

HORMIGÓN y acero

nº 208



*Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.—Avenida del Partenón, 4. 28042 Madrid.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—Orense, 10. 28020 Madrid.
ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.^a, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
CEMENTOS MOLINS, S.A.—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Almagro, 42. 28010 Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS 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.—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
C.T.T. STRONGHOLD, S.A.—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Parque Empresarial La Moraleja. Avda. de Europa, 18. 28100 Alcobendas (Madrid).
DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).—Calvo Sotelo, 15-1.^o 26003 Logroño.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1.^a planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
EMESA-TREFILERÍA, S.A.—Apartado 451. 15080 La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.—Cardenal Spinola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.
EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.—Arapiles, 14 - 4.^o Izda. 28015 Madrid
ESCUELA TÉCNICA-SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
ESTEYCO, S.A.—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TÉCNICOS INDUSTRIALES, S.A.—Arapiles, 14-4.^o Izda. 28015 Madrid.
EUROCONSULT, S.A.—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
FERROVIAL, S.A.—Príncipe de Vergara, 125. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

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

COMITÉ DE REDACCIÓN

Director:

APARICIO, Angel C.

Miembros del Comité de Redacción:

BURON, Manuel
CUVILLO, Ramón del
ELICES, Manuel
GONZALEZ VALLE, Enrique
JODAR, Juan
LOPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART, José Antonio
MARTINEZ MARTINEZ, Ramón
MORAN, Francisco
ORTEGA, Luis
PEREZ-FADON, Santiago
RIPOLL, Javier
RODRIGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST, Carlos
VILLAR, José M^º de

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

HORMIGÓN y acero

n^º 208

2^º Trimestre 1998

CUOTAS ANUALES

	<u>ESPAÑA</u>	<u>EXTRANJERO</u>
Miembros "Personales" menores de 27 años	1.500 ptas.	
Miembros "Personales" (personas naturales)	8.750 ptas.	70 dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	21.600 ptas.	170 dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	43.200 ptas.	340 dólares

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.

(Más 16% IVA para España)

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

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

RELACIÓN DE ENTIDADES QUE, EN LA FECHA DE CIERRE DEL PRESENTE NÚMERO DE LA REVISTA, FIGURAN INSCRITAS, EN LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL, COMO "MIEMBROS COLECTIVOS".

ESPAÑA

AEPO, S.A.—Estudios y Proyectos.—Madrid.
AGENCIA VALENCIANA DEL TURISME.—Valencia.
ÁREA DE PLANEAMIENTO, PROYECTOS Y OBRAS.—Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias.—Oviedo.
ASOCIACIO ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.—Oviedo.
CENTRO DE ESTUDIOS DE TÉCNICAS APLICADAS (CEDEX).—Gabinete de Información y Documentación.—Madrid.
CENTRO POLITÉCNICO SUPERIOR DE INGENIEROS.—Área de M.M.C. y T. de Estructuras.—Zaragoza.
CETRES ENGINYERS, S.L.—Barcelona.
CINSA-EP.—Leioa (Vizcaya).
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.—Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
CONSTRUCCIONES LAIN, S.A.—Madrid.
CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES.—Sevilla.
CONTROLEX.—Alicante.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTÓNICAS.—Escuela Técnica Superior de Arquitectura.—Sevilla.
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN.—Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica.—Universidad de La Laguna (Tenerife).
DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS.—Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica. Madrid.
DEPARTAMENTO DE RESISTENCIA DE MATERIALES, ESTRUCTURAS E INGENIERÍA CIVIL.—Universidad de Valladolid.—Valladolid.
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
E.E.P., S.A.—Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.—Sant Fruitos de BAages (Barcelona).
ENAGA, S.A.—Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA SUPERIOR DE AGRICULTURA.—Barcelona.
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA.—San Vicente del Raspeig (Alicante).
ESCOLA TÉCNICA SUPERIOR D'ARQUITECTURA DEL VALLÉS.—Sant Cugat del Vallés (Barcelona).
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Madrid.
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Barcelona.
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Biblioteca.—La Coruña.
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN.—Bilbao.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TÉCNICA.—Granada.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TÉCNICA.—La Laguna (Tenerife).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TÉCNICA.—Madrid.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERÍA TÉCNICA INDUSTRIAL.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERÍA TÉCNICA MINERA.—Biblioteca.—León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA.—Barcelona.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
EXISA.—Barcelona.

