniéndose unos movimientos excesivos. La rigidización se plantea entonces desde tres ópticas diferentes que pueden asociarse a los proyectos presentados anteriormente.

Por un lado (Tipo 1), se analizan diferentes posibilidades en cuanto a la función estructural del tablero y a su relación con los cables portantes. En concreto se estudia la influencia de los apoyos, de la unión cable-tablero, del efecto arco y de la colocación de

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

un cable tensor a nivel del tablero (Foto 3). Por otro lado (Tipo 2), se plantea el atirantamiento del tablero y la inclinación de las péndolas [Fotos 1 y 2]. Por último (Tipo 3), se estudian los sistemas duales de cables [Fotos 4 y 5] analizándose también la influencia de los apoyos y la unión cable-tablero.

2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA PASARELA DE HORMIGÓN

Se predimensiona una pasarela colgada de 200 metros de luz constituida por un tablero de hormigón de 30 centímetros de canto. La separación entre cables es de 5.50 metros con un ancho de paso de 5.00 metros.

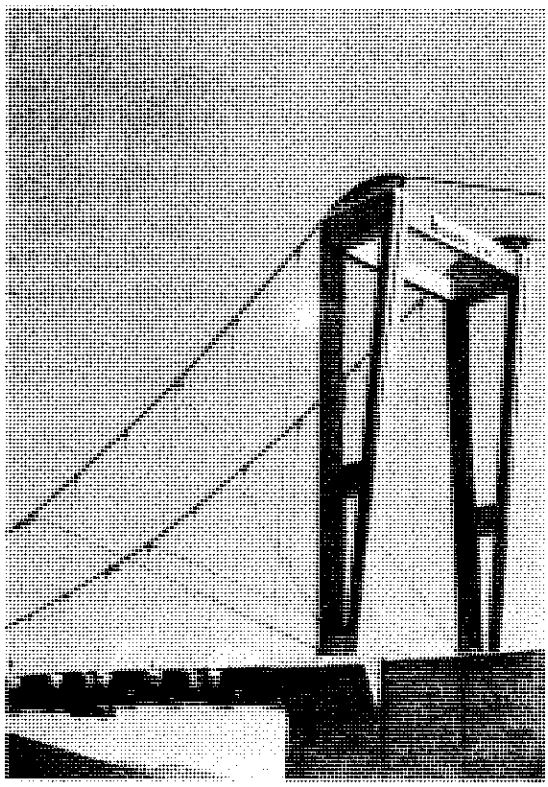


Foto 1. Pasarela colgada sobre el río Segre. Carlos Fernández Casado, S.L.

Las diferentes propuestas de rigidización se comparan entre sí utilizando los resultados obtenidos mediante un cálculo no lineal geométrico por elementos finitos para tres hipótesis de carga diferentes. Estas situaciones de carga son características de las hipótesis críticas en el diseño en cuanto a movimientos máximos en centro de luz, en los cuartos de la luz, y en cuanto a momentos flectores máximos.

La relación flecha/luz es f/l = 1/10. Una posible sección transversal del tablero, junto con un alzado longitudinal y un alzado transversal pueden observarse en la Figura 1.

La sección transversal tiene las características mecánicas siguientes:

$$A = 1.50\ m^2 \qquad I = 0.01125 m^4$$
$$E_h = 35000MPa \qquad E_a = 20000MPa$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

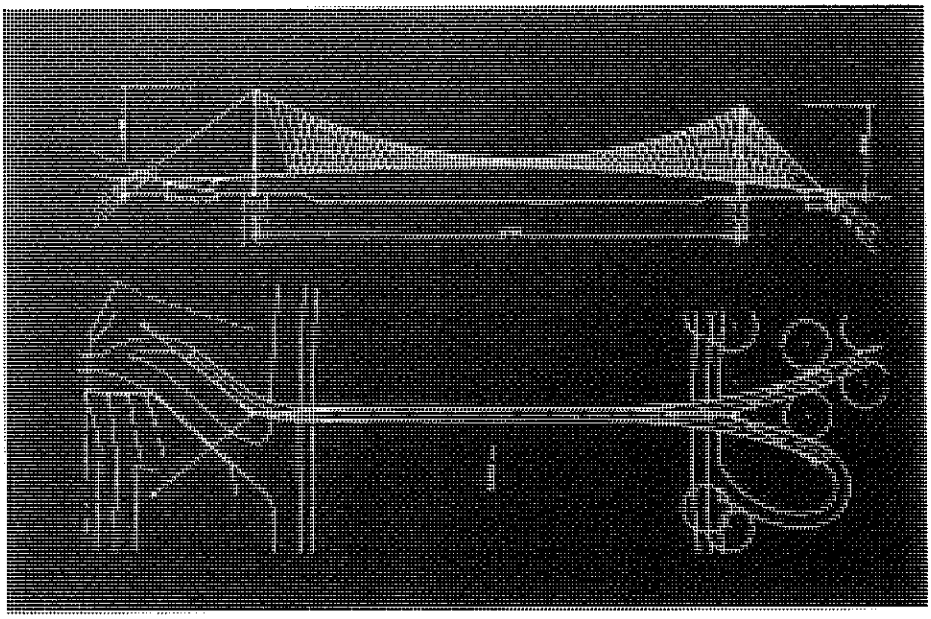


Foto 2. Pasarela sobre el río Neckar, cerca de Sttutgart.

siendo A el área transversal, I el momento de inercia de la sección y E_h, E_a, los respectivos módulos de elasticidad de hormigón y acero.

Con estos datos se evalúa preliminarmente el peso propio como $q_0 = 37.5$kN/m con lo que se puede calcular la fuerza H0 horizontal en el cable ante carga permanente para predimensionarlo. Se adopta el criterio de que la tensión ante carga permanente sea de aproximadamente 500MPa. De acuerdo con (7) se tiene:

$$H_0 \approx \frac{q_0 l^2}{8f} = 9375\text{kN}$$

$$\sigma_0 \approx \frac{H_0}{A_a} \approx 500\text{MPa} \Rightarrow A_a = 187.5\ \text{cm}^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 2^{*}\ 70\phi 0.6"$$

$$\text{corrigiendo } q_0 \Rightarrow q_0 = 39\ \text{kN/m}$$

$$\Rightarrow H_0 = 9750\text{kN}$$

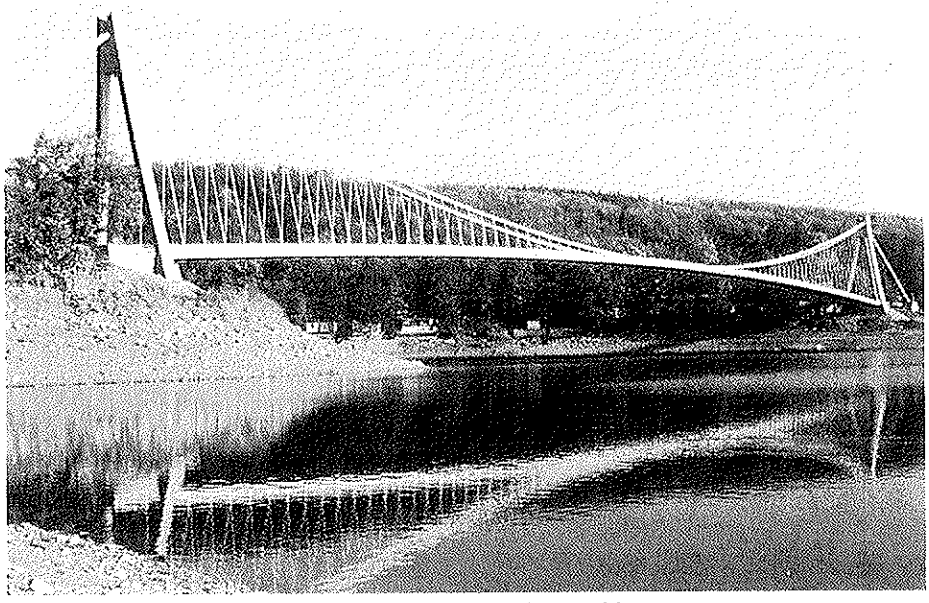


Foto 3. Pasarela sobre el Lago Vranov.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

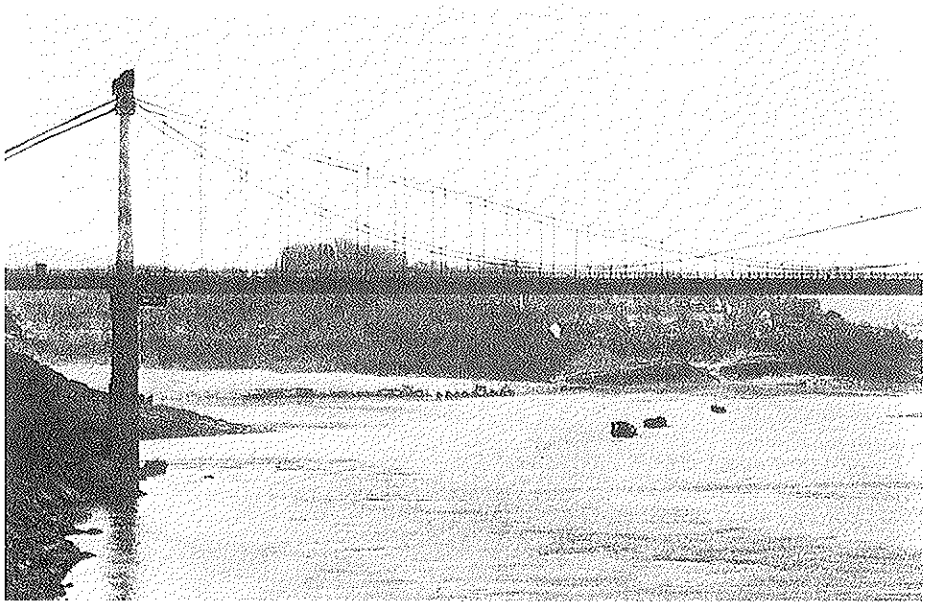


Foto 4. Puente colgante en China con sistema dual de cables (tomada de Mao Yisheng, *Puentes en China, antiguos y nuevos*, Beijing, 1980)

Los parámetros λ^2, α^2 definen el comportamiento estructural de un puente colgante de un vano (7, 8). Se obtienen como:

$$\lambda^2 = \left(\frac{q_0 l}{H_0}\right)^2 \frac{l}{\frac{H_0 l_e}{EA}} \approx 150$$

$$l_e \approx 200 \cdot 1.08 + 2\,\frac{20}{(\cos\ 45)^2} = 329\ \text{m}$$

$$\alpha^2 = \frac{EI}{H_0 l^2} \approx 0.001$$

La sobrecarga de diseño q que se considera es:

$$q = 4.5 \cdot 5.0 = 20\text{kN/m}$$

por lo que la relación sobrecarga/peso propio resulta $q/q_0 = 0.51$.

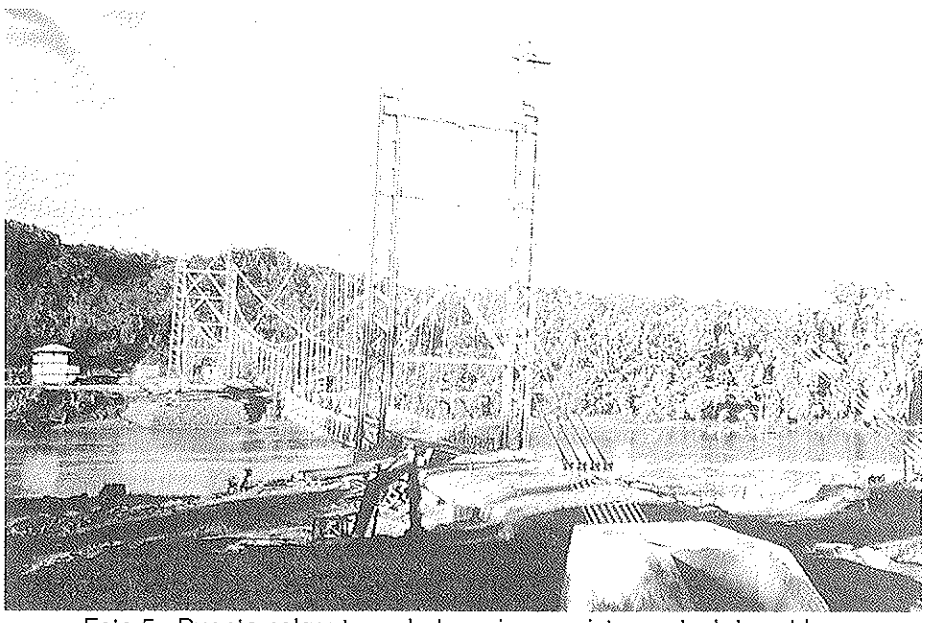


Foto 5. Puente colgante en Indonesia con sistema dual de cables.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

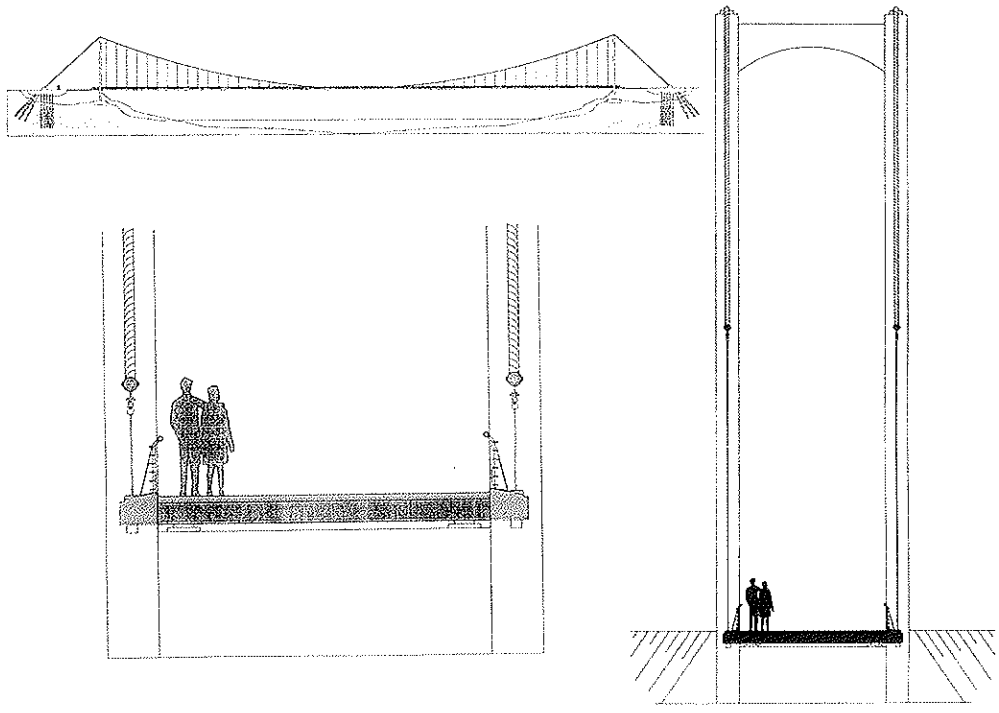


Figura 1. Alzado longitudinal y sección transversal de la pasarela colgada predimensionada.

En las Figuras 2 y 3 (7, 9) se presentan gráficas para obtener el máximo momento flector y el máximo movimiento en un puente colgante de un vano en función de λ^2, α^2. Se tiene, de este modo:

$$\bar{w} = 0.0075 \Rightarrow w_{max} = 0.0075 \cdot 8f = 1.20\ m$$

$$\bar{M} = 0.0004 \Rightarrow M_{max} = 0.0004 \cdot q_0 l^2 = 624 kN \cdot m$$

La relación movimiento/luz que resulta es aproximadamente l/150 por lo que se puede argumentar que la pasarela no es admisible desde el punto de vista de la deformabilidad. No obstante, los momentos flectores que resultan no son excesivamente grandes pudiéndose, de manera económica, dimensionar el tablero en hormigón armado o pretensado.

La estabilidad aeroelástica no suele ser tan condicionante en este tipo de pasarelas como en los puentes colgantes de gran luz. De todos modos se puede calcular preliminarmente la velocidad de flameo calculando las primeras frecuencias de vibración de la estructura como (7, 8):

Frecuencia de vibración vertical antisimétrica:

$$\omega_f = \frac{1.11 \cdot 2\pi}{\sqrt{f}} \sqrt{1 + 4\alpha^2 \pi^2} = 1.62\ rad/s$$

Frecuencia de vibración torsional antisimétrica: J = 0.045m⁴; B = 5.5 m.

$$\beta^2 = \frac{4GJ}{HB^2} = 7.63 \quad I_m = 8.94 m^2\ T/m \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \omega_t = \frac{2\pi}{l} \sqrt{(1+\beta)^2 \frac{HB^2}{4I_m}} = 8.38\ rad/s$$

Frecuencia de vibración vertical simétrica:

$$\tan\left(\frac{\bar{\omega}}{2}\right) = \frac{\bar{\omega}}{2} - \frac{4}{\lambda^2}\left(\frac{\bar{\omega}}{2}\right)^3 \Rightarrow \bar{\omega} = 2.73\pi$$

$$\omega_f = \frac{2.73\pi}{l} \sqrt{\frac{H}{m}} = 2.14 rad/s$$

Frecuencia de vibración torsional simétrica:

$$\tan\left(\frac{\gamma l}{2}\right) = \frac{\gamma l}{2} - \frac{4(1+\beta^2)}{\lambda^2}\left(\frac{\gamma l}{2}\right)^3 \Rightarrow \frac{\gamma l}{2} = 2.43$$

$$\gamma^2 = \frac{4}{1+\beta^2} \frac{I_m \omega_t^2}{HB^2} \Rightarrow \omega_t = 6.48\ rad/s$$

El flameo se produce en este caso acoplando los modos de vibración simétricos:

Velocidad de divergencia:

$$V_D = \omega_t \sqrt{\frac{4I_m}{\pi \rho B^2}} = 112 m/s$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

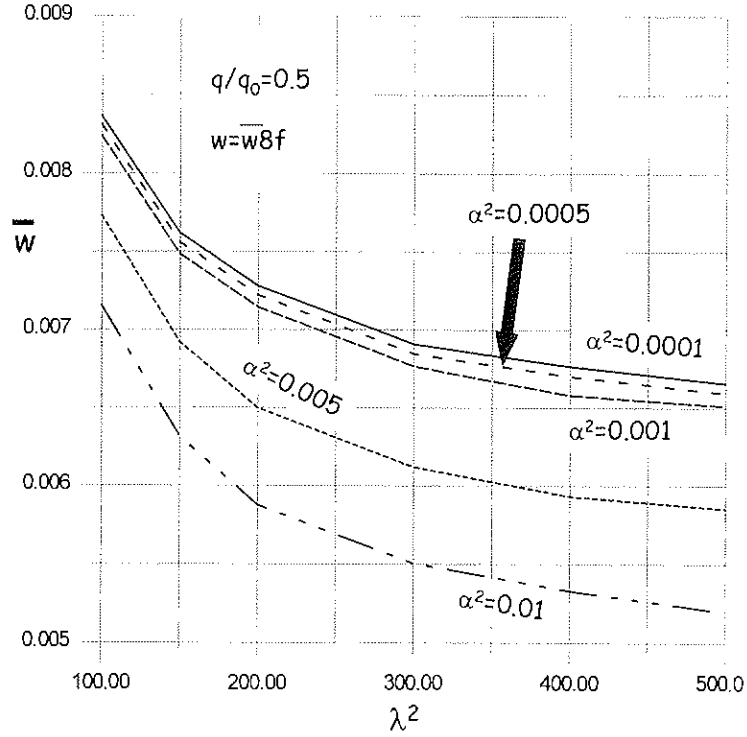


Figura 2. Máximo movimiento no dimensional provocado por una carga uniforme $q = 0.5\ q_0$ de longitud arbitraria.

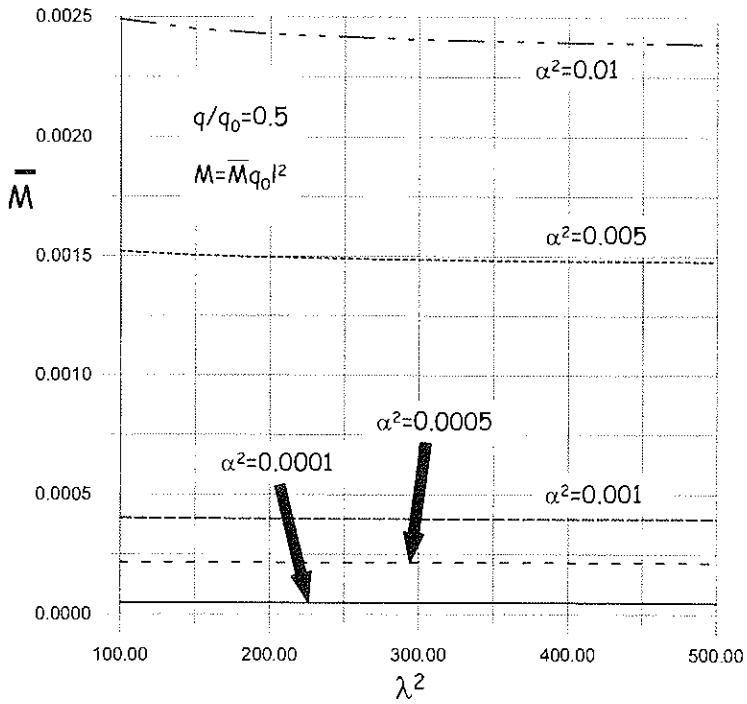


Figura 3. Máximo momento flector no dimensional provocado por una carga uniforme $q = 0.5\ q_0$ de longitud arbitraria.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Velocidad de flameo:

$$v_f = R v_D \sqrt{1 - \left(\frac{\omega_f}{\omega_t}\right)^2} = R \cdot 105 m/s$$

Tomando un factor R de reducción alrededor de 0.6 se tiene una velocidad de flameo en el entorno de los 60m/s, que se considera suficientemente elevada.

3. MÉTODOS DE RIGIDIZACIÓN TIPO 1

Con el objetivo de intentar reducir los movimientos verticales se plantea la rigidización de la pasarela predimensionada mediante diferentes procedimientos. Para ello se comparan los movimientos y esfuerzos de la pasarela, (calculados mediante un programa de elementos finitos con análisis no lineal geométrico) obtenidos para 6 esquemas estructurales diferentes que se presentan en la Figura 4. Para cada uno de los casos se han analizado 3 hipótesis de carga (Figura 5). La primera de ellas (H1) consiste en cargar uniformemente todo el tablero con la carga de servicio característica. Esta hipótesis produce los máximos esfuerzos en los cables y (de manera aproximada) los máximos movimientos en centro de la luz. La hipótesis de carga H2 consiste en cargar uniformemente medio tablero de manera asimétrica. Se obtienen, de esta forma, movimientos en los cuartos de la luz cercanos a los máximos. La hipótesis H3 está pensada para obtener los máximos momentos flectores. En la Tabla 1 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en cuanto a movimiento longitudinal de la torre (u), movimiento vertical en el cuarto de la luz ($w_{1/4}$), movimiento en el centro de la luz ($w_{1/2}$), axil máximo de tracción en el tablero (N_{max}), momento flector máximo en el tablero en las hipótesis analizadas (M_{max}), tracción máxima por cable (H) y esfuerzo total de tracción que debe resistirse en los estribos (R).

El Caso 1A corresponde al caso predimensionado en el apartado anterior. Los apoyos corresponden a la solución clásica de puente colgante. Puede verse que el movimiento en el cuarto de la luz es prácticamente igual que el pronosticado en el Apartado 2, y que los momentos flectores son ligeramente inferiores. Esto último es debido a que la hipótesis H2 no es exactamente la pésima en cuanto a flectores en el cuarto de la luz. No obstante, a la vista de los resultados, se puede concluir que el predimensionamiento efectuado era válido en cuanto a esfuerzos y movimientos.

En el Caso 1B se impiden los movimientos del tablero en dirección horizontal. Esta disposición de los apoyos permite que el tablero actúe como membrana en las hipótesis de carga no simétricas, rigidizando la estructura y reduciendo de manera apreciable el movimiento en los cuartos de la luz, aproximadamente un 27%. En contrapartida, la fuerza horizontal total que debe transmitirse al terreno, suma de la tracción en los cables y en el tablero, es un 23% mayor que en el Caso 1A. Además, la fijación de los apoyos presupone que el tablero se pretensará de manera que los efectos de la temperatura y la retracción y fluencia sean adecuadamente tenidos en cuenta y de modo que sea posible transmitir el axil de tracción necesario para poder actuar como membrana. Nótese que los movimientos en centro de luz son casi exactamente los mismos que en el Caso 1A, pues las hipótesis de carga simétricas no provocan movimientos horizontales en el tablero.

El Caso 1C corresponde a una situación típica en los puentes colgantes modernos de gran luz. Se fija el tablero frente a movimientos horizontales y se une el cable portante al tablero en el centro de la luz. De nuevo, las hipótesis de carga simétricas no quedan afectadas, manteniéndose el movimiento en el centro de la luz en el entorno de l/270. El hecho de fijar el cable al tablero provoca que en las hipótesis de carga asimétricas el cable no pueda moverse libremente en dirección horizontal y se traccione apreciablemente. De este modo se consigue reducir el movimiento en el cuarto de la luz hasta aproximadamente un valor de l/350.

Una posible manera de reducir el movimiento en centro de luz es intentar que el tablero trabaje como arco. Esto es lo que se representa en el Caso 1D. El tablero se ha definido con forma parabólica con una pen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

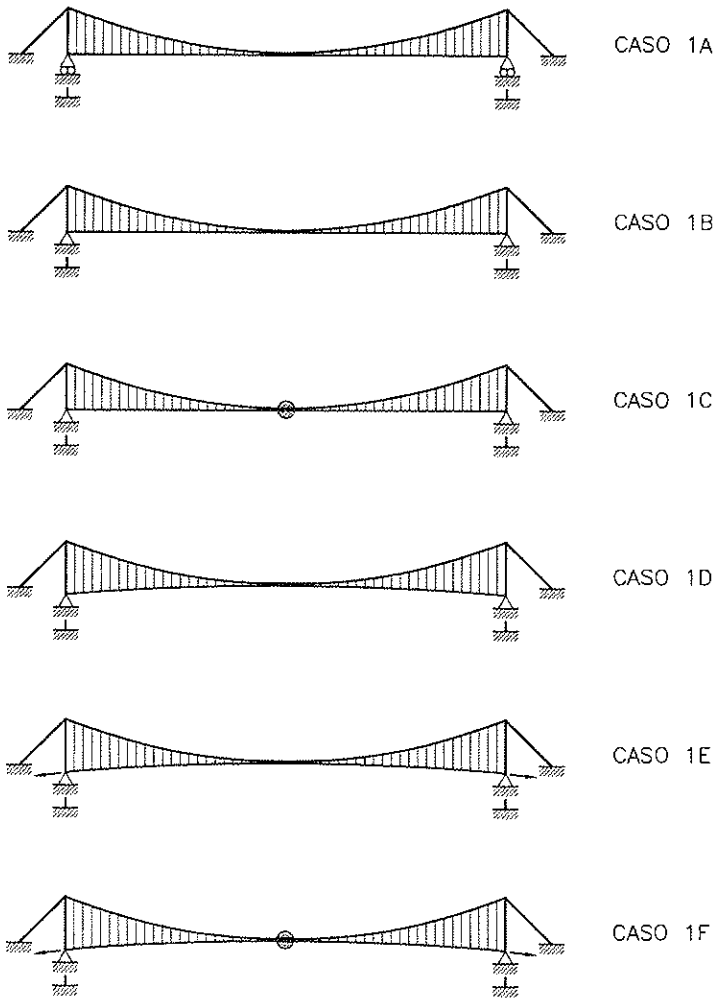
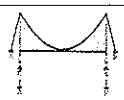
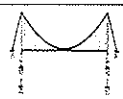
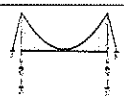
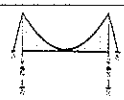
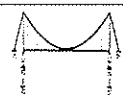


Figura 4. Casos analizados correspondientes a las pasarelas colgadas Tipo 1.

Tabla 1. Resultados obtenidos para las pasarelas Tipo 1.

	 **Caso 1A**	 **Caso 1B**	 **Caso 1C**	 **Caso 1D**	 **Caso 1E**	 **Caso 1F**
u torre m	0.078	0.077	0.073	0.053	0.053	0.051
$w_{1/4}$ m	– 1.185	–0.863	– 0.574	– 1.059	– 0.856	– 0.425
$w_{1/2}$ m	– 0.756	– 0.746	– 0.734	– 0.451	– 0.462	– 0.458
*N*max kN	0	5326	3322	– 12272	– 4682 –16359	– 4640 – 16196
*M*f max kNm	– 531.5	–425.1	– 383.1	– 500.2	– 357.4	– 306.3
H / cable kN	7083	7064	7071	6135	6605	6785
R/estribo kN	14166	17458	16000	12151	15984	16034

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

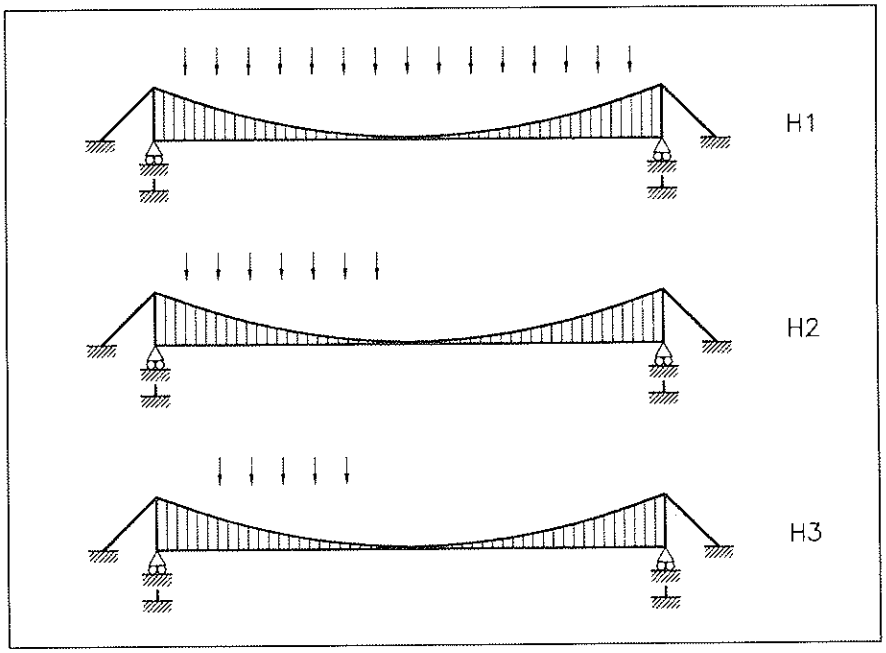


Figura 5. Hipótesis de carga consideradas.

diente máxima del 8% en los arranques. Los movimientos se reducen de modo muy apreciable en el centro de la luz (l/440), sin embargo se mantienen en los niveles del Caso 1A en los cuartos de la luz. La eficacia del Caso 1B residía en el comportamiento estructural del tablero como membrana en las hipótesis de carga no simétricas; este comportamiento no se da en el Caso 1D.

El Caso 1E corresponde a la solución estructural proyectada por Strasky (3) para la pasarela en el Lago Vranov [Foto 3]. El comportamiento de la pasarela ante cargas no simétricas se mejora con la adición de dos cables tensores situados a nivel de tablero. El tesado de cada uno de estos cables a 5000kN provoca inicialmente una compresión en el tablero de aproximadamente 5620kN (recuérdese que el tablero trabaja como arco al tener los extremos fijos horizontalmente). Las compresiones introducidas pueden aprovecharse para reducir el pretensado necesario en el tablero. Comparando los resultados obtenidos con los del Caso 1D está claro que la presencia de los cables tensores rigidiza la estructura ante cargas no simétricas. Se observa también que la sobrecarga produce siempre esfnerzos de compresión en las hipótesis analizadas. Finalmente, si se combinan los cables tensores con la unión de los cables portantes al tablero (Caso 1F), se reducen los movimientos hasta situarse en el entorno de 45 centímetros, aproximadamente l/440, en todos los puntos.

Se ha comprobado, por lo tanto, que las soluciones 1E y 1F permiten disminuir de manera muy significativa los movimientos, aprovechando por un lado el comportamiento estructural del arco (para las sobrecargas simétricas) y por el otro el incremento total de tracción (al haber introducido los cables tensores). En contrapartida, respecto al Caso 1A, se debe transmitir una fuerza horizontal al terreno algo mayor (aproximadamente un 13%). Nótese además que, las soluciones 1B, 1C requieren pretensado adicional del tablero para permitir que actúe como membrana; pero este pretensado no rigidiza (al revés que en los Casos 1E y 1F) pues para conseguir precomprimir el tablero debe ser introducido isostáticamente en el tablero.

En cuanto a los axiles y momentos flectores en el tablero se mantienen en todos los casos en valores moderados que permiten asegurar un correcto dimensionamiento.

En la Tabla 2 se presentan las primeras frecuencias de vibración de cada una de las pasarelas, junto con la velocidad de flameo

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

calculada mediante un modelo multimodal de acoplamiento (10) y asumiendo las hipótesis de flujo alrededor de placa plana. Puede verse que las frecuencias preliminares obtenidas para el Caso 1A eran suficientemente aproximadas y que las velocidades de flameo se mantienen en valores bastante elevados.

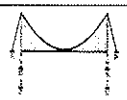
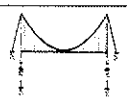
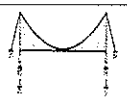
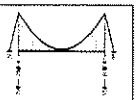
Una posible manera de corroborar las conclusiones referentes a la rigidez de las diferentes soluciones es comparar las frecuencias de vibración obtenidas para cada uno de los casos. En la Tabla 2 se puede ver que el incremento en las frecuencias de vibración antisimétricas va asociado a un incremento de la rigidez ante cargas no simétricas (disminución de movimientos en los cuartos de la luz). Un incremento en las frecuencias de vibración simétricas va ligado a una disminución de los movimientos máximos en centro de luz (hipótesis de carga simétricas).

4. MÉTODOS DE RIGIDIZACIÓN TIPO 2

Un posible método de rigidización de un puente colgante ante cargas verticales consiste en el atirantamiento del cable o del tablero en los cuartos de la luz. Esta idea fue utilizada con notable éxito por Roebling en el puente de ferrocarril sobre el Niágara y posteriormente en el puente de Brooklyn. Fdez. Troyano et al. (1) han aplicado el concepto de atirantamiento del cable en los puentes ligeros sobre el Segre, en donde efectuaron una discusión sobre la eficacia de las diferentes posibilidades de atirantamiento llegando a la conclusión de que en el caso estudiado tanto el atirantamiento del cable como el del tablero eran soluciones de eficacia comparable, decidiéndose por el primero por facilidad constructiva.

En este trabajo se han analizado 5 posibilidades de rigidización que se muestran en la Figura 6. Los resultados para las hipótesis de carga definidas anteriormente (Figura 5) se presentan en la Tabla 3. Los Casos 2A y 2B modelan el atirantamiento del cable desde la torre. Como se ve en la Tabla 3, en el Caso 2A se consigue reducir el movimiento en el cuarto de la luz eu un 24% (respecto del Caso 1A) hasta un valor aproximado de l/220; no obstante, obsérvese también que el movimiento que se produce en centro de luz es ligeramente superior al que se obtenía en aquel caso [este hecho es coherente con los resultados presentados en (1)]. En el Caso 2B se impide el movimiento horizontal de los apoyos lo que permite movilizar el efecto membrana ante cargas no simétricas redu-

Tabla 2. Frecuencias de vibración (rad/s) para las pasarelas Tipo 1.

	 Caso 1A	 Caso 1B	 Caso 1C	 Caso 1D	 Caso 1E	 Caso 1F
ω_f Ant. 1	1.380 2.018	1.758	3.060	1.790	2.199	3.632
ω_f Ant. 2	3.426	3.426	3.431	3.416	4.233	4.244
ω_f Ant. 3	5.483	5.483	5.564	5.461	6.606	6.699
ω_f Sim. 1	2.243	2.243	2.250	2.335	2.850	2.858
ω_f Sim. 2	3.102	3.102	3.126	3.856	4.095	4.115
ω_f Sim. 3	4.459	4.459	4.468	4.609	5.474	5.490
ω_t Ant.	8.384	8.384	9.887	9.403	9.656	10.728
ω_t Sim.	6.697	6.697	6.728	7.174	7.412	7.439
v flameo	109m/s	109m/s	110m/s	108m/s	116m/s	116un/s

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ciendo aún más los movimientos en el cuarto de la luz hasta l/260; de todos modos comparando con el Caso 1B la disminución en el movimiento es únicamente del 10%.

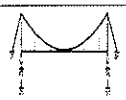
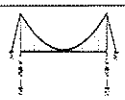
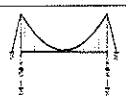
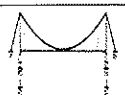
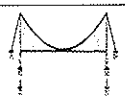
Los Casos 2C y 2D representan la posibilidad de atirantar el tablero desde la torre. Para el Caso 2C, con apoyos deslizantes en los dos extremos, los movimientos obtenidos son muy similares a los del Caso 1A, por lo que el esquema de rigidización no es eficaz. De todos modos se ha comprobado que el hecho de bloquear uno de los apoyos horizontalmente produce que los movimientos sean prácticamente los mismos que en el Caso 2A. En el Caso 2D (con habilitación del efecto membrana) los desplazamientos que se obtienen son muy parecidos (lógicamente) a los calculados para el Caso 2B.

Una manera diferente de rigidizar el puente colgante es la que se intenta modelizar en el Caso 2E [Schlaich (2)]. A la vista de los desplazamientos calculados, la rigidización de la estructura frente al Caso 1A está clara: se consiguen controlar de manera eficaz los movimientos en el centro de la luz, pero sobre todo en los cuartos de la luz. Existe, no obstante, un problema a causa de la inclinación de las péndolas, pues en determinadas hipótesis de carga éstas podrían llegar a quedarse sin tracción. Debe entonces efectuarse un análisis en profundidad que sea capaz de asegurar que bajo ninguna hipótesis de carga las péndolas quedan comprimidas.

5. MÉTODOS DE RIGIDIZACIÓN TIPO 3

En la Tabla 1 se ha podido observar que para la pasarela colgante clásica predimensionada el máximo movimiento se obtiene, aproximadamente en los cuartos de la luz, para la hipótesis de carga extendida uniformemente en medio vano (H2). Esto suele ser bastante habitual en puentes colgantes de un solo vano y es de fácil explicación, pues el cable intenta buscar el nuevo antifunicular de las cargas. La observación de este hecho hace que tenga sentido plantear un puente con un sistema dual de cables, en donde cada uno de los cables es el antifunicular de la carga uniformemente repartida en medio vano (ver Figura 7). Se entiende que, si los cables fueran inextensibles, la carga extendida en medio vano no provoca-

Tabla 3. Resultados obtenidos para las pasarelas Tipo 2.