FERNÁNDEZ CONSTRUCTOR, S.A.–Madrid.
 FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.–Valencia.
 FUERZAS ELÉCTRICAS DE CATALUÑA, S.A.–Barcelona.
 FUNDACIÓN DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.–Madrid.
 GINPRO, S.A.–Pozuelo de Alarcón (Madrid).
 G.O.C.S.A.–Orense.
 HORMADISA, S.L.–Valga (Pontevedra).
 IBÉRICA DE ESTUDIOS E INGENIERÍA, S.A. (IBERINSA).–Madrid.
 IDEAM, S.A.–Madrid.
 INDAG, S.A.–Madrid.
 INGENIERÍA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.–Madrid.
 INGENIERÍA Y ECONOMÍA DEL TRANSPORTE, S.A. (INECO).–Madrid.
 INGENIERÍA FLORS, S.A.–Grao de Castellón.
 INGENIERÍA DE PUENTES Y AUTOPISTAS, S.A.–Barcelona.
 INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.–Madrid.
 INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACIÓN.–Murcia.
 INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIÓ DE CATALUNYA.–Barcelona.
 INSTITUTO JUAN DE HERRERA.–Madrid.
 JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN.–Consejería de Fomento.–Valladolid.
 JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN.–Dirección General de Transportes y Carreteras. Servicio de Gestión.–Valladolid.
 LABORATORIO GEOCISA.–Biblioteca.–Coslada (Madrid).
 LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO.–Madrid.
 LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.–El Palmar (Murcia).
 LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).–Castellón de la Plana.
 MINISTERIO DE FOMENTO. SUBDIRECCIÓN GENERAL DE ARQUITECTURA.–Madrid.
 MINISTERIO DE FOMENTO. SUBDIRECCIÓN GENERAL DE NORMATIVA TÉCNICA Y ANÁLISIS ECONÓMICO.–Madrid.
 O.C.P. CONSTRUCCIONES, S.A.–Madrid.
 PENTIA INGENIERÍA, S.A.–Llanera (Asturias).
 PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.–Madrid.
 PREFABRICADOS AGRÍCOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).–Barcelona.
 PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).–León.
 PREFABRICADOS LA MANCHA, S.L.–Seseña (Toledo).
 PREFABRICADOS POUSA, S.A.–Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PRODUCTOS BITUMINOSOS, S.A.–47008 Valladolid.
 PUENTES Y CALZADAS, S.A.–Sigueiro (La Coruña).
 RIOJANA DE PREFABRICADOS DE HORMIGÓN, S.A.–Logroño.
 RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.–León.
 RUBIERA BURGOS, S.A.–Burgos.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Barcelona.
 SESTRA, S.A.L.–20009 Donostia (San Sebastián).
 SOCIEDAD ANÓNIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.–Madrid.
 SPANDECK CATALANA, S.A.–El Bruc (Barcelona).
 TÉCNICA Y PROYECTOS, S.A.–Madrid.
 TECNOS, GARANTÍA DE CALIDAD, S.A.–Madrid.
 TERRATEST, S.A.–Madrid.
 TIGNUS, S.A.–Valencia.
 TUBERÍAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPASA).–Madrid.
 UNIVERSIDAD DE BURGOS.–Sección Politécnica.–Burgos.
 UNIVERSIDAD DE CÁDIZ.–Algeciras (Cádiz).
 UNIVERSIDAD DE CANTABRIA.–Biblioteca Universitaria.–Santander.
 UNIVERSIDAD DE CASTILLA-LA MANCHA.–Biblioteca General de Albacete.–Albacete.
 UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA.–Biblioteca.–La Coruña.
 UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA.–Rectorado.–La Coruña.
 UNIVERSIDAD DE HUELVA.–Biblioteca.–Huelva.
 UNIVERSIDAD DE LA RIOJA.–Logroño (La Rioja).
 UNIVERSIDAD POLITÉCNICA.–Hemeroteca.–Valencia.
 UNIVERSIDAD POLITÉCNICA.–E.T.S. de Ingenieros Agrónomos.–Departamento de Construcción y Vías Rurales.–Madrid.