	 Caso 1A	 Caso 2A	 Caso 2B	 Caso 2C	 Caso 2D	 Caso 2E
u torre m	0.078	0.076	0.075	0.076	0.075	0.077
$w_{1/4}$ m	– 1.185	–0.900	– 0.775	– 1.064	– 0.783	– 0.384
$w_{1/2}$ m	– 0.756	– 0.818	– 0.800	– 0.815	– 0.796	– 0.604
Nmax kN	0	0	3238	0	3001	3407
Mf max kNm	– 531.5	–512.6	– 434.6	– 533.0	– 455.0	– 103.0
H / cable kN	7083	7041	7009	7034	7005	6656
R/estribo kN	14166	14082	15691	14068	15395	13425

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

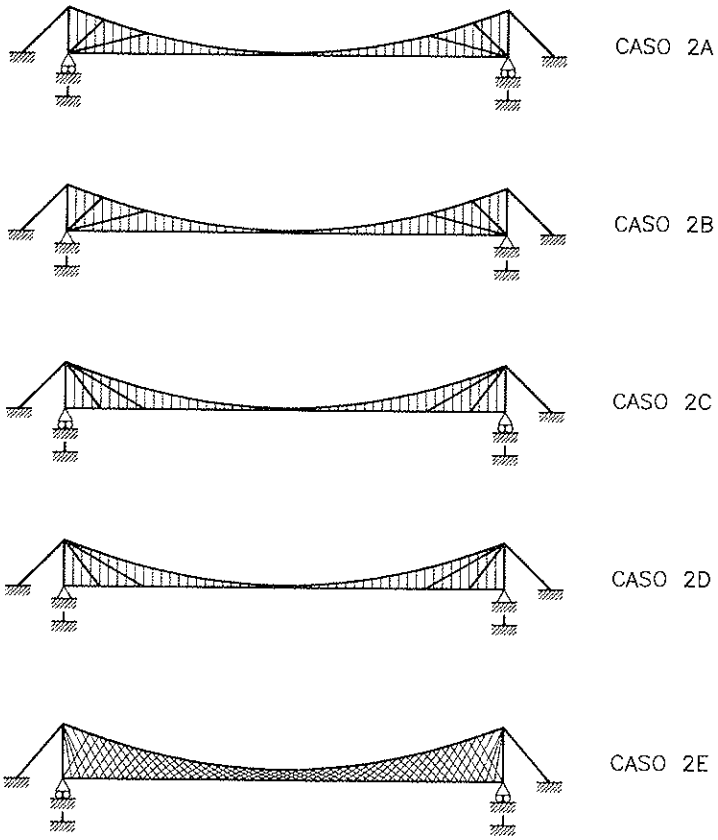


Figura 6. Casos analizados correspondientes a las pasarelas colgadas Tipo 1.

ría movimientos, al ser un sistema de acciones antifunicular de uno de los dos cables. Del mismo modo, la carga uniformemente extendida en todo el tablero tampoco provocaría movimientos al poder ser descompuesta en dos estados asimétricos (antifunicular, cada uno de ellos, de uno de los dos cables). Como contrapartida debe notarse que el aumento de rigidez que se consigue va asociado también a que la fuerza horizontal total a transmitir al terreno ante carga permanente sea un 12.5% mayor (4) que en el puente colgante tradicional (Caso 1A).

Con el objetivo de cuantificar la rigidización ante acciones verticales que se consigue con el sistema dual de cables, en la Tabla 4 se presentan los resultados obtenidos (para las tres hipótesis de carga consideradas anteriormente) para los diferentes casos considerados en la Figura 8.

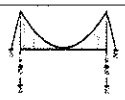
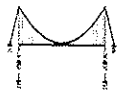
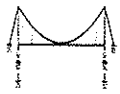
El Caso 3A (movimientos horizontales del tablero permitidos) es directamente comparable al Caso 1A. Como era previsible se controlan en gran medida los movimientos (especialmente en el cuarto de la luz) obteniéndose el movimiento máximo en el punto de máxima flecha del cable (3l/8). La reducción en el movimiento máximo que se consigue, respecto al Caso 1A, es superior al 28%. En el Caso 3A, a pesar de que la fuerza horizontal ante carga permanente es mayor, se ha optado por mantener la misma área para los cables portantes. Un incremento de esta área supondría una mayor reducción de los movimientos.

El sistema dual de cables permite la posibilidad de colocar un sistema de doble péndola. Para verificar si se consiguen, de este modo, reducir los movimientos, se ha asignado (Caso 3B) un 25% de la carga permanente al cable superior y un 75 % al cable inferior. Como puede verse en la Tabla 4, no se obtiene, respecto del Caso 3A, una significativa reducción de los movimientos, por lo que la posibilidad de la doble péndola no se tiene en cuenta en los sucesivos casos.

Por último los Casos 3C y 3D permiten analizar la influencia de la restricción del movimiento horizontal (efecto membrana)

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Tabla 4. Resultados obtenidos para las pasarelas Tipo 3.

	 Caso 1A	 Caso 3A	 Caso 3B	 Caso 3C	 Caso 3D
u torre	0.078	0.084	0.081	0.083	0.074
$w_{1/4}$ m	– 1.185	–0.721	– 0.826	– 0.701	– 0.538
$w_{3/8}$ m	– 0989	– 0.853	– 0.791	– 0.834	– 0.856
$w_{1/2}$ m	–0.756	– 0.837	– 0.846	– 0.830	– 0.974
*N*max kN	0	0	0	2799	3945
*M*f max kNm	–531.5	564.5	– 423.4	– 479.0	– 402.7
H / cable kN	7083	7816	7528	7765	7009
R/estribo kN	14166	15632	15056	18474	17885

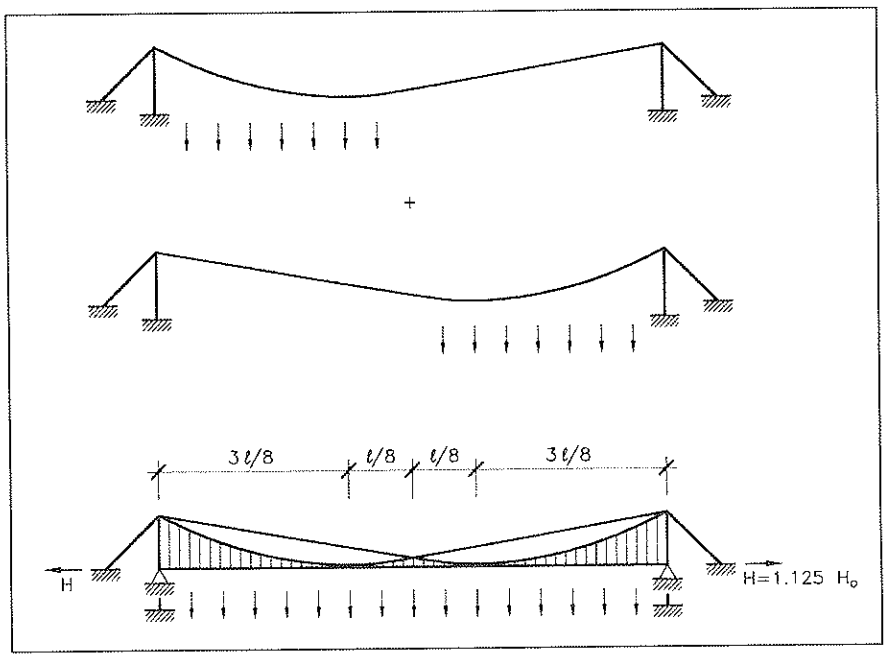


Figura 7. Concepción del sistema dual de cables.

y la de la fijación de los cables al tablero. Para las pasarelas con sistema dual de cables los movimientos máximos se obtienen en el entorno del centro de la luz, por lo que de acuerdo con los resultados de la Tabla 4, estos casos no parecen presentar ventajas (para reducir estos movimientos podría combinarse el sistema dual de cables con los conceptos desarrollados en los casos 1E y 1F).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

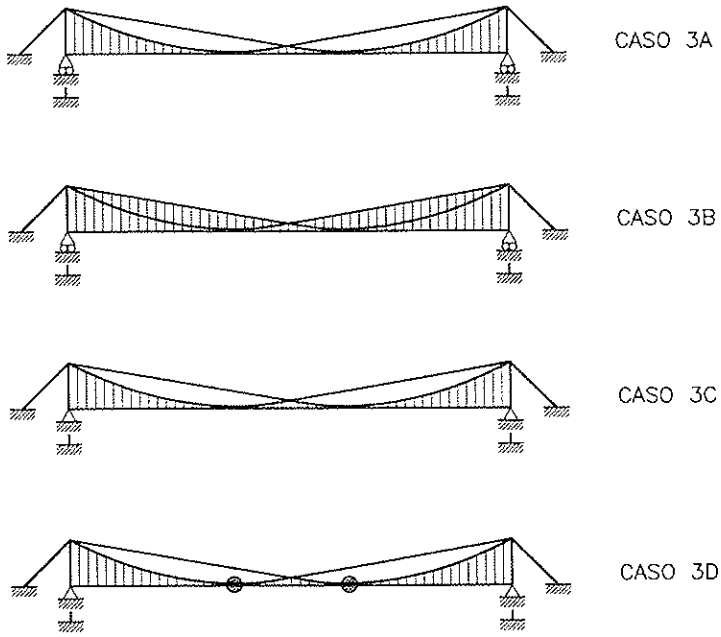


Figura 8. Casos analizados correspondientes a las pasarelas colgadas Tipo 3.

En cuanto a los momentos flectores, en todos los casos, se mantienen en el entorno de los valores calculados en el Caso 1A.

6. CONCLUSIONES

En este artículo se han presentado diferentes sistemas de rigidización para una hipotética pasarela colgada (muy esbelta) de hormigón de 200 metros de luz. Se ha predimensionado la pasarela obteniéndose unos esfuerzos de magnitud moderada y unos movimientos excesivos desde el punto de vista del Estado Límite de Deformabilidad.

Se han presentado (métodos Tipo 1) diferentes esquemas resistentes analizando la influencia de los apoyos, de la unión cable-tablero y de la función estructural de éste. Se ha observado que cualquiera de estas soluciones debe ir acompañada por un fuerte pretensado del tablero, para hacer frente a los fenómenos reológicos (acortamientos por retracción y temperatura) y para habilitar el efecto membrana. Y se ha comprobado que, si parte de este pretensado se utiliza en forma de cables tensores (Casos 1E y 1F, Pasarela sobre el Lago Vranov [3]), la reducción que se puede conseguir en los movimientos es muy importante.

En cuanto a los métodos de rigidización Tipo 2 el atirantamiento del cable produce, en la hipótesis de desplazamientos horizontales permitidos, una reducción en los movimientos máximos cercana al 24%. Aumentan, no obstante, ligeramente los movimientos en centro de luz. Habilitar el efecto membrana permite reducir adicionalmente los movimientos. El atirantamiento del tablero produce resultados coincidentes excepto en el caso de los dos apoyos libres horizontalmente, en cuyo caso la rigidización que se consigue es prácticamente nula. El Caso 2E (caso extremo de puente colgante con péndolas cruzadas inclinadas) permite una reducción muy importante de los desplazamientos verticales, a costa de que, al menos en el caso estudiado, algunas péndolas puedan quedarse sin tracción.

Finalmente se han analizado los sistemas duales de cables (métodos de rigidización Tipo 3). Se ha comprobado en la pasarela predimensionada que el sistema dual de cables (que provoca uua fuerza horizontal ante carga permanente un 12.5% mayor que en el puente colgante tradicional) reduce los movimientos máximos en un 28%. La posibilidad de colocar un sistema de doble péndola no consigue reducir adicionalmente los movimientos. Tampoco se reducen los movimientos en los Casos 3C y 3D. El sistema dual de cables parece ventajoso frente al tradicional cuando lo que se quiera es controlar

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

los movimientos sin incremento de peso (Caso 3A frente a Caso 1A, Puente sobre el río Barito en Indonesia [5]).

REFERENCIAS

(1) Fdez. Troyano, L.; Manterola, J. y Astiz, M.A. *Puentes ligeros, en el Alt Urgell, sobre el río Segre,* Hormigón y Acero, N.º 158, pp 27-47.

(2) Schlaich, J. and Schober, H. *A suspended pedestrian bridge crossing the Neckar river near Sttutgart.* International Conference A.I.P.C. F.I.P., Deauville, October 1994, pp 143-153.

(3) Strasky, J. and Studnickova, M. *Pedestrian Bridge across the swiss bay of Lake Vranov.* International Conference A.I.P.C. F.I.P., Deauville, October 1994, pp 163-172.

(4) Irvine, M. *Notes on Structural Form in Suspension Bridges.* International Conference on Cable-Stayed Bridges, Bangkok, 1987.

(5) Irvine, M.; G.W, Renton and D.G. Nash. *The Erection Analysis of Dual Cable Twin Suspension Bridges on the Barito River,* Indonesia. Kerensky Conference, Singapore, 1994, pp 233-240.

(6) Irvine, M. *Modelling Issues in Cable Structures: The Barito suspension bridge, Indonesia- A case study.* Proceedings of the International Symposium on Cable Dynamics, Liege, 19-21 October 1995, pp 11-28.

(7) Cobo del Arco, D. y Aparicio, A.C. *Una aproximación al estudio de puentes colgantes.* Hormigón y Acero, N.º 199, pp 1-36.

(8) Irvine, M. *Cable Structures,* MIT Press, 1981.

(9) Cobo del Arco, D. and Aparicio, A.C. *Simplified Numerical Analysis of Suspension Bridges.* 4th International Bridge International Conference, Transportation Research Board, San Francisco, August 1995.

(10) Cobo del Arco, D. *An analysis of wind stability. Improvements to the response of suspension bridges.* Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universitat Politècnica de Catalunya, 1998.

RESUMEN

Uno de los principales problemas en el diseño de pasarelas colgadas de hormigón es la deformabilidad del tablero ante sobrecargas no simétricas. Recientemente algunos proyectistas han propuesto la rigidización de estas pasarelas mediante diferentes procedimientos. En este trabajo se predimensiona una hipotética pasarela colgada de hormigón de 200m de luz que, aunque es estructuralmente resistente, presenta movimientos claramente excesivos. Se analizan entonces diferentes propuestas de rigidización. Entre los casos estudiados se observa que la introducción de curvatura en el tablero conjuntamente con el postesado adicional de cables o la introducción de un sistema dual de cables portantes son medidas que permiten reducir muy adecuadamente los movimientos en el tablero.

SUMMARY

One of the main problems in the design of pedestrian suspension bridges is the deformability of the bridge under the action of non-symmetric loading. Possible solutions have been suggested recently by new designs where stiffening is achieved via the introduction of alternative cable systems. In this work a hypothetical very slender 200m span pedestrian concrete suspension bridge is predimensioned. Although the bridge is structurally resistant, it is seen that the application of the live load causes excessive movements from a serviceability point of view. Several alternative proposals are analysed to reduce this effect. Among the studied cases, introducing curvature in the deck and postensioning additional cables or installing a dual cable system are seen to be very promising regarding the reduction in the vertical movements.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE)

I Congreso de Puentes y Estructuras

15 al 18 de noviembre de 1999, Sevilla

La Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP) ha venido celebrando cada tres años una Asamblea Técnica Nacional que a lo largo de sus 15 ediciones precedentes ha permitido a los técnicos españoles presentar y conocer los avances y realizaciones producidos en nuestro país en el campo estructural y, más específicamente, en el campo del hormigón pretensado.

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), como continuadora de la ATEP y del GEHO, ha incluido en sus estatutos la organización de un Congreso Técnico trienal.

En tal sentido, es una satisfacción para mí, como Presidente de ACHE, presentar la celebración del **Primer Congreso de Puentes y Estructuras de ACHE**, que tendrá lugar en la ciudad de Sevilla, entre el 15 y el 18 de noviembre de 1999.

El Congreso está abierto a todos los miembros de la Comunidad Técnica Nacional interesados en el Hormigón Estructural y en las Estructuras en general: **Investigadores, Proyectistas, Constructores, Fabricantes de Materiales y Equipos de Construcción, Técnicos de las Administraciones del Estado, etc.** Esperamos una gran asistencia, dado el atractivo técnico que presenta el Congreso unido a los atractivos particulares que presenta la ciudad de Sevilla.

El Comité Organizador ha comenzado a trabajar a fin de que los programas técnico y social puedan responder adecuadamente a las expectativas de quienes asistieron a las precedentes Asambleas Técnicas de la ATEP.

En este programa preliminar se hace un llamamiento a los técnicos de habla española en general y a los miembros de ACHE en particular, para que con su presencia y, eventualmente, con la presentación de comunicaciones, contribuyan al éxito de este primer Congreso organizado por ACHE.

Enrique González Valle
Presidente de Ache

Programa Técnico Preliminar

Los temas que quedarán incluidos en el programa técnico se agruparán, como es tradicional, en los siguientes bloques: 1. Investigaciones y estudios. 2. Mantenimiento, patología y reparación de estructuras. 3. Realizaciones: a) Puentes, b) Edificación y c) Estructuras varias.

Dentro del programa técnico se ha previsto la organización de mesas redondas sobre temas de interés general, con presentaciones a cargo de un número reducido de ponentes, seguidas de coloquios generales abiertos a los asistentes.

Para mayor información dirigirse a:

Secretaría de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE)
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Consejo Superior de Investigaciones Científicas
C/ Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid
Teléf.-Fax: 91 766 07 03 (Srta. Estrella) – e-mail: estrella@ietcc.csic.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Un ejemplo de estructura mixta combinada con pretensado exterior: el nuevo puente sobre el Barranco de Cavalls en Valencia

Hugo Corres Peiretti
Alejandro Pérez Caldentey
Fhecor Ingenieros Consultores

1. INTRODUCCIÓN

Una adecuada combinación de los materiales estructurales disponibles puede dar lugar, no solamente a un mejor comportamiento estructural, sino que también puede contribuir a minimizar los medios auxiliares necesarios para la construcción y dar lugar a soluciones estructurales más económicas y elegantes.

Un posible ejemplo de este tipo se puede encontrar en el nuevo puente sobre el Barranco de Cavalls, en Valencia.

Las características topográficas del barranco hacen que sea difícil acceder a la estructura desde el fondo del mismo, mientras que su altura hace poco económico el uso de una cimbra.

En estas condiciones, queda claro que se requiere una solución prefabricada. Dentro de éstas, son descartables las soluciones de vigas pretensadas, debido a que la luz resultante es de 56,00 metros.

La solución finalmente adoptada, una estructura en celosía espacial con una losa superior de hormigón armado y con un pretensado exterior, es el resultado de un estudio tipológico de las posibles alternativas.

A continuación, se hace una breve referencia a este estudio tipológico y se presentan algunos aspectos importantes del diseño de la estructura, incluyendo los desviadores y algunas consideraciones relativas a la fatiga.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA. ESTUDIO TIPOLÓGICO

2.1. Descripción

El puente sobre el Barranco de Cavalls (ver Figuras 1 y 2) es una estructura de un solo vano, de 56,00 metros de luz. El tablero se compone de una losa de hormigón armado, de 20 cm de canto, soportada por una estructura metálica espacial, formada por tubos. El conjunto se pretensa con cables exteriores.

La estructura espacial está constituida por cuatro vigas que soportan la losa superior y que se conectan, transversalmente, en los nudos superiores, cada cuatro metros.

El ancho de la estructura es de 17,00 metros y el canto es de 3,00 metros. La solución final es el resultado del análisis y comparación de distintas propuestas, cuyo detalle se recoge en el siguiente apartado.

2.2. Estudio Tipológico

Se consideraron cuatro alternativas principales:

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

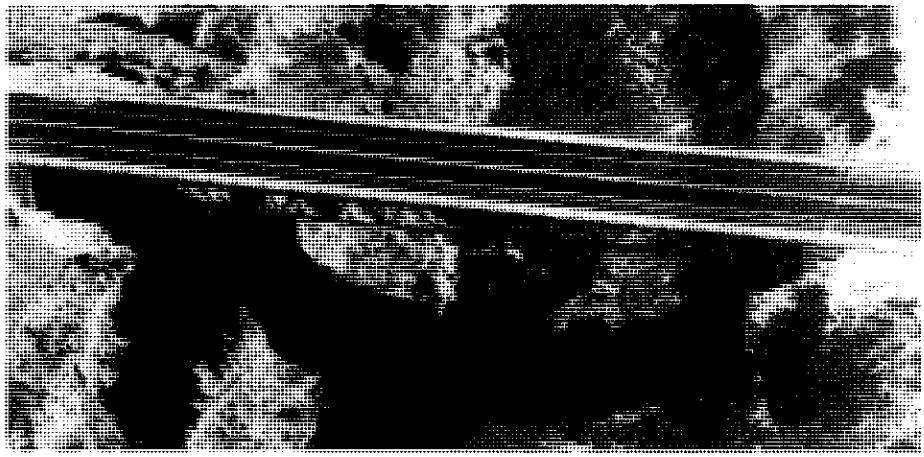


Figura 1. Vista de la estructura terminada.

1. Una viga mixta, simplemente apoyada y de canto constante.

   La primera solución considerada es una viga de tablero mixto y de canto constante, igual a 3,00 metros. Para el esquema estructural del tablero se consideraron dos posibilidades:

   - cuatro vigas armadas, en doble T, unidas por una losa de hormigón superior;
   - un cajón cerrado con 4 almas.

   El resultado (ver Figura 3) es una estructura un tanto pesada y difícil de optimizar desde un punto de vista económico, debido a la necesidad de mantener unos espesores mínimos de las chapas metálicas.

2. Una viga mixta, simplemente apoyada, de canto variable.

   Con objeto de remediar los defectos de la solución anterior, es posible adoptar una solución con canto variable. El resultado es mucho más aceptable

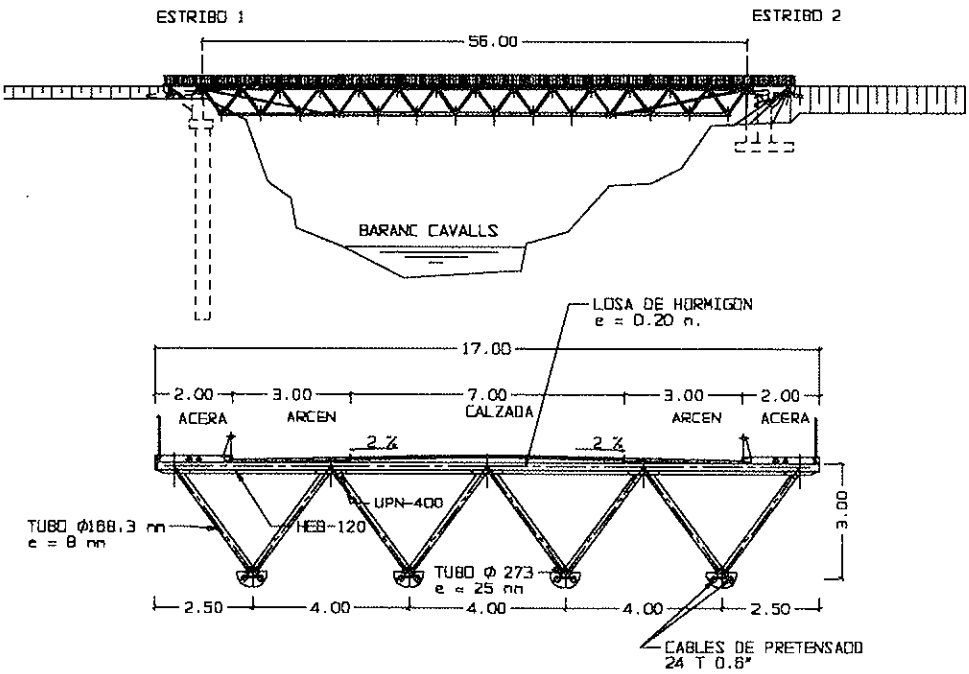


Figura 2. El nuevo puente sobre el barranco de Cavalls.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

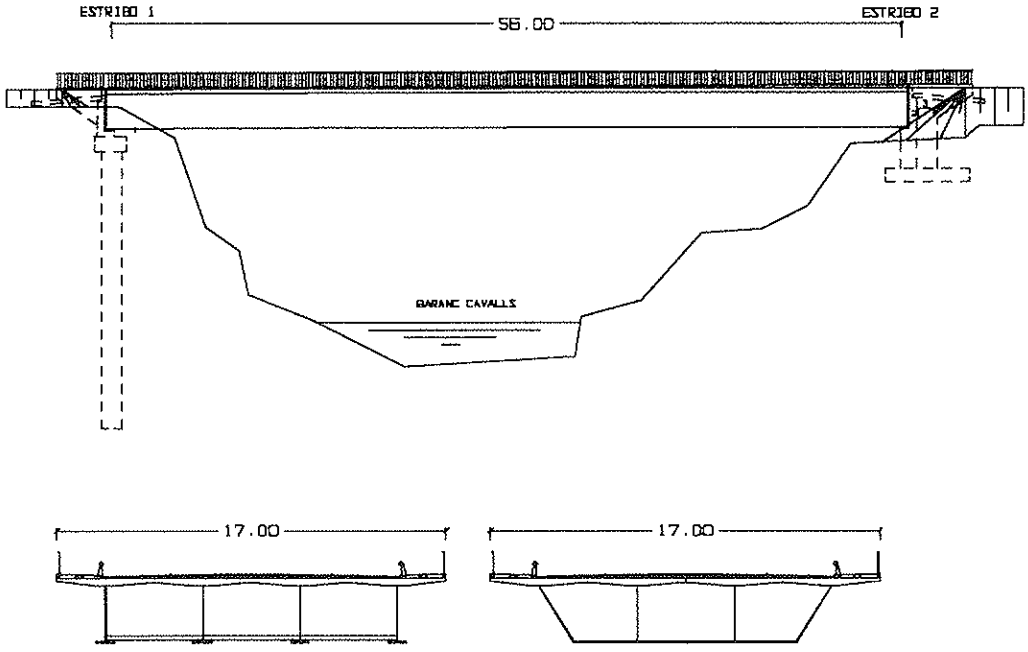


Figura 3. Solución n.º 1. Viga mixta simplemente apoyada, de canto constante.

desde un punto de vista estético (ver Figura 4).

3. Una estructura continua, con vanos laterales de pequeña luz, anclados en contrapesos.

   Otra posibilidad es anclar la estructura en los estribos. El resultado es también una viga de canto variable, aunque, esta vez, el canto máximo se dispone en la sección de los estribos (ver Figura 5). Se trata, sin embargo, de una solución más costosa, por la necesidad de disponer contrapesos o anclajes al terreno.

4. Una estructura tubular espacial.

   Con objeto de aumentar la transparencia de la estructura, se consideró, finalmente, una estructura en celosía (ver Figura 6). Esta solución resulta, no solamente más transparente y mejor integrada en el entorno, sino que además resulta más económica. En una primera fase, no se consideró la posibilidad del pretensado exterior. Sin embargo, un estudio más detallado puso de manifiesto la conveniencia de introducir dicho pretensado. Estas razones se recogen a continuación.

2.3. Razones para utilizar un pretensado exterior

La razón del pretensado exterior, debe buscarse en consideraciones económicas. Como es sabido, el acero de pretensar no es mucho más caro que el acero estructural, mientras que su resistencia es del orden de 5 veces mayor. Esta circunstancia (siempre que se pueda contar con toda, o la mayor parte de la resistencia del pretensado) permite reducir el coste de la estructura, remplazando una parte del acero estructural por acero de pretensar.

De esta manera, la cuantía de acero estructural viene determinada por dos condiciones:

- La rigidez mínima de la estructura en servicio;
- el proceso constructivo, durante el cual, el acero estructural debe ser capaz de soportar el peso propio de la estructura (ver apartado 2.5).

La capacidad resistente adicional, necesaria para resistir las solicitaciones debidas a la sobrecarga, se consigue por medio del pretensado exterior. Como resultado de este equilibrio, se han dispuesto 8 cables (2 por viga longitudinal) de 24 tendones de 0.6".

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

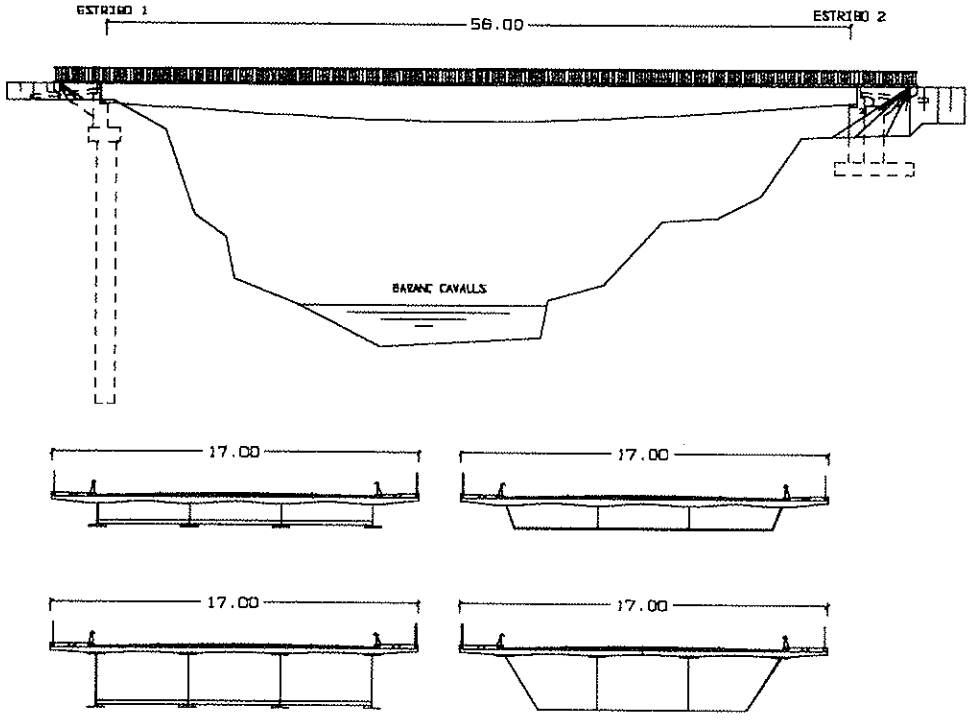


Figura 4. Solución n.º 2. Viga mixta de canto variable.

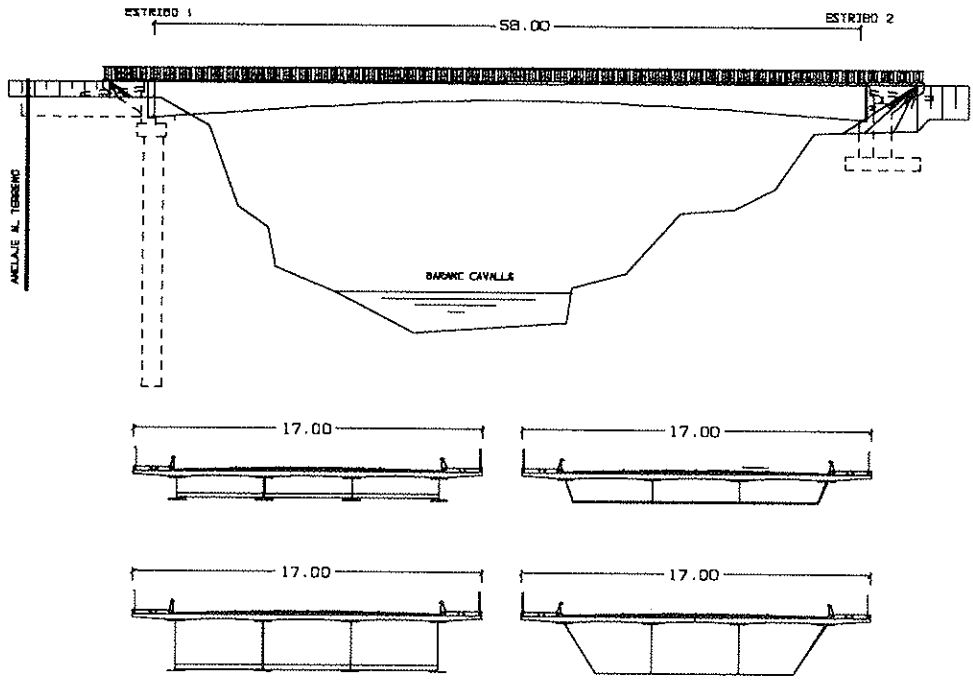


Figura 5. Solución n.º 3. Viga biempotrada mediante anclajes en los estribos.

2.4. Diseño de los desviadores

El pretensado exterior se ancla en los estribos y se desvía en dos puntos intermedios, situados a 14,00 metros de los ejes de apoyos. Los desviadores de muestran en la Figura 7. Están formados por un tubo de 170 mm de diámetro y 10 mm de espesor. El tubo tiene la forma de un arco de circunferencia, de 5,00 metros de radio, y está apoyado sobre 3 chapas semicirculares que se sueldan, a su vez, al cordón inferior de cada viga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Con objeto de evitar concentraciones de tensiones a la entrada y a la salida de los desviadores, se practican unas rendijas longitudinales, de 5 cm, al tubo del desviador. Ello reduce la rigidez de este último en estos puntos y permite que el tubo se ajuste a la geometría del cable.

2.5. Proceso constructivo

La solución adoptada para el tablero simplifica, notablemente, el proceso constructivo. La estructura metálica se prefabrica en taller, dividida en 8 elementos principales que se transportan a la obra. Cada pieza corresponde a la mitad de una viga longitudinal, tal como se definió anteriormente.

A pie de obra, se sueldan las dos mitades de cada viga. A continuación las vigas se sitúan en su posición definitiva, mediante una grúa, y se solidarizan transversalmente mediante chapas auxiliares que permiten corregir las posibles imperfecciones.

La losa superior se hormigona en dos fases. La primera fase es necesaria con objeto de aumentar la capacidad a compresión del nervio superior antes de la aplicación de la totalidad del peso de la losa de hormigón.

En las Figuras 8 y 9 se muestra la secuencia del proceso constructivo.

3. ALGUNAS CONSIDERACIONES RESPECTO DE LA MÁXIMA TENSIÓN ADMISIBLE EN EL PRETENSADO EXTERIOR

Como se ha indicado anteriormente, el uso de pretensado exterior da lugar a una reducción de los costes de material, siempre y cuando sea posible contar con la totalidad (o la mayor parte) de la resistencia del pretensado.

En el diseño de una estructura de este tipo, se plantea, por lo tanto, una pregunta importante: ¿cuál es la máxima tensión que se puede admitir en el pretensado, en servicio, con un comportamiento adecuado del mismo? En la práctica, se utilizan criterios muy diferentes, dependiendo del tipo de estructura de que se trate:

- En secciones en cajón con un pretensado exterior dentro del canto de la sección transversal, la tensión inicial del pretensado está comprendida entre el 70% y el 80% de la carga de rotura, igual que en una estructura con pretensado adherente convencional.

- En puentes atirantados, la máxima tensión se limita, en servicio, al 45% de la carga de rotura del acero de pretensar.

El problema planteado es, por lo tanto,

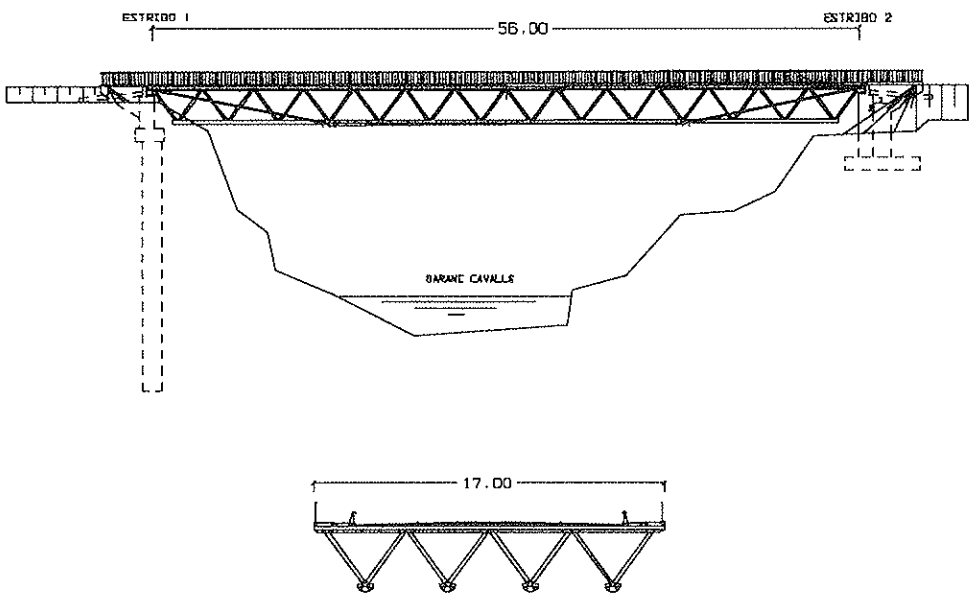


Figura 6. Solución n.º 4. Celosía espacial, simplemente apoyada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

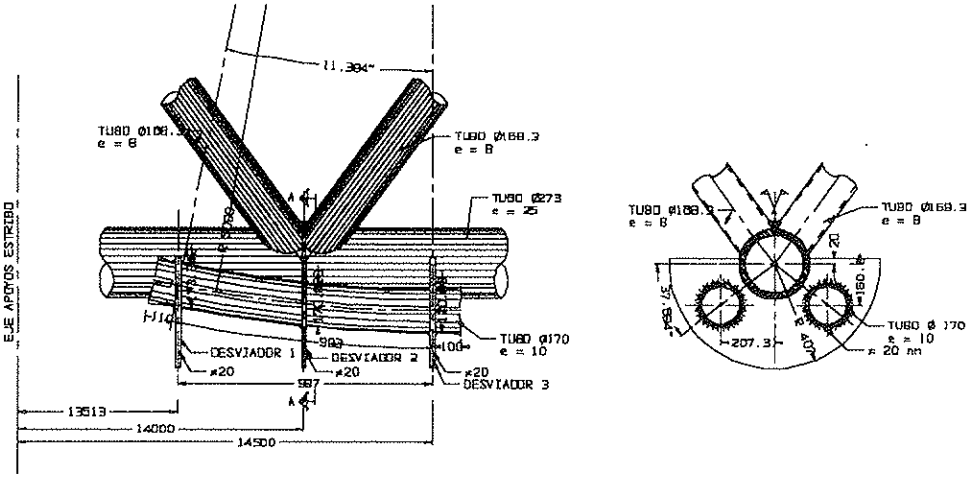


Figura 7. Geometría de los desviadores.

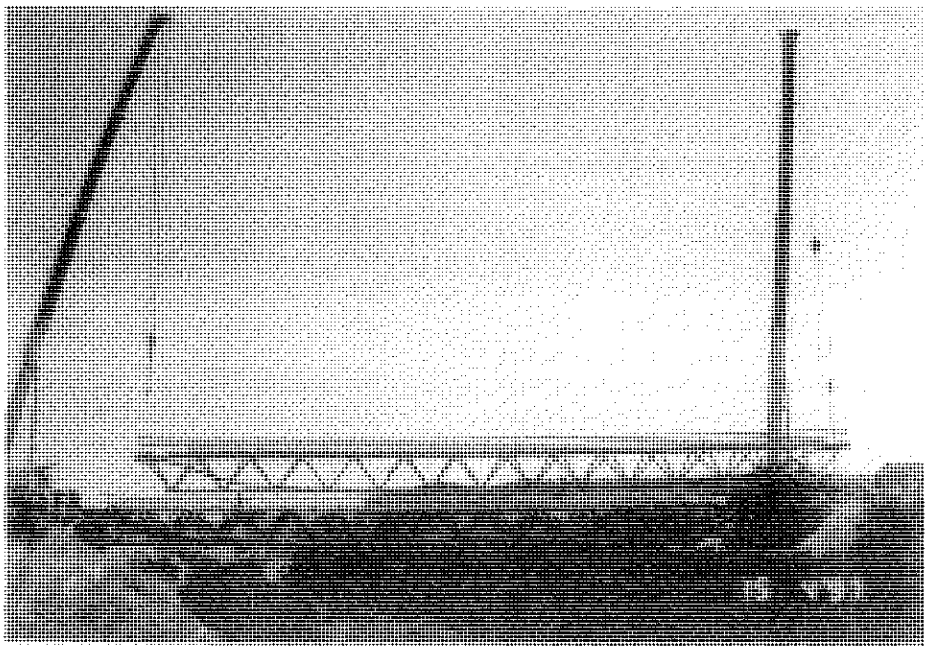


Figura 8. Colocación de las vigas en obra.

cuál es el criterio que debe aplicarse a casos intermedios.

M. Virlogeux (1993) (1), ha hecho un planteamiento interesante en este sentido, estableciendo dos posibles criterios para decidir:

- El primer criterio consiste en determinar la importancia que tienen los cables a efectos de proporcionar rigidez a la estructura. Para ello, propone comparar la flecha de la estructura debida a la sobrecarga en la estructura con cables y sin cables. Si la diferencia es muy importante, la estructura debe ser diseñada como un puente atirantado, mientras que si la diferencia es pequeña, el pretensado puede considerarse como un pretensado convencional.
- El segundo criterio es un criterio de fatiga. Se trata, en este caso, de cuantificar el valor de la variación de tensiones debida a la sobrecarga.