UNIVERSIDAD PÚBLICA DE NAVARRA.—Pamplona
UNIVERSITAT DE GIRONA.—Girona.
UNIVERSITAT DE LLEIDA.—Lleida.
VORSEVI, S.A.—Ingeniería y Control de Calidad.—Sevilla.
V.S. INGENIERÍA Y URBANISMO, S.L.—Sevilla.

EXTRANJERO

AIG/ENGINEERING.—The Netherlands.
ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—São Paulo (Brasil).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ.—Lima (Perú).
POSTES, S.A.—Lima (Perú).
PUENTES Y TORONES, LTD.—Santafé de Bogotá (Colombia).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE.—2160 Lisse (Holanda).
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE QUITO.—Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO.—Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD NACIONAL ANDRÉS BELLO.—Biblioteca Central.—Santiago (Chile).

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

ASOCIACIÓN BOLIVIANA DEL PRETENSADO (A.B.P.).—La Paz (Bolivia).

* * *

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 contestando todos y cada uno de los comentarios recibidos.

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

hormigón y acero nº 208

índice

Págs.

"CARTA DEL PRESIDENTE"	9-10
-------------------------------------	------

E. González Valle

XIII CONGRESO DE LA FIP EN AMSTERDAM	11-17
---	-------

S. Pérez-Fadón

Textos 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

Procedimiento para la optimización de hormigones de altas prestaciones	19-30
---	-------

Procédure d'optimisation expérimentale des bétons á haute performance.

A procedure for the experimental optimization of high performance concrete.

B. Torralles, L. Agulló y R. Gettu.

Estimación del comportamiento en el tiempo, de vigas de hormigón de alta resistencia, a partir de ensayos en probetas	31-48
--	-------

Prédiction du comportement différée des poutres de béton de haute résistance se basant dans d'essais éprouvettes.

Estimation of the long-term response of high strength concrete beams, based on tests of laboratory specimens.

G. Carbonari, A. Aguado y R. Gettu.

Estudio experimental sobre la capacidad portante de soportes de hormigón con armadura corroídas	49-62
--	-------

Capacité portante de poteaux en béton avec armatures corrodées.

Load bearing capacity of concrete columns with corroded reinforcement.

J. Rodríguez Santiago, L. M. Ortega Basagoiti, J. Casal Macías y J. M. Díez Arenas.

La corrosión de las armaduras y la vida residual de las estructuras de hormigón.	63-78
--	--------------

La corrosion des armatures et la vie résiduelle des structures en béton.

Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures.

J. Rodríguez Santiago, L. M. Ortega Basagoiti, J. Casal Macías y J. M. Díez Arenas.

TEMA III.A.—REALIZACIONES DE PUENTES

Puente de ferrocarril sobre el río Ebro, en Amposta.....	79-85
---	--------------

Pont-rail sur l'Ebre en Amposta.

Railroad bridge across Ebro river in Amposta.

L. Carrillo y M. Juliá

Viaducto de hormigón de alta resistencia y pretensado exterior: puente sobre la riera de Rajadell en el eje transversal de Cataluña .	87-106
--	---------------

Viaducte en béton de haute résistance et précontrainte extérieur: le pont sur la rivière de Rajadell à l'axe transversal de la Catalogne.

Externally prestressed high strength concrete viaduct: the bridge over Rajadell river on the transversal highway of Catalonia.