M. Virlogeux ha utilizado estos criterios para comparar tres estructuras distintas. Estas estructuras son:

— una estructura de hormigón pretensado, en cajón, con pretensado exterior

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

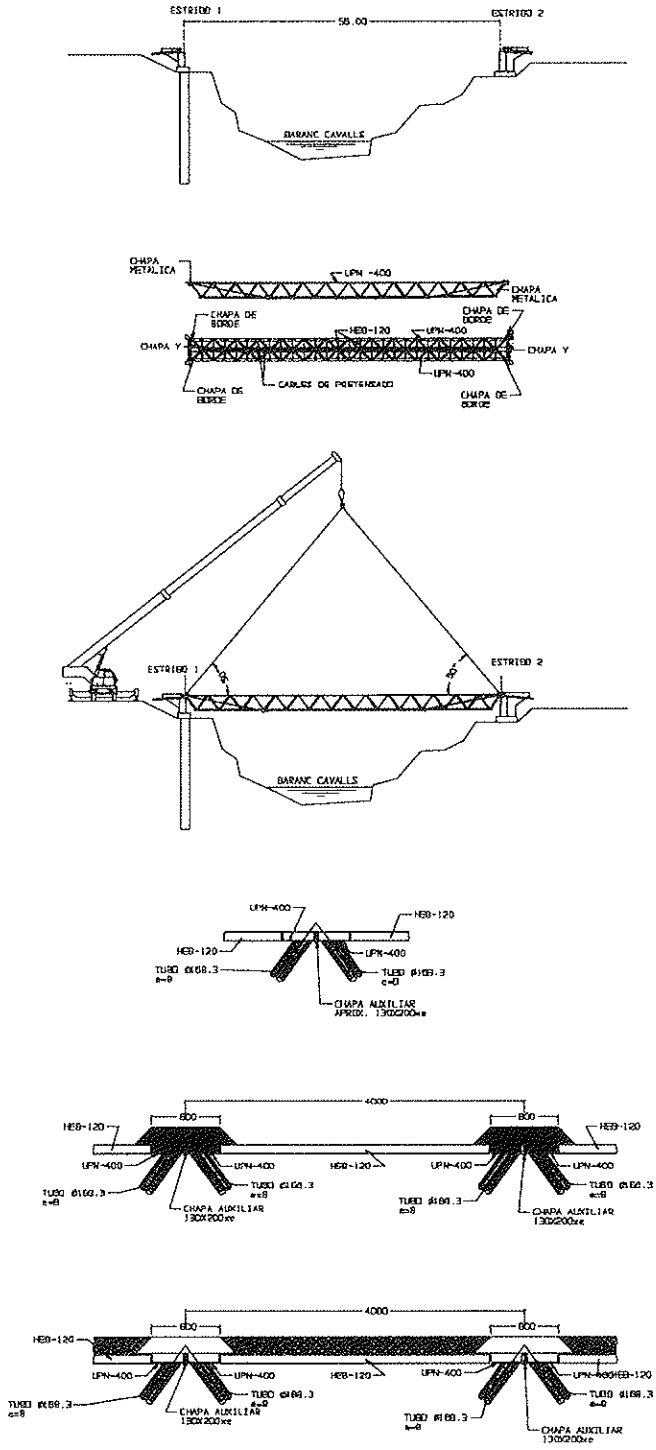


Figura 9. Proceso constructivo.

situado dentro de la sección transversal: el Viaducto de Souvain;

- un puente atirantado: el puente de Evipros;
- y una losa suspendida por debajo: el puente de Truc de la Fare.

Esta comparación se ha completado, incluyendo el puente sobre el Barranco de Cavalls y se presenta en las Tablas 1 y 2. En la Tabla 1, se indica, en la columna 2, la flecha de cada estructura, debida a la sobrecarga, teniendo en cuenta la rigidez de los cables, y en la columna 3, sin tener en cuen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ta su rigidez. La Tabla 2 muestra la variación de tensión en el pretensado debido a la totalidad de la sobrecarga y también, para el puente sobre el Barranco de Cavalls, la variación de tensión debida a la carga de fatiga definida en la IAP-96 (2).

El resultado de este análisis resulta poco concluyente para el puente sobre el Barranco de Cavalls. Mientras que el criterio de rigidez parece indicar que es apropiado un diseño como pretensado convencional, la variación de tensiones debida a la sobrecarga total resulta, en este puente, comparable a la del puente atirantado.

La fatiga, ¿es, por lo tanto, realmente un problema?

En primer lugar, debe recordarse que los problemas de fatiga son debidos fundamentalmente a la acción de cargas variables frecuentes, por lo que no parece razonable calcular la variación de tensión para la sobrecarga total. En la IAP-96 (2), se define una carga de fatiga. Con esta carga, la variación de tensión en el pretensado del puente sobre el Barranco de Cavalls es de sólo 30 MPa (ver columna 3 de la Tabla 2).

Además, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

1 El rango de variación de tensiones obtenido, incluso con la sobrecarga total, es menor que el límite de fatiga del acero de pretensar (ver Figura 10).

2. Los ensayos de fatiga llevados a cabo por Fouré y Hoang (1993) (4) indican que, incluso para altas tensiones iniciales (del orden del 70% de la carga de rotura) y variaciones de tensiones importantes (del orden de 100 MPa), no se detectaron problemas de fatiga, ni utilizando anclajes de pretensado convencionales, ni con anclajes para cables reemplazables.

El hecho de que los criterios propuestos por M. Virlogeux hayan dado lugar a resultados poco concluyentes, parece sugerir que, para casos intermedios, es necesaria la aplicación de algún otro criterio.

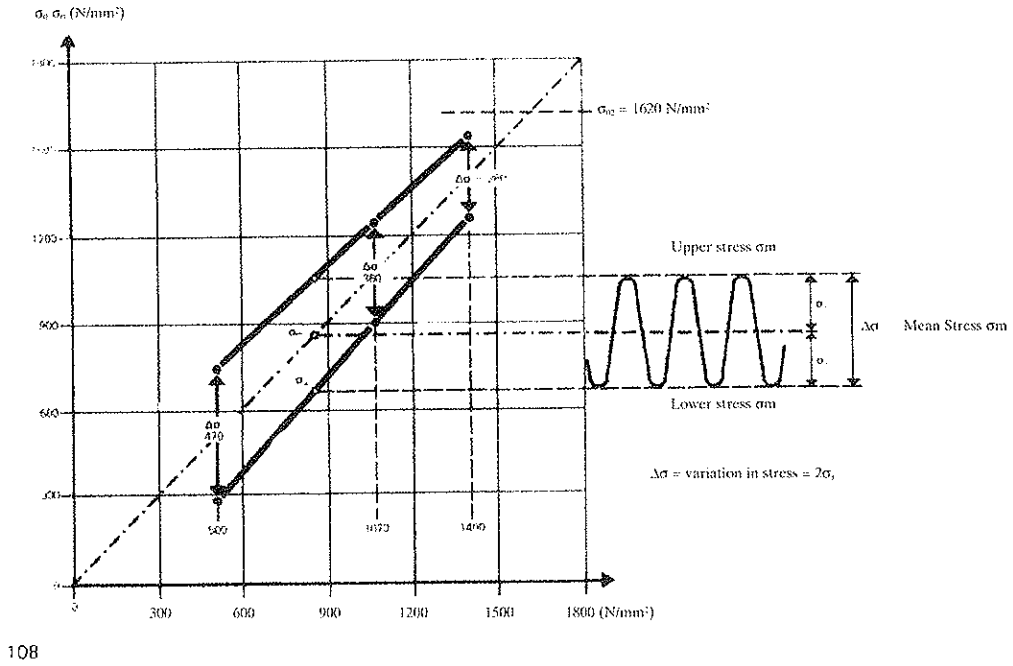
Tabla 1. Criterio de la rigidez

Tipo de estructura	f_{cc} **(m)**	f_{sc} **(m)**	f_{sc}/f_{cc}
Sección Cajón (Viaducto de Souvain)	0,0457	0,0461	1,001
Puente Atirantado (Evipros)	0,283	39,410	139,260
Puente snspendido inferiormente (Truc de la Fare)	0,082	0,216	2,634
Puente tubular con pretensado exterior (Barranco Cavalls)	0,097	0,123	1,270

Tabla 2. Criterio de fatiga

Tipo de estructura	$\Delta\sigma_{set}$ **(MPa)**	$\Delta\sigma_{fat}$ **(MPa)**
Sección Cajón (Viaducto de Souvain)	14,5	
Puente Atirantado (Evipros)	130	
Puente suspendido inferiormente (Truc de la Fare)	136	
Puente tubular con pretensado exterior (Barranco Cavalls)	105	30

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



108

Figura 10. Límite de fatiga según la referencia (3).

Una primera observación en este sentido es que el límite del 45% de la carga de rotura utilizado en el diseño de puentes atirantados se establece con objeto de minimizar el riesgo de fallo de un cable que, en ese tipo de estructura, podría afectar sustancialmente a su seguridad. Por lo tanto, parece que, otro posible criterio para decidir sobre este problema podría ser si la estructura puede, o no, resistir su peso propio (y una determinada sobrecarga) en caso de fallo de los cables de pretensar (o al menos de alguno de ellos, ya que todos los cables no fallarán a la vez). ¿El fallo de los cables, implica el fallo de la estructura?, o por el contrario, ¿puede la estructura soportar su peso propio y permitir su reparación sin un coste excesivo? En este último caso, la economía del diseño podría justificar el uso de criterios menos conservadores, al ser el riesgo mucho menor.

Siguiendo esta filosofía, la máxima tensión de servicio del pretensado exterior del puente sobre el Barranco de Cavalls ha sido limitada al 65% de la carga de rotura.

4. CONSIDERACIONES FINALES

El puente sobre el Barranco de Cavalls es el resultado de un análisis cuidadoso de las distintas posibilidades estructurales para salvar un vano de 56,00 metros de longitud, situado a una altura importante sobre el terreno natural. La combinación de distintos materiales (acero estructural, acero de pretensar y hormigón armado) ha permitido desarrollar una solución económica y fácil de construir.

Respecto del diseño del pretensado exterior en estructuras poco convencionales como ésta, se ha sugerido un nuevo criterio que consiste en evaluar las consecuencias de un fallo en un cable de pretensado. Si dichas consecuencias sólo dan lugar a riesgos pequeños, se sugiere que es posible utilizar criterios menos conservadores (que los utilizados en el diseño de puentes atirantados).

En cualquier caso, este tema debe ser objeto de investigaciones en profundidad, que deberían llevarse a cabo teniendo en cuenta el comportamiento de estructuras reales construidas, como la descrita en este trabajo.

La estructura sobre el barranco de Cavalls pertenece al Distribuidor Comarcal Sur de Valencia. La propiedad corresponde a la Generalitat Valenciana siendo el Director de la Obra Adolfo Roca.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

La construcción está a cargo de Dragados S.A., siendo Jefe de Obra José Antonio Martínez. La estructura metálica ha sido elaborada en Asturias en los Talleres de AUGESCON, S.L.

5. BIBLIOGRAFÍA

(1) M. Virlogeux. "Some Elements for a Codification of External Prestressing... and of Precast Segments". En Extemal Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lés-Chevreuses. Francia. Junio 1993.

(2) Ministerio de Fomento. "IAP-96 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera". Madrid, 1996.

(3) R. Walther, B. Houriet, W. Isler, P. Moïa. "Cable Stayed Bridges". Thomas Telford. Londres, 1988.

(4) B. Fouré, L. H. Hoang. "Fatigue Tests of Anchorages for External Prestressing". En Extemal Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lés-Chevreuses. Francia. Junio 1993.

RESUMEN

En este artículo se describe el nuevo puente sobre el Barranco de Cavalls, en Valencia. Esta estructura, una celosía espacial mixta, con pretensado exterior, es el resultado de un estudio tipológico en el cual se consideraron las distintas alternativas posibles dentro de los condicionantes específicos del emplazamiento. El diseño final es una estructura económica, fácil de construir, y que da una respuesta adecuada a estos condicionantes. Se describe resumidamente el proceso de diseño. Igualmente se discuten algunos aspectos relativos al diseño del pretensado exterior.

SUMMARY

The new bridge over the Cavalls Valley, a spatial tubular composite structure with external prestressing, is described. The final typology of the deck was achieved after studying different possible alternatives. The result is an economical and easy-to-build structure which fits very well the requirements of the emplacement. An overview of the design process is given. Also, some of design aspects of external prestressing are discussed.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Puente de Mengíbar sobre el río Guadalquivir en la autovía Bailén-Jaén (pórtico mixto 110 m de luz central)

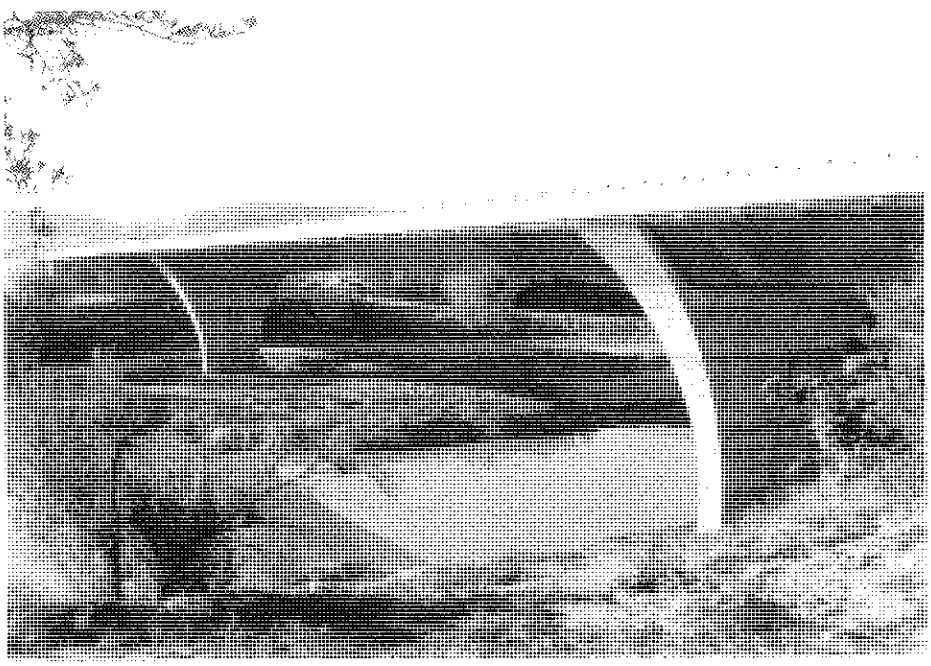
Julio Martínez Calzón
Dr. Ingeniero de Caminos

1. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

La estructura del puente presenta el esquema general de pórtico recto mixto armado de tres vanos de luces 55 – 110 – 55 m con pilas de hormigón armado y dintel en cajón bicelular en doble acción mixta (Figura 1).

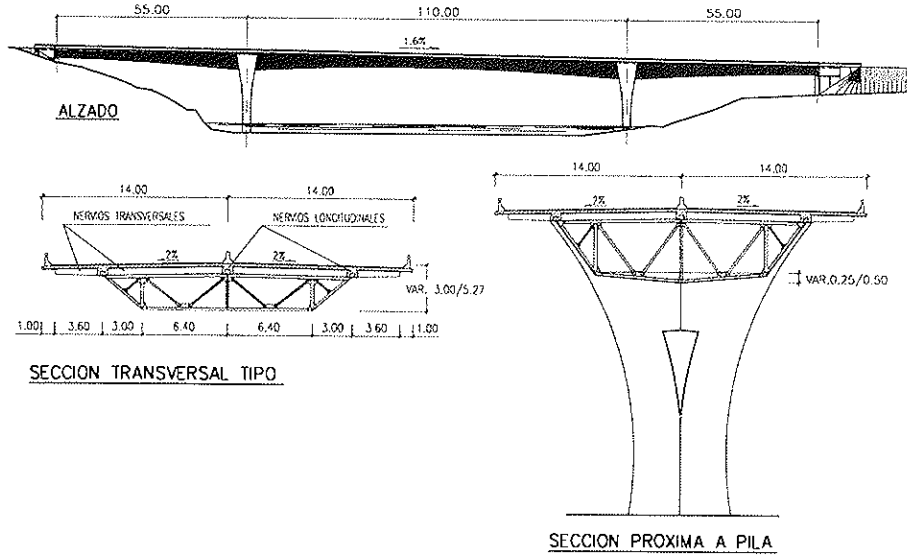
2. CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

La sección transversal está constituida por una viga cajón metálica bicelular de muy gran anchura, de forma quasi-trapecial semiabierta. Las dos almas exteriores pre-



Puente de Mengíbar sobre el Río Guadalquivir.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Fgura 1. Alzado y secciones.

sentan una inclinación variable según el canto, para mantener constante la anchura de las bases superior e inferior, dando lugar a unas superficies alabeadas regladas. El alma central es vertical y con canto variable.

El fondo de la viga cajón varía, asimismo, ligeramente a lo largo de la luz en sentido vertical adoptando una forma de V muy abierta, con una inclinación máxima en el arranque del dintel en las pilas, hasta anularse y quedar horizontal en la clave y en los ejes de apoyo en los estribos. Por lo tanto, la base inferior del cajón está constituida también por dos superficies regladas.

Este sistema metálico, se completa con diafragmas antidistorsión de celosía, separados cada 4 m.

La peculiaridad esencial del puente radica en la especial configuración y proceso constructivo de la losa del tablero, que con sus 28 m de anchura se conecta a las tres platabandas superiores de acero situadas sobre los bordes superiores de las almas metálicas, y cierra el sistema cajón global.

La unión entre el sistema mixto y las pilas principales de hormigón que lo abrazan en su parte superior, se efectúa mediante un dintel transversal de sección celular triangular, que se maciza en las zonas de contacto con las almas metálicas, a un lado y otro de las mismas. Para conseguir un maclado lo más perfecto posible, las almas metálicas van perforadas en dichas zonas de contacto, disponiéndose armaduras de cosido a través de las mencionadas perforaciones, además de los apropiados conectadores (Figura 2).

3. DESCRIPCIÓN DE LA LOSA DEL TABLERO

Estructuralmente la losa está constituida por un sistema nervado bidireccional, en la cual los nervios transversales se sitúan espaciados cada 4 m y están constituidos por parejas de piezas prefabricadas pretensadas de sección rectangular y dimensiones 0,60 x 0,50 m constante en las zonas entre almas, y canto variable entre 0,50 y 0,30 m en las zonas voladas exteriores a la pieza cajón, con ancho constante de 0,60 m. La longitud de cada pieza es de 12,65 m y con un peso aproximado de 9 t, y se sitúan en prolongación, apoyándose cada una de manera autoportante, en una de las platabandas laterales y en la central, formando un vano interno de 9,40 m de luz y un voladizo de 3,60 m (Figuras 3 y 4).

Longitudinalmente se realizan tres nervios de hormigón in situ, coincidentes con los ejes de las platabandas superiores del cajón y de 0,70 m de anchura, es decir ligeramente inferior a la de las citadas platabandas; y con un canto de 0,50 m, igual al de los nervios transversales. Esta disposición da

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

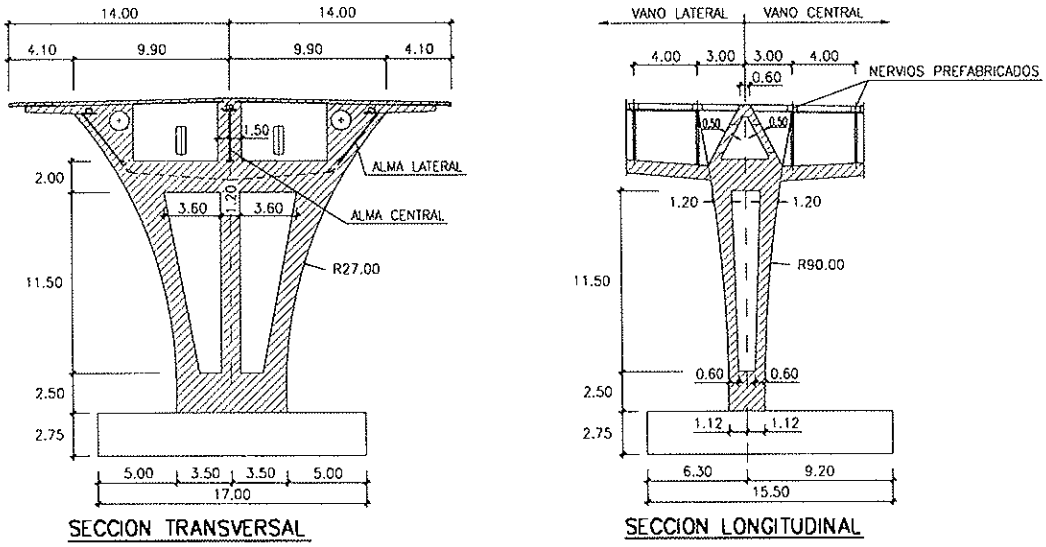


Figura 2. Características de las pilas.

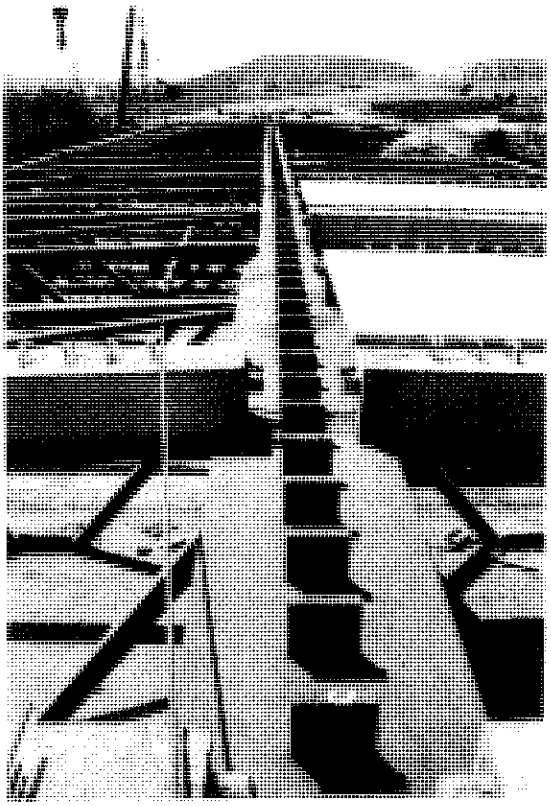


Figura 3. Platabanda central y nervios transversales pretensados.

lugar a que los nervios laterales longitudinales se vean rítmicamente interrumpidos por los nervios transversales prefabricados, mientras que el nervio central, sin embargo, es corrido, recibiendo en sus caras laterales los extremos interiores de los nervios transversales.

Por encima de este conjunto de nervios se sitúa la losa del tablero propiamente dicha, constituida por un sistema de placas prefabricadas rectangulares semirresistentes de 9 cm de espesor, simplemente apoyadas en los nervios prefabricados; las placas exteriores de borde de losa presentan una forma espe-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

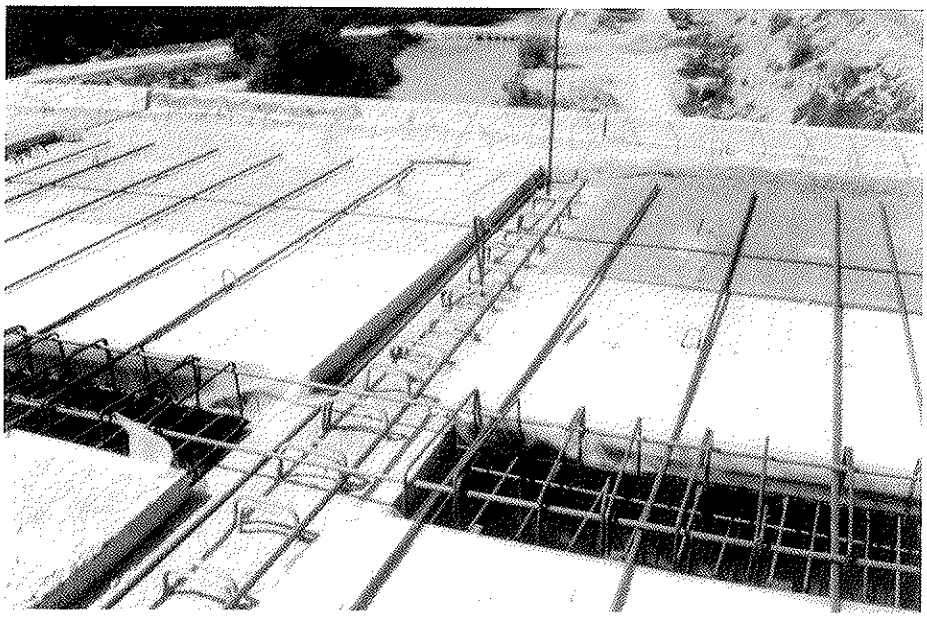


Figura 4. Placas prefabricadas apoyadas en nervios transversales.

cial, volando adicionalmente más allá del extremo del nervio, y presentan además un tabique vertical de remate, como encofrado lateral del hormigón in situ.

Sobre el conjunto de: nervios transversales, armaduras de los nervios longitudinales y placas prefabricadas, se disponen las armaduras superiores, tanto del trabajo losa, como las principales de continuidad para el trabajo pórtico del conjunto estructural que forma el puente (Figuras 5 y 6).

El hormigonado in situ incluye el conjunto de los nervios longitudinales y del resto del espesor de losa no ocupado por las placas, sin necesidad de ningún tipo de encofrado, ya que en los laterales de los nervios longitudinales se han situado, soldadas a las platabandas de la viga cajón, chapas verticales finas de acero resistente a la corrosión, que cumplen la labor de encofrado lateral de estos nervios.

Esta disposición, a la vez que permite una ejecución muy sencilla y rápida en la gran losa del tablero, determina una visión inferior cerrada y monolítica de las platabandas, de las cuales surgen en sus bordes laterales

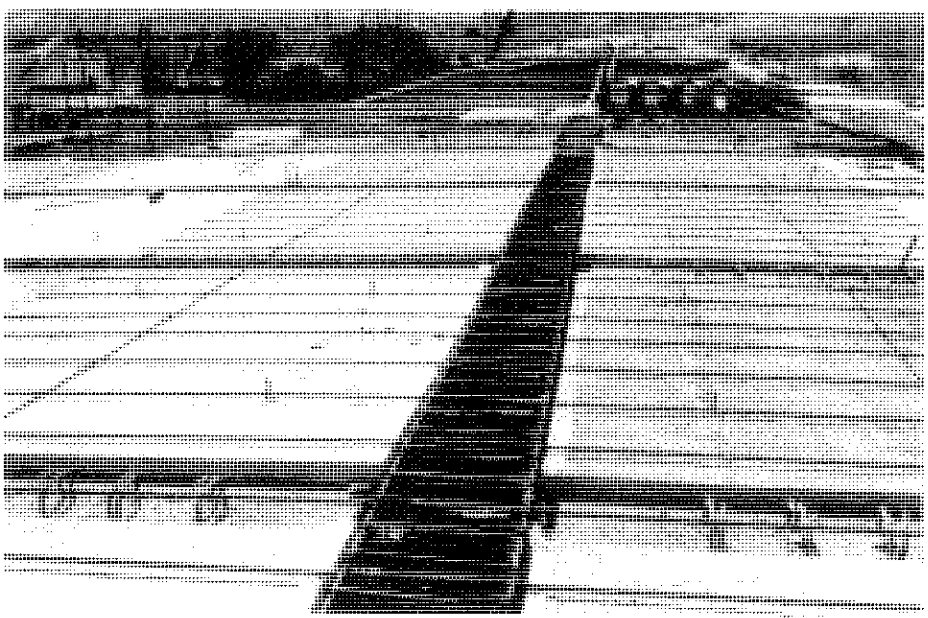


Figura 5. Nervio longitudinal antes de su hormigonado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

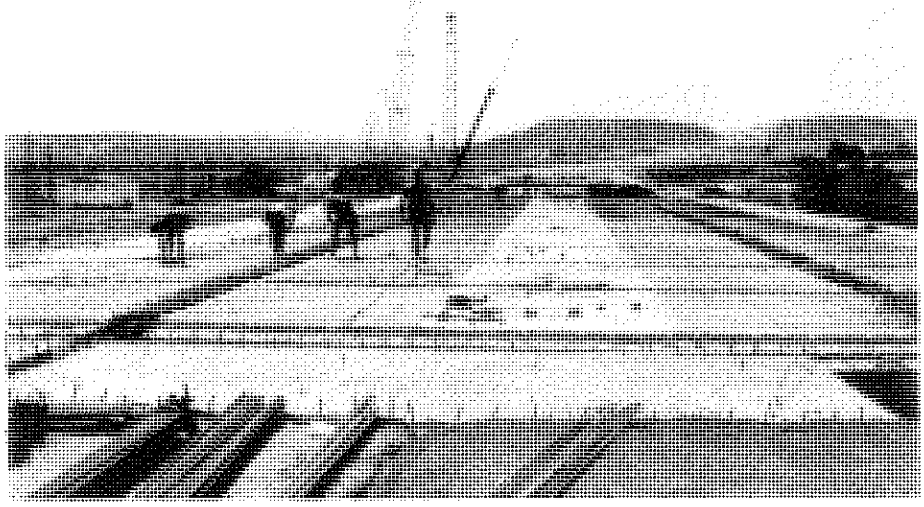


Figura 6. Vista general del sistema de nervios y placas.

exteriores los nervios transversales de los voladizos del tablero (Figuras 7 y 8).

Estructuralmente, por tanto, se forma una losa superior de hormigón armado sobreelevada respecto al borde superior de la sección metálica en cajón, losa que forma la cabeza superior del dintel, y que se conecta al resto del sistema a través de las armaduras de rasante situadas en el interior de los nervios longitu-

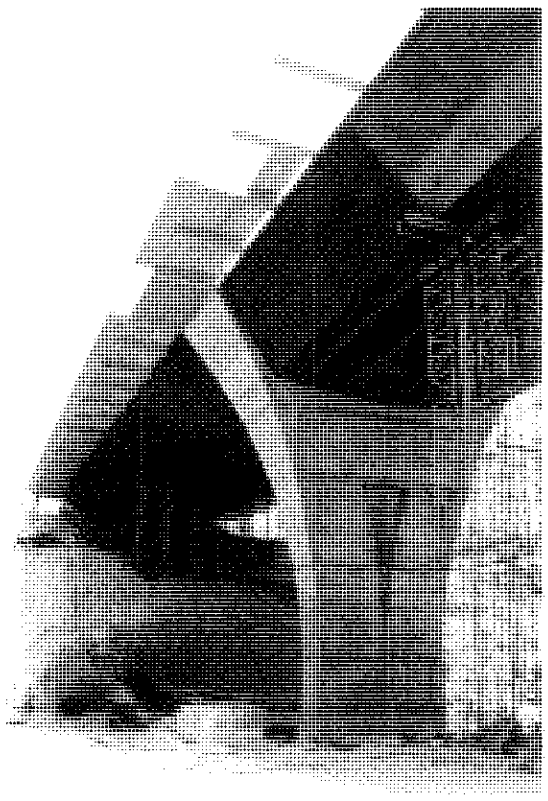


Figura 7. Colocación de placas de los voladizos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

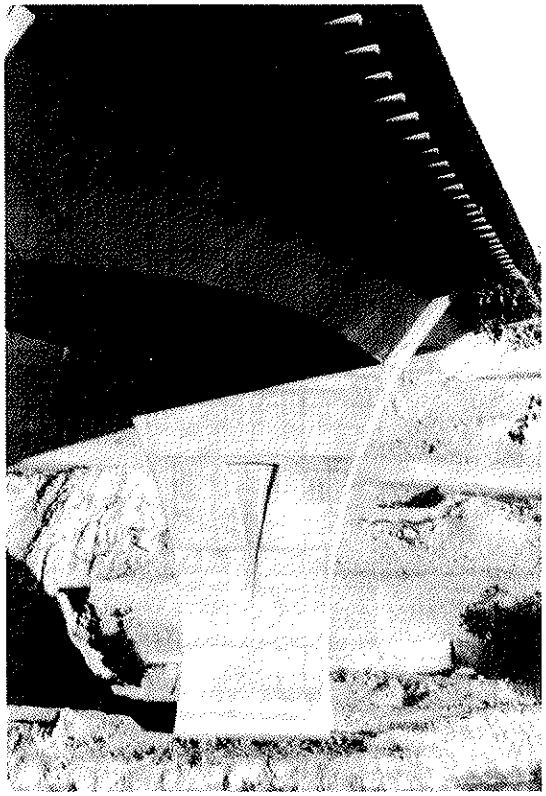


Figura 8. 'vista de los voladizos con el puente terminado.

dinales y de las conexiones existentes en los mismos soldados a las platabandas de acero.

4. ESQUEMA LONGITUDINAL

En las zonas próximas a las pilas, se lleva a cabo el hormigonado del fondo de la viga cajón, para constituir una losa inferior de compresión que da lugar a la citada doble acción mixta en las zonas de momentos negativos del tablero.

Esta disposición, combinada con la unión monolítica entre las pilas y el dintel, establece el trabajo pórtico del conjunto de la estructura, en la cual se integran para su análisis las cimentaciones del puente, considerándose la influencia de la deformabilidad de éstas en el análisis global.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

Completada la ejecución de las pilas en forma tradicional, que se remata con los elementos metálicos de recepción y el hormigonado del dintel celular incluido en la dovela 1, el resto del dintel se ejecuta mediante dovelas de grandes dimensiones, pre-ensambladas en obra, y apeadas durante la formación del dintel metálico y los hormigonados de fondo (Figuras 9 a 12).

Una vez completados los dinteles metálicos y efectuada la retirada de los apeos provisionales, el sistema ya autoportante recibe la totalidad de los prefabricados del tablero y de las armaduras, preparándose para el hormigonado final in situ. Esta operación se efectúa secuencialmente:

- En primer lugar la zona central del puente
- Seguidamente las zonas extremas de los vanos laterales
- Finalmente las zonas próximas a las pilas centrales

De esta manera, la incidencia de los esfuerzos sobre las secciones definitivas cercanas a las pilas sólo se produce para la carga muerta y las sobrecargas, favoreciendo la reducción de tracciones en la armadura pasiva principal en servicio, manteniendo

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

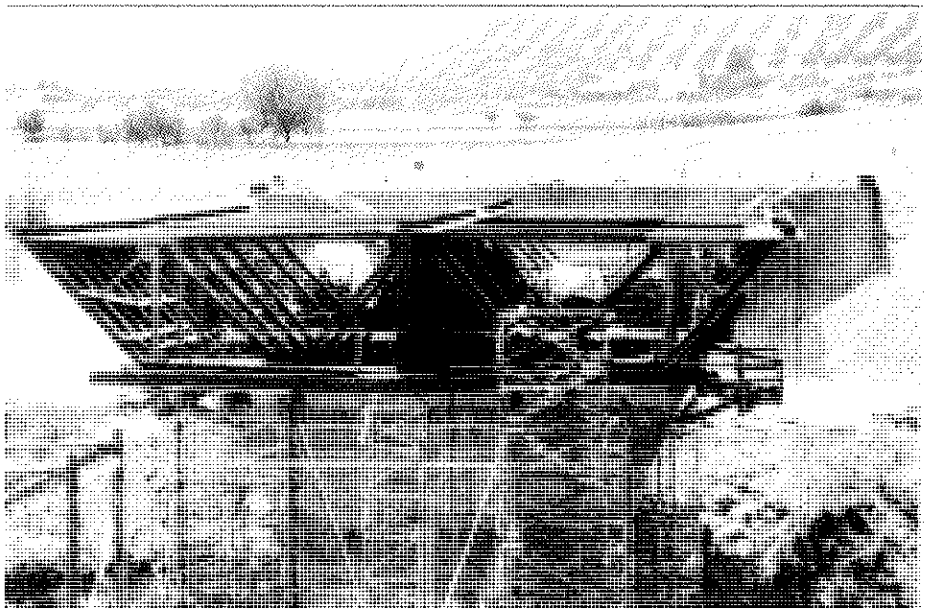


Figura 9. Colocación de los primeros tramos metálicos.

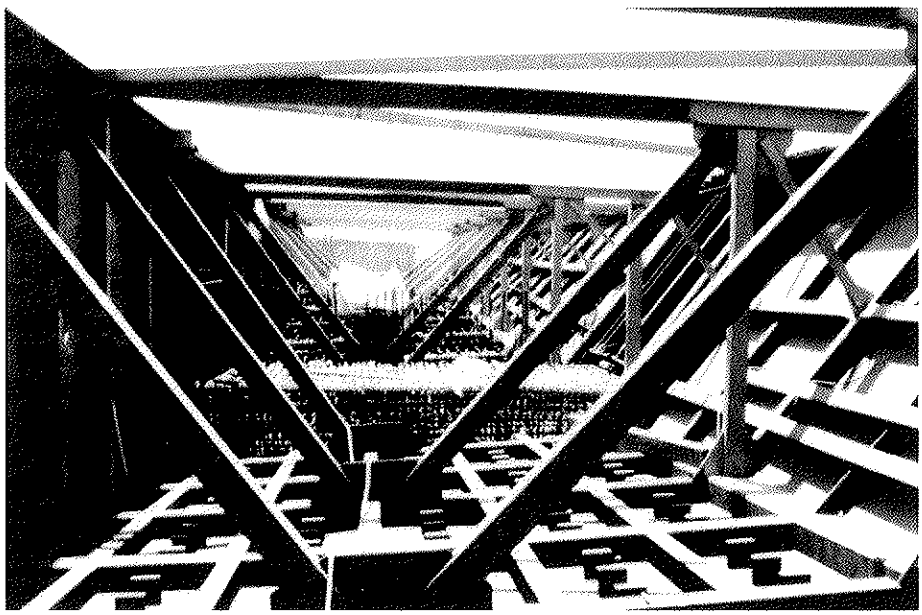


Figura 10. Interior de la viga cajón antes de hormigonar el fondo.

toda su capacidad resistente para las situaciones últimas o de seguridad, y consiguiendo una eficaz garantía en servicio respecto a la conservación y durabilidad.

MATERIALES

Sólo en tablero y pilas

Puente:	Mengíbar
Superficie (m^2):	6.160
Hormigón (m^3/m^2):	0,570
Acero estructural (kg/m^2)	214
Armaduras Pasivas (kg/m^2)	78,5
Armaduras de pretensar (kg/m^2)	4,50

RESUMEN

La característica más singular de la estructura en viga cajón bicelular de doble acción mixta, que constituye el tablero del puente, radica en la especial configuración geométrica y proceso constructivo de la losa superior de hormigón armado de dicho tablero.

Consiste en un sistema nervado bidirec-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

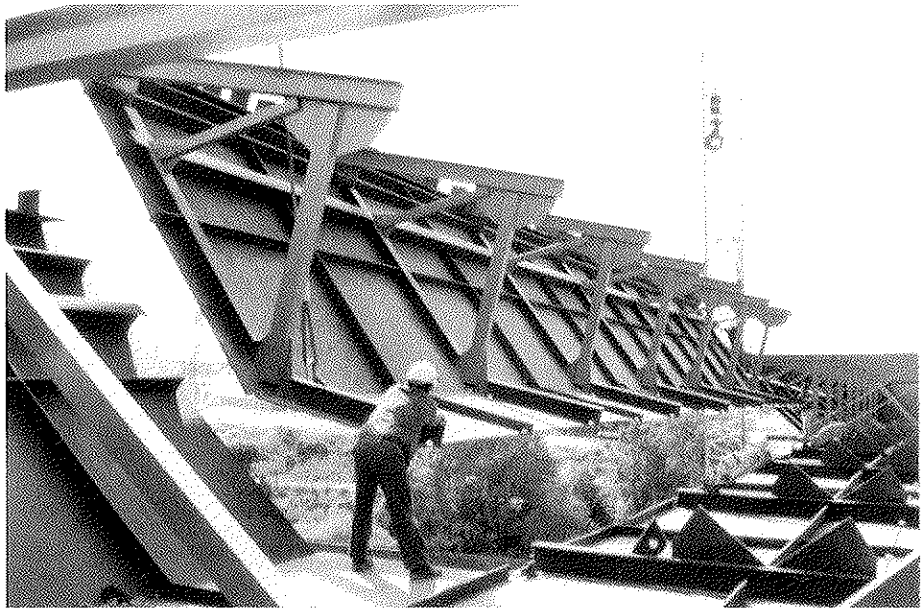


Figura 11. Ensamblaje de una dovela.