A. Aparicio, G. Ramos y J. R. Casas

TEMA IV.—INSPECCIÓN, MANTENIMIENTO, REPARACIONES Y REFUERZOS

Un modelo global de tráfico para la evaluación y gestión de puentes construidos: formulación y metodología.....	107-122
--	----------------

Un model du trafic routier pour la évaluation et la gestion des ponts construits. Première Part: formulation et méthode.

A traffic load model for the assessment and management of existing bridges. Part one: formulation and methodology.

J. R. Casas y C. Crespo

Normas que deben cumplir los artículos que se envían 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-

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

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

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

Se 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

CARTA DEL PRESIDENTE



Estimados miembros de ACHE:

El pasado día 21 de abril, se culminó un proceso comenzado hace 2 años: la fusión de las Asociaciones relacionadas con el hormigón en España, ATEP (Asociación Técnica Española del Pretensado) y GEHO (Grupo Español del Hormigón).

El proceso ha sido paralelo al que, a nivel internacional, han llevado a cabo las dos Asociaciones homólogas a las españolas: FIP (Federación Internacional del Pretensado) y CEB (Comité Euro-internacional del Hormigón).

La culminación del proceso antes aludido tuvo lugar en las Asambleas Generales de miembros de ambas Asociaciones, que aprobaron por unanimidad la fusión, concretada en la aprobación de un informe general sobre el proceso de fusión y de los Estatutos de la nueva Asociación junto a la designación de los miembros de la Comisión Gestora, cuyo mandato será por un período transitorio que finalizará antes del 1 de enero del año 2000. La Comisión Gestora, bajo cuya responsabilidad estaba la designación del Presidente de la Asociación durante el período transitorio, me hizo el honor de aprobar, por consenso, mi nombramiento como Presidente de ACHE (Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural), como es denominada la nueva Asociación cuya singladura ahora comienza.

Como primer Presidente de ACHE, quiero con estas líneas dirigirme al colectivo de miembros, desde las páginas de la Revista Hormigón y Acero, nuestra revista, para expresar en primer lugar mi agradecimiento a los amigos que en mí han depositado su confianza. Pero, por otra parte, no tengo por menos que señalar que este importante hito en la evolución de las Asociaciones Técnicas del Hormigón de nuestro país, se ha logrado por la voluntad decidida y desprendida de los miembros de las dos Asociaciones antes existentes y más particularmente por sus órganos Directivos, Junta de Gobierno de ATEP y Comité Técnico de GEHO, y significativamente de sus Presidentes, Florencio Jesús del Pozo y Álvaro García Meseguer. Todos supieron abandonar los personalismos en su momento y como una pña, primero en el Grupo de Reflexión que estudió y realizó las propuestas para la fusión y después en los Órganos de Dirección de ambas Asociaciones, plantear los temas relacionados con la fusión con una visión de futuro y convencimiento de que era lo mejor, que ha hecho posible el culminarla, sin traumas, sin dificultades insalvables y con una sintonía de opiniones digna de elogio.

Atrás queda la etapa de ATEP y GEHO pero no el recuerdo de las Asociaciones matrices de ACHE.

El reto que aceptamos los miembros de la nueva Asociación es mantener el alto nivel de prestigio en que ambas Asociaciones colocaron la técnica española del hormigón. Los anteriores Equipos de Gobierno, desde los presididos por D. Eduardo Torroja, hasta aquellos que gestionaron las Asociaciones bajo las presidencias de Florencio Jesús del Pozo y Álvaro García Meseguer, serán los referentes de los miembros de las nuevas Juntas de Gobierno, gentes que supieron compaginar el buen hacer técnico en su ejercicio profesional con el espíritu de servicio hacia el colectivo de miembros.