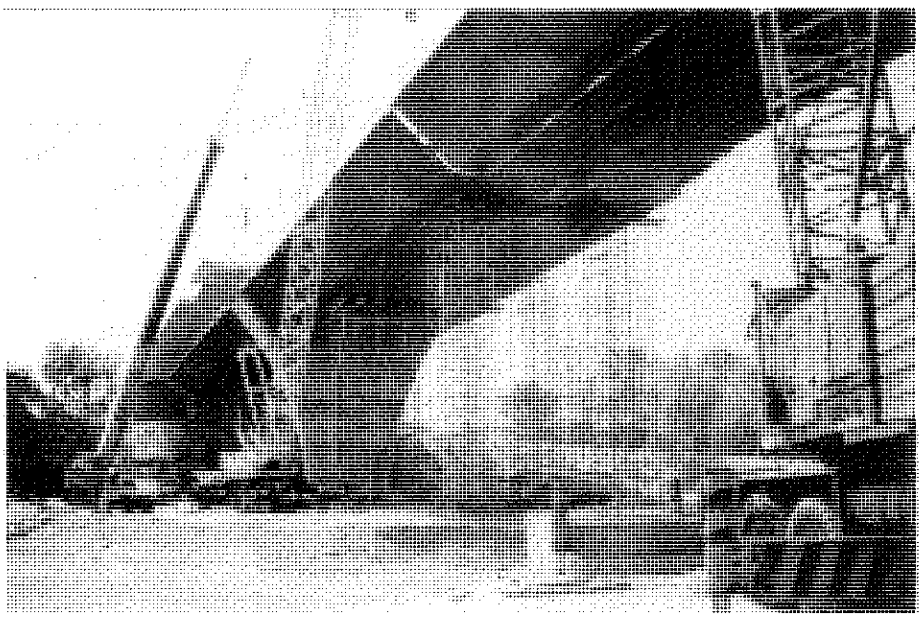


Figura 12. Vista general de la construcción.

cional que permite una ejecución muy sencilla semiprefabricada, la cual elimina totalmente la necesidad de encofrados de cualquier tipo, lo cual dio lugar a una realización de la losa del tablero en un tiempo mínimo, una vez completada la estructura metálica autoportante.

SUMMARY

The must important feature of this two cell box girder bridge with double composite action is the unique geometric solution and erection method for the concrete deck slab of the structure.

This slab have a orthotropic rib system which permits a very simple semiprecast erection procedure without any type of formworks. With this achievement the total construction of the deck once finished the self-resistant steel structure was an absolute minimum.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Método simplificado de evaluación del índice de daño sísmico global en edificios de hormigón armado

Roberto Aguiar, F.
Centro de Investigaciones Científicas,
Escuela Superior Politécnica del Ejército,
Valle de los Chillos, Quito - Ecuador
Alex H. Barbat
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Catalunya

1. INTRODUCCIÓN

La evaluación de la respuesta inelástica de una estructura de hormigón armado frente a acciones sísmicas, empleando modelos constitutivos para definir la no linealidad del material, conlleva un alto grado de incertidumbre. En efecto, los diferentes modelos constitutivos simplificados que se utilizan habitualmente para describir el comportamiento sísmico de los edificios porticados, tienen su base en relaciones momento-curvatura, momento-rotación o cortante-desplazamiento, en las que no existe acoplamiento entre los efectos de la flexión, del cortante y del axil. Por otra parte, es difícil determinar los parámetros necesarios en los diferentes modelos constitutivos existentes para definir la pérdida de resistencia, el deterioro de rigidez en descarga y el efecto de cierre de grietas. La dificultad consiste en poder representar en el modelo histerético, por ejemplo, el armado defectuoso de un nudo. Si bien es cierto que, a cada elemento de una estructura le corresponde un modelo constitutivo, la determinación de los parámetros que definen el modelo es subjetiva.

En la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una estructura, el proyectista estructural necesita definir cuál es el estado de colapso de la estructura que está analizando y esto requiere un tiempo excesivo si se utilizan algoritmos que calculan la respuesta en cada instante de tiempo. Es más, puede darse el caso que se forme un mecanismo de fallo en los pilares de un determinado piso de una estructura y que el programa continúe calculando la respuesta en el tiempo debido a la falta de definición de un criterio de colapso adecuado.

De igual manera, en el caso de estructuras en las que se debe limitar el desplazamiento lateral máximo para minimizar las pérdidas en los elementos no estructurales, el criterio de colapso de la estructura es esencial. El modelo matemático para evaluar el daño sísmico en este caso, debe determinar el daño global de la estructura en función del criterio de fallo seleccionado, lo que no se puede realizar utilizando la mayoría de los programas existentes (1-5).

El método propuesto en este artículo para calcular el índice global de daño sísmico en edificios de hormigón armado determina el daño global de la estructura en función de un estado de colapso definido por el proyectista estructural. La comparación de resultados, tanto de los desplazamientos como de las zonas de la estructura que entran en el rango plástico, se realiza con los resultados del análisis dinámico no lineal. El cálculo del índice de daño global mediante el método propues-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

to parte del modelo de Ayala y Xianguo, de la referencia (6), y los valores obtenidos se comparan con los que se determinan aplicando el índice de Park y Ang (7-8).

La función de daño de Park y Ang (7-8), una de las más empleadas en la evaluación de comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón armado, se define mediante la ecuación:

$$I_D = \frac{\mu_S}{\mu_{mono}} + \frac{E_h}{F_y \, \delta_y \, \mu_{mono}} \qquad (1)$$

donde I_D es el índice de daño de un elemento, μ_S es la demanda de ductilidad cinemática que relaciona el desplazamiento máximo alcanzado por el elemento, δ_{max}, con el desplazamiento de fluencia, δ_y, μ_{mono} es la ductilidad del elemento debido a cargas monótonas, β es un factor experimental de calibración del deterioro de resistencia, E_h es la energía disipada inelásticamente y F_y la fuerza al nivel de fluencia. La ecuación (1) puede también escribirse de la siguiente manera:

$$I_D = \frac{\mu_S + \beta\left(\mu_e - 1\right)}{\mu_{mono}} \qquad (2)$$

donde μ_e es la ductilidad definida por:

$$\mu_e = \frac{E_h}{F_y \, \delta_y} + 1 \qquad (3)$$

Investigaciones realizadas por Cosenza et al. (9) han demostrado que β varía entre 0.03 y 1.2, con un valor habitual de 0.15, que es el que se considera en el presente artículo.

Existen varios criterios de ponderación del daño local que permitan la obtención del daño global, I_{D_t}, de la estructura, y el más utilizado está basado en la energía. Es decir, las zonas que están más deterioradas disipan mayor cantidad de energía y, por tanto, tienen mayor peso en el cálculo del daño global. Park y Ang (7, 8) proponen la combinación del daño local, obtenido en los extremos del elemento, utilizando como función de peso la energía disipada por el elemento, mediante las siguientes ecuaciones:

$$I_{D_t} = \sum_{i=1}^{N} \lambda_i \, I_{D_i} \qquad (4)$$

$$\lambda_i = \frac{E_i}{\sum_{i=1}^{N} E_i} \qquad (5)$$

donde N es el número de elementos de la estructura, I_{D_i} es el daño local y E_i la energía disipada por el elemento i.

El modelo propuesto por Ayala y Xianguo (6), del que parte el método de cálculo del daño sísmico que se propone, viene definido por la siguiente ecuación

$$I_D = \frac{T_{final} - T_0}{T_u - T_0} \qquad (6)$$

donde T_0 es el período en el rango elástico, T_u es el período definido en el instante de fallo de la estructura y T_{final} es el período de la estructura dañada por el sismo. T_u puede obtenerse determinando la rigidez de la estructura en el instante de su fallo, mediante un análisis frente a cargas laterales estáticas que se incrementan hasta llevar la estructura al colapso (10-11). La ecuación (6) se obtiene por interpolación lineal, considerando que, cuando la estructura se encuentra en el rango elástico y tiene el período T_0, el valor del índice de daño es cero, y que, cuando la estructura alcanza el criterio de colapso definido y tiene el período T_u, el índice de daño es la unidad. Para el valor T_{final}, que es el período de la estructura al final de la acción sísmica, se obtiene la ecuación (6) por interpolación lineal entre los valores indicados.

2. MÉTODO PROPUESTO

El método de cálculo propuesto para evaluar el estado de deterioro y el índice de daño sísmico global de un edificio porticado

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

de hormigón armado utilizando espectros de respuesta, se aplica en los siguientes pasos:

1) Se construye la curva de capacidad resistente de la estructnra a partir de sus características geométricas y mecánicas, teniendo en cuenta la armadura de cada uno de sus elementos. La curva de capacidad se puede determinar mediante un procedimiento de análisis estático de la estructura, en el que se aplican cargas en los nudos y se incrementan hasta que se formen rótulas plásticas en los elementos. Cuando esto suceda, se cambia la matriz de rigidez del elemento donde se produce una articulación plástica.

La curva de capacidad resistente relaciona el cortante en la base, V_0 con el desplazamiento en el tope del edificio D_t. En esta curva se debe definir cuál es el estado de colapso; si se selecciona un valor bajo de D_t como estado límite de colapso, el índice de daño que se obtenga tendrá un valor muy alto. Por el contrario, si el valor de D_t que se selecciona como estado límite de colapso es muy alto, el valor del índice de daño que se obtenga será bajo.

2) En la curva de capacidad resistente se determina el punto en el que se forma la primera rótula plástica. Sean V_{0_1} y D_{t_1} los valores que definen la primera rótula en la curva de capacidad (véase la figura 7). A partir de estos dos valores se determina la rigidez equivalente del sistema, K, de la siguiente forma:

$$K = \frac{V_{0_1}}{D_{t_1}} \qquad (7)$$

3) Se obtiene el período fundamental de vibración T_0 de la estructura utilizando fórmulas simplificadas (12-14) o algún procedimiento de cálculo de valores propios, caso en el que se trabajará con las matrices de masa **M** y de rigidez **K** de la estructura. Para estructuras porticadas con muros de cortante, Wallace (15) propone formulas de fácil aplicación para determinar el período fundamental.

4) Con el valor de K obtenido en el segundo paso mediante la ecuación (7), y con el valor del período fundamental, T_0, calculado en el tercer paso, se obtiene la masa equivalente, M, del sistema mediante la siguiente ecuación, que es válida para sistemas con un solo grado de libertad:

$$M = \frac{T_0^2 K}{4\pi^2} \qquad (8)$$

Se considera que la masa equivalente, M, permanece constante durante todo el análisis sísmico.

5) Con el valor de T_0 se obtiene, a partir del del espectro de respuesta o de diseño que se utilice, el valor de A_d, que es la aceleración espectral asociada al período T_0 y a una fracción del amortiguamiento crítico, υ.

6) Se determina la pulsación propia fundamental, ω_1, dividiendo el valor de la rigidez K, obtenido en el segundo paso, por la masa M, encontrada en el cuarto y tomando la raíz cuadrada de esta relación: $\omega_1 = \sqrt{K/M}$. Luego, con el valor de A_d y ω_1, se encuentra el desplazamiento en el tope del edificio, D_t, utilizando las siguientes ecuaciones, correspondientes a estructuras porticadas estructuras sin muros de cortante:

$$D_t = \frac{1.274}{\omega_1^2} A_d \qquad (9a)$$

a estructuras con muros de cortante:

$$D_t = \frac{0.835}{\omega_1^2} A_d \qquad (9b)$$

y a estructuras porticadas con muros de cortante

$$D_t = \left(0.835 \frac{n_f}{n_t} + 1.274 \frac{n_c}{n_t}\right) \frac{A_d}{\omega_1^2} \qquad (9c)$$

En estas ecuaciones, n_f es el número de líneas resistentes de muros de cortante, n_c el número de líneas resistentes de pilares y n_t el número total de líneas resistentes de la estructura porticada con muros de cortante. La deducción de estas ecuaciones se presenta en el siguiente apartado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

7) Una vez obtenido el valor de D_t, se utiliza la curva de capacidad resistente del pórtico para determinar el estado en el que queda la estructura debido al efecto del sismo. Para facilitar la explicación, se denomina D_t^* al ya calculado desplazamiento lateral en el tope del edificio. Ahora debe encontrarse cuál es el período T^* asociado a este desplazamiento. Sea V_0^* el cortante asociado a D_t^* y K^* la rigidez del sistema, que se calcula como:

$$K^* = \frac{V_0^* - V_{0_1}}{D_t^* - D_{t_1}} \qquad (10)$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K^*}} \qquad (11)$$

si el valor de D_t^* es menor que D_{t_1}, la estructura no sufre daño y se encuentra trabajando en el rango elástico.

8) Para el estado límite de colapso definido en el primer paso, se determina el período límite T_u. Sean V_{0_u} y D_{t_u} los valores asociados al estado límite y K_u la rigidez equivalente asociada al colapso

$$K_u = \frac{V_{0_u} - V_{0_1}}{D_{t_u} - D_{t_1}} \qquad (12)$$

$$T_u = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_u}} \qquad (13)$$

9) El índice de daño sísmico global se determina utilizando la ecuación (6) propuesta por Ayala y Xianguo (6).

3. CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO LATERAL MÁXIMO

La deducción de las ecuaciones (9) utilizadas en el cálculo del desplazamiento lateral máximo, se realiza a partir de la solución de la viga de cortante y de la viga de flexión, en las que se considera únicamente el primer modo de vibración.

3.1. Viga de cortante

Un pórtico plano sin muros de cortante, sometido a un sismo definido por su acelerograma, puede modelizarse mediante el modelo de viga de cortante que se muestra en la Figura 1. La ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de dicho modelo es (10):

$$\left(\frac{G(x)\,A(x)}{k(x)}\,Y'(x,t)\right)' - p(x)\,\ddot{Y}(x,t) = \rho(x)\,a(t) \qquad (14)$$

donde G(x) es el módulo de cortante, A(x) es el área de la sección transversal, $\kappa(x)$ es el coeficiente de reducción por cortante, $\rho(x)$ es la variación de la masa por unidad de longitud y a(t) es la aceleración del terreno debido al sismo. La solución de esta ecuación se obtiene a partir de la siguiente separación de variables:

$$Y(x,t) = \sum_{i=1}^{\infty} \phi_i(x)\,Y_i(t) \qquad (15)$$

Al sustituir la ecuación (15) en (14) y considerando la ortogonalidad de los modos de vibración $\phi_i(x)$ para simplificar términos, se llega a la siguiente solución:

$$Y(x,t) = -\sum_{i=1}^{\infty} \frac{m_i^*\,\phi_i(x)\,A_i(t)}{\omega_i^2 \int_0^L \rho(x)\,\phi_i(x)\,dx} \qquad (16)$$

siendo:

$$m_i^* = \frac{\left(\int_0^L \rho(x)\,\phi_i(x)\,dx\right)^2}{\int_0^L \rho(x)\,\phi_i^2(x)\,dx} \qquad (17)$$

$$\phi(x) = A \sin\left(\frac{2n-1}{2L}\right)\pi X \qquad (18)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

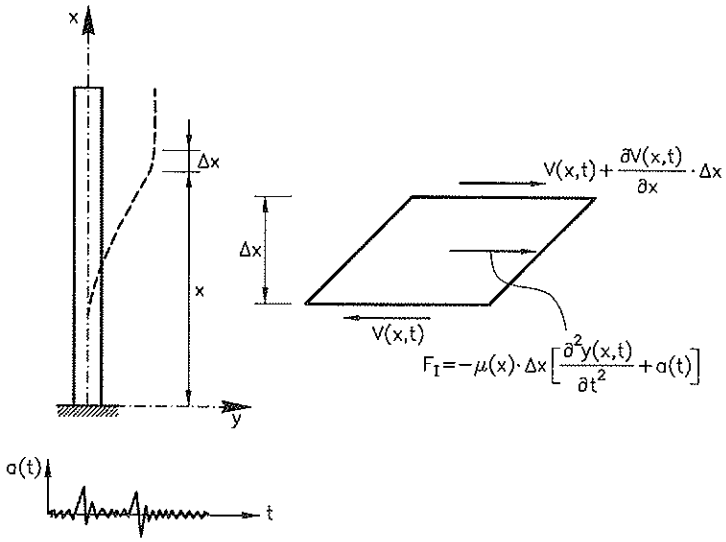


Figura 1. Caso de la excitación sísmica actuando sobre el modelo de viga de cortante.

donde $A_i(t)$ es la aceleración espectral correspondiente al modo de vibración i, m_i^* es la masa modal, L es la altura total de la estructura porticada, $\phi(x)$ es la forma modal del modelo continuo definido, A es una constante de integración, n es el modo de vibración que se considera y ω_i la frecuencia natural del modo i.

Para el caso de un modelo de cortante de sección constante, al reemplazar la forma modal definida por la ecuación (18) en la ecuación (17), se tiene:

$$m_i^* = \frac{8}{(2i-1)^2\pi^2} M_t \qquad (19)$$

donde M_t es la masa total del sistema. Al considerar únicamente el primer modo de vibración, es decir, i = 1 en la ecuación (19), se obtiene:

$$m_1^* = 0.811 M_t \qquad (20)$$

A continuación se calcula, mediante la ecuación (16), el desplazamiento en x = L, considerando solamente el primer modo de vibración, obteniéndose, de esta manera, el desplazamiento en el tope del edificio, D_t, en la forma proporcionada por la ecuación (9a).

3.2 Viga de flexión

Un muro de cortante puede modelizarse mediante la viga de flexión de la Figura 2, que se analiza a continuación para el caso de una excitación sísmica.

La ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de un modelo de viga de flexión frente a una acción sísmica, en el caso de la sección transversal constante, que es de especial interés en el caso de los edificios con muros de cortante, es:

$$\left[EI\frac{\partial^2 Y(x,t)}{\partial x^2}\right]'' + \rho\frac{\partial^2 Y(x,t)}{\partial t^2} = -\rho a(t) \qquad (21)$$

donde EI es la rigidez a flexión del elemento. Las restantes variables de la ecuación han sido ya definidas. La solución de esta ecuación diferencial es de la misma forma que la ecuación (15); procediendo de igual forma que en el caso de la viga de cortante, se obtiene:

$$Y_j(t) = \frac{m_j^*}{\omega_j^2 \int_0^{h_w} \rho\phi_j(x)\,dx} A_j(t) \qquad (22)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

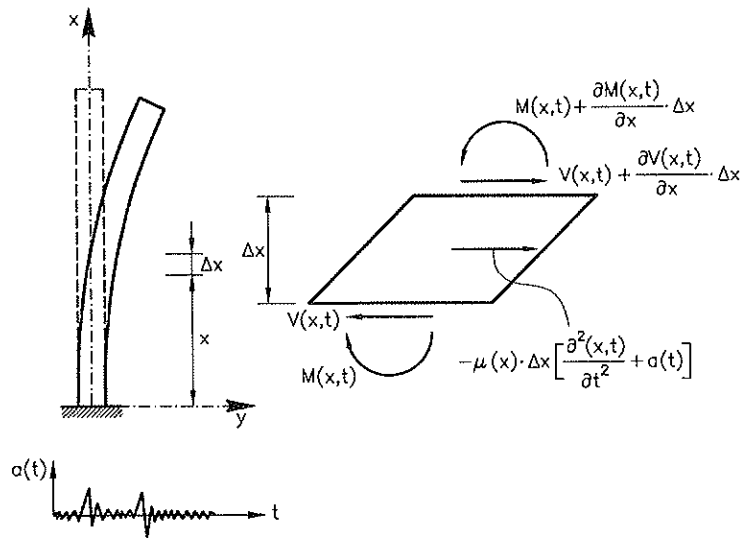


Figura 2. Caso de una excitación sísmica que actúa sobre una viga de flexión.

$$m_j^* = \frac{\left[\int_0^{h_w} \rho\phi_j(x)\,dx\right]^2}{\int_0^{h_w} \rho\phi_j^2(x)\,dx} \qquad (23)$$

$$\phi(x) = A\,[\cosh(px) - \cos(px) - \frac{\cosh(ph_w) + \cos(ph_w)}{\sinh(ph_w) + \sin(ph_w)}\{\sinh(px) - \sin(px)\}] \qquad (24)$$

donde h_w es la altura del muro de cortante, A es una constante de integración y $A_j(t)$ es la aceleración espectral para el modo de vibración j. La variable p se obtiene en forma iterativa, como solución de la siguiente ecuación:

$$\cosh(ph_w)\cos(ph_w) + 1 = 0 \qquad (25)$$

Para el primer modo de vibración, que es el único que se considera, se tiene (11)

$$ph_w = 1.875 \rightarrow \text{primer modo} \qquad (26)$$

Al sustituir la ecuación (26) en (24) se encuentra la forma modal $\phi(x)$ para el primer modo de vibración, en función de la constante de integración A

$$\phi(x) = A\,\{\cosh(px) - \cos(px) - 0.734096\,[\sinh(px) - \sin(px)]\} \qquad (27)$$

Sustituyendo ahora (26) y (27) en las ecuaciones (22) y (23), se encuentra la ecuación (9b).

Tal como se ha visto, los edificios porticados sin muros de cortante se modelizan como una viga de cortante, mientras que en el caso los edificios con muros de cortante se utiliza el modelo de viga de flexión. En el caso de los edificios porticados con muros de cortante, se utilizan ambos modelos mencionados, por lo que el cálculo del desplazamiento máximo en el tope del edificio se efectúa mediante la ecuación (9c).

4. SISMOS UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS

El edificio que se considera en el siguiente análisis de daño será sometido a dos sismos, normalizados para diferentes valores de la aceleración máxima del terreno. Uno de los sismos es de alta frecuencia, el de Corralito de 1989, registrado en Corralito Eureka Canyon, y el otro de frecuencia intermedia, el de Tokachi Oki de 1968, registrado en Hachinoe Harbour. En las Figuras 3 y 4 se presentan los respectivos acelerogramas.

Dichos acelerogramas se utilizan en la evaluación del daño sísmico empleando el modelo de Park y Ang. En cambio, para calcular el daño mediante el método propuesto, se trabaja con los espectros de respuesta correspondientes, que se muestran en las Figuras 5

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

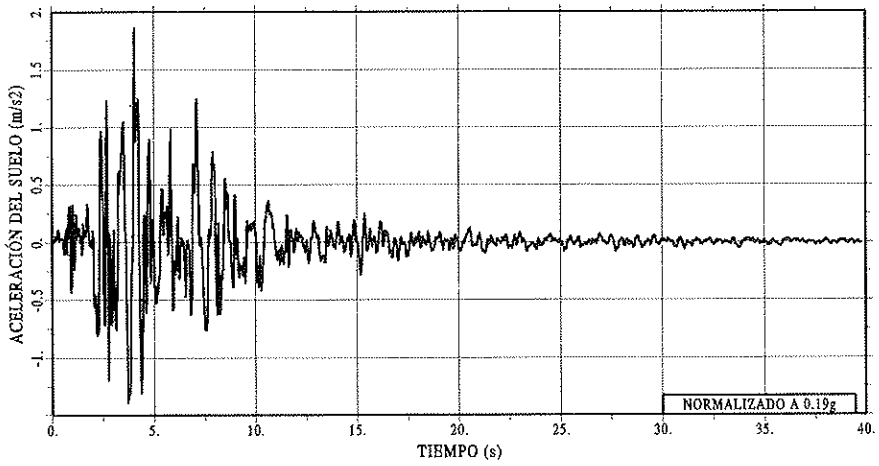


Figura 3. Acelerograma del sismo de Corralito de 1989.

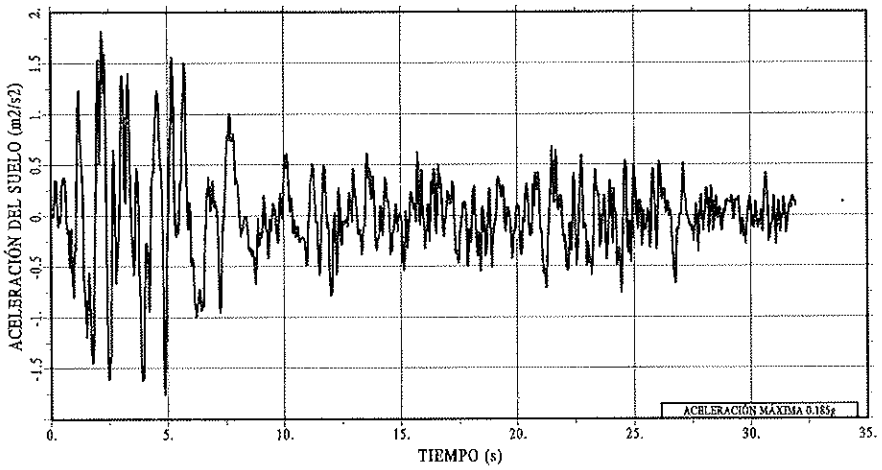


Figura 4. Acelerograma del sismo de Tokachi Oki de 1968.

y 6. Estos registros sísmicos han sido normalizados para diferentes aceleraciones máximas del terreno, con el propósito de calcular el daño en diversos casos. Se ha considerado la variación de la aceleración máxima entre los valores límite correspondientes al caso en que la estructura trabaja en el rango elástico y al caso en que la misma alcanza el colapso.

5. ANÁLISIS DEL DAÑO SÍSMICO GLOBAL EN EDIFICIOS CON PÓRTICOS Y MUROS DE CORTANTE

5.1 Geometría de los edificios considerados y su capacidad resistente

Se han analizado varios edificios porticados sin muros de cortante (10) y otros constituidos solamente por muros de cortante (11), encontrándose resultados satisfactorios mediante el método propuesto. Aquí se incluyen los resultados para una sola estructura, cuyas características pueden verse en la Figura 7. Dicha estructura tiene dos vanos de 6.0 m de longitud cada uno y diez pisos, con una altura de entrepiso de 3.0 m. Se considera que la sección de los pilares, vigas y muro de cortante no cambia y que la armadura en cada uno de estos elementos estructurales es la misma; por ello se puede hablar de sección tipo. El peso de cada piso se considera igual a 70 T. La armadura de la viga tipo, que es igual en todos los elementos horizontales, está constituida por 4 redondos de 22 mm en la parte superior e inferior;

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

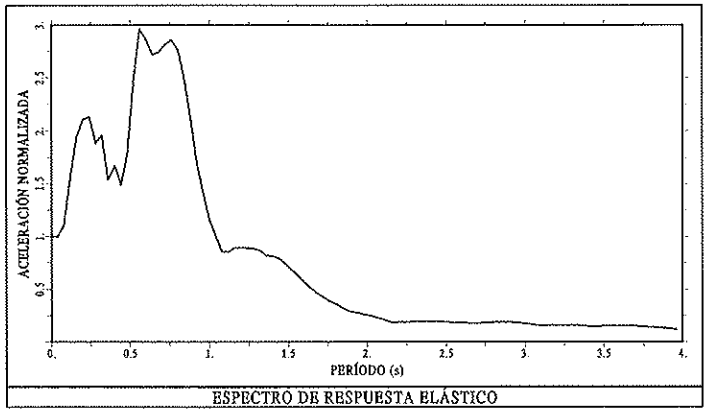


Figura 5. Espectro de respuesta elástico para el sismo de Corralito, de 1989, para 5% del amortiguamiento crítico.

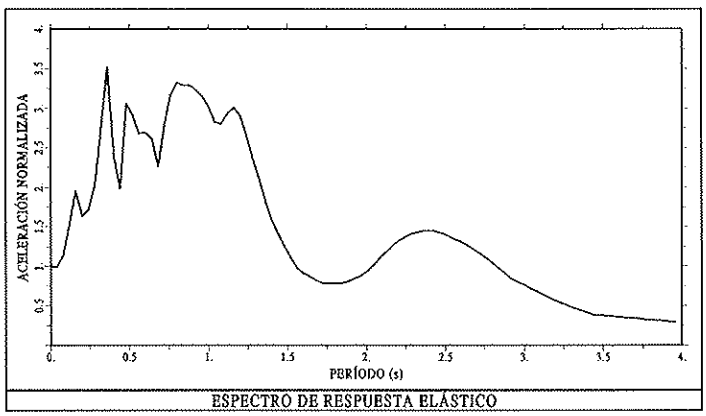


Figura 6. Espectro de respuesta elástico para el sismo de Tokachi Oki de 1968, para 5% del amortiguamiento crítico.

este refuerzo se mantiene igual en toda la longitud de la viga. Los estribos de las vigas y pilares, con una cuantía de 0.25%, son de 10 mm de diámetro y se encuentran espaciados a 10 cm en los extremos de los elementos y a 20 cm en su parte central. El refuerzo longitudinal del muro de cortante se indica en la Figura 7.

Los pilares exteriores de la estructura porticada de 10 pisos que se analiza tienen doble estribo, con lo que se consigue un mejor confinamiento y ductilidad. En el muro de cortante se utiliza una mayor cantidad de refuerzo longitudinal en los extremos del mismo elemento que, de esta manera, adquiere una mayor resistencia y ductilidad.

Con relación a la curva de capacidad resistente, que también se indica en la Figura 7, se destaca que la primera articulación plástica se produce en la base del muro de cortante y, posteriormente, es en dicho punto donde se llega a la máxima capacidad resistente a flexión de la estructura, alcanzándose el colapso.

5.2. Análisis de resultados en pórticos con muros de cortante

En las figuras 8 y 9a se muestra el daño en la estructura estudiada calculado para el sismo de Tokachi Oki normalizado para valores de la aceleración máxima del terreno entre 0.10 g y 0.35 g. La diferencia en pro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

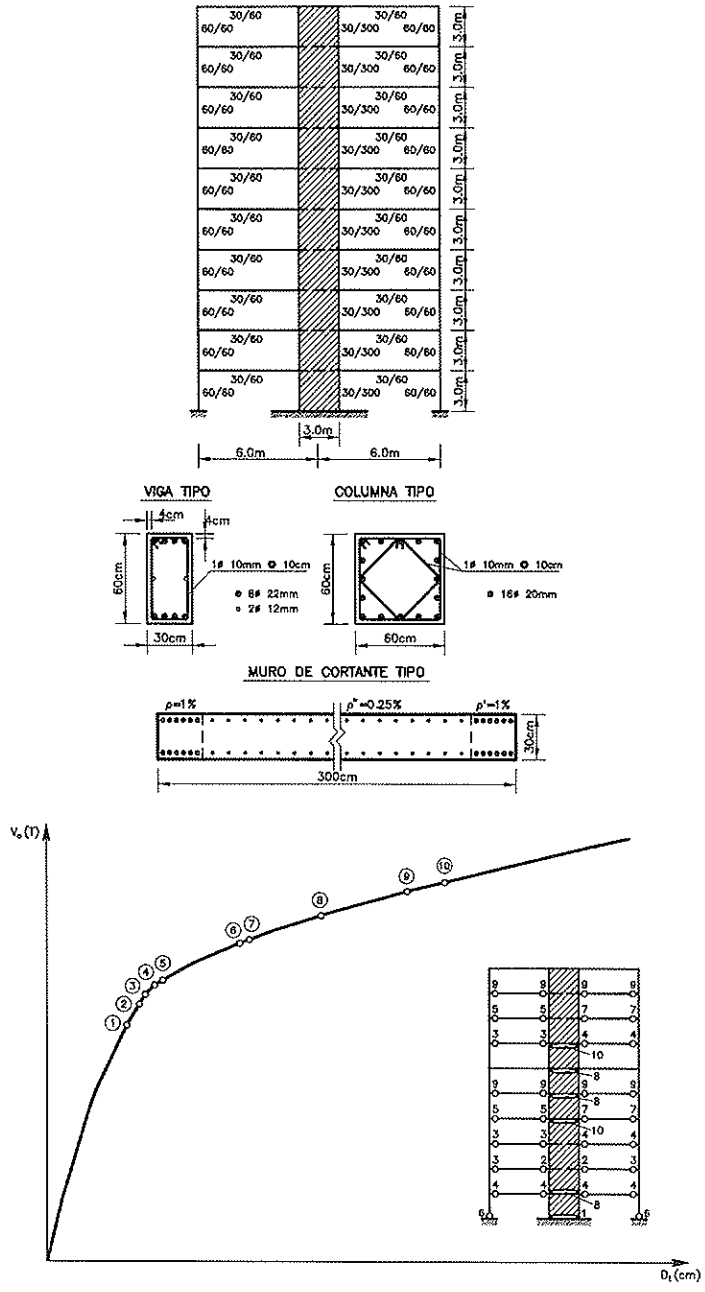


Figura 7. Geometría y curva de capacidad resistente de un pórtico con muro de cortante de diez pisos.

medio entre los desplazamientos laterales máximos D_t, obtenidos mediante un análisis dinámico no lineal y utilizando el método propuesto es del 14.2%, porcentaje que se puede considerar satisfactorio para un método simplificado, de rápida aplicación.

En la Figura 8 se muestran los resultados hallados para el sismo de Tokachi Oki normalizado para valores de la aceleración máxima del terreno entre 0.10 g y 0.25 g. En la mencionada figura se aprecia que hay una gran similitud en la descripción de las zonas dañadas utilizando los dos métodos de cálculo. Lo mismo se puede afirmar para los resultados que se muestran en la Figura 9a. En esta última puede verse que la diferencia entre los desplazamientos en el tope del edificio, D_t producidos por el sismo de Tokachi Oki normalizado a 0.30g, calculados mediante los dos métodos, es menor que el 1%. Para

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

el mismo terremoto, pero normalizado a 0.35 g, la diferencia es menor del 10%.

Para el sismo de Corralito se ha obtenido una mejor similitud entre los desplazamientos máximos en el tope de la estructura porticada con muros de cortante. En efecto, la diferencia entre los valores de D_t, calculados mediante los dos métodos, es del 5.94%, según puede verse en las Figuras 9b y 10.

En la Figura 9b se muestran los resultados obtenidos para el sismo de Corralito, normalizado a 0.20 g y 0.25 g. En el primer caso, la diferencia entre los desplazamientos obtenidos mediante los dos métodos es del 0.3% y, en el segundo caso, es del 3.4%, lo que demuestra la eficacia de la ecuación (9c).

Nuevamente se observa en las Figuras 9b y 10 la similitud entre las zonas que entran en el rango no lineal, determinadas mediante los dos métodos de cálculo.

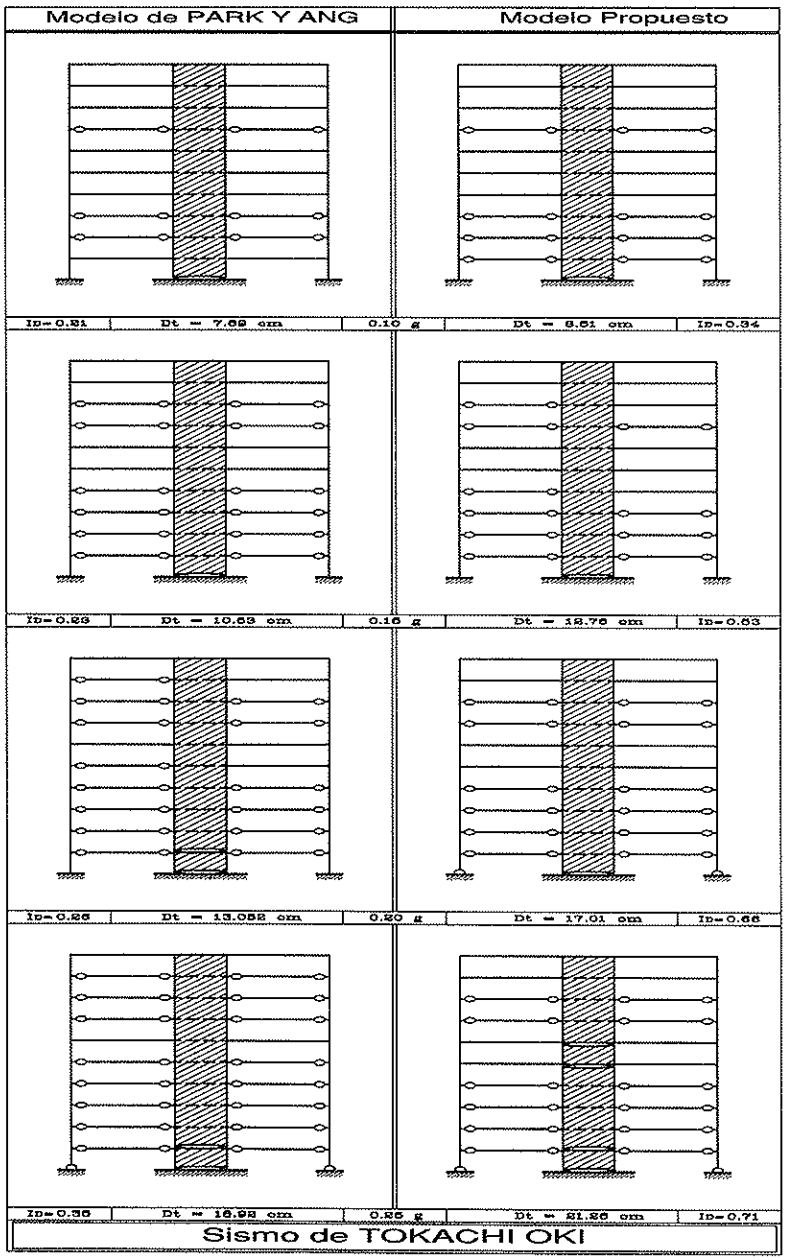


Figura 8. Daño sísmico en un pórtico con muro de cortante de diez pisos, sometido al sismo de Tokachi Oki.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

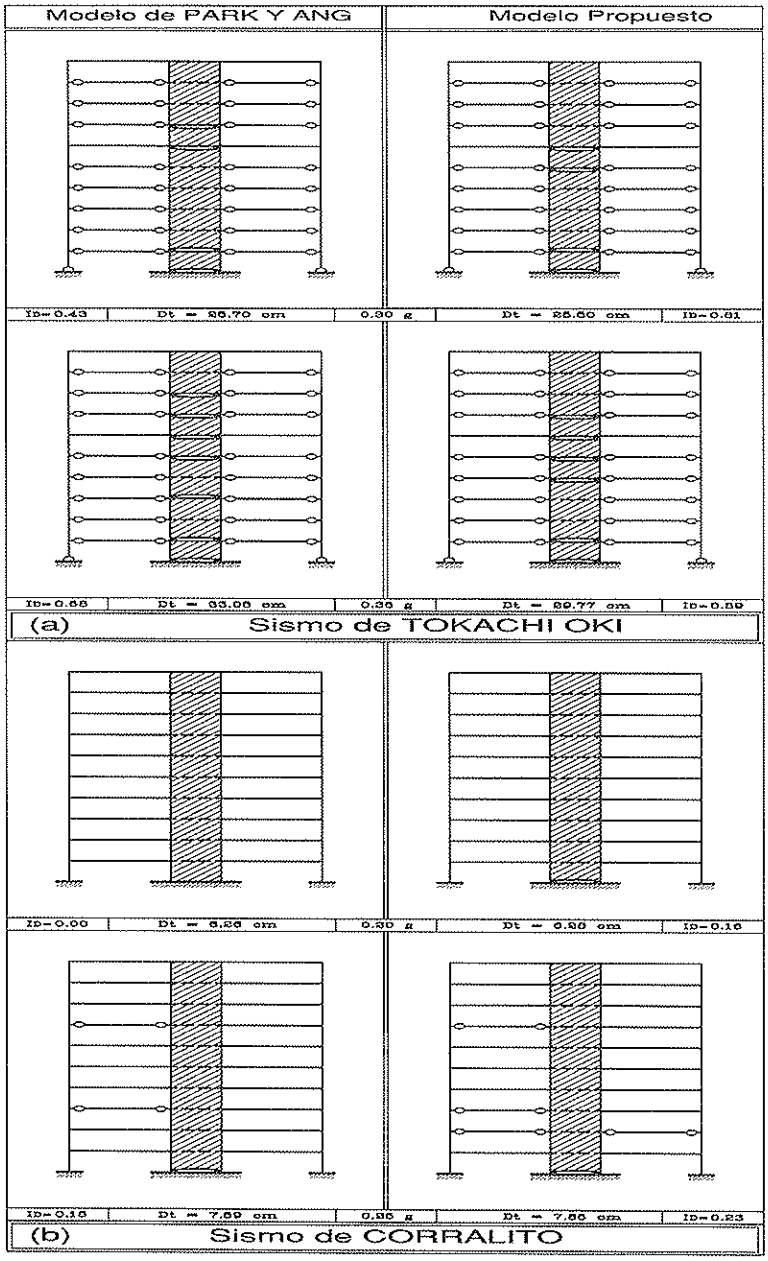


Figura 9. Daño sísmico en un pórtico con muro de cortante de diez pisos, sometido a los sismos de a) Tokachi Oki y b) Corralito.

Referente a los índices de daño global de la estructura, puede afirmarse que, en el método propuesto, un valor de daño mayor que 0.5 corresponde a un deterioro severo de la estructura, que puede considerarse similar al correspondiente a valores del índice de daños mayores que 0.2 obtenidos mediante el método de Park y Ang.

La utilización de muros de cortante con propiedades uniformes de rigidez en altura es muy frecuente en la práctica, por lo que el método propuesto es de gran utilidad para calcular el daño sísmico. Si se desea mayor precisión, se recomienda utilizar la solución de los modelos de viga de cortante y de flexión para el caso de sección variable.

Puede encontrarse también el desplazamiento en el tope del edificio con muros de cortante, a partir de la solución de la ecuación diferencial acoplada de la viga de fle-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

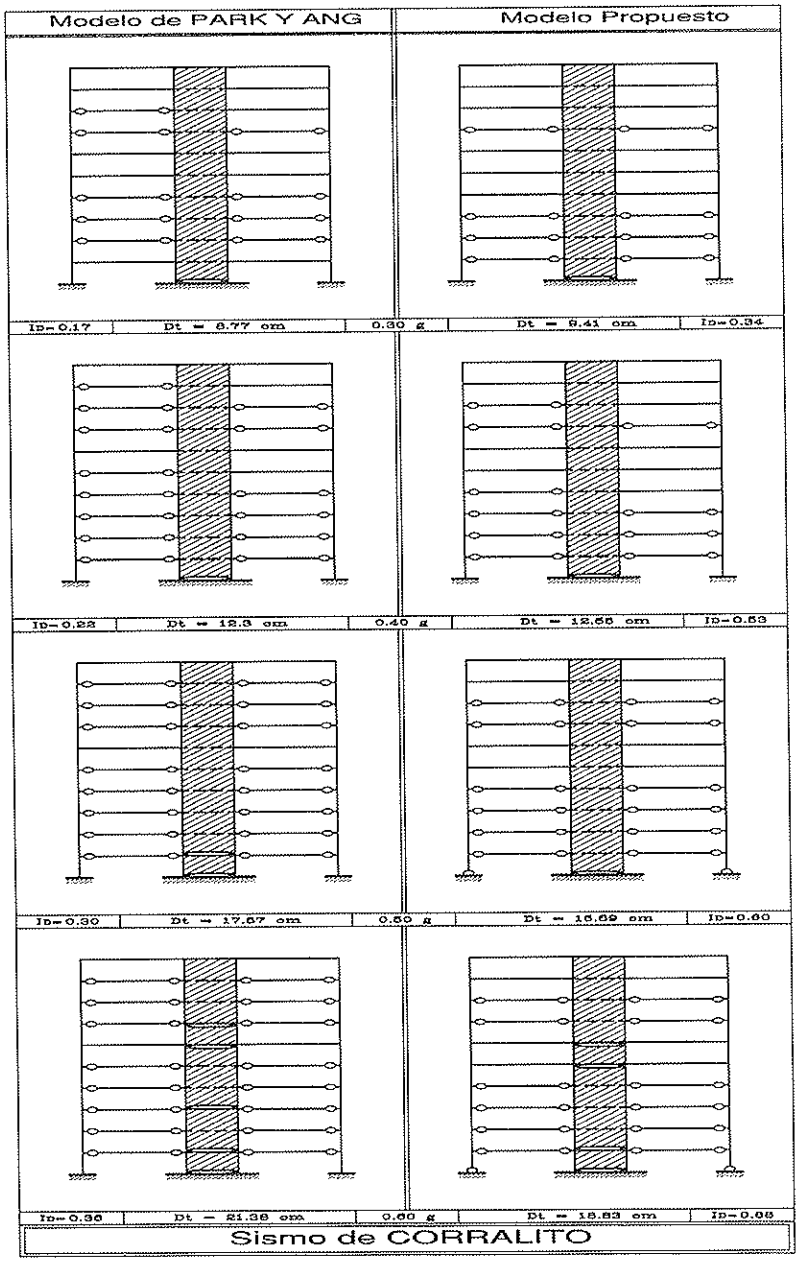


Figura 10. Daño sísmico en un pórtico con muro de cortante de diez pisos, sometido al sismo de Corralito.

xión con la viga de cortante, pero dicha ecuación no tiene siempre solución analítica, razón por la que deben utilizarse métodos numéricos orientados al uso del ordenador.

8. CONCLUSIONES

En el artículo se ha propuesto un método para el cálculo del daño sísmico en estructuras porticadas con y sin muros de cortante, empleando espectros de respuesta. El método es de fácil aplicación y proporciona el desplazamiento lateral máximo de la estructura, indica los elementos que entrarán en el rango no lineal, determina el período de vibración de la estructura deteriorada y evalúa su índice global de daño. Se ha analizado una estructura porticada de 10 pisos con un muro de cortante para dos sismos: el registro de Corralito del terremoto de Loma Prieta,

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

de 1989, que es de alta frecuencia y el registro de Hachinoe Harbour del terremoto de Tokachi Oki, de 1968, que es de frecuencia intermedia. Las principales conclusiones del estudio realizado son:

- Las curvas de capacidad resistente de los pórticos que relacionan el cortante en la base con el desplazamiento en el tope de un edificio, proporcionan la información necesaria tanto para el diseño como para el análisis de las estructuras. En este último caso, puede definirse en dicha curva cuál es el estado límite de colapso. Algunos de los procedimientos numéricos habituales que se utilizan para evaluar el daño sísmico, siguen calculando incluso si la estructura está seriamente dañada e, incluso, prácticamente colapsada. Por este motivo, es necesario que el analista estructural defina, en cada caso, el estado de colapso utilizando su experiencia o, como en este caso, las curvas de capacidad resistente.

- Una vez que se disponga de la curva de capacidad resistente de la estructura y del espectro de diseño elástico, el cálculo mediante el método propuesto es sencillo y rápido.

- El método desarrollado para el cálculo del daño sísmico en edificios porticados con o sin muros de cortante ha proporcionado resultados satisfactorios si se comparan con los obtenidos mediante un análisis dinámico no lineal. En términos generales, se puede indicar que los desplazamientos laterales en el tope de las estructuras analizadas difieren en alrededor del 10% de los obtenidos mediante dicho análisis y que la descripción del daño estructural es muy similar en los dos casos.

REFERENCIAS

1. Y. Park, A. Reinhorn, S. Kunnath. *IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame shear-wall structures*, Technical Report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, 1987.

2. S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn. *Inelastic Three-Dimensional Response Analysis of Reinforced Concrete Building Structures (IDARC-3D)*, Part I - Modeling, Technical Report NCEER-89-0011, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, 1989.

3. S. Kunnath, A. Reinhorn, R. Lobo. *IDARC Version 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures*, Technical Report NCEER 92-0022, National Center for Earthquake Engineering Studies, University of New York at Buffalo, 1992.

4. R. E. Valles, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, C. Li y A. Madan. *IDARC2D Version 4.0: A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings*, Technical Report NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, 1996.

5. A. Kanaan, G. Powell. *DRAIN-2D: A general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures*, Report UBS/EERC-73-6, University of California, Berkeley, 1973.

6. G. Ayala, Y. Xianguo. "Analytical evaluation of the structural seismic damage of reinforced concretes frames", *Proceedings of the Seventh Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montreal, Canada, 1995.

7. Y. Park, A. Ang. "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal Structural Engineering*, ASCE, 111, 722-739, 1985.

8. Y. Park. *Seismic damage analysis and damage limiting design of R/C structures*, Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, 1984.

9. E. Cosenza, G. Manfredi, R. Ramasco. "An evaluation of the use of damage functionals in earthquake-resistant design", *Proceedings of Nineth European Conference on Earthquake Enginnering*, 303-312.

10. R. Aguiar, A. Barbat, J. Canas. *Evaluación del daño sísmico global en edificios porticados de hormigón armado*, monografía IS-22, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, 1997.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

11. R. Aguiar. *Daño sísmico global en edificios con muros de cortante*, monografía IS-23, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, 1997.

12. ACI Committe 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI 318R-95, American Concrete Institute, Detroit.

13. *Uniform Building Code, UBC*, International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1991.

14. COVENIN. *Norma Venezolana "Edificaciones Antisísmicas"*, Comisión Venezolana de Normas Industriales, COVENIN, Caracas, 1982.

15. J. Wallace. "A methodology for developing new code provisions for seismic design of RC shear walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120 (3), 863-884, 1994.

RESUMEN

Se presenta un método para calcular el daño sísmico en estructuras porticadas de hormigón armado, utilizando espectros de respuesta. El método parte de la solución de las vigas de cortante y de flexión, modelizadas como un sistema continuo, considerando el primer modo de vibración, para calcular el desplazamiento lateral en el tope del edificio, y de la curva de capacidad resistente de la estructura. Dicha curva relaciona el cortante en la base con el desplazamiento lateral máximo y se obtiene aplicando cargas estáticas monótonamente crecientes hasta llevar la estructura al colapso.

El método proporciona como resultados: los elementos que van a entrar en el rango no lineal, el desplazamiento lateral máximo de la estructura, el período de vibración que tendrá la misma después de haber sufrido daño y, lo más importante, el índice de daño a nivel global de la estructura, normalizado entre cero y uno.

La validación del método de cálculo simplificado que se propone se realiza calculando el daño sísmico de varias estructuras, sometidas a los sismos de Corralito, de 1989 y de Tokachi Oki, de 1968, para diferentes normalizaciones de la aceleración máxima del terreno. Los resultados se compararon, por una parte, con los obtenidos mediante un análisis dinámico no lineal y, por otra, los índices de daño global obtenidos se compararon con los determinados mediante el modelo de Park y Ang.

SUMMARY

A method to asses the seismic damage in reinforced concrete framed structures using response spectra is proposed. The method is based on the shear beam and on the bending beam models, for which the first vibration mode is considered to calculate the lateral displacement at the top of the building, as well as on the strength capacity curve of the structure. This curve relates the base shear with the maximum lateral displacement of the structure and is obtained applying monotonically increasing static loads, until the structural collapse is reached.

The method provides the following results: the elements which suffer a non-linear behaviour, the maximum expected lateral displacement of the structure, the vibration period after the structure suffers a certain damage and, the most important, the global damage index of the structure, normalized between zero and one.

The validation of the proposed method is performed by calculating the seismic damage of several structures subjected to the Corralito, 1989 and to the Tokachi Oki, 1968, earthquakes, for different normalizations of the maximum ground acceleration. These results are compared with those obtained by using a dynamic non-linear structural analysis. The obtained global damage index is also compared with that of Park and Ang.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Análisis en el tiempo de secciones de hormigón pretensado: Pérdidas de pretensado por retracción y fluencia. Influencia de la armadura pasiva

Juan Murcia
Profesor de investigación del CSIC (ICMAB)

1. INTRODUCCIÓN

Normalmente, en el proyecto de estructuras de hormigón, para estudiar los efectos diferidos, no siempre se requiere un análisis en el tiempo propiamente dicho. En muchos casos es suficientemente ajustado el cálculo a partir de las deformaciones instantáneas bajo cargas permanentes.

En hormigón pretensado, es necesario al menos un análisis en sección, para calcular las pérdidas de pretensado debidas a la retracción y la fluencia del hormigón y la relajación de las armaduras activas.

Este trabajo presenta un estudio del comportamiento diferido de secciones de hormigón pretensado, centrado en las pérdidas de pretensado por retracción y fluencia. Para ello se emplea un análisis sencillo, pero riguroso, basado en un planteamiento presentado previamente para zonas no fisuradas de hormigón armado.

En el trabajo se muestra la importancia de la armadura pasiva, especialmente la de compresión, en las pérdidas de pretensado por retracción y fluencia del hormigón. En este sentido, la armadura pasiva de compresión aumenta estas pérdidas, aspecto que debe subrayarse porque habitualmente no se contempla en su cálculo la presencia de la armadura pasiva. El estudio que sigue incluye este factor de modo natural, concluyendo con la propuesta de algunas expresiones prácticas que cuantifican su efecto, las cuales se comparan con otras bien conocidas en nuestro entorno.

2. COMPORTAMIENTO EN EL TIEMPO DE SECCIONES DE HORMIGÓN PRETENSADO EN SERVICIO

Según lo dicho, procede estudiar el comportamiento en el tiempo, para situación de servicio, de secciones en estructuras de hormigón pretensado. En tales condiciones, junto a la hipótesis de deformación plana, puede suponerse normalmente que no existe fisuración y que las tensiones se encuentran dentro del rango elástico lineal.

Es adecuado emplear el tratamiento presentado en [1], para secciones situadas en zonas no fisuradas de hormigón armado, adaptándolo al hormigón pretensado. En él juega un papel central la sección neta de hormigón, que es precisamente la parte que fluye y retrae.

La situación que se tiene viene mostrada en la figura 1.

Conviene, por tanto, recordar brevemente los resultados de [1]. Ello se hace en el apar-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

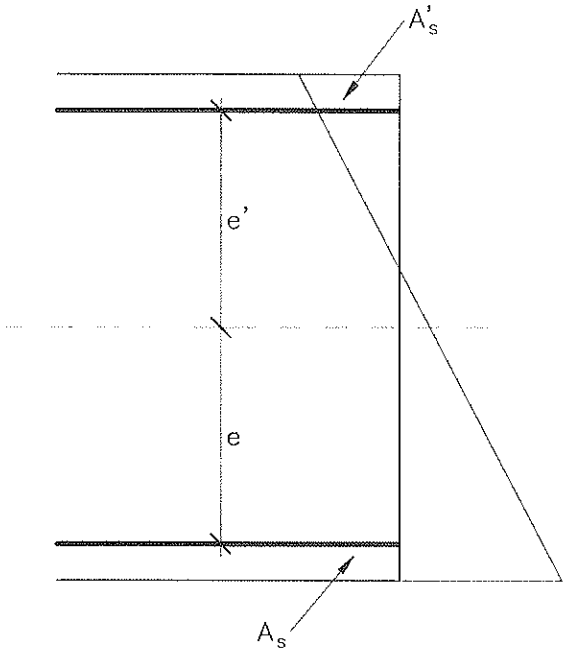


Figura 1. Esquema de la sección (con deformación plana).

tado que sigue, destacando algunos resultados no explícitos allí.

A lo largo de este trabajo se mantiene el convenio de signos empleado en [1]. Así, las excentricidades de las armaduras son positivas hacia arriba, las flexiones son positivas cuando comprimen arriba, las tracciones son positivas en las armaduras (y entonces, por comodidad, en el hormigón son positivas las compresiones; con ello, la retracción y la fuerza de pretensado entran directamente en las fórmulas como positivas).

2.1. Resultados del análisis diferido en zonas no fisuradas de hormigón armado

De modo *instantáneo*, en sección, para una flexión M las armaduras de tracción y compresión, de áreas respectivas A_S *y* A'_S, sufren por compatibilidad unos incrementos de fuerza ΔP *y* $\Delta P'$, que por equilibrio actúan sobre la sección neta de hormigón con signo contrario. Las excentricidades e y e' (figura 1) se toman sobre dicha sección.

Así, para la armadura de tracción, se tiene [1]

$$\Delta P = - n \cdot A_S \frac{\frac{\Delta P'}{A_C} + \frac{M + \Delta P' \cdot e'}{I_C} e}{1 + n \cdot A_S \left(\frac{1}{A_C} + \frac{e^2}{I_C} \right)} \qquad (1)$$

mientras que, para la de compresión, la expresión de $\Delta P'$, (1bis), es exactamente igual a (1) pero intercambiando los simbolos primas.

Eliminando $\Delta P'$ en (1) y (1 bis) se llega a

$$\Delta P = - M \cdot n \cdot A_S \frac{e + n \frac{A'_S \cdot (e - e')}{A_C}}{I_C \cdot r} \qquad (2)$$

y, procediendo del mismo modo con ΔP en (1) y (1 bis), a

$$\Delta P' = - M \cdot n \cdot A'_S \frac{e' + n \frac{A_S \cdot (e' - e)}{A_C}}{I_C \cdot r} \qquad (2 \text{ bis})$$

donde

n es el coeficiente de equivalencia $\left(n = \frac{E_S}{E_C} \right)$

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

A_C es el área e I_C es la inercia de la sección neta de hormigón,

$$r = 1 + n\left(\frac{A_S + A'_S}{A_C} + \frac{A_S \cdot e^2 + A'_S \cdot e'^2}{I_C}\right) + \\ + n^2 \frac{A_S \cdot A'_S \cdot (e - e')^2}{A_C \cdot I_C} \quad (3)$$

La curvatura instantánea es, entonces,

$$\gamma_0 = \frac{M + \Delta P \cdot e + \Delta P' \cdot e'}{E_C \cdot I_C} = \\ = \frac{M}{E_C \cdot I_C} \cdot \frac{1 + n\,\frac{A_S + A'_S}{A_C}}{r} \quad (4)$$

Al transcurrir ya el *tiempo*, los valores instantáneos previos reflejan la situación inicial. Recordemos ahora lo que ocurre en este ámbito, revisando en primer lugar el efecto de la *fluencia* del hormigón [1].

Como se supone que el momento M surge en un cierto instante y permanece sin variación, a lo largo del tiempo sólo aparecen, además, unos ΔP_{dif} y $\Delta P'_{dif}$ por la retracción y la fluencia del hormigón.

La flexión inicial sobre la sección neta de hormigón, M*, es

$$M^* = M + \Delta P \cdot e + \Delta P' \cdot e' \quad (5)$$

Entonces, si φ es el coeficiente de fluencia y *k* el de envejecimiento, la curvatura en el tiempo resulta

$$\gamma_{dif} = \frac{M^* \cdot \varphi + \Delta P_{dif} \cdot e\,(1 + k\,\varphi)}{E_C \cdot I_C} + \\ + \frac{\Delta P'_{dif} \cdot e'\,(1 + k\,\varphi)}{E_C \cdot I_C} \quad (6)$$

Como los ΔP_{dif} y $\Delta P'_{dif}$ se producen tanto por la fluencia originada por M* como por la creada por ellos mismos, se aprecia que todo lo que aparece en las expresiones para situación instantánea ha de aparecer igualmente en las expresiones en el tiempo, pero sustituyendo M por $M^* \cdot \varphi$ y, respectivamente, los incrementos instantáneos ΔP y $\Delta P'$ por $\Delta P_{dif}\,(1 + k\,\varphi)$ y $\Delta P'_{dif}\,(1 + k\,\varphi)$.

Además, es fácil constatar que, en las fórmulas donde ya no figuren ΔP_{dif} y $\Delta P'_{dif}$, sus productos por $1 + k\varphi$ dejan rastro gracias a las áreas A_S y A'_S, que siempre aparecen como factores en el valor de los primeros. Todo ello ofrece una regla tan sencilla como útil para obtener las expresiones actuales a partir de las instantáneas.

Como consecuencia de ello, el factor que sustituye a r, en (3), es

$$r_{dif} = 1 + n\left(\frac{A_S + A'_S}{A_C} + \frac{A_S \cdot e^2 + A'_S \cdot e'^2}{I_C}\right) \cdot \\ \cdot (1 + k\,\varphi) + n^2 \frac{A_S \cdot A'_S \cdot (e - e')^2}{A_C \cdot I_C}(1 + k\,\varphi)^2 \quad (7)$$

Con la misma regla, para la armadura de tracción, (2) se convierte en

$$\Delta P_{dif} = -M^* \cdot \varphi \cdot n \cdot A_S \cdot \\ \cdot \frac{e + n\,\frac{A'_S \cdot (e - e')}{A_C}(1 + k\,\varphi)}{I_C \cdot r_{dif}} \quad (8)$$

y, ajustando asimismo la curvatura γ_0, en (4), se cumple

$$\gamma_{dif} = \frac{M^* \cdot \varphi}{E_C \cdot I_C} \cdot \frac{1 + n\,\frac{A_S + A'_S}{A_C}(1 + k\,\varphi)}{r_{dif}} \quad (9)$$

Recordemos ahora cómo se incorpora el efecto de la *retracción* [1].

Si, instantáneamente, actuase sólo sobre la sección una deformación de retracción ε_r (tomándola, como se dijo, positiva), se cumpliría

$$\Delta P = -n \cdot A_S \frac{\varepsilon_r \cdot E_C + \frac{\Delta P'}{A_C} + \frac{\Delta P' \cdot e'}{I_C} e}{1 + n \cdot A_S\left(\frac{1}{A_C} + \frac{e^2}{I_C}\right)} \quad (10)$$

y $\Delta P'$ tendría la expresión 10bis, intercambiando las primas en (10).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

De nuevo, eliminando $\Delta P'$ y ΔP de (10) y (10 bis) resultan, respectivamente,

$$\Delta P = -\varepsilon_r \cdot E_S \cdot A_S \frac{1 + n \frac{A'_S \cdot e' \cdot (e' - e)}{I_C}}{r} \qquad (11)$$

$$\Delta P' = -\varepsilon_r \cdot E_S \cdot A'_S \frac{1 + n \frac{A_S \cdot e \cdot (e - e')}{I_C}}{r} \qquad (11\ \text{bis})$$

Procediendo como antes para la flexión, y dado que la retracción no produce curvatura en la sección neta de hormigón, se tiene

$$\gamma_0 = \frac{\Delta P \cdot e + \Delta P' \cdot e'}{E_C \cdot I_C} = -\varepsilon_r \cdot n \frac{A_S \cdot e + A'_S \cdot e'}{I_C \cdot r} \qquad (12)$$

Como era de esperar, cuando $e = -e'$ (excentricidades simétricas), en la expresión 12 se aprecia que la retracción produce curvatura nula si $A_S = A'_S$ (simetría total), curvatura positiva si $A_S > A'_S$ y curvatura negativa si $A_S < A'_S$ (recuérdese que *e* es negativa).

Por supuesto, como la retracción es una deformación en el tiempo, los ΔP, $\Delta P'$ y γ_0, de (10) a (12), son instrumentales y no reales.

Al introducir el tiempo, con la regla conocida, la expresión 11 pasa a ser

$$\Delta P_{dif} = -\varepsilon_r \cdot E_S \cdot A_S \frac{1 + n \frac{A'_S \cdot e' \cdot (e' - e)}{I_C}\left(1 + k\,\varphi\right)}{r_{dif}} \qquad (13)$$

y aplicando a la expresión 12 la misma regla se obtiene

$$\gamma_{dif} = -\varepsilon_r \cdot n \frac{A_S \cdot e + A'_S \cdot e'}{I_C \cdot r_{dif}}\left(1 + k\,\varphi\right) \qquad (14)$$

Aunque la retracción se inicia antes de que la fluencia tenga un efecto significativo, en la práctica se pueden hacer coincidir si esa diferencia no es importante.

En definitiva, al combinar *flexión, fluencia* y *retracción*, considerando de nuevo la armadura de tracción, con (8) y (13), se tiene

$$\Delta P_{dif} = -\frac{A_S}{r_{dif}} \left\{ M^* \cdot \varphi \cdot n \left| \frac{e}{I_C} + n \frac{A'_S \cdot (e - e')}{A_C \cdot I_C}(1 + k\,\varphi) \right| + \varepsilon_r \cdot E_S \left| 1 + n \frac{A'_S \cdot e' \cdot (e' - e)}{I_C}\left(1 + k\,\varphi\right) \right| \right\} \qquad (15)$$

Asimismo, sumando (9) y (14), se obtendría ahora la curvatura diferida [el origen es el instante en que aparece la flexión; antes, el efecto de la retracción y la fluencia se deduce de (14)]. Como normalmente ocurre que $A_S > A'_S$ y, salvo ciertos casos de sección rectangular, $|e| \geq |e'|$, el término de la retracción es positivo (e es negativa) y se suma al de la fluencia, colaborando ambos a aumentar la curvatura en el tiempo; además, este término suele ser pequeño, ya que en hormigón armado la armadura es similar arriba y abajo en las zonas no fisuradas.

Si, junto con lo anterior, existiera una *compresión*, su efecto (aparte de generar las tensiones que la equilibren) sería similar al de la retracción. Procedería, entonces, considerar en el análisis las deformaciones axiales que produce sobre la sección neta de hormigón.

Las expresiones obtenidas se pueden simplificar eliminando el último sumando del factor *r* o del factor r_{dif}, definidos respectivamente por las expresiones 3 y 7. Este sumando es normalmente mucho menor que el resto.

Habitualmente interesa el valor de las expresiones para tiempos muy largos. En estos casos, es práctico sustituir el término $n\,(1 + k\,\varphi)$ por un valor constante adecuado (al menos, para el coeficiente k), introduciendo poco error. Pero, para tiempos cortos, conviene tomar el valor real de $1 + k\,\varphi$ en cada caso; o incluso, si queda del lado seguro, sustituirlo por la unidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

2.2. Introducción del pretensado

La solicitación del pretensado sobre la sección neta de hormigón es, en general, una flexocompresión. Por tanto, las secciones de hormigón pretensado pueden asimilarse a las de hormigón armado sometidas a dicha solicitación, incluyendo así el efecto del pretensado; con la diferencia de que en este caso la compresión es introducida a través de una armadura.

Aplicando lo que resulta en tal situación, según el apartado previo, si se toma la flexión del pretensado con respecto al baricentro de la sección neta de hormigón y la armadura de pretensado es la inferior (figura 1), la expresión de la curvatura en el tiempo, con (9) y adecuando (14), es

$$\gamma_{dif} = \frac{M^* \cdot \varphi}{E_C \cdot I_C} \cdot \frac{1 + n \dfrac{A_S + A'_S}{A_C}\left(1 + k\,\varphi\right)}{r_{dif}} - \tag{16}$$

$$-\left(\frac{P_0}{E_C \cdot A_C} \cdot \varphi + \varepsilon_r\right) n \frac{A_S \cdot e + A'_S \cdot e'}{I_C \cdot r_{dif}}\left(1 + k\,\varphi\right)$$

donde M* es de nuevo la flexión inicial sobre sección neta de hormigón y el efecto diferido de la compresión del pretensado se suma al de la retracción.

Esta flexión M* viene dada ahora por

$$M^* = M + P_0 \cdot e + \Delta P' \cdot e' \tag{17}$$

siendo M la flexión exterior (constante en el tiempo), P_0 la fuerza inicial de pretensado (en la armadura de tracción, la activa) y, como siempre, $\Delta P'$ el incremento para la situación inicial (flexión exterior y pretensado, en este caso); no existiendo aquí el ΔP inicial.

Lo anterior refleja en esencia el pretensado con *armaduras postesas*, en el que P_0 procede de un dato conocido, la fuerza aplicada en un anclaje activo, descontando las correspondientes pérdidas instantáneas.

Para pretensado con *armaduras pretesas*, (17) es válida si P_0 es la fuerza que queda justo tras destesar, que hay que calcular, y no la de tesado (en bancada, que es dato; coincide con la fuerza de neutralización).

Una vez más, para valores finales, típicos (con los iniciales) del hormigón pretensado, en la práctica se sustituye el término $n\,(1 + k\,\varphi)$ (o al menos k, según los casos), por un valor constante adecuado.

Pérdidas diferidas de pretensado

Un resultado siempre importante en secciones de hormigón pretensado es el valor de las pérdidas diferidas. Como es evidente, dentro del análisis que se viene efectuando, las relativas a la retracción y la fluencia del hormigón están representadas por la variable ΔP_{dif}.

Entonces, adecuando (15) para incluir la compresión del pretensado, como se ha hecho para llegar a (16), tras operar resulta

$$\Delta P_{dif} = -\frac{A_p}{r_{dif}} \left\{ \left| \varepsilon_r \cdot E_p + n \cdot \varphi \left(\frac{P_0}{A_C} + \frac{M^* \cdot e}{I_C} \right) \right| + \right.$$

$$+ n \frac{A'_S \cdot (e' - e)}{I_C}\left(1 + k\,\varphi\right) \left| \varepsilon_r \cdot E_p \cdot e' + \right. \tag{18}$$

$$\left. \left. + \frac{n \cdot \varphi}{A_C}\left(P_0 \cdot e' - M^*\right) \right| \right\}$$

donde se ha cambiado A_S por A_p y E_S por E_p, para indicar que se refieren a la armadura activa.

En (18) se aprecia que ΔP_{dif} es negativo y, en efecto, se trata de una pérdida (las cantidades entre corchetes resultan siempre positivas y los factores lo son también). Además, como era esperable de modo cualitativo, la armadura de compresión tiende a aumentar la pérdida [aunque, recuérdese, en el divisor r_{dif}, expresado en (7), con todos sus términos positivos, también entra el área de dicha armadura].

Conviene precisar el valor de la flexión

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

M* en (17). Para ello, asimilando (2bis) a la flexión ahora existente, se tiene

$$\Delta P' = -\left(M + P_0 \cdot e\right) n \cdot A'_S \frac{e' + n \dfrac{A_S \cdot \left(e' - e\right)}{A_C}}{I_C \cdot r} \qquad (19)$$

sin contar el efecto de la compresión del pretensado, similar al expresado en (11 bis), que da un valor siempre negativo.

Sustituyendo (19) en (17), se llega a

$$M^* = \left(M + P_0 \cdot e\right)\left[1 - n \cdot A'_S \cdot e' \frac{e' + n \dfrac{A_S\left(e' - e\right)}{A_C}}{I_C \cdot r}\right] \qquad (20)$$

El valor de M* sería en realidad algo menor al que resulta de (20), teniendo en cuenta el efecto no considerado en $\Delta P'$, que acaba de mencionarse, en el término $\Delta P' \cdot e'$ de (17).

A la vista de lo que resulta en (18), se procede a su reajuste en dos pasos.

En primer lugar, se toma sin más M* = = M + $P_0 \cdot e$, en lugar de (20).

Al mismo tiempo, se toma $-\dfrac{I_C}{A_C \cdot e \cdot e'} = 1$; lo que, normalmente, se da con bastante aproximación (aunque, en realidad $-\dfrac{I_C}{A_C \cdot e \cdot e'} < 1$). Con ello, al final de (18), $-\dfrac{M^*}{A_C}$ queda sustituido por $\dfrac{M^* \cdot e \cdot e'}{I_C}$.

De este modo, (18) se transforma en

$$\Delta P_{dif} = -\frac{A_p}{r_{dif}}\left[\varepsilon_r \cdot E_p + n \cdot \varphi\left(\frac{P_0}{A_C} + \frac{M^* \cdot e}{I_C}\right)\right] \cdot \left[1 + n \frac{A'_S \cdot e' \cdot \left(e' - e\right)}{I_C}\left(1 + k\,\varphi\right)\right] \qquad (21)$$

donde $M^* = M + P_0 \cdot e$.

Se logra así un buen ajuste, ya que ambos pasos son bastante aproximados, lo que se cambia va multiplicado por valores pequeños y los errores introducidos son de efecto compensante por tener signos contrarios. Esto último se comprueba todo seguido, contemplando la parte entre llaves dc (18) y dejando de lado el signo inicial.

En efecto, si $M + P_0 \cdot e > 0$, al tomar $M^* = M + P_0 \cdot e$, valor mayor que el de (20), como M* va multiplicado por *e*, negativa, está claro que la cantidad sustituida es algo menor que la original; en el otro paso, como

$$-\frac{I_C}{A_C \cdot e \cdot e'} < 1, \text{ si } M + P_0 \cdot e > 0,$$

$$-\frac{M^*}{A_C} < \frac{M^* \cdot e \cdot e'}{I_C},$$

por lo que lo sustituido es algo mayor que lo original. Si $M + P_0 \cdot e < 0$, resulta exactamente lo contrario.

Al examinar (21), aparte de lo dicho para (18), se constata de forma más clara el efecto apreciable de la armadura de compresión en las pérdidas.

Por último, si existe una *armadura pasiva de tracción*, además de la activa, suponiendo la misma excentricidad para ambas (la de la armadura activa, que suele ir más al interior; lo que es razonable y simplifica mucho las cosas) resulta una expresión como (21), esto es,

$$\Delta P_{dif} = -\frac{A_p}{r_{dif}}\left[\varepsilon_r \cdot E_p + n \cdot \varphi\left(\frac{P_0}{A_C} + \frac{M^* \cdot e}{I_C}\right)\right] \cdot \left[1 + n \frac{A'_S \cdot e' \cdot \left(e' - e\right)}{I_C}\left(1 + k\,\varphi\right)\right] \qquad (22)$$

donde ya no sólo se incluye el área de la armadura activa, A_p; además, en r_{dif} entran

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ya las tres armaduras, al sustituir A_S, en (7), por A_{ST}, siendo $A_{ST} = A_P + A_S$, en la que A_S es el área de la armadura pasiva de tracción. Como en (21), puede tomarse $M^* = M + P_0 \cdot e$.

Se ve asimismo que la armadura pasiva de tracción tiene un efecto apreciable en las pérdidas. Pero, al contrario que la de compresión, tiende a disminuirlas; como también era esperable cualitativamente.

En (22), el paréntesis dentro del primer corchete representa la tensión del hormigón, a nivel de la armadura activa, en la situación inicial, esto es, la tensión inicial para cargas permanentes. Dividiendo por E_C, se tendría la deformación inicial del hormigón para dichas cargas.

Si en (22) se toma $A'_S = 0$, resulta como caso particular (28), fórmula recogida por Ghali y Favre [2] y por el actual borrador de la nueva norma de hormigón estructural EHE [3] (con $A_{ST} = A_p$).

En cuanto al valor de la flexión M^* en (22), se tiene

$$M^* = M + P_0 \cdot e + \Delta P \cdot e + \Delta P' \cdot e' \quad (23)$$

donde ΔP es el incremento inicial (para flexión exterior y pretensado) de la armadura pasiva de tracción. Su expresión, (19 bis), se deduce de (19) intercambiando como siempre los símbolos primas.

Sustituyendo (19) y (19bis) en (23), se obtiene

$$M^* = \left(M + P_0 \cdot e\right) \cdot \left[1 - n \frac{A_S \cdot e^2 + A'_S \cdot e'^2}{I_C \cdot r} - n^2 \frac{A_S \cdot A'_S \cdot \left(e - e'\right)^2}{A_C \cdot I_C \cdot r}\right] \quad (24)$$

En fin, para los casos de excentricidades de las armaduras pasiva de tracción y activa muy distintas, siempre es posible, si fuera necesario, extrapolar sin dificultad el análisis de pérdidas efectuado.

3. FÓRMULAS PARA LAS PÉRDIDAS DIFERIDAS DE PRETENSADO

Se pasa ahora revista a varias fórmulas, unas resultantes del análisis anterior y otra que se muestra hoy día relevante en nuestro entorno.

1. Se propone como base la fórmula más general obtenida, la (22). Llamando ε_{cgp} a la deformación antes citada para cargas permanentes,

$$\varepsilon_{cgp} = \frac{P_0}{E_C \cdot A_C} + \frac{\left(P_0 \cdot e + M\right) e}{E_C \cdot I_C},$$

y dado que $M^* = M + P_0 \cdot e$, resulta

$$\Delta P_{dif} = - A_p \left(\varepsilon_r + \varphi \cdot \varepsilon_{cgp}\right) \cdot E_p \frac{1 + n \frac{A'_S \cdot e' \cdot \left(e' - e\right)}{I_C}}{r_{dif}} \left(1 + k\,\varphi\right) \quad (25)$$

donde, para r_{dif}, en (7), A_{ST} ($A_{ST} = A_P + A_S$) sustituye a A_S.

Un ajuste de (25), simplificando tanto el término de A'_S como el divisor r_{dif} (se toma éste como si $A'_S = 0$), que se propone, es

$$\Delta P_{dif} = - A_p \left(\varepsilon_r + \varphi \cdot \varepsilon_{cgp}\right) \cdot E_p \frac{1 + 2\,n \frac{A'_S}{A_C}}{1 + n \cdot A_{ST} \left(\frac{1}{A_C} + \frac{e^2}{I_C}\right) \cdot \left(1 + k\,\varphi\right)} \quad (26)$$

Otra propuesta más sencilla, asimismo un ajuste de (25), es

$$\Delta P_{dif} = - A_p \left(\varepsilon_r + \varphi \cdot \varepsilon_{cgp}\right) \cdot E_p \frac{1 + n \cdot \frac{A'_S}{A_C}}{1 + 2{,}5\,n \frac{A_{ST}}{A_C} \left(1 + k\,\varphi\right)} \quad (27)$$

2. Se muestra ahora la fórmula que figura en [2] y en el actual borrador de la nueva norma EHE [3] (con $A_{ST} = A_P$). Su expresión es

$$\Delta P_{dif} = - A_p \left(\varepsilon_r + \varphi \cdot \varepsilon_{cgp}\right) \cdot E_p \frac{1}{1 + n \cdot A_{ST} \left(\frac{1}{A_C} + \frac{e^2}{I_C}\right) \cdot \left(1 + k\,\varphi\right)} \quad (28)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

la cual es un caso particular de (25), como se sabe (para $A'_S = 0$), y se diferencia de (26) en que falta el término que incluye A'_S.

Las fórmulas (25) a (28) poseen, como es bien patente, una parte común.

* * * * * *

Se comparan ahora los resultados de las fórmulas (25) a (28), aunque sólo para los cocientes que multiplican a la parte común a todas ellas, en función de la cuantía de la armadura total de tracción, ρ ($\rho = A_{ST} / A_C$).

La comparación se muestra en las figuras 2, 3 y 4; las cuales, respectivamente, corresponden a las siguientes cuantías de armadura de compresión ($\rho' = A'_S / A_c$):

$$\rho' = 0{,}005, \ \rho' = 0{,}01 \ \text{y} \ \rho' = 0{,}015.$$

Para los demás parámetros de los cocientes de (25) a (28), que no son demasiado variables, se han tomado valores realistas.

Aunque las figuras 2, 3 y 4 ofrecen resultados independientes de las cargas y de las propiedades diferidas del hormigón, el cociente que representan se muestra tal vez poco ilustrativo, por ser inhabitual en la práctica. Pero es inmediato tener una idea cuantitativa de las pérdidas de pretensado implicadas: multiplicando por 180 los valores en ordenadas de los gráficos se obtienen las pérdidas de tensión de la armadura activa en MPa; lo que resulta al tomar para $\varepsilon_r + \varphi \cdot \varepsilon_{cgp}$, de las expresiones 25 a 28, un valor cercano a 0,0009. Las pérdidas porcentuales se obtienen al considerar la tensión inicial de dicha armadura: si ésta es por ejemplo de 1.200 MPa, hay que multiplicar dichos valores por 15.

Las figuras muestran la importancia del efecto de la armadura de compresión, A'_S, en las pérdidas de pretensado por retracción y fluencia, ya que estas pérdidas aumentan con su cuantía; si no se considera su efecto, al crecer A'_S, el resultado es cada vez más inseguro.

Este efecto, ya avanzado al obtener (21), era por supuesto esperable de modo cualitativo: cuanto más rígida es, a efectos diferidos, la zona de compresiones, más se deforma en el tiempo la de tracciones; lo que supone mayores pérdidas. Ahora, simplemente, el análisis lo cuantifica.

La diferencia cuantitativa entre conside-

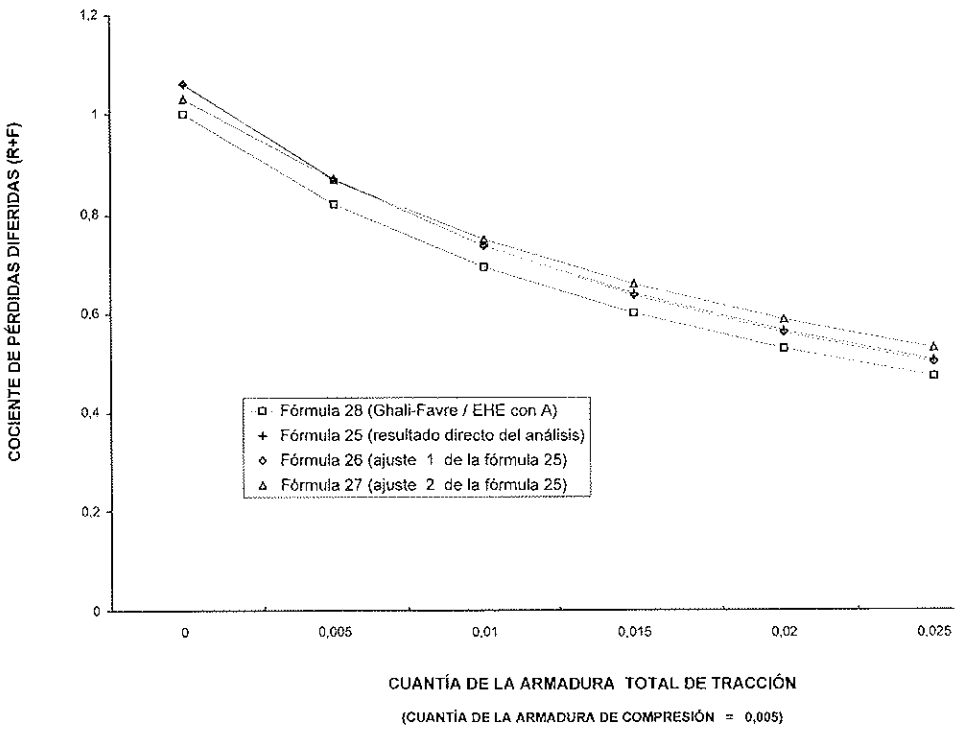


Figura 2. Comparación entre fórmulas de pérdidas diferidas ($\rho' = 0{,}005$).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

rar o no A'_S queda muy clara comparando (26), aproximación a lo que se obtiene del análisis efectuado, con (28), que como se sabe resulta en dicho análisis cuando se toma $A'_S = 0$. En efecto, ambas son iguales salvo el factor $1 + 2n\rho'$ de (26).