La nueva singladura ha comenzado y ACHE ha dado ya sus primeros pasos. Han sido designados los Presidentes de las cinco comisiones en que se estructurará la actividad técnica de la Asociación, el Director de la Revista Hormigón y Acero y el Presidente del Comité de Eventos. Con ello queda constituido el Comité de Coordinación, el cual, bajo el mandato del Consejo de ACHE, será el Órgano que regirá la vida técnica de la Asociación, estando prevista la primera reunión para el mes de septiembre. Paralelamente han sido formuladas las primeras propuestas de los diferentes Reglamentos contemplados en los Estatutos a la vez que se ha procedido al registro de la Asociación en los Órganos Administrativos correspondientes.

La Asociación ha configurado ya su imagen corporativa, sus Órganos de Gobierno para el período transitorio y sus Órganos de Trabajo. Ahora ya sólo queda una cosa: trabajar y para ello contamos con unos activos de gran valor, un colectivo de miembros y una historia que nos obliga y a la vez nos estimula.

Desde el recuerdo entrañable y agradecido a los anteriores Presidentes y al Secretario de ATEP, Rafael Piñeiro, que no vio culminada la fusión, y contando con la colaboración de una Comisión Gestora y de un grupo de miembros numeroso y cualificado, me pongo a vuestra disposición plena para encauzar vuestras iniciativas a la vez que os solicito la máxima colaboración a fin de poder mantener la trayectoria técnica ascendente en que la historia y sus hombres han colocado a nuestra Asociación.

E. González Valle
Presidente de ACHE

EL XIII CONGRESO DE LA FIP EN AMSTERDAM

Santiago Pérez-Fadón

Ponente español del "National Report"
Vocal de la Comisión Gestora de ACHE

Introducción

El pasado mes de mayo, del 23 al 29, se ha celebrado en Amsterdam el XIII Congreso cuatrienal de la FIP. Este congreso ha sido el último que va a celebrar la FIP, pues en él se ha decidido la integración de esta organización en la nueva fib que resultará de la fusión entre el CEB y la propia FIP. España, que ha seguido el ejemplo de esta fusión entre las dos sociedades científicas internacionales, ha estado representada en Amsterdam por la nueva sociedad ACHE (Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural) recientemente constituida. Allí ha estado nuestro presidente recién elegido, D. Enrique González-Valle, que ha asistido a la FIP general Assembly y al FIP Council Meeting en el que se eligió a *Monsieur Michel Virlogeux* como *Chairman* de la nueva asociación. Acompañaron a nuestro nuevo Presidente, como representantes españoles con derecho a voto en dichas reuniones, los dos presidentes salientes de la ATEP y del GEHO Florencio del Pozo y Álvaro García Meseguer.

El Congreso de Amsterdam ha tenido un título ambicioso "Desafíos para el hormigón en el próximo milenio" y a mí me ha parecido que Amsterdam era un escenario adecuado para ese título, y digo esto por el talante abierto y emprendedor de esta ciudad que,

de puro amante de la libertad, se ha ganado la antipatía de aquellos que, por más conservadores, han tachado a Amsterdam de ciudad más que libre libertaria.

El congreso tuvo entre las conferencias de las sesiones de apertura (*key notes*) una muy significativa, que ha quedado reflejada en los *proceedings* del mismo, en el capítulo titulado *Financing new projects*. Me refiero a la conferencia titulada: *The benefits of private sector involvement in public infrastructure*, impartida por *Mr. J.M.H. Lindenberg* que es un destacado empresario holandés más familiarizado con los conocimientos que se imparten en un M.B.A. y con las cuentas de resultados que con las propiedades y usos del hormigón en la próxima centuria. Sin embargo, a mí me pareció que la conferencia fue oportuna, dado que el mundo en que nos movemos es un mundo multiparámetro en el que las grandes realizaciones de la ingeniería, y también las menos grandes, se hacen realidad con la puesta en escena de un conjunto de actividades diferentes, no todas ellas relacionadas directamente con los aspectos estrictamente técnicos de la ingeniería. Una de las características de la política económica de los próximos años en los países desarrollados va a ser el presupuesto del estado con déficit cero y eso va a llevar necesariamente a la sustitución de la inversión pública por la inversión privada en el

sector de la construcción de obras civiles. La forma en la que se organice ese traspaso y las características resultantes para la nueva actividad de proyecto y construcción, van a influir en las condiciones de competitividad entre las empresas del sector. Además, todo esto supondrá un marco nuevo en el que habrá que redefinir quién y cómo garantiza los intereses públicos a través de las especificaciones de: funcionalidad, calidad, durabilidad, etc. de las obras públicas en general y las estructuras de hormigón en particular durante el próximo milenio.