Por tanto, si se trabaja en función de la cuantía de compresión, la expresión 28 representa un valor constante (no considera A'_S) y se sitúa por debajo de las expresiones 25, 26 y 27, de resultados muy parecidos entre sí, que aproximadamente crecen de forma lineal con el factor $1 + 2n\rho'$ (exactamente, la expresión 26). Para las cuantías de compresión asociadas a las figuras 2, 3 y 4, esta diferencia por defecto es del orden del 6%, el 12% y el 18%, respectivamente.

Se concluye así la conveniencia de tener en cuenta la armadura de compresión, si su cuantía es apreciable (superior a 0,005, por ejemplo), en el cálculo de las pérdidas de pretensado. Para ello, puede utilizarse la expresión 26 o la 27 (ambas se muestran válidas, al menos, hasta cuantías de 0,025, en tracción, y de 0,015, en compresión).

En cuanto a la armadura pasiva de tracción, A_S, se confirma su efecto de disminuir las pérdidas. Así, claro está, conviene asimismo considerarla si tiene cierta relevancia; aunque, de no hacerlo, se queda por el lado de la seguridad. Por ello, y como además su cuantía no suele ser grande, en la práctica puede no considerarse en muchos casos.

La diferencia entre considerar o no A_S, se aprecia desplazando hacia la izquierda las curvas (figuras 2, 3 y 4) en el valor de su cuantía, ya que el eje de abscisas es la cuantía total a tracción, la de A_{ST}.

* * * * * *

Además de las expresiones anteriores, se contemplan ahora otras bien conocidas, viendo así cómo ha evolucionado la cuestión en nuestro entorno. En concreto, se incluyen la fórmula clásica recogida por Leonhardt [4, 5] y Rüsch et al. [6], y la propuesta en las normas de hormigón pretensado EP-80 [7] (ligera modificación de la EP-77) y EP-93 [8].

Comenzando por el final, la fórmula de

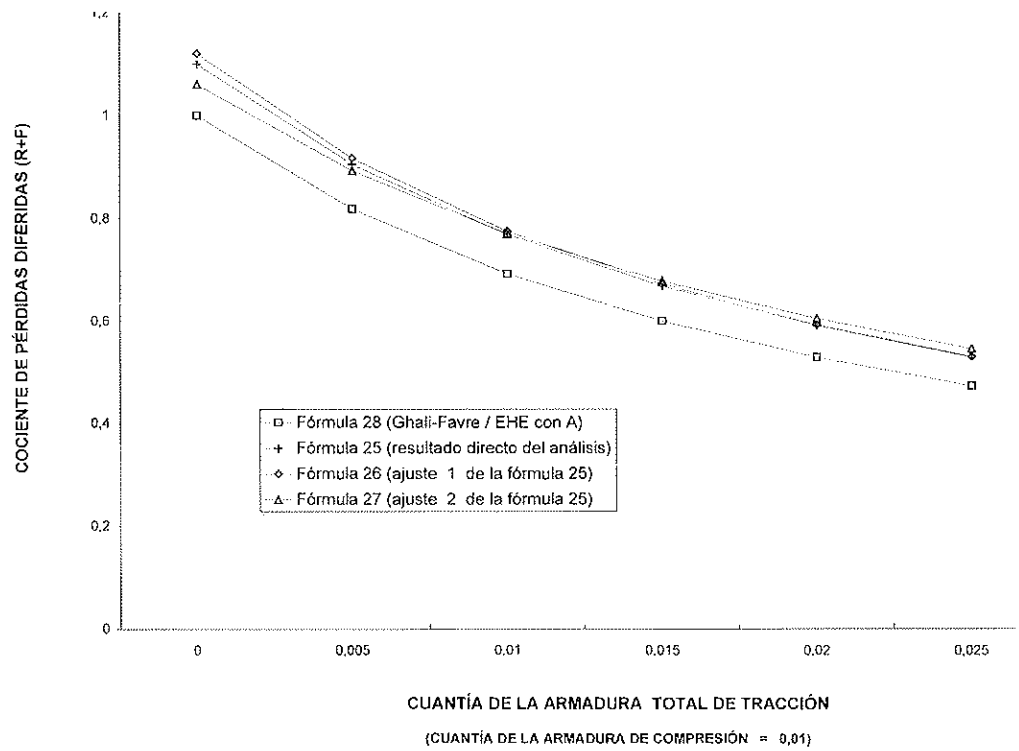


Figura 3. Comparación entre fórmulas de pérdidas diferidas ($\rho' = 0,01$).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

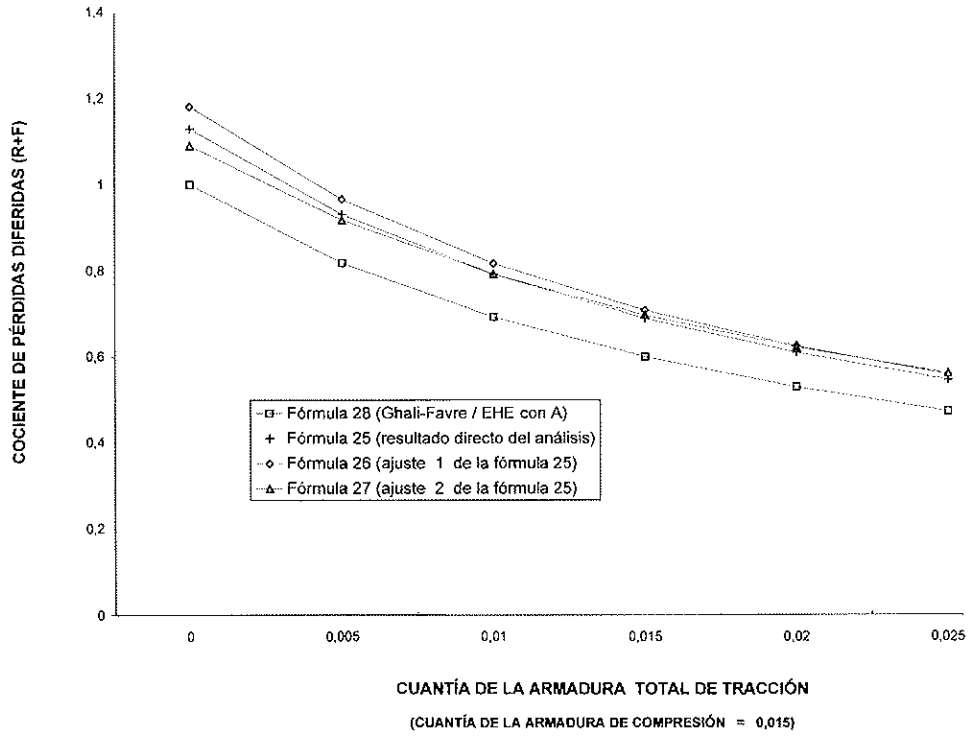


Figura 4. Comparación entre fórmulas de pérdidas diferidas ($\rho' = 0{,}015$)

las últimas versiones de la norma española de hormigón pretensado, EP-80 [7] y EP-93 [8] (ésta vigente mientras no entre en vigor la EHE), es muy sencilla, a saber,

$$\Delta P_{dif} = - A_P \, (\varepsilon_r + \varphi \cdot \varepsilon_{cgp}) \, E_P \qquad (29)$$

que, como es fácil prever y se comprueba en seguida, no es muy precisa aunque sí segura (lo que ambas normas apuntan en sus comentarios).

La fórmula clásica recogida por Leonhardt [4, 5] y Rüsch et al. [6] es algo más compleja y, con la misma terminología, se expresa como

$$\Delta P_{dif} = - A_p \left(\varepsilon_r + \varphi \cdot \varepsilon_{cgp}\right) \cdot \cdot E_P \frac{1}{1 + n \cdot A_p \left(\frac{1}{A_C} + \frac{e^2}{I_C}\right) \cdot \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)} \qquad (30)$$

Se observa que (30) es como (28) con $k = 0{,}5$. Como, en condiciones normales (valores finales), k tiene un valor del orden de 0,8, esta fórmula da siempre pérdidas algo mayores que (28) (con $A_{ST} = A_p$).

Entonces, si se comparan gráficamente (29) y (30) como se ha hecho antes, resulta la figura 5, donde asimismo se ha incluido (28); para unificar, sólo se considera la cuantía de armadura activa ρ_p . Se observa que (29) es la horizontal de valor 1 y (30) una curva que arranca en el mismo valor, como (28), y conforme crece ρ se separa de ésta (al principio muy rápidamente, luego ya menos), siempre por encima; para $\rho_p = 0{,}025$, la diferencia con (28) es del orden del 12%.

La figura 5 también muestra cómo el error de (29) respecto a las otras fórmulas, más ajustadas, crece muy deprisa (de hecho, en la práctica, se ha empleado muy poco; ahora va a ser sustituida en la normativa). Los resultados de la figura pueden pasarse a pérdidas de pretensado, siguiendo las mismas pautas indicadas para las figuras anteriores.

4. CONCLUSIÓN

Este trabajo ha presentado un estudio en el tiempo de secciones de hormigón pretensado, para situación de servicio, en función

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

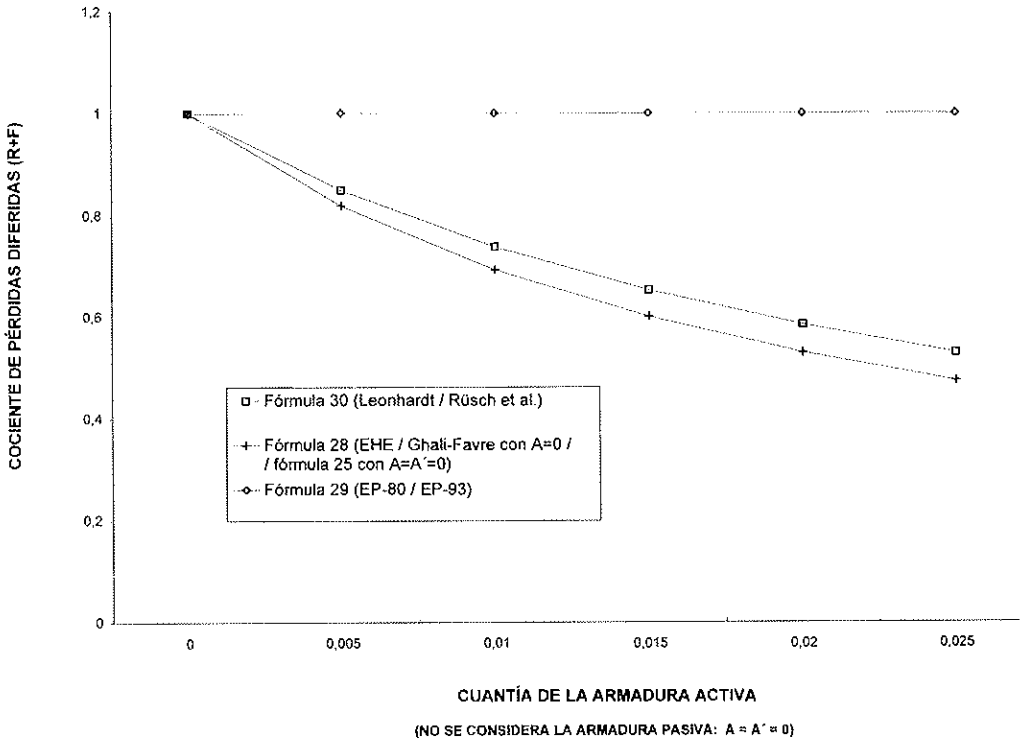


Figura 5. Comparación entre fórmulas de pérdidas (sin armadura pasiva).

de las secciones netas de hormigón y de las diversas armaduras. El estudio se centra en las pérdidas de pretensado por retracción y fluencia.

El análisis desarrollado se basa en otro previo para zonas no fisuradas de hormigón armado [1]; por lo cual incluye de modo natural, entre otros factores, la presencia de la armadura pasiva.

Se trata de un análisis ajustado, en el que se separa la parte que fluye y retrae (sección neta de hormigón) del resto y se considera la influencia de todas las armaduras en el equilibrio y la compatibilidad, tanto en la situación inicial como a lo largo del tiempo. No resulta muy complicado (aunque requiere operar con fórmulas) y lleva a expresiones bastante sencillas; dando como caso particular la fórmula propuesta en el borrador de la nueva norma española EHE [3], que sólo considera la armadura activa, o la recogida por Ghali y Favre [2], que además incluye la pasiva de tracción con igual excentricidad que la activa (casos de análisis bastante inmediato, que en realidad vienen a ser el mismo).

El estudio revela que la armadura pasiva es un factor de cierta importancia en las pérdidas por retracción y fluencia, que no suele tenerse en cuenta en su cálculo; particularmente la de compresión, la cual incide, como es esperable cualitativamente, en el sentido de aumentar tales pérdidas (la armadura pasiva de tracción incide en sentido contrario).

Se han propuesto tres fórmulas (con armadura pasiva) para el cálculo de tales pérdidas: una obtenida de modo directo en el análisis efectuado y dos más, muy prácticas, que son ajustes simplificados de la primera.

Para completar el estudio, las fórmulas propuestas se han comparado con las citadas, para diversas cuantías de compresión ρ'; en particular, se estima que, al considerar esta armadura, las pérdidas se multiplican más o menos por el factor $1 + 2n\rho'$. Asimismo, se ha resumido la evolución del asunto en nuestro entorno, comparando las fórmulas previas (sólo con armadura activa) con la clásica recogida por Leonhardt [4, 5] y Rüsch et al. [6], y con la de las normas españolas EP-80 [7] y EP-93 [8].

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

REFERENCIAS

1. MURCIA, J. "Algunas conclusiones del análisis en el tiempo de estructuras de hormigón armado, relativas al cálculo de flechas diferidas". *Hormigón y Acero* n.º 188, pp. 61-71. Madrid, 1993.

2. GHALI, A. & FAVRE, R. *"Concrete Structures: Stresses and Deformations"*. E & FN Spon. London, 1994.

3. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *"Instrucción de hormigón estructural EHE"* (borrador). Ministerio de Fomento. Madrid, 1998.

4. LEONHARDT, F. *"Hormigón pretensado"*. Instituto "Eduardo Torroja". Madrid, 1977.

5. LEONHARDT, F. *Hormigón pretensado* (Tomo 5 de "Estructuras de hormigón armado"). El Ateneo. Buenos Aires, 1986.

6. RÜSCH, H., JUNGWIRTH, D. & HILSDORF, H. K. *"Creep and Shrinkage: Their Effect on the Behavior of Concrete Structures"*. Springer-Verlag. New York, 1983.

7. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado, EP-80.* M.º de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, 1980.

8. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado, EP-93.* M.º de Obras Públicas y Transportes. Madrid, 1993.

RESUMEN

Este artículo estudia el comportamiento diferido, por retracción y fluencia, de secciones de hormigón pretensado. El trabajo es una extensión de un trabajo previo para secciones no fisuradas de hormigón armado. Se trata de un análisis sencillo, pero ajustado, enfocado a evaluar las pérdidas diferidas de pretensado por retracción y fluencia.

La presencia de la armadura pasiva es, en tales pérdidas, un factor de cierto relieve que no suele tenerse en cuenta en su cálculo; en particular la de compresión, que incide en el sentido de aumentarlas. El análisis que se efectúa incluye este factor de modo natural, concluyendo con la obtención de una fórmula para las pérdidas diferidas; además, se proponen otras dos fórmulas simplificadas, ajustes de la anterior.

Finalmente, los resultados del trabajo se comparan con los derivados de otras fórmulas bien conocidas, para diversas cuantías de armadura.

SUMMARY

This paper studies the time-dependent behaviour due to creep and shrinkage of prestressed concrete cross-sections, in a simple but accurate way. The analysis is an extension of a previous work for non-cracked reinforced concrete cross-sections. It focuses mainly on the evaluation of the creep and shrinkage prestressing losses.

One conclusion is that passive reinforcement has a certain significance for such losses. However, normally, this factor is not taken into account in their calculation; specially for compression reinforcement, which tends to increase these losses. The present analysis includes this factor in an inherent way and finally leads to several formulae for the losses: one more accurate and other two simplified.

Results from the proposed formulae are compared with those derived from another well-known formulae for different reinforcement ratios.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Estudio experimental y numérico del comportamiento de puentes prefabricados monoviga bajo cargas de servicio

Gustavo Ariel Pérez
Ing. Civil, Doctorando Univ. Politécnica de Cataluña
Univ. Nac. Tucumán (Argentina)

Antonio Marí Bernat
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos.
Catedrático Universidad Politécnica de Cataluña

Rodolfo Francisco Danesi
Dr. Ing. Civil. Prof. Titular, Investigador,
Univ. Nacional de Tucumán (Argentina)

INTRODUCCIÓN

La mayor parte de las estructuras de hormigón se construyen actualmente de forma evolutiva, lo cual implica la aparición de fases intermedias durante las cuales ésta experimenta variaciones geométricas o en los materiales, o bien alteraciones de su esquema estático. Generalmente, tales variaciones modifican sensiblemente la distribución de esfuerzos o tensiones finales con respecto a los que puede predecir un simple análisis sobre la geometría definitiva (1, 2).

En el caso de estructuras de puentes, un ejemplo muy frecuente de estructuras evolutivas es el de tableros compuestos por vigas prefabricadas de hormigón pretensado, conectadas a una losa superior de hormigón armado vertido in situ. En este tipo de construcción, la diferencia entre las propiedades mecánicas y reológicas de ambos hormigones (losa y viga), su evolución en el tiempo, las pérdidas de fuerza de pretensado por retracción, fluencia y relajación, la secuencia del proceso constructivo, con o sin apeo de las vigas y la posible construcción por etapas de la losa superior, son factores que afectan el estado tensional a lo largo del tiempo. Dichos efectos deben ser considerados en el dimensionamiento de la fuerza de pretensado a fin de garantizar la ausencia de fisuración o su limitación a valores aceptables, en cualquier instante de la vida útil de la estructura.

Cada uno de los fenómenos que gobiernan el problema –fluencia, retracción, relajación, fisuración–, han sido analizados y caracterizados de manera independiente en numerosos estudios experimentales y en cierta medida también la interacción de algunos de ellos en estructuras relativamente sencillas diseñadas con objetivos previos muy específicos. Además existen modelos de análisis numérico que intentan reproducir el comportamiento de estructuras complejas, que son normalmente contrastados con ensayos convencionales. Lógicamente, para poder utilizar sistemáticamente dichos modelos numéricos en el proyecto y construcción de estos puentes, es importante verificarlos con ensayos sobre modelos experimentales donde intervengan interactivamente los mismos fenómenos que en las estructuras reales, de manera que los resultados de la simulación puedan ser contrastados.

En el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona) se viene desarrollando, desde el año 1995, un extenso programa teórico-experimental, con el objeto de estudiar el comportamiento en servicio de puentes de hormigón construidos en forma evolutiva. La parte experimental de

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

dicha investigación consiste en la construcción, instrumentación y ensayo, bajo diversas condiciones de carga, de un modelo de puente de hormigón de sección cajón, en escala 1:2. A su vez, la parte teórica comprende el desarrollo de un modelo numérico adecuado a este tipo de problemas. En trabajos previos se realizaron estudios sobre el comportamiento de este modelo durante su construcción y bajo cargas permanentes. En este artículo se descubren algunos de los resultados más significativos de los ensayos en servicio realizados bajo diversas hipótesis de sobrecarga. Entre los aspectos a estudiar dentro de este programa de investigación se destacan:

- Comportamiento longitudinal bajo cargas centradas: Distribución de momentos flectores y esfuerzos cortantes, reacciones, tensiones, deformaciones y flechas en las secciones características.

- Distribución de deformaciones y tensiones a lo ancho de la losa, para conocer el efecto de arrastre por cortante (shear lag), habida cuenta de los efectos del proceso constructivo evolutivo.

Los valores experimentales obtenidos se comparan con las predicciones de dos modelos numéricos, se efectúa una discusión de los resultados y se extraen conclusiones acerca de la influencia de la construcción evolutiva en el comportamiento de este tipo de puentes y a las limitaciones de los modelos de análisis numérico.

MODELO EXPERIMENTAL

El modelo ensayado trata de reproducir un caso general de construcción de puente en forma evolutiva de utilización cada vez más frecuente en la práctica. Está formado por dos vanos de longitudes desiguales, constituidos por vigas prefabricadas de sección U. Una de las vigas es de hormigón pretensado mientras que la otra es de hormigón armado. Ambas vigas se unen entre si mediante barras pretensadas para obtener continuidad. Superiormente se hormigona in situ una losa de compresión que completa la sección cajón (Figura 1).

La sección de apoyo central no tiene pretensado, por lo que tanto la losa como la viga se fisuran, originando redistribuciones de esfuerzos y tensiones respecto de las que habrían en caso de ausencia de fisuración.

En el diseño del modelo se utilizó un factor de escala de longitudes 1:2, a fin de adaptarlo a las dimensiones disponibles en el laboratorio sin desvirtuar la simulación de fenómenos de interés en el ensayo. Las vigas se fabricaron con hormigón de 50 MPa de resistencia característica, mientras que la

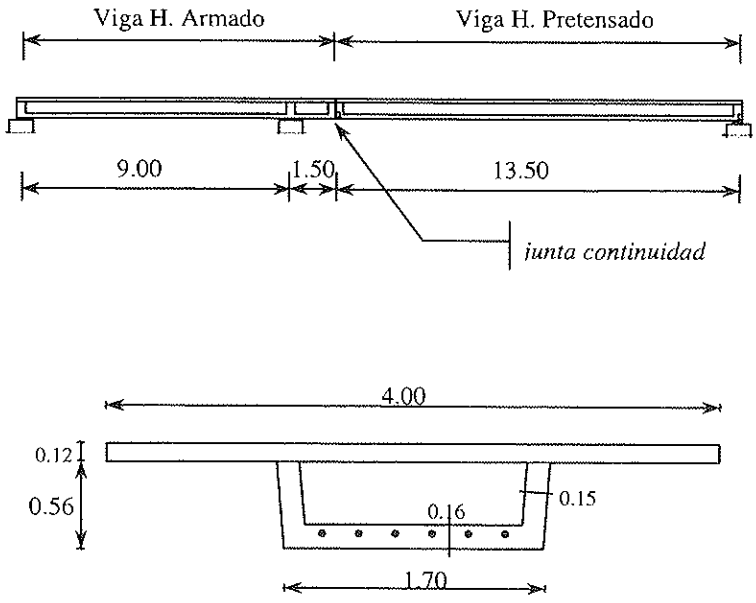


Figura 1: Sección longitudinal y transversal del modelo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

losa superior con hormigón de 25 MPa. Para el pretensado de las vigas se utilizaron tendones de acero "superestabilizado", de baja relajación, con tensión de rotura de 1900 MPa, a su vez, el pretensado de continuidad se aplica con dos barras de acero de 25 mm de diámetro, con anclaje de rosca, que tienen una tensión de rotura de 1050 MPa.

Una descripción más detallada del diseño del modelo, de su proceso constructivo y de los resultado obtenidos durante la construcción y bajo la aplicación de cargas permanentes durante 500 días puede encontrarse en las referencias bibliográficas (3, 4).

DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

En la etapa experimental que se analiza en este trabajo se pretendió estudiar el comportamiento del modelo de puente solicitado por el momento flector máximo debido a sobrecargas de uso en el vano pretensado. Estas cargas resultan ser (Figura 2):

- Carga útil distribuida linealmente: $q = 4\ kN/m^2 \times 4{,}00\ m = 16\ kN/m$
- Tren de cargas concentradas: 3 cargas P = 50 kN cada una, separadas 0,75 m entre sí, lo cual se obtiene de aplicar los factores de escala a las cargas reglamentarias (normativa española) sobre el prototipo.

De esta forma se obtiene para el momento flector máximo, debido a sobrecargas, en el vano en estudio:

$$M_{max} = 729.4\ kNm$$

el cual se consigue al ubicar la carga central del tren de cargas desplazada 8.75m a la derecha del apoyo central.

Sin embargo, debido a condicionantes geométricos, la carga en el modelo se debía materializar en el centro del vano, por lo que el esquema de aplicación de carga es el mostrado en la Figura 3, donde el valor de la carga máxima es el necesario para obtener el momento flector antes mencionado.

La carga se aplicó en forma escalonada hasta alcanzar el valor preestablecido, realizando doble lectura de los instrumentos de medición en cada escalón.

La instrumentación del modelo se dispuso, principalmente en 3 secciones de control: Apoyo central y ambos centros de vanos. Dicha instrumentación consistió en:

- Galgas extensométricas adheridas a las armaduras
- Transductores de desplazamientos (LVDT) para medir flechas
- Transductores de desplazamientos magneto inductivos para medir deformaciones en hormigón
- Células de carga para medir fuerza aplicada y reacciones de apoyos.

Todo el instrumental se conectó a uu equipo de adquisición de datos y este a un sistema informático, lo cual permitió la lectura y almacenamiento automático de los valores del ensayo.

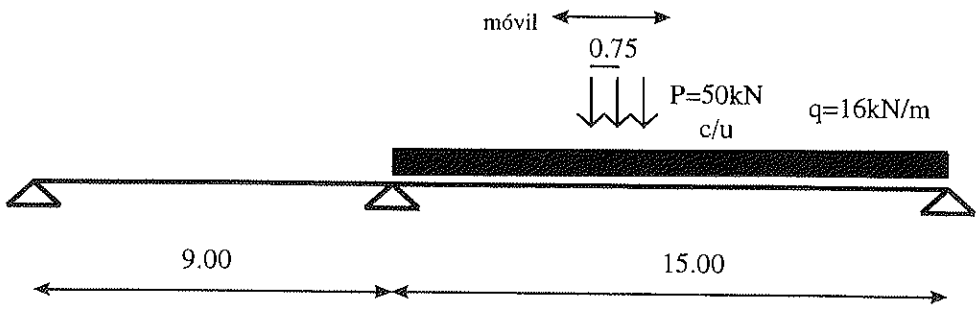


Figura 2: Esquema de carga para obtención del momento flector máximo debido a sobrecargas de uso en el vano pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

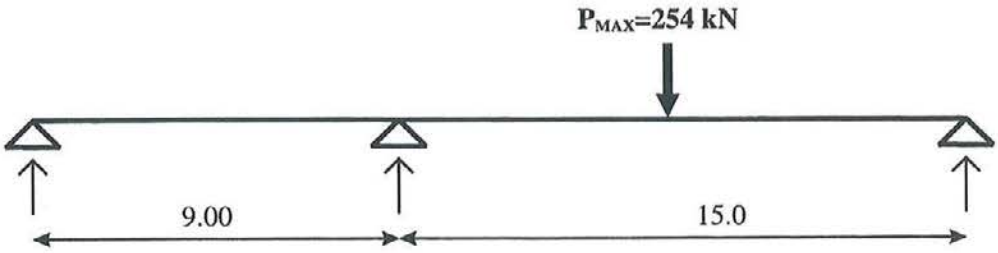


Figura 3: Carga equivalente aplicada en el centro de vano para obtener el momento flector máximo debido a sobrecargas.

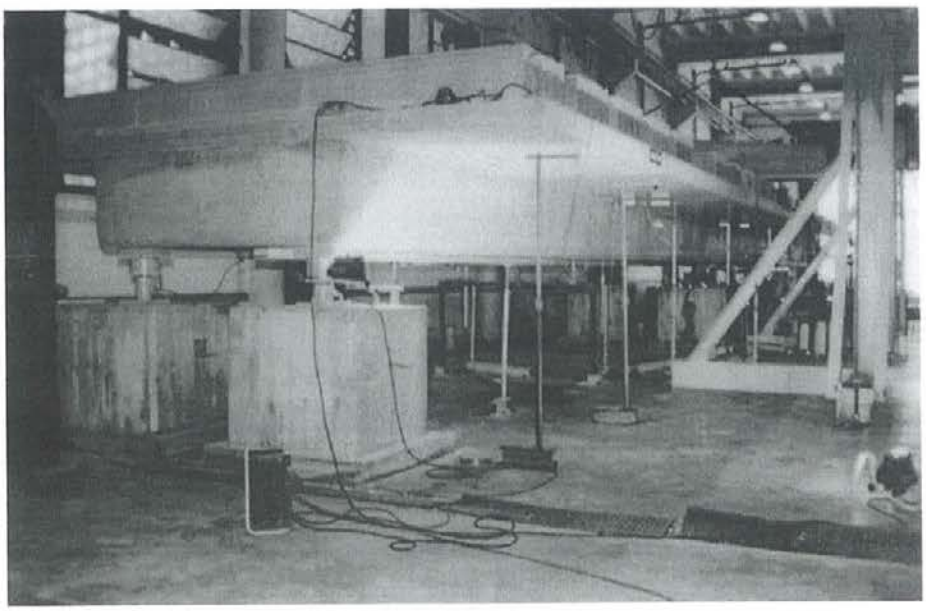
RESULTADOS EXPERIMENTALES

La Figura 4 muestra la variación de las flechas medidas en las distintas secciones del modelo experimental para 3 niveles de carga aplicada. Es importante destacar que se trata de incrementos de flecha y no de la flecha total.

En la Figura 5 se observan los incrementos de deformaciones medidos en la fibra superior de la losa, en la sección de centro de vano pretensado, para tres niveles de carga aplicada. Estas deformaciones se obtuvieron a partir de transductores de desplazamientos dispuestos a diferentes distancias del eje longitudinal de la pieza y fueron coincidentes con las obtenidas mediante galgas extensométricas.

Se puede apreciar que las máximas deformaciones se registran en el centro de losa y disminuyen al alejarse de dicho centro, contrariamente a lo que era de esperar en base a las teorías tradicionales de arrastre por cortante (shear lag) que predicen un máximo sobre las almas y disminución de tensiones al alejarse de las mismas (5, 6, 7, 8, 9).

Sin embargo, al analizar los resultados obtenidos con las galgas inmersas en la losa, dispuestas a la altura de la capa inferior de armaduras, en la misma sección transversal y bajo la misma situación de carga (Figura 6), se observa una distribución distinta. En este caso la deformación registrada es máxima en coincidencia con las almas y decae ligeramente hacia el centro de la losa.



Fotografía 1: Vista general del modelo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

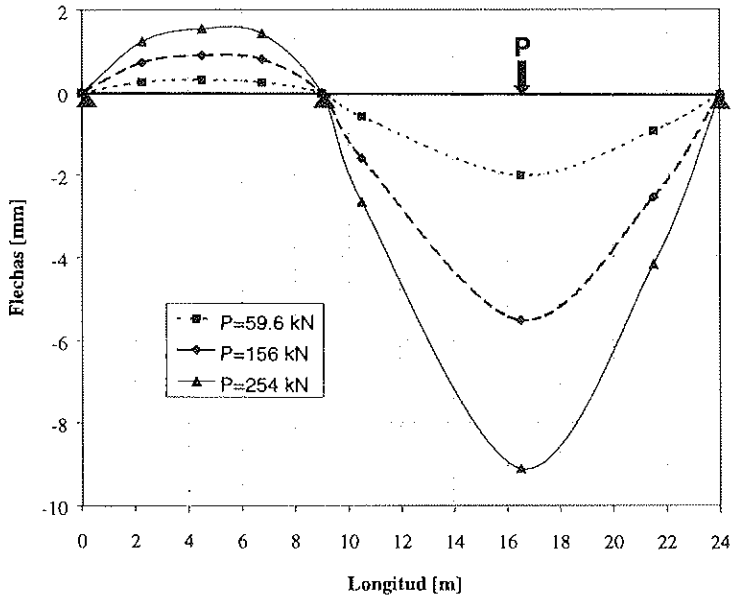


Figura 4: Variación de las flechas medidas con la carga aplicada

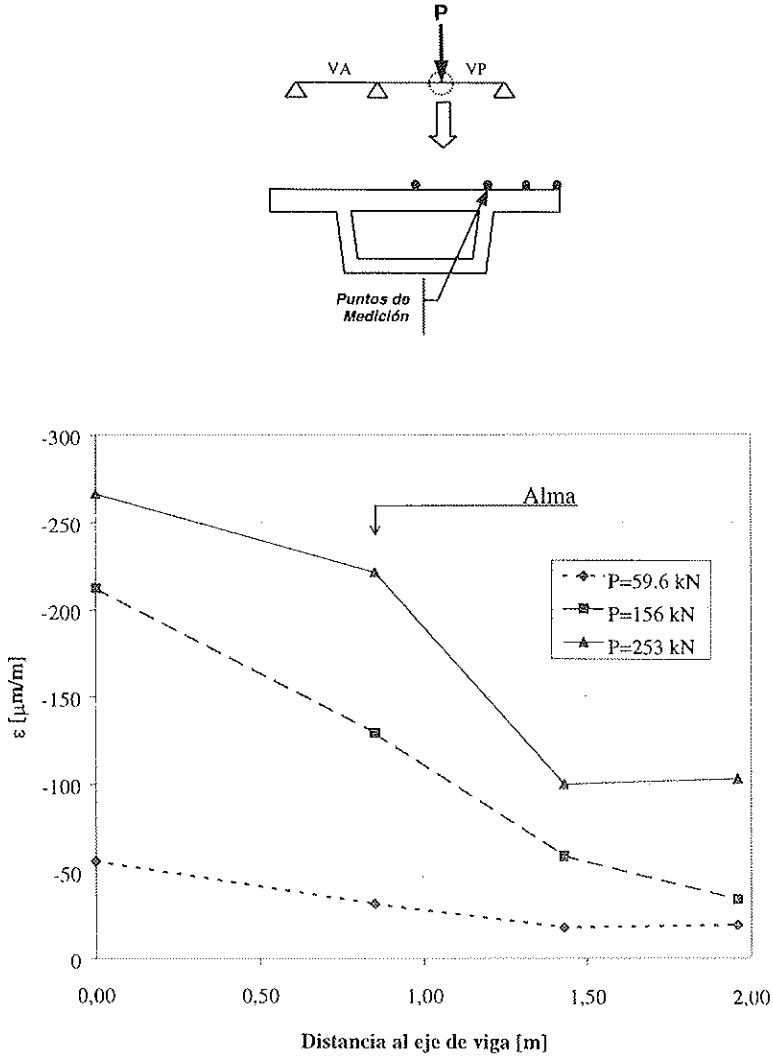


Figura 5: Variación de deformaciones en semi-ancho de losa. Fibra superior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

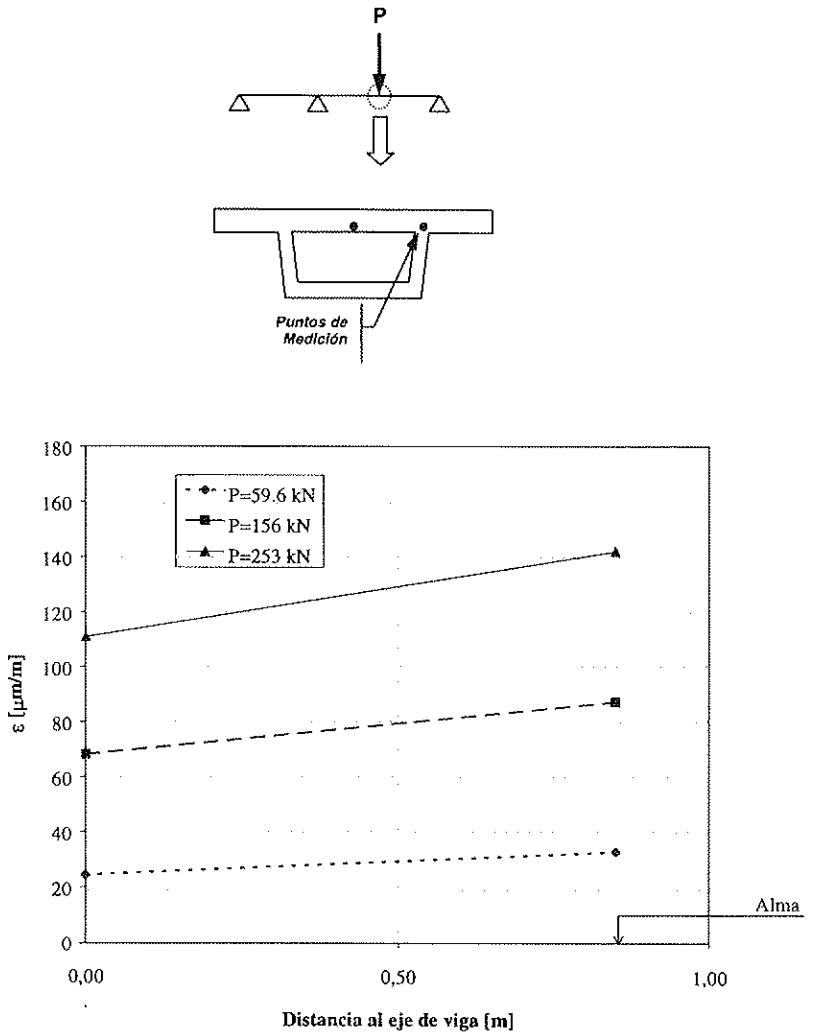


Figura 6: Variación de deformaciones en semi-ancho de losa. Fibra inferior.

COMPARACIÓN CON RESULTADOS NUMÉRICOS

A continuación se comparan los resultados experimentales obtenidos con las predicciones de modelos numéricos. Se emplean dos programas de cálculo de estructuras cuyas principales características son:

Programa SAP90 (10)

– elementos finitos tridimensionales isoparamétricos de 8 nodos

– análisis lineal elástico

Programa CONS (11)

– elementos de barra de 6 grados de libertad por nodo

– sección transversal discretizada en filamentos

– comportamiento no lineal material y geométrico

– considera la historia de cargas y el comportamiento diferido

– tiene en cuenta el proceso constructivo evolutivo

En la Figura 7 se observa la variación de las flechas en el centro del vano pretensado con la carga aplicada. Se comparan los registros de los dos transductores allí dispuestos, a izquierda y derecha de la sección transversal, con las predicciones de los programas de cálculo antes mencionados. Gráficos similares se obtienen al contrastar los registros de flechas experimentales y numéricas en otras secciones del modelo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

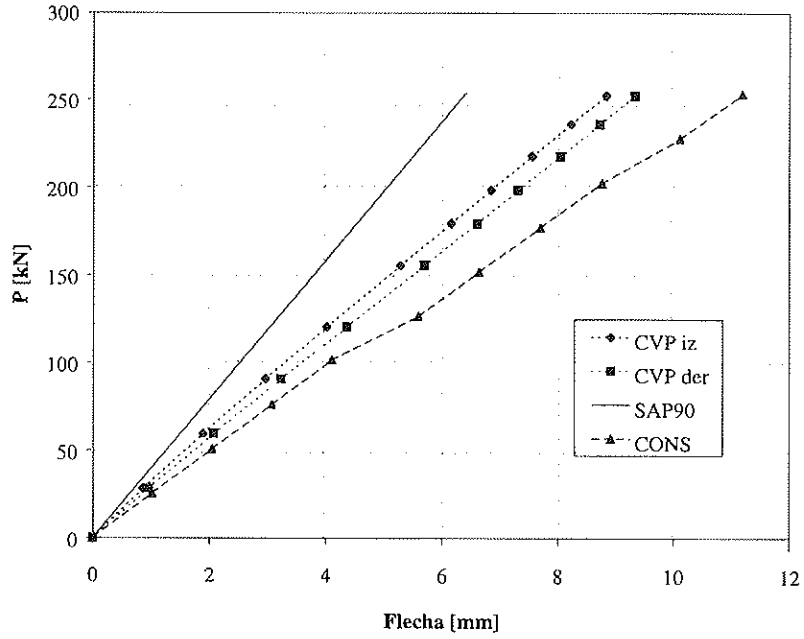


Figura 7: Comparación de flechas experimentales y numéricas en el centro del vano de viga pretensada.