NUEVOS MATERIALES

Ya dentro de las materias más específicas del Congreso, el primer capítulo tratado fue el de nuevos materiales, con dos conferencias en la sesión de apertura (*key notes*): "*Challenges for new materials in concrete structures*, de Joost Walraven" y "*Concrete construction towards the 21 st century*" de Hans-Ulrich Litzner. Dentro de estos materiales se sigue hablando de un material que ya no es tan nuevo pues se viene hablando desde hace varios años, me refiero a las armaduras a base de plásticos reforzados con fibras denominados por sus siglas en inglés F.R.P. (*Fiber Reinforced Plastic*) que según el tipo de fibra se dividirán en AFRP (*Aramide*) GFRP (*Glass*) o CFRP (*Carbon*). Hay una ponencia sobre estos materiales titulada "*Non-metallic reinforcement for concrete structures: State-of-the-Art*", de Luc Taerwe.

Aunque en el Hall de Expositores del Congreso se podían encontrar toda clase de catálogos comerciales y aunque en las Sesiones del Congreso se presentaron algunas ponencias sobre realizaciones que han empleado este tipo de armaduras, la mayor parte de las comunicaciones se refirieron a distintas propiedades ensayadas en laboratorio, lo cual hace pensar que no se ha terminado de dar el paso a la aplicación práctica generalizada en nuestras obras. Según la ponencia citada subsisten algunos problemas sin resolver. En primer lugar, la pequeña deformación en rotura de estas fibras debido a la ausencia de la rama plástica en los diagramas tensión deformación. Así, aunque tengan límites elásticos muy elevados, como

también tienen módulos de elasticidad altos (especialmente las CFRP) resulta un comportamiento frágil aun trabajando con tensiones de rotura muy por debajo del límite elástico. En segundo lugar, la falta de resistencia a la tracción transversal (curiosamente un problema análogo al que presenta la madera cuando se la solicita perpendicularmente a las fibras de la misma denominadas traqueidas) que da lugar a algunos problemas estructurales y a otros específicos de los anclajes. En cualquier caso, el gran obstáculo para su utilización masiva sigue siendo el coste, tengo la impresión de que aún falta algún descubrimiento que las haga definitivamente competitivas, no sólo en aplicaciones con graves problemas de corrosión o de inducción magnética para los que están especialmente adecuadas; sino, en general, para cualquier otra obra.

Sin embargo los hormigones de alta y muy alta resistencia parece que se van a imponer más rápidamente que las armaduras de plástico, la utilización del humo de sílice conjuntamente con la nueva cuarta generación de super-plastificantes parece que se ha aplicado ya en bastantes realizaciones. Por otra parte la preocupación por la falta de ductilidad de estos hormigones con ramas plásticas más cortas que los convencionales, que en determinadas aplicaciones más exigentes puede suponer un peligro de rotura frágil, se está resolviendo añadiendo fibra de acero en proporciones de 40 a 100 Kp/m³. Se está llegando con todo esto a un material intermedio entre el hormigón convencional y el acero estructural del que se pueden esperar muchas e interesantes aplicaciones en los próximos años. Otros aspectos del hormigón se están tratando utilizando con profusión aditivos específicos para cada propiedad que se desea modificar.

PREFABRICACIÓN

El segundo gran capítulo tratado en el Congreso ha sido la Prefabricación. Una excelente introducción al tema se recoge en la ponencia "*Modern precasting techniques for building structures*", de Arnold Van Acker. Hace unos días escribía yo para otra revista que las sociedades modernas son mucho más exigentes que las pasadas