Como era de esperar, el análisis lineal elástico subestima las flechas, ya que no considera la pérdida de rigidez que sufre la estructura al fisurarse durante su construcción: tanto la losa como la viga se encontraban fisuradas en la zona del apoyo intermedio como consecuencia del procedimiento de construcción.

A su vez el análisis con el programa CONS permite obtener valores algo más cercanos a los experimentales, pero se excede en la estimación. Esto se debe a que el ancho de losa considerado como colaborante, a los efectos de modelar la estructura con este programa, ha sido el que ajustaba los valores experimentales correspondientes a estudios previos con cargas distribuidas de larga duración (3), lo cual reafirma el concepto de que el "ancho efectivo» de la losa es dependiente del tipo y duración de la carga aplicada.

En la Figura 8 se muestra la comparación de deformaciones experimentales y numéricas en el semi-ancho de losa, en la fibra superior, para la carga máxima aplicada.

Se puede observar que el análisis elástico tridimensional, realizado con SAP90, permite obtener las máximas deformaciones en correspondencia con el alma y leves disminuciones a medida que el punto de referencia se aleja de la misma, es decir la forma de la curva obtenida es la que se esperaba en función de las teorías de arrastre por cortante. Si bien las deformaciones calculadas son muy próximas a las experimentales sobre las alas, los valores sobre las almas y en la fibra central de la sección se alejan demasiado de aquéllos.

El programa CONS solamente permite obtener un valor de deformación en el ancho, ya que discretiza a la estructura con elementos de barra, sin embargo el valor calculado parece representar un valor medio de los registrados experimentalmente. A su vez, en la Figura 9 se comparan las deformaciones de la fibra inferior de la losa, para el valor de carga máxima aplicada.

En este caso las deformaciones calculadas con SAP90 son bastante menores que las experimentales, mientras que con el programa CONS se obtiene un valor algo superior al que corresponde al alma de la sección.

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En base a los resultados experimentales obtenidos hasta el momento y a las comparaciones efectuadas con los modelos numéricos

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

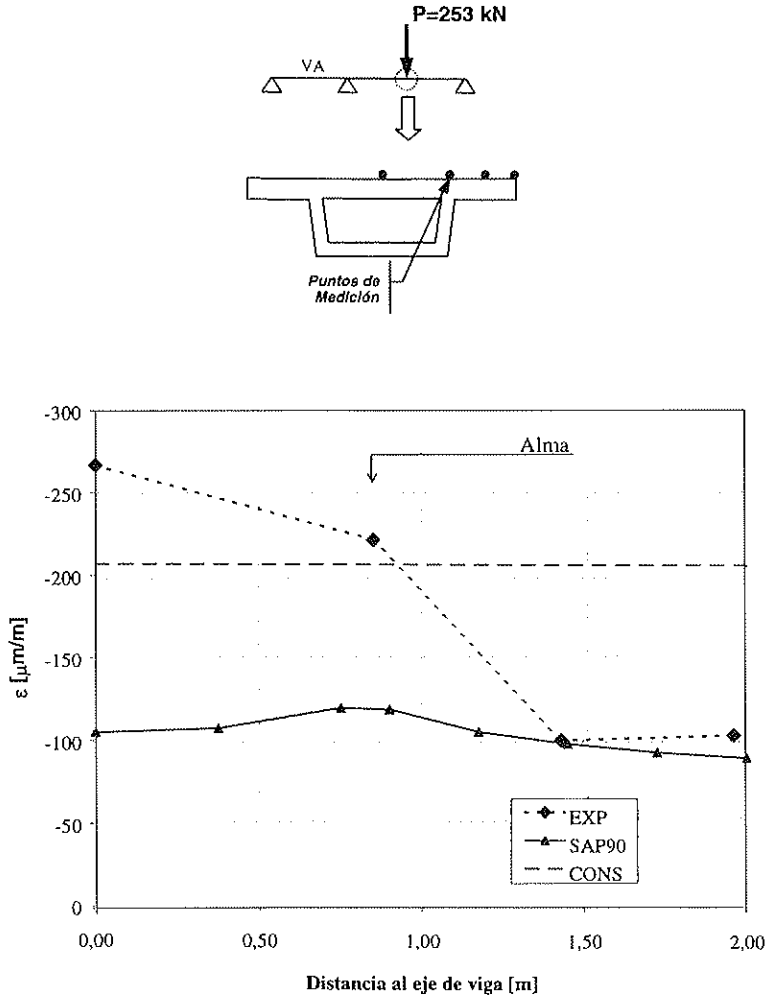


Figura 8: Comparación de deformaciones experimentales y numéricas en semi-ancho de losa, fibra superior, para carga máxima.

se puede deducir que el cálculo lineal elástico, realizado con el programa SAP90, subestima las deformaciones y flechas significativamente. A su vez, con la modelación no lineal efectuada por medio del programa CONS se obtienen mejores aproximaciones de flechas y valores medios de las deformaciones de la losa, aunque al estar planteado con elementos de barra no se puede obtener la variación de dichas deformaciones en el ancho. Además, es necesario revisar el ancho de losa considerado como colaborante, adecuándolo al tipo de carga aplicada, para ajustar mejor los resultados experimentales.

En cuanto a la distribución "anormal" de deformaciones en la losa es necesario tener en cuenta el proceso constructivo evolutivo del modelo para encontrar una posible explicación: La losa superior se hormigona "in situ" para conectarla a las vigas prefabricadas. En consecuencia, las vigas representan un importante impedimento a la libre retracción de la losa y por lo tanto ésta se fisura. Ello hace que una parte de la deformación medida al aplicar la carga se deba al cierre de fisuras.

Sin embargo, es fácil advertir que las condiciones de exposición al ambiente no son iguales en toda la losa, ya que la fibra inferior de la misma, entre las almas de la viga, esta sometida a menor evaporación del agua no utilizada en la hidratación del cemento y en consecuencia menor retracción (Figura 10).

Por otra parte, debido a la fluencia del hormigón de la viga pretensada, se produce redistribución de tensiones entre viga y losa. Este fenómeno da como resultado una disminución de tensiones en la viga y una compresión de la losa por medio de aquella.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

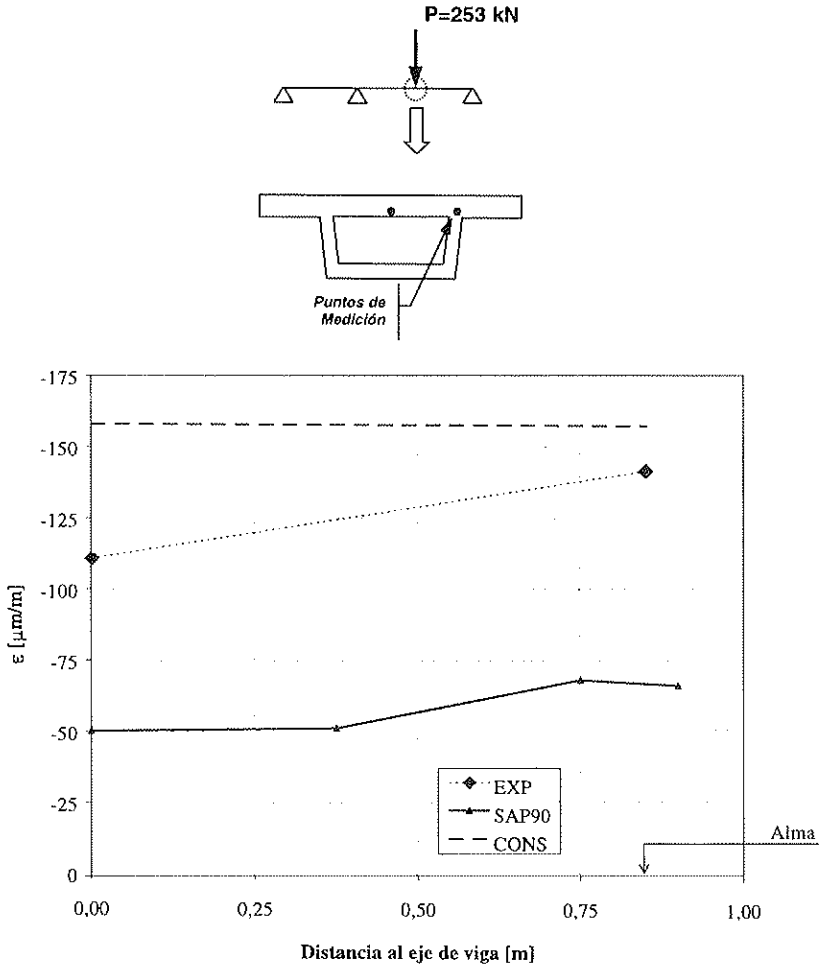


Figura 9: Comparación de deformaciones experimentales y numéricas en semi-ancho de losa, fibra inferior, para carga máxima.

Dicha compresión será mayor en la unión de la losa con las almas y disminuirá al alejarse de las misma. Como consecuencia de la compresión de la losa sus fisuras se cierran o disminuyen de dimensiones y lo hacen en mayor medida en las proximidades de las almas, lo cual se pudo verificar en el modelo experimental.

En resumen, el modelo presenta un estado de fisuración previa por efectos del proceso constructivo evolutivo, caracterizado por (Figura 11):

– Poca o nula fisuración en la fibra inferior de la losa, interna al cajón.

– Poca o nula fisuración en la fibra superior de la losa en proximidades de las almas.

– Fisuración importante en la fibra superior de la losa en zona central, lejos de las almas.

Al cargar el modelo en estas condiciones, las zonas más fisuradas registrarán mayores desplazamientos relativos que las menos fisuradas, ubicadas a la misma profundidad. Es por ello que cuando se analizan las deformaciones de las fibras superiores, registradas por medio de transductores de desplazamiento, se observan mayores valores en la zona de centro de losa y menores en las zonas cercanas a las almas. En oposición a esto, en la fibra inferior de la losa, entre almas, la influencia de la fisuración no se pone de manifiesto y entonces sí se verifica la distribución de deformaciones previstas por las teorías de arrastre por cortante, con valores máximos en proximidades de las almas que disminuyen al alejarse de las mismas.

Actualmente se esta desarrollando una modelación numérica tridimensional del problema en estudio tratando de incorporar

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

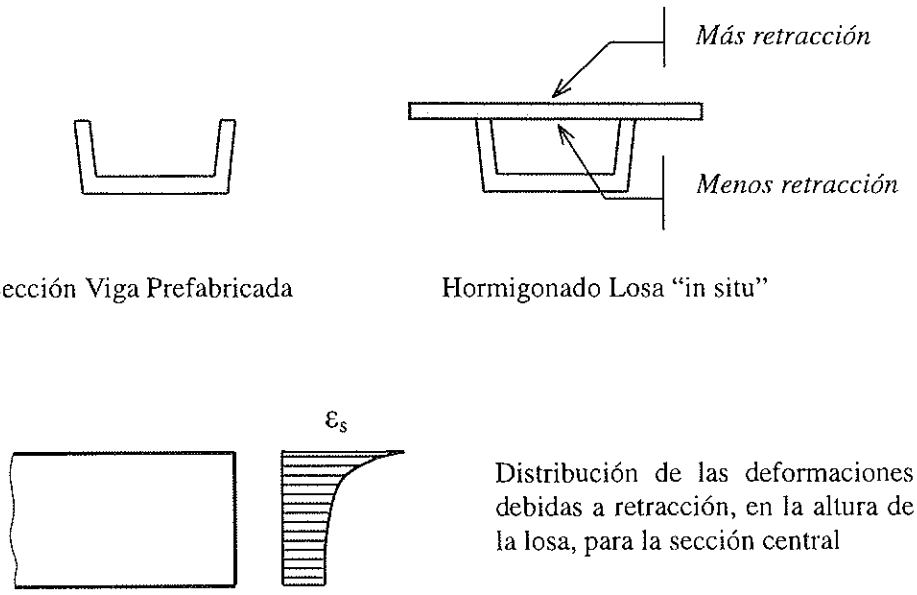


Figura 10: Influencia de la construcción evolutiva en la retracción.

la prefisuración de la losa para lograr una mejor aproximación a los resultados experimentales.

CONCLUSIONES

En función del estudio experimental realizado y de las comparaciones con modelos numéricos, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

– El modelo experimental ha permitido reproducir el estado de fisuración que se produce en este tipo de puentes, tanto en viga como en losa, debido al proceso de construcción evolutiva. Las mediciones realizadas muestran una importante pérdida de rigidez global, que da lugar a incrementos de flechas y deformaciones, en comparación al caso no fisurado.

– Las vigas prefabricadas constituyen un impedimento a la retracción de la losa, hormigonada "in situ", por lo que ésta se fisura. La posterior redistribución de tensiones entre viga pretensada y losa, por fluencia de aquella, produce un complejo estado de fisuración inicial en el modelo y dificulta el análisis de distribución de deformaciones medidas en la losa, que muestra una aparente

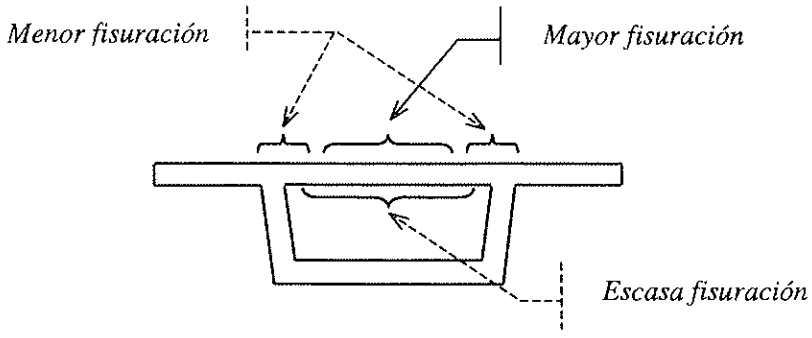


Figura 11: Estado de fisuración previo del modelo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

contradicción a las teorías tradicionales de arrastre por cortante (shear lag).

– La modelación tridimensional, suponiendo material elástico lineal, realizada con SAP90 subestima las deformaciones y flechas significativamente.

– Con el programa CONS se puede considerar el proceso constructivo, la historia de carga de la estructura y la no linealidad del material y geométrica, sin embargo, al utilizar elementos de barra no permite obtener la distribución de deformaciones axiales de la losa y es necesario introducir el ancho colaborante como parámetro. Sin embargo, mediante el empleo de este programa se ha podido verificar que dicho parámetro depende de la duración de la carga.

– Para un correcto análisis numérico del comportamiento en servicio de este tipo de puentes es necesario el empleo de modelos tridimensionales que tengan en cuenta la evolución de la estructura durante su construcción y de las propiedades reológicas de los materiales, adquiriendo particular importancia la detección de la fisuración por retracción.

– Hasta tanto se realicen estudios paramétricos que permitan cuantificar sistemáticamente el ancho eficaz en losas de tableros prefabricados de puentes monoviga, se recomienda adoptar hipótesis conservadoras en la determinación de dicho ancho o de la rigidez a utilizar para verificar el estado límite de servicio, especialmente en cuanto a estimación de flechas.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo forma parte del proyecto de investigación "DGES, PB 96-0498" financiado por el Ministerio de Educación y Cultura Español.

Los autores desean agradecer a la Universidad Politécnica de Cataluña, a la Universidad Nacional de Tucumán, al Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET, Argentina), a la Dirección General de Enseñanza Superior e Investigación Científica (DGESIC, España) y a las empresas ALVISA, COPCISA y COTCA, sus aportaciones, que posibilitan el desarrollo de esta investigación.

REFERENCIAS

(1) Abbas, S.; Scordelis, A. C., "Nonlinear Geometric, Material and Time-Dependent Analysis of Segmentally Erected Three-Dimensional Cable Stayed Bridges", Report UCB/SEMM-93/09, University of California at Berkeley, USA, 1993.

(2). Cruz, P.J.S.; Marí, A.R.; Roca, P., "Nonlinear Time-Dependent Analysis of Segmentally Constructed Structures", Structural Engineering Journal, ASCE, Vol. 124, no.3, March 1998, pp. 278-287.

(3). Valdés, M., "Comportamiento durante construcción y bajo cargas permanentes de puentes continuos prefabricados de hormigón", Tesis de Doctorado en ICCP, ETSICCP, Barcelona, Diciembre de 1997.

(4) Valdés M., Marí A., Valero I., Montaner J., "Estudio experimental de un puente continuo, prefabricado de hormigón pretensado", Hormigón y Acero, no 207, 1er Trimestre 1998, pág. 21-34.

(5) Evans H., Ahmad M., "Shear lag in composite box girders of complex cross-sections", J. Construct Steel Research 24 (1993) 183-204.

(6) Krístek V., Bazant Z., "Shear lag effect and uncertainty in concrete box girder creep", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 3, March, 1987.

(7) Song Q., Scordelis A., "Shear lag analysis of T, I and box beams", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 5, May, 1990.

(8) Tahan N., Pavlovic M., Kotsovos M., "Shear lag revisited: the use of single Fourier series for determining the effective breadth in plated structures", Computers & Structures, Vol. 63, No. 4, 1997, pp.759-767.

(9) Tesar A., "Shear lag in the behaviour of thinwalled box bridges", Computers & Structures, Vol. 59, No. 4, 1996, pp.607-612.

(10) Wilson E. L., Habibullah A., "SAP90 - A series of computer programs for

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

the finite element analysis of structures – Structural analysis user's manual", Computers and Structnres, Inc., Berkeley, California, 1992.

(11) Marí, A. R., "Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of three dimensional reinforced and prestressed concrete frames", report no UCB/SESM-84/12, University of California, Berkeley, USA, Junio de 1984.

RESUMEN

El proceso evolutivo es muy frecuente en la construcción de puentes de hormigón de medianas luces. Un caso común lo constituyen los puentes formados por vigas prefabricadas pretensadas vinculadas a una losa superior hormigonada in situ. Este tipo de puentes ha evolucionado considerablemente con la utilización de vigas artesa y la reciente incorporación de la continuidad longitudinal, a través del pretensado, dando como resultado soluciones muy competitivas por su comportamiento estructural, aspecto estético, velocidad de construcción y economía global.

Sin embargo, la combinación de distintos materiales: Aceros activos y pasivos, hormigones de diferente resistencia y edad, así como la construcción evolutiva de las secciones, entre otras variantes, produce complejos estados deformacionales debido a fenómenos como la retracción, fluencia del hormigón, relajación de aceros y otros inducidos como la fisuración de la losa superior. En tales casos, la predicción de deformaciones, flechas y otros parámetros necesarios para verificar el estado límite de servicio puede resultar dificultosa.

En este trabajo se presentan resultados experimentales obtenidos en un modelo a escala 1:2 de un puente de hormigón, de sección cajón, construido en forma evolutiva, orientados a conocer la distribución "real" de tensiones y deformaciones de este tipo de estructuras solicitada por sobrecargas de servicio. Dichos resultados se comparan con las predicciones de modelos numéricos. Del análisis se desprende la importancia de considerar el proceso constructivo en el cálculo.

PALABRAS CLAVE: puentes, hormigón pretensado, prefabricación, ancho eficaz

SUMMARY

Sequential construction is frequently used for mid-span concrete bridges, such as those composed by precast prestressed beams connected to a cast in place reinforced concrete top slab. Such kind of bridge decks have evolutioned considerably with the use of bath tub beams monolithically connected by means of longitudinal prestressing, resulting in a very competitive solution because of their structural performance, aesthetic appearance, assembly velocity and global economy.

However, the use of different materials in a same section, the evolutionary construction in both longitudinal and transverse directions and the effects of creep, shrinkage and relaxation of prestressing steel lied to complex stress and strain states and even to induced cracking. Such effects can modify the structure response, making it difficult to predict deflections, stresses and strains in order to verify the serviceability limits states.

For this reason a 1:2 scale model of a sequentially erected continuous precast box girder bridge has been tested under service load conditions. The experimental results have been compared with those numerically predicted using de F.E. Method. Conclusions are drawn about the real stress and strain distributions, emphasising on the effects of the sequential construction on the shear lag phenomenon, and on the general response of the structure.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Estudio de las solicitaciones de tráfico en puentes atirantados. Aplicación al dimensionamiento óptimo a fatiga de los tirantes

Albert Mas Soler
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Joan Ramon Casas Rius
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Dpto. Ingeniería de la Construcción
E.T.S.I.C.C.P. de Barcelona (U.P.C.)

1. INTRODUCCIÓN

Los puentes atirantados ocupan en la actualidad un lugar de privilegio en el campo de las grandes luces. La economía frente a otras soluciones, la relativa sencillez de su proceso constructivo, la posibilidad de usar la prefabricación, etc... han hecho de esta tipología estructural la más competitiva en el campo de las grandes luces, a la vez que, por su estética agradable, se van abriendo paso en ámbitos más cercanos a las luces medias.

A pesar de sus evidentes virtudes, el diseño de los puentes atirantados presenta, aún hoy, numerosas incógnitas para el proyectista. Por un lado, y dada su enorme aleatoriedad, no se conocen con exactitud cuáles son los incrementos de tensión reales que sufren los cables y anclajes bajo el efecto de las cargas del tráfico o el viento (solicitación) y, por otro lado, y dado el todavía limitado número de ensayos llevados a cabo, existe también una gran incertidumbre sobre cuál es la resistencia real de estos elementos frente a la repetición de ciclos de tensión de distintas amplitudes (resistencia).

De la comparación entre la solicitación y la resistencia surge el concepto de seguridad de la estructura. Admitimos que si la solicitación es inferior a la resistencia del elemento éste se encuentra en buenas condiciones para cumplir con su cometido. Evidentemente, se afecta a ambas de factores de seguridad lo más acotados posibles para garantizar la seguridad estructural con un coste de la estructura coutenido.

En los tirantes y anclajes de los puentes atirantados, la enorme incertidumbre que existe en la evaluación de la solicitación y la resistencia a la fatiga, ocasiona que los criterios de diseño usados actualmente puedan estar muy del lado de la seguridad provocando en consecuencia un mayor coste de la estructura.

Aunque todos los tirantes de los puentes se encuentran sometidos a variaciones en su estado tensional debidas a la acción de las cargas variables (tráfico, viento, efectos térmicos, etc...), es en los tirantes de retención donde estas oscilaciones pueden tener mayor amplitud, y en consecuencia, es en estos tirantes donde la fatiga puede convertirse en un factor condicionante del diseño de los mismos. Por otro lado, y en el caso de tableros sin apoyo en las torres, de entre los tirantes de sustentación del tablero, es en los adyacentes a la torre donde la fatiga puede resultar determinante del diseño, pues a unos incrementos de tensión importantes debidos a la sobrecarga está asociada una área de los mismos pequeña debido a su

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

gran eficacia estructural por ser prácticamente verticales.

El objetivo fundamental de este artículo es acotar cuáles pueden ser los niveles máximos de tensión en los tirantes de los puentes atirantados por acción del tráfico, al tiempo que mostrar una metodología racional de diseño y/o verificación de los mismos.

2. PLANTEAMIENTO Y OBJETIVOS

El objetivo de este trabajo consiste en definir unos criterios de diseño del área de los tirantes de retención que optimicen (desde el punto de vista técnico y económico) el comportamiento de los mismos a fatiga, a la vez que indicar a qué nivel máximo óptimo debe llegar el desarrollo tecnológico de cables y anclajes, cada vez más evolucionados y resistentes, pero también cada vez más caros y complejos.

Para ello es necesario desarrollar y resolver un conjunto de objetivos parciales que a continuación enunciamos y describimos de forma breve:

1) Anteproyectar un conjunto de puentes atirantados de hormigón para carretera representativos de los que se construyen en la actualidad.

2) Desarrollar un método o métodos, sencillos y del lado de la seguridad, para la obtención de la línea de influencia del esfuerzo axil en los tirantes de retención y en los tirantes de sustentación adyacentes a las torres de los puentes anteproyectados.

3) A la vista de las líneas de influencia obtenidas, seleccionar aquellos puentes cuya configuración longitudinal les hace más proclives a padecer problemas de fatiga en sus tirantes.

4) Obtener la historia de tensiones en los tirantes más críticos mediante un modelo de simulación de las cargas del tráfico sobre la estructura.

5) Deducir el daño a fatiga producido por el tráfico durante el periodo de vida útil del puente (100 años), mediante alguno de los criterios de daño existentes.

6) Evaluar el área de los tirantes que los optimiza desde el punto de vista del comportamiento a fatiga y proponer criterios de diseño sencillos que proporcionen buenas estimaciones de ellas, siempre del lado de la seguridad, pues no se tienen en cuenta otras solicitaciones que pueden provocar fatiga tales como el viento y los efectos térmicos.

3. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FATIGA

La caracterización de la resistencia a la fatiga nos exige conocer dos parámetros. Por un lado debemos saber el valor de la solicitación S y el número de ciclos N que puede repetirse ésta sin provocar la rotura.

Tradicionalmente, se ha caracterizado la resistencia a la fatiga de un determinado elemento mediante las curvas de Whöler o curvas S-N. Para el caso de tirantes y anclajes de puentes atirantados no se dispone en la actualidad de curvas S-N completas. En consecuencia, deben hacerse hipótesis acerca de su forma y parámetros.

La curva de Whöler utilizada en este trabajo (Figura 1) se ha obtenido mediante dos rectas que se intersectan en el punto que corresponde a un millón de ciclos. A continuación, se ha fijado el valor de la resistencia a la fatiga para dos millones de ciclos en 200 MPa. Para la determinación de este valor nos hemos basado en los resultados de ensayos realizados hasta la fecha bajo distintas condiciones (ensayos realizados para dos millones de ciclos con incrementos de tensión de 180 MPa en los que prácticamente no se han producido roturas), así como en los pocos datos existentes en los catálogos de los distintos fabricantes y suministradores de tirantes.

Los valores de las pendientes son 9 para $N \geq 10^6$ y 5 para $N < 10^6$. Estos valores son los que suelen tomarse habitualmente en el caso de cordones de pretensado rectos (CEN, 1995). Dado que los cables de los puentes atirantados también se hallan sometidos a importantes tracciones y puesto que no existen curvas S-N directamente obtenidas para tirantes (cable y anclaje), nos ha parecido lógico usar los mismos valores que

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

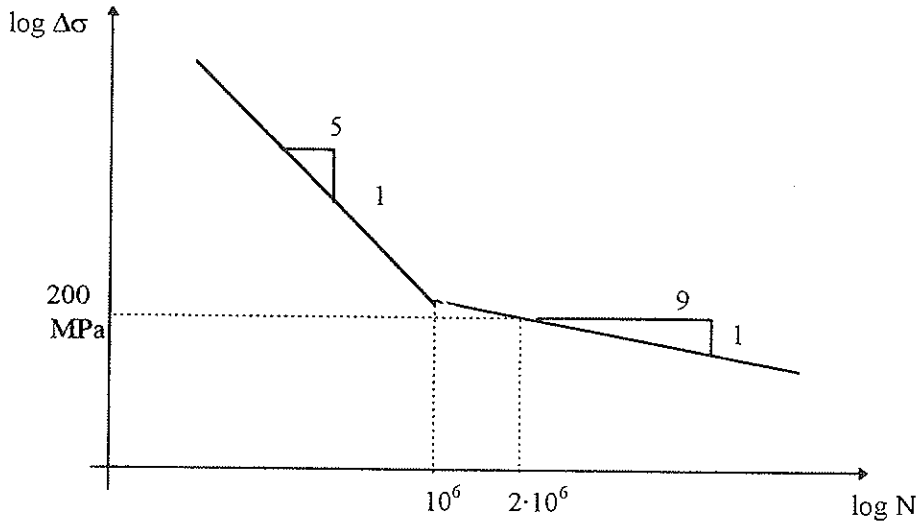


Figura 1. Curva S-N 200 utilizada en el presente trabajo.

los obtenidos en los ensayos sobre cables solos.

La evaluación de los efectos de la fatiga en los materiales ante ciclos de variación de tensión de amplitud no constante suele estudiarse mediante los llamados "criterios del daño a fatiga". Entre los más utilizados se encuentra el criterio de Palmgren-Miner que se basa en la obtención de un índice de daño a fatiga o daño de Miner D definido como:

$$D = \sum_{i=1}^{N} \frac{N_i}{N_R(\Delta\sigma_i)}$$

Siendo N_i el número de ciclos de tensión $\Delta\sigma_i$ y $N_R(\Delta\sigma_i)$ el número máximo de ciclos que resistiría el elemento a esa tensión. Tradicionalmente, se asume que si dicho índice es mayor o igual a 1 el elemento se encuentra dañado a fatiga.

El efecto del tráfico podrá resumirse en una curva que relacione a la tensión σ con el tiempo t. Para poder transformar esta historia de tensiones en una serie de pares (N_i, $\Delta\sigma_i$) que podamos introducir en una curva de Whöler y posteriormente evaluar el daño a fatiga mediante el criterio de Palmgren-Miner necesitamos disponer de algún método de conteo. Esta transformación se realiza mediante el principio del "Rain-flow" (Virlogeux, 1994). En consecuencia, conociendo la historia real de tensiones en los tirantes del puente debidas a las cargas variables, estamos en disposición de evaluar perfectamente el daño a fatiga sufrido por éste.

4. DEFINICIÓN DE LOS PUENTES OBJETO DEL ESTUDIO

En este conjunto de puentes atirantados se pretende disponer de un abanico de diseños que permita dar un carácter de generalidad a los resultados obtenidos tras su estudio.

El alzado longitudinal obedece a una disposición en tres vanos, con dos torres de atirantamiento y con apoyo del tablero en sus extremos y sustentación total del mismo mediante los tirantes. En consecuencia, no existe vinculación alguna en el contacto torre-tablero. Todos los puentes presentan un doble plano de atirantamiento.

Para dotar de la suficiente representatividad al conjunto de puentes estudiados se ha actuado sobre la luz del vano central (L), la relación existente entre la longitud del vano lateral y la longitud del vano central (α) y la relación entre la altura de la torre por encima del tablero y la luz del vano central (β). Variando estos tres parámetros se han obtenido un total de 16 puentes con las características que se recogen en la Tabla 1 y la Figura 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

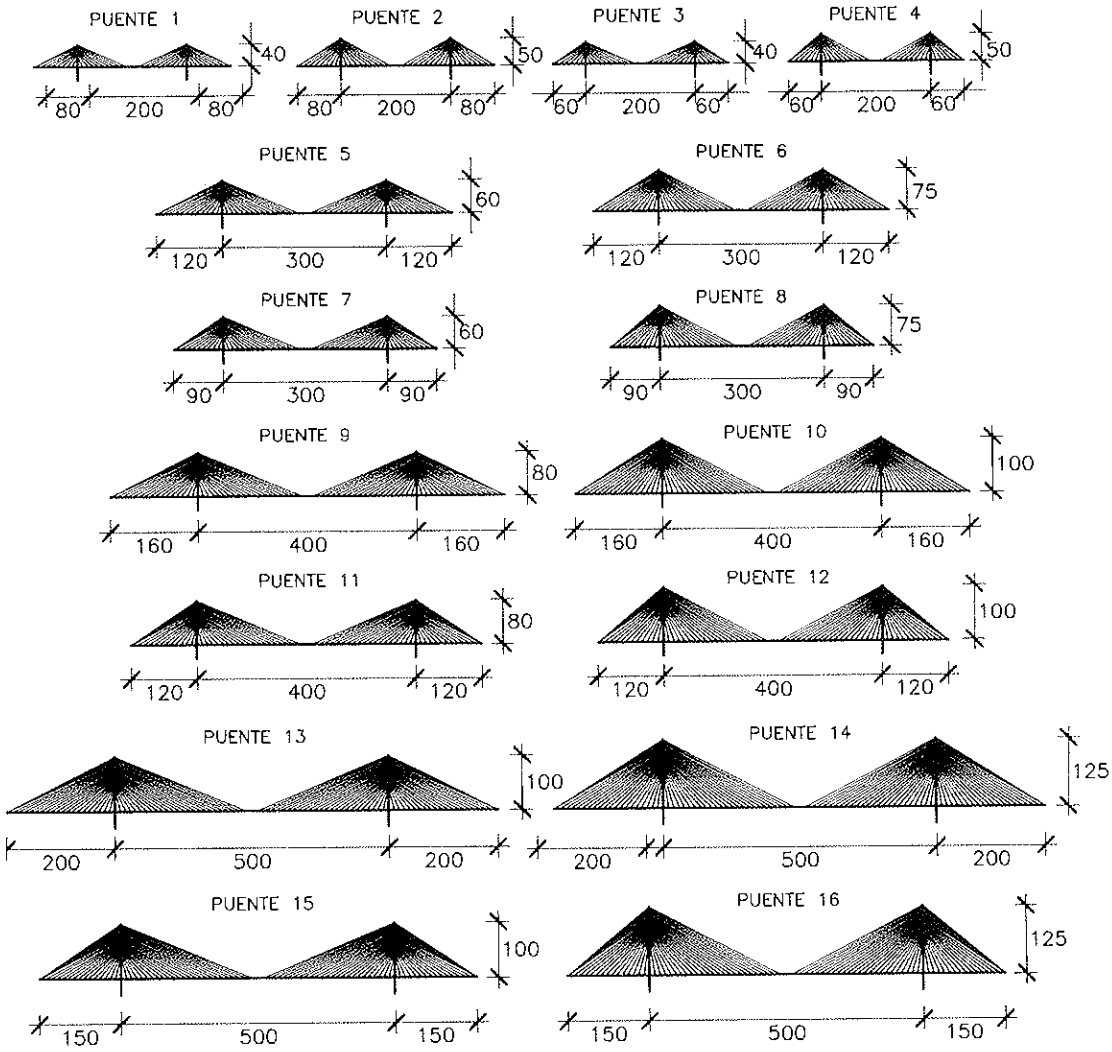


Figura 2. Alzado longitudinal de los puentes estudiados.

Tabla 1: Parámetros geométricos de los 16 puentes anteproyectados. En cada casilla y bajo el nombre del puente se adjunta la luz de su vano central, la luz del vano lateral, la altura de la torre sobre el tablero y el número de tirantes de retención total existente en los dos planos de atirantamieuto.

$\alpha = 0.4$		$\alpha = 0.3$	
$\beta = 0.2$	$\beta = 0.25$	$\beta = 0.2$	$\beta = 0.25$
Puente 1 200, 80, 40, 4	Puente 2 200, 80, 50, 4	Puente 3 200, 60, 40, 8	Puente 4 200, 60, 50, 8
Puente 5 300, 120, 60, 6	Puente 6 300, 120, 75, 6	Puente 7 300, 90, 60, 12	Puente 8 300, 90, 75, 12
Puente 9 400, 160, 80, 8	Puente 10 400, 160, 100, 8	Puente 11 400, 120, 80, 16	Puente 12 400, 120, 100, 16
Puente 13 500, 200, 100, 10	Puente 14 500, 200, 125, 10	Puente 15 500, 150, 100, 20	Puente 16 500, 150, 125, 20

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

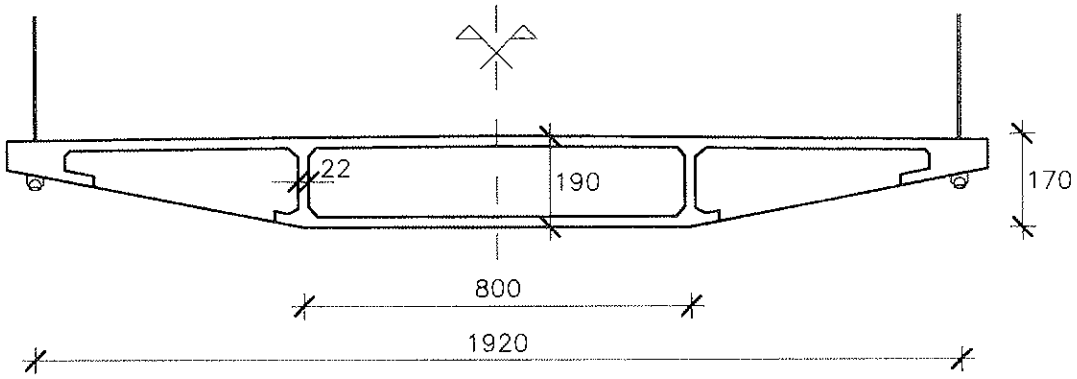


Figura 3. Sección transversal tipo de los 16 puentes estudiados.

La sección transversal de los 16 puentes es de hormigón, de acuerdo con la figura 3. La elección de esta sección obedece al hecho de intentar dotar a los puentes de una relación carga permanente/sobrecarga lo más pequeña posible, con el fin de que las sobrecargas debidas al tráfico sean una parte importante de las cargas sobre el tablero. Por otro lado, la reducida inercia de la sección, favorece que la distribución de esfuerzos entre los distintos tirantes al paso de una carga puntual sobre el tablero sea muy pequeña, produciéndose incrementos de tensión superiores en el tirante directamente situado en el punto de aplicación de la carga que en el caso de un tablero más rígido. Estos dos hechos hacen que las condiciones del estudio sean lo más desfavorables posibles para un tablero de horunigón y que los resultados queden, por tanto, del lado de la seguridad.

5. MODELO DE ANÁLISIS Y OBTENCIÓN DE LAS LÍNEAS DE INFLUENCIA

Dado el enorme volumen de trabajo que supondría el cálculo exacto de la línea de influencia de todos los puentes a estudiar, el primer paso ha sido desarrollar un método de cálculo de las mismas lo más sencillo y aproximado posible.

A tal efecto, se han desarrollado dos procedimientos de cálculo de las líneas de influencia, ambos basados en un modelo estructural del puente unidimensional. El primero de ellos modeliza toda la longitud del puente como una viga continua sobre apoyos elásticos situados en los puntos de anclaje de los tirantes. A la línea de influencia obtenida por este método la denominaremos línea de influencia completa aproximada. El nombre adoptado obedece a la necesidad de modelar por entero la longitud del puente. El proceso utilizado para el cálculo de la línea de influencia (Mas, 1997) lleva implícita la hipótesis de que la torre no experimenta grandes movimientos ante la acción de la sobrecarga. Esta hipótesis básica podemos considerarla cierta debido a la existencia de tirantes de retención en todos los puentes, inmovilizando notablemente el punto superior de la torre.

El segundo modelo se basa en modelar como viga continua sobre apoyos elásticos únicamente el vano lateral y obtener la parte de la línea correspondiente al vano central por un sencillo proceso de equilibrio de fuerzas. A la línea de influencia obtenida de este modo la denominaremos línea de influencia simplificada (Mas, 1997). La gran ventaja de esta línea simplificada estriba en que el tramo de puente modelado en el programa de cálculo de estructuras se reduce de forma muy notable en este proceso (reducciones que pueden oscilar entre un 69% y un 73% en la longitud modelada según estemos en puentes con $\alpha = 0.4$ o $\alpha = 0.3$, respectivamente). Por otra parte, el resto de la línea se calcula mediante un equilibrio de fuerzas que puede programarse fácilmente conociendo la geometría del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Dado que no disponíamos de líneas de influencia del esfuerzo axil en los tirantes de retención de puentes atirantados suficientemente documentados como para poder aplicar esta metodología de cálculo en ellos, hemos verificado este método mediante la comparación con la pseudolínea de influencia del esfuerzo axil en los tirantes de retención para un puente completamente documentado (Duque, 1986). En primer lugar, hay que destacar que la pseudolínea tal como aparece allí representa los incrementos de esfuerzo axil en los tirantes de retención para el caso de dos cargas de 100 toneladas cada una, que avanzan de forma simétrica desde los extremos del puente hasta su punto central. Por tanto, la comparación de ésta con la línea de influencia completa aproximada obtenida por nosotros debe ser puramente a nivel formal y de orden de magnitud de los valores barajados en ellas.

Para el caso de la línea simplificada, sí es posible establecer una comparación directa entre ella y la pseudolínea de influencia contenida en (Duque, 1986), pues en el cálculo de la línea simplificada tan sólo se necesita medio puente, considerándose simétricas las condiciones de carga.

La figura 4 representa juntas, a la línea de influencia completa aproximada del esfuerzo axil en los tirantes de retención del puente de referencia y a la pseudolínea obtenida en (Duque, 1986) para el mismo puente.

A la vista de la misma se pueden obtener las siguientes conclusiones:

1) En la zona del vano lateral donde la influencia de la carga simétrica en la pseudolínea puede resultar despreciable, ambas líneas se parecen mucho, tal y como es de esperar.

2) Si aceptamos la hipótesis de que se cumple el principio de superposición de cargas en el puente (no del todo cierto, pues el comportamiento de la estructura completa es ligeramente no lineal), la pseudolínea debería obtenerse sumando a la línea completa otra línea simétrica a ésta. Tal y como se aprecia en la Figura 4 (línea en trazo discontinuo) esto se cumple a grandes trazos. La aproximación es excelente en los vanos laterales, mientras que se subestima en unas 10 toneladas el incremento de axil máximo cuando la carga se encuentra en el centro de la luz.

En la figura 5 se muestran juntas, y para medio puente de referencia (recordemos que estas líneas son simétricas), la pseudolínea dada en (Duque, 1986) y la línea de influencia simplificada calculada de acuerdo con el método explicado anteriormente.

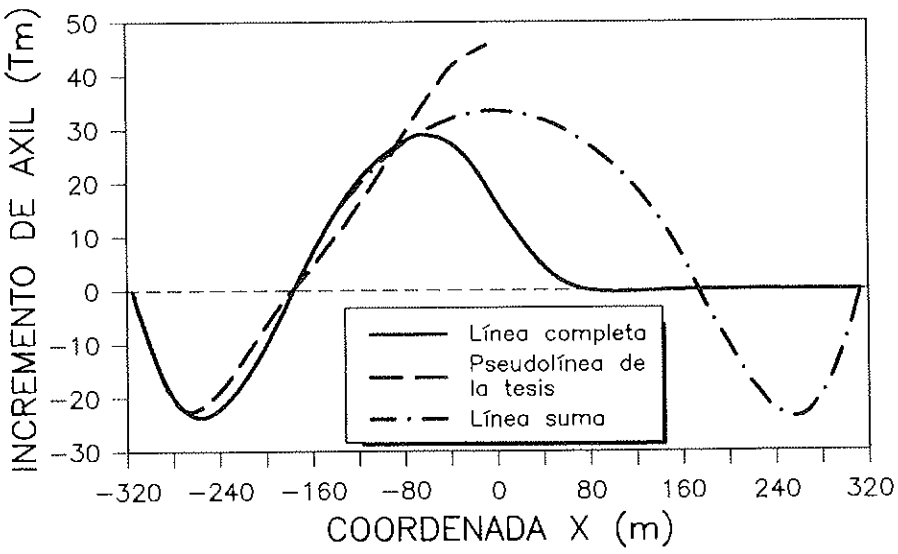


Figura 4. Línea completa para el puente de referencia frente a la pseudolínea para el mismo puente. La línea en trazo discontinuo es la resultante de sumar a la línea completa otra línea igual a ella, simétrica respecto al centro del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

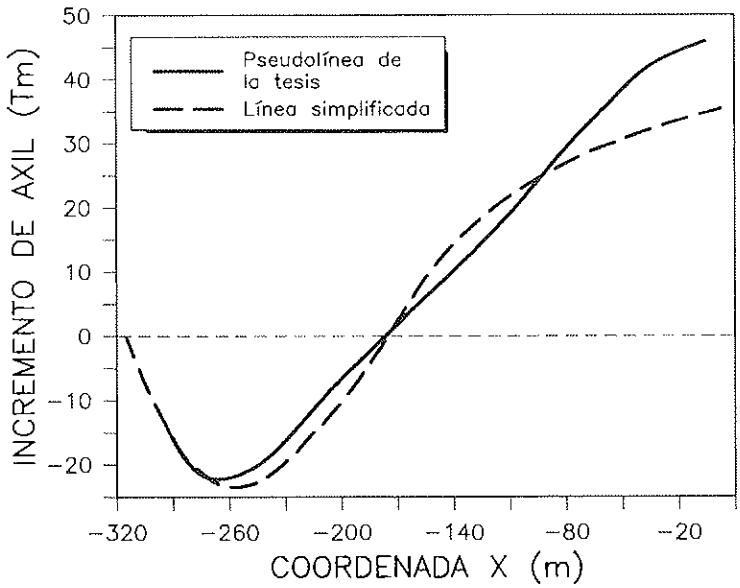


Figura 5. Pseudolínea de influencia del esfuerzo axil en el tirante de retención del puente de referencia frente a línea simplificada para el mismo puente.

A la vista de la figura 5 podemos realizar los siguientes comentarios:

1) La línea simplificada ajusta considerablemente con la pseudolínea de la tesis en eltramo en el que la carga móvil se encuentra en el vano lateral.

2) La línea simplificada no ajusta tan exactamente a la pseudolínea en el tramo correspondiente al vano central. En concreto, la línea sencilla subestima el valor del incremento de axil máximo en el tirante de retención en unas 10 toneladas, hecho que dejaría a este procedimiento de cálculo del lado de la inseguridad en la evaluación del axil máximo en el tirante de retención, pero la enorme sencillez del proceso de cálculo compensa las limitaciones de este método.

En la Figura 6 se representan las líneas de influencia completas para el esfuerzo axil en los tirantes de retención de los puentes proyectados de 200 metros de luz. Las líneas de influencia correspondientes a los puentes de 300, 400 y 500 metros de luz pueden consultarse en (Mas, 1997).

A la vista de las mismas, y asumiendo que el área de los tirantes de retención es parecida en los puentes de igual luz (sometidos básicamente a las mismas cargas permanentes y de servicio), en cada una de las luces resulta que la línea correspondiente $\alpha = 0.4$ y $\beta = 0.2$ (puentes 1, 5, 9 y 13) es la más desfavorable ante fatiga, ya que presenta los máximos incrementos y decrementos de axil. En consecuencia, se han utilizado estas líneas en el presente trabajo. Además, para cada una de las líneas completas escogidas se han considerado también en el estudio las correspondientes líneas sencillas. El objetivo es obtener correlaciones y grado de aproximación entre los resultados obtenidos con ellas.

En la Figura 7 se representan juntas las 4 líneas simplificadas que corresponden a los puentes 1, 5, 9 y 13, seleccionados en el apartado anterior.

6. SOLICITACIONES EN LOS TIRANTES DEBIDAS AL TRÁFICO

El programa de simulación de tráfico se basa en la generación de un tráfico, presuntamente real, que pasa por el puente durante un determinado periodo de tiempo y mediante las características físicas (pesos) y geométricas (dimensiones y posición en el puente) del tráfico en cada instante y la línea de influencia del esfuerzo a estudiar, se obtiene la historia de ese esfuerzo a lo largo del tiempo de simulación (Crespo, 1996; Casas y Crespo, 1998; Crespo y Casas, 1997).

El periodo básico de simulación es de una semana. Para tener en cuenta la aleatoriedad del tráfico, se han simulado un total de

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

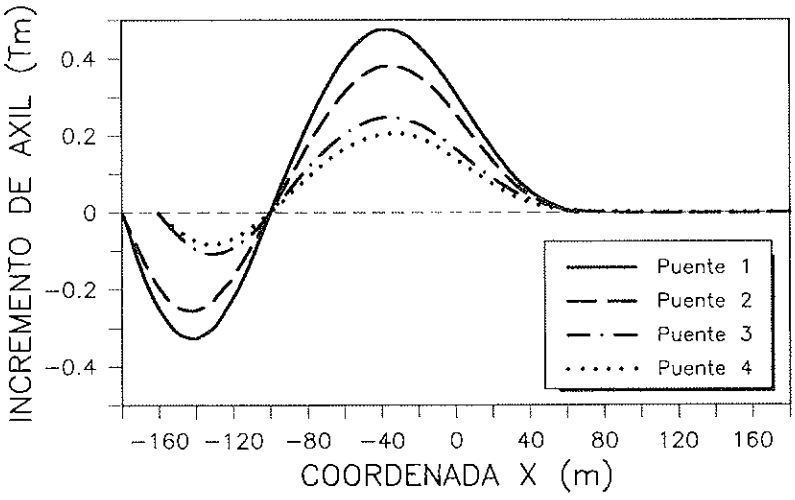


Figura 6. Líneas de influencia completas aproximadas para los cuatro puentes de 200 metros de luz. La línea pésima resulta ser la correspondiente al puente 1.

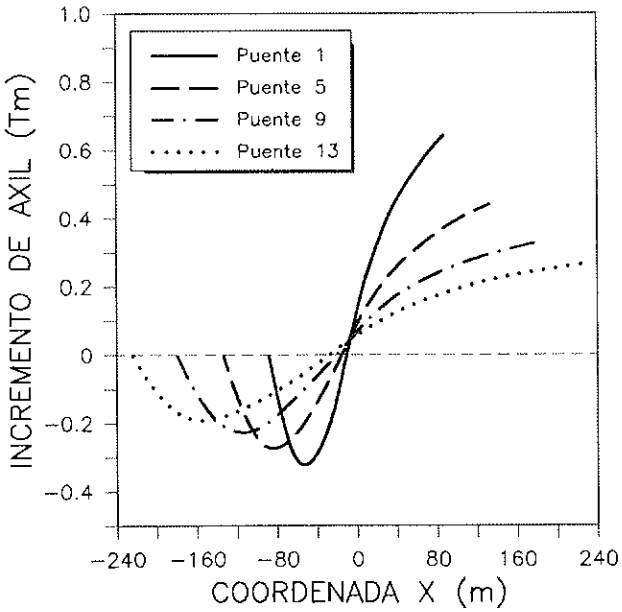


Figura 7. Representación de las cuatro líneas simplificadas elegidas para los puentes 1, 5, 9 y 13.

100 semanas. De cara a tener unas exigencias a fatiga elevadas se tomaron una IMD de 20.000 vehículos en 2 carriles y un tanto por ciento de pesados muy elevado (30%). De esta forma, nos estamos asegurando de tener un tráfico envolvente de los habituales en las vías de dos carriles españolas. El resto de parámetros utilizados en la simulación se mantuvieron iguales a los utilizados en (Crespo, 1996) y corresponden a datos de tráfico representativos del tráfico en autovías en España, puesto que se han calibrado a partir de los aforos registrados en las mismas (CEDEX, 1992).

El programa proporciona los máximos y mínimos locales del axil que son necesarios para la aplicación del método "Rain-flow", así como los valores máximos del axil semanales y horarios en cada una de las 100 semanas que dura la simulación.

A modo de visualización de los resultados obtenidos después de la aplicación del "Rain-flow" adjuntamos dos histogramas

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

(Figuras 8 y 9) en los que se representan los incrementos de tensión que aparecen en el tirante de retención del puente 1 si colocáramos en él el área que nos proporcionan los criterios de diseño utilizados en la actualidad, para una curva S-N que permitiera un $\Delta\sigma = 150$ MPa para dos millones de ciclos.

7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El objetivo de este trabajo se ha dirigido principalmente hacia dos direcciones:

1) En primer lugar, hemos intentado obtener el área óptima a fatiga, es decir, aquélla que proporciona daño de Miner igual a 1 en 100 años, para una curva de Whöler dada y para cada uno de los puentes estudiados. De esta forma pretendíamos obtener algún criterio de diseño del área de los tirantes de retención que optimizara el comportamiento de los mismos a fatiga para las condiciones exigidas hoy en día a los cables y anclajes usados en puentes atirantados de hormigón de carretera.

2) A la vista de los resultados proporcionados por este primer estudio, hemos procedido a evaluar cuál era la posible rebaja en las exigencias a fatiga de cables y anclajes, de cara a reducir el coste de los mismos, manteniendo la seguridad por daño a fatiga dentro de un valor razonable para 100 años de vida de la estructura. En este segundo estudio se han utilizado curvas de Whöler

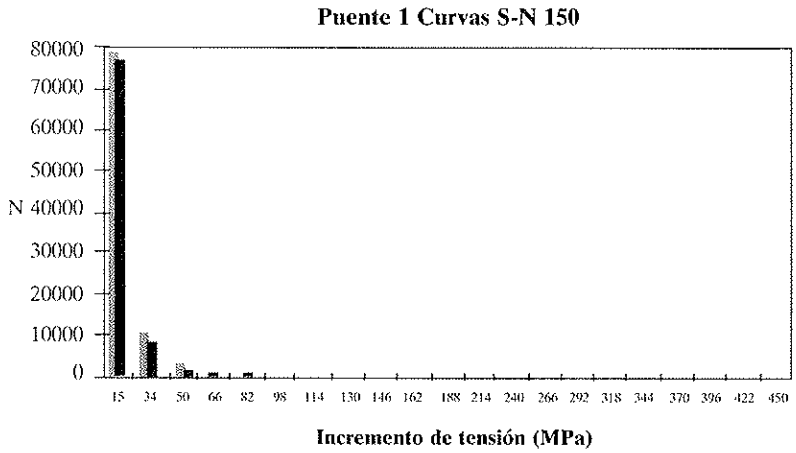


Figura 8. Número máximo y mínimo semanal de incrementos de tensión en cada rango para el puente 1 y la curva S-N 150.

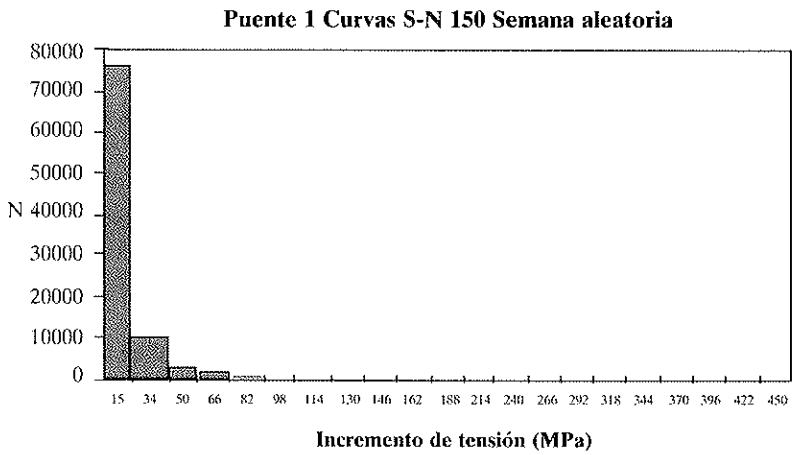


Figura 9. Número de incrementos de tensión en cada rango para el puente 1 y la curva S-N 150 durante una semana aleatoria de la simulación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

con distintas resistencias a la fatiga para dos millones de ciclos (200, 150, 100, 80 y 50 MPa para $2 \cdot 10^6$ Ciclos).

7.1. Obtención del área de los tirantes óptima a fatiga mediante la curva S-N 150

En este apartado se detalla el proceso seguido para obtener el área de los tirantes de retención que optimiza el comportamiento de los mismos a fatiga. Para ello se utiliza la curva S-N 150 a la que ya se le supone un cierto margen de seguridad (dicha curva proviene de la curva S-N 200 imponiendo un factor de seguridad de 1.33 al valor del incremento de tensión admisible para 2 millones de ciclos).

El proceso seguido para cada una de las líneas de influencia obtenidas ha sido el de tantear distintas áreas de los tirantes de retención y obtener para cada una de ellas el valor medio del daño de Miner durante una semana, extrapolándolo, posteriormente, a 100 años de vida útil.

Como ejemplo, en la Tabla 2 y en la Figura 10 se representan los valores del daño de Miner en 100 años obtenidos a partir de determinados valores de la sección del tirante en el puente 1.

A la vista de la Figura 10 tomamos como valor óptimo del área del tirante de retención el de 47 cm^2.

En la tabla 3 se resumen los resultados obtenidos para el área óptima de los tirantes de cada puente, usando las líneas de influencia completas aproximadas y las líneas de influencia simplificadas.

Ambas líneas de influencia proporcionan valores de las áreas muy parecidos. En consecuencia, podríamos usar las líneas obtenidas con el método simplificado para sustituir a las completas en la estimación del área óptima a fatiga de los tirantes de retención en el caso de querer simplificar el proceso de obtención de dichos resultados.

A continuación, vamos a comparar las áreas obtenidas tras el estudio con las que proporcionarían los criterios de dimensionamiento usados en la actualidad.

Tradicionalmente, el área que se instala en un tirante de retención de un puente atirantado surge como mínimo de obtener el área más grande que aparezca de cuatro restricciones básicas.

1) Por un lado, la condición de servicio que exige una tensión en el tirante inferior a un 45% de su resistencia última a rotura frente a la acción de las cargas permanentes y de la sobrecarga habitual en el tablero, ambas sin mayorar. Al área del tirante resultante de esta condición de servicio la llamaremos A_1.

$$A_1 \geq \frac{N_{CP} + N_{SC}}{0.45 \cdot f_u}$$

2) Por otro lado, se exige a los tirantes que bajo la acción de la sobrecarga frecuente su incremento de tensión sea inferior a 20 Kp/mm^2. Al área resultante de esta condición la llamaremos A_2.

$$A_2\,(mm^2) \geq \frac{N_{SC}\,(Kp)}{20 \cdot \frac{Kp}{mm^2}}$$

3) En estado límite último y según el Eurocódigo, se exige una tensión en el tirante inferior a un 66% de su resistencia última a rotura, frente a la acción de las cargas permanentes (mayoradas con un factor 1.35) y

Tabla 2: Áreas del tirante de retención y daño de Miner en 100 años para el puente 1.

Área (cm^2)	10	20	30	40	45	50	60
Daño de Miner	820.36	85.910	12.963	2.5869	1.271	0.6521	0.1899

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

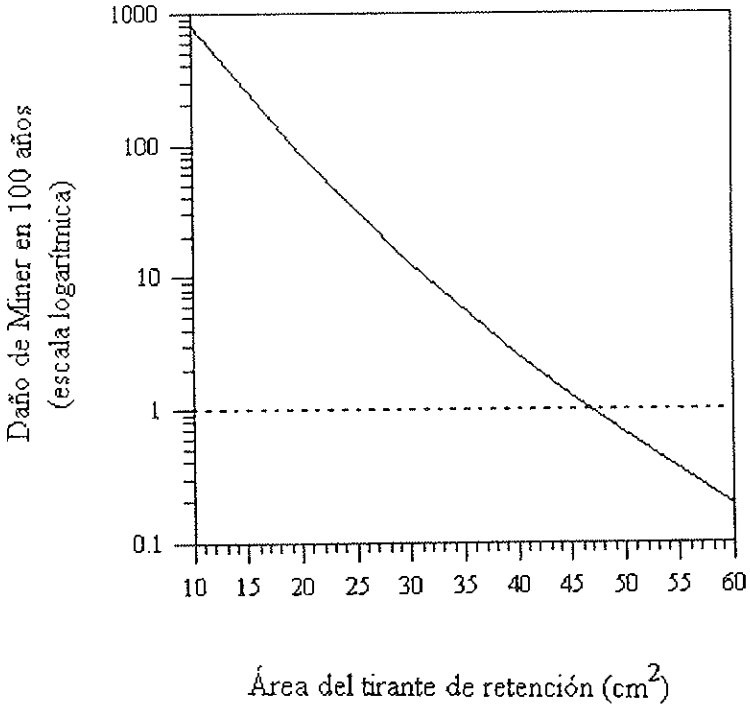


Figura 10. Obtención del área óptima a fatiga para el puente 1.

Tabla 3. Comparativa entre las áreas óptimas a fatiga obtenidas usando las líneas simplificadas con las halladas con las líneas completas para los distintos puentes.

	Área con línea sencilla (cm^2)	Área con línea completa (cm^2)
Puente 1	49.5	47
Puente 5	41	40.5
Puente 9	34.8	35.5
Puente 13	30.2	31.8

de toda la sobrecarga (mayorada con un factor 1.5). Al área del tirante de retención resultante de esta tercera condición la llamaremos A_3.

$$A_3 \geq \frac{1.35 \cdot N_{CP} + 1.5 \cdot N_{SC}}{0.66 \cdot f_u}$$

4) Por último, un condicionante a tener en cuenta es el de que los tirantes tengan una rigidez suficiente para que, ante cargas de servicio proporcionen la máxima eficiencia al sistema de atirantamiento. Este es, sin embargo, un criterio que dependerá mucho de cada caso particular y que, por tanto, no consideraremos aquí.

El área que aparece en la Tabla 3 sustituiría en el criterio tradicional al área A_2, ya que ambas surgen de un intento de evaluar la fatiga.

En la Tabla 4 se resumen los resultados obtenidos para los puentes 1, 5, 9 y 13 al predimensionar el área de los tirantes según los 4 criterios mencionados. Para cada uno de los puentes se adjuntan los valores de N_{CP} (axil en el tirante debido a peso propio y cargas permanentes), N_{SC} (axil en el tirante debido a la sobrecarga de 0.4 Tm/m^2) y los valores de las áreas obtenidas según cada una de las condiciones descritas anteriormente. El área que se detalla corresponde a la existente en un tirante de retención de un plano de atirantamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Como podemos ver el área necesaria para cumplir la limitación impuesta por condicionantes de fatiga, ha resultado ser la más exigente, mientras que las otras dos condiciones arrojan valores del área muy similares.

También en la Tabla 4 aparece el área $A_{óptima}$ que optimiza el comportamiento de los puentes a fatiga en un periodo de 100 años a partir de una curva S-N 150 de los cables y anclajes del puente.

Dicha área resulta ser notablemente inferior a la necesaria por motivos estáticos y muy inferior a la que nos proporciona el criterio tradicional de fatiga. Ante este hecho pensamos que sería posible rebajar las importantes exigencias de resistencia a fatiga de cables y anclajes en los puentes atirantados actuales, que encarecen notablemente su fabricación. En el apartado siguiente, procedemos a cuantificar esta posible rebaja.

7.2. Obtención de la curva S-N óptima

Se han colocado en cada puente las áreas necesarias por motivos de resistencia última y se han tanteado diferentes curvas S-N obteniendo para cada una de ellas el daño de Miner en 100 años. Posteriormente, se ha representado en la Figura 11 el valor de la resistencia a fatiga para $2 \cdot 10^6$ ciclos de cada curva S-N frente al valor del daño de Miner en 100 años para cada uno de los cuatro puentes elegidos, de tal forma que podemos obtener el valor que debemos colocar para $2 \cdot 10^6$ ciclos en la curva S-N para obtener un daño 1 con las áreas necesarias por motivos estáticos. Evidentemente, se ha tomado como valor óptimo el mayor de los valores de la resistencia a dos millones de ciclos obtenidos para cada puente.

A la vista de la Figura 11 y hallando el valor que corresponde a daño de Miner en 100 años igual a 1 para el puente más desfavorable (evidentemente el puente 1) vemos que la máxima rebaja de la resistencia a la fatiga llegaría a ser de 90 Mpa para $2 \cdot 10^6$ ciclos. Es obvio que este valor sería característico y no llevaría implícita ninguna seguridad, en consecuencia, proponemos mayorar este valor por un factor de seguridad de 1.5 dadas las numerosas incertidumbres y aproximaciones realizadas en el estudio. Por tanto, estaríamos hablando, como mínimo, de una curva S-N de pendientes 5 y 9, y resistencia a la fatiga para dos millones de ciclos de 135 MPa, en cualquier caso bastante inferior al valor de 200 MPa normalmente asumido en la actualidad. Evidentemente, no hay que olvidar tampoco que en el daño total a fatiga deben considerarse también los efectos del viento.

7.3. Fórmula de estimación del área óptima

Entre los resultados obtenidos en (Mas, 1997) destaca la obtención de una fórmula que relaciona el valor del daño de Miner en 100 años (D), el valor del área del tirante de retención (A) y los parámetros geométricos del puente, luz del vano central (L) y el número de tirantes de retención de un plano de atirantamiento (n). La expresión es:

$$\log D = L^{0.2499} \cdot n^{-0.4487} - L^{-0.6332} \cdot n^{0.7915} \cdot A$$

El ámbito de aplicación de esta fórmula es el siguiente. Puentes atirantados de tres vanos de luces comprendidas entre 200 y 500 metros, con dos planos de atirantamiento y

Tabla 4. Valores de las áreas de un tirante de retención de los puentes 1, 5, 9 y 13 según las diferentes condiciones existentes en la actualidad y según la optimización del daño de Miner en 100 años.

Puente	N_{CP} (Tm)	N_{SC}(Tm)	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	A_3 (cm²)	$A_{diseño}$ (cm²)	$A_{óptima}$ (cm²)
1	340.88	342.13	79.88	171.06	76.26	171.06	47
5	338.37	351.44	80.67	175.72	77.11	175.72	40.5
9	336.83	356.21	81.06	178.11	77.52	178.11	35.5
13	335.82	358.96	81.26	179.48	77.75	179.48	31.8

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

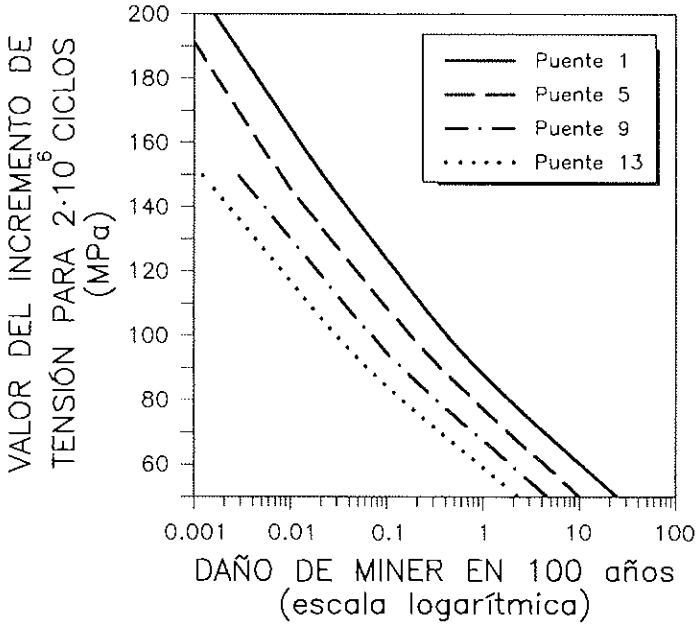


Figura 11. Valores representativos de las curvas S-N utilizadas (incremento de tensión en $2 \cdot 10^6$ ciclos) frente al daño de Miner en 100 años.

tableros de hormigón para vías de dos carriles. La relación entre la altura de la torre y la luz del vano central debe ser aproximadamente igual a 0.2, y el número de tirantes de retención dispuestos en cada torre obedece a criterios de equilibrio en el sistema, es decir, número de tirantes delanteros aproximadamente igual a número de tirantes traseros más número de tirantes de retención. Finalmente, los valores del daño de Miner en 100 años deben moverse en los alrededores de 1.

8. CONCLUSIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

8. I. Conclusiones generales

A la vista de los resultados obtenidos, y teniendo en cuenta las simplificaciones realizadas, podemos obtener las siguientes conclusiones:

1) El fenómeno de la fatiga en cables y anclajes de puentes atirantados de hormigón no es determinante del área de los mismos con las tecnologías de cables y anclajes existentes hoy en día. En efecto, a pesar de no haberse considerado en el estudio más acciones que las del tráfico, el margen de seguridad existente es suficientemente grande como para poder afirmarlo.

2) Dado que el área de los tirantes de retención viene determinada por el cumplimiento de los estados límites de servicio y último frente a rotura por esfuerzo axil y también por el de tener rigidez suficiente para inmovilizar la torre lo máximo posible, pueden rebajarse notablemente las exigencias de cables y anclajes ante la fatiga desde el punto de vista de su resistencia (otra cosa sería el criterio de rigidez), sin pérdida significativa de seguridad en un periodo de vida útil de 100 años. Un valor. recomendable para la resistencia a la fatiga de los cables y anclajes sería el de 135 MPa para dos millones de ciclos.

3) El modelo estructural simplificado deducido para el cálculo de las líneas de influencia del esfuerzo axil en los tirantes de retención da lugar a resultados muy similares al caso de utilizar las líneas completas aproximadas.

4) Se ha obtenido una fórmula que relaciona el daño de Miner en 100 años (D) con el área de los tirantes de retención (A), la luz del vano central del puente (L) y el número de tirantes de retención en un plano de atirantamiento (n). Dicha fórmula presenta la siguiente expresión:

$$\log D = L^{0.2499} \cdot n^{-0.4487} - L^{-0.6332} \cdot n^{0.7915} \cdot A$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

8.2. Criterios de diseño

Los criterios de diseño que a continuación proponemos deben utilizarse con prudencia dadas las simplificaciones realizadas en su obtención y tienen sólo un carácter orientativo en puentes donde las cargas del viento sean importantes (no consideradas en la obtención de estos criterios). Asimismo no se han tenido en cuenta los efectos locales de flexión cerca de los anclajes ni los efectos térmicos sobre el tablero y sobre el cuerpo del tirante.

Por otro lado, debe tenerse siempre en cuenta que el área de los tirantes de retención obtenida mediante dichos criterios puede no ser la condicionante del diseño, al existir otras condiciones a cumplir por los tirantes de retención tales como la de inmovilizar suficientemente a la torre (criterio de rigidez).

En primer lugar, a la hora de obtener la sección de los tirantes de retención recomendamos prescindir del criterio que indica que el incremento de tensión en los cables y anclajes ante la sobrecarga sea inferior a 20 Kp/mm^2, ya que proporciona unos valores del área de los tirantes totalmente desmesurados por criterios de fatiga. Evidentemente, debemos sustituir esta condición que representaba tradicionalmente a las solicitaciones de fatiga por otras condiciones que a continuación se detallan.

8.2.1. Criterio 1. Resistencia a fatiga de cables y anclajes

El primer criterio que proponemos se basa en rebajar las exigencias a fatiga de nuestros cables y anclajes, a la vista de los resultados obtenidos al hallar la curva S-N óptima, y consiste en tomar como área de los tirantes de retención la mayor de las dos siguientes:

$$A_{ELS} = \frac{N_{CP} + N_{SC}}{0.45 \cdot f_u}$$

$$A_{ELU} = \frac{1.35 \cdot N_{CP} + 1.5 \cdot N_{SC}}{0.66 \cdot f_u}$$

Con la elección de dicha área nos aseguramos cumplir las dos condiciones estáticas existentes, y debemos exigir a nuestros cables y anclajes la verificación de una curva S-N igual a 1.5 veces la curva S-N denominada óptima a lo largo de este trabajo. Esto se traduce en exigir una resistencia de 135 MPa para dos millones de ciclos. El factor de seguridad 1.5 obedece a cubrir las numerosas incertidumbres que existen en el proceso de cálculo seguido para la obtención de la curva S-N 90 o curva óptima.

8.2.2. Criterio 2. Mantenimiento de las resistencias actuales a la fatiga de cables y anclajes

El segundo criterio consistiría en sustituir una de las condiciones estáticas por otra menos restrictiva, basándose en considerar como sobrecarga habitual o frecuente, aquella que provoca un 30% del axil provocado en el tirante al colocar la totalidad de la sobrecarga en el vano central, y manteniendo las actuales exigencias frente a fatiga de los cables y anclajes, es decir, 200 MPa para dos millones de ciclos. En efecto, tomaríamos como área de los tirantes de retención la mayor de:

$$A_{ELS} = \frac{N_{CP} + 0.3 \cdot N_{SC}}{0.45 \cdot f_u}$$

$$A_{ELU} = \frac{1.35 \cdot N_{CP} + 1.5 \cdot N_{SC}}{0.66 \cdot f_u}$$

Con esta área cubriríamos las dos exigencias estáticas y se verificaría que el daño de Miner en 100 años sería inferior a 1 exigiendo como mínimo una curva S-N 150. Para introducir la seguridad en el criterio deberíamos exigir un valor de la resistencia a la fatiga para dos millones de ciclos de 200 MPa (factor de seguridad 1.33) a la tecnología de cables y anclajes utilizada.

8.2.3. Criterio 3. Utilización de la fórmula de estimación de $A_{óptima}$

El tercer criterio propuesto consistiría en utilizar la fórmula que relaciona el daño de Miner en 100 años con la luz del vano cen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

tral, el número de tirantes de retención en un plano de atirantamiento y el área del tirante de retención.

Con la misma, obtendríamos el área de los tirantes de retención asociada a un daño de Miner igual a 1 ($A_{óptima}$). Finalmente, tomaríamos como área de diseño de los tirantes de retención el área mayor de las tres siguientes:

$$A_{ELS} = \frac{N_{CP} + N_{SC}}{0.45 \cdot f_u}$$

$$A_{ELU} = \frac{1.35 \cdot N_{CP} + 1.5 \cdot N_{SC}}{0.66 \cdot f_u}$$

$$A_{Fatiga} = 1.5 \cdot A_{óptima}$$

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su agradecimiento al Dr. Ingeniero de Caminos César Crespo Minguillón por su colaboración en la obtención de las solicitaciones reales de tráfico en los puentes estudiados. Asimismo, el presente trabajo se ha desarrollado dentro del marco del proyecto PB95-0769, financiado por la Dirección General de Enseñanza Superior del Ministerio de Educación y Cultura. Los datos de tráfico utilizados para la simulación provienen de los datos de aforos que nos han sido facilitados por el Centro de Estudios de Carreteras del CEDEX y el Servicio de Puentes y Estructuras de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

REFERENCIAS

CEDEX. Dirección General de Carreteras, "Evaluación del espectro de cargas con básculas dinámicas portátiles y permanentes", Madrid, 1992.

CEN, European Comitte for standardization. "PR ENV 1992-2, Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 2: Concrete Bridges", Bruselas, 1995.

CEN, European Comitte for standardization. "PR ENV 1991-3, Eurocode 1: Basis of design and actions on structures, Part 3: Trafic loads on bridges", Bruselas, 1995.

CRESPO, C. "A reliability based methodology to define the limit state of decompression in prestressed concrete bridges", Tesis Doctoral, E.T.S.I.C.C.P.B., Barcelona, 1996.

DUQUE OLIART, I. "Análisis no lineal geométrico de puentes atirantados de hormigón y su aplicación al estudio de la influencia que diversos parámetros ejercen sobre su configuración geométrica y tensional". Tesis Doctoral, E.T.S.I.C.C.P.B., Barcelona, 1986.

MAS, A. "Estudio sobre la solicitación real de tráfico en puentes atirantados. Aplicación al dimensionamiento a fatiga de los tirantes", Tesina de especialidad, E.T.S.I.C.C.P.B., Barcelona, 1997.

VIRLOGEUX, M.. "Fatigue in cable-stayed bridges", pág. 181-217, Contribución Francesa al XII Congreso FIP, Washington, 1994. Association Française Pour la Construction.

CASAS, J.R. y CRESPO, C. "Un modelo global de tráfico para la evaluación y gestión de puentes construidos: Formulación y metodología", Hormigón y Acero (enviado para publicación).

CRESPO, C. y CASAS, J.R. "A comprehensive traffic load model for bridge safety checking", Structural Safety, Vol 19, n.° 4, pp. 339-359, 1997.

RESUMEN

Los puentes atirantados ocupan por derecho propio un lugar de privilegio en el campo de las grandes y medias luces. Su progresiva proliferación ha venido acompañada por un desarrollo tecnológico de los cables y anclajes muy elevado. La incertidumbre que existe actualmente acerca de la resistencia a la fatiga de estos elementos para distintos niveles del incremento de tensión junto al desconocimiento de las solicitaciones reales debidas al tráfico durante la vida útil de la estructura, han conducido a unos criterios de diseño de cables y anclajes que pueden estar excesivamente del lado de la seguridad, con

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

la evidente penalización económica que este hecho ocasiona. En este marco, el presente artículo aborda el problema del diseño de los tirantes y anclajes, utilizando toda la potencia de los programas de simulación de cargas de tráfico existentes en la actualidad, con el objeto de mostrar una metodología de análisis y proporcionar criterios de diseño del área de los tirantes de retención de los puentes atirantados que, por un lado, nos dejen del lado de la seguridad y, por otro, supongan una optimización técnica del comportamiento de los mismos ante la solicitación de fatiga debida a las acciones del tráfico de carretera. Los resultados obtenidos deben considerarse como preliminares teniendo en cuenta las simplificaciones efectuadas debido a los escasos datos disponibles sobre curvas S-N de tirantes y anclajes. La disponibilidad futura de una base de datos de ensayos más amplia permitirá la actualización de los resultados obtenidos.

SUMMARY

Over the years, cable-stayed bridges had became more and more popular in medium and long-span bridge design. Their progress has been paralel to the technological achivements in the design of stays and anchorage devices. At present, the uncertainty in the fatigue resistance of these elements when different stress ranges are applied and the lack of knowledge on the real solicitations of traffic during the service-life are still important. Hence, the fatigue design criteria normally used in stays and anchorages seem to be highly overconservative, leading to unnecessary budget expenses. A computer program for the simulation of traffic flow over bridges is used in the present work to show a methodology of analysis to derive the most efficient cross-section area of backstays. Based on that, design criteria are summarized to be in the safe side, but still be optimal from the point of view of fatigue action in highway cable-stayed bridges. The results presented are still preliminar due to the simplifications assumed because of the existing lack of data on S-N curves of cables and anchorages. Therefore, in the future updating and enhancement of the results will be possible as more experimental data will be available.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

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

1. CONDICIONES GENERALES

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría de la ACHE. 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 cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes 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. PRESENTACIÓN 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 y palabras clave

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).

Asimismo, se acompañarán entre tres y seis palabras clave, en español, que permitan la identificación bibliográfica dentro del área técnica específica del Artículo.

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 lugar adecuado de su colocación.

Serán reproducibles, de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo y el tamaño de letra se elegirá de tal modo que se legible en la figu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ra 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 su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, los originales deberán presentarse en copias de papel opaco, negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Irán numeradas correlativamente, como fotografías, en el orden citado 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 en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002. Transitoriamente, durante el año 1999 se admitirá la utilización conjunta del S.I. y el sistema de unidades hasta ahora de uso habitual en la comunidad técnica (M.K.S.)

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 elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra 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 O 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 24/11/2026

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter cuatrimestral.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desea más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo o fax a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Apdo. de correos 19002 - 28080 Madrid - Fax (34) 91 766 07 03

Señores:
La persona física o jurídica cuyos datos se relaciones seguidamente:

Nombre.....

NIF..... Calle .....

Ciudad..... Código Postal..... País .....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax..... E-mail .....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de ☐ solicita más información sobre la modalidad de Miembro

☐ Estudiante ☐ Personal ☐ Colectivo ☐ Protector ☐ Patrocinador

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma ..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de.....

Agencia .....

Calle.....

Ciudad..... Código Postal.....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma.....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular.....

NIF.....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control .....

Número cuenta .....

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.–Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.–Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.

COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.–Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.

C.T.T. STRONGHOLD, S.A.–Aribau, 185. 08021 Barcelona.

DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).–Calvo Sotelo, 15, 1º-1ª. 26003 Logroño.

DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.–Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).

EMESA-TREFILERÍA, S.A.–Apartado 451. 15080 La Coruña.

EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.–Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.

ESTEYCO, S.A.–Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.

FERROVIAL, S.A.–Príncipe de Vergara, 125. 28006 Madrid.

FORMIGONS GIRONA, S.A.–Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Girona).

FREYSSINET, S.A.–General Perón, 24. 28020 Madrid.

FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.–ETSIC C. y P. Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.

GRACE, S.A.–Apartado 523. 08080 Barcelona.

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. 28023 El Plantío (Madrid).

IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.–Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.–Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.

JOSÉ ANTONIO TORROJA. (Oficina Técnica).–Príncipe de Vergara 103. 28006 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).

NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.–Ava. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja, 28108 Alcobendas (Madrid).

PACADAR, S.A.–Hermosilla, 57. 28001 Madrid.

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.–Apartado 138. 36600. Villagarcía de Arosa (Pontevedra).

PREFABRICADOS CASTELO, S.A.–Ap. 11. Polígono Industrial ATIOS. 36080 Porriño (Pontevedra).

PREVALESA, S.L.–Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.

PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).–Padre Damián, 42-1º D. 28036 Madrid.

SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.–Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).

SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.–Avenida Cardenal Herrera Oria, 167. 28034 Madrid.

TECPRESA, S.A.–Velázquez, 105. 28006 Madrid.

TIERRA ARMADA, S.A.–Pº Castellana, 165. 28046 Madrid.

TREFILERÍAS 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 IBÉRICA, S.A.–Aribau, 185, 3º, 2ª. 08021 Barcelona.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural 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 24/11/2026



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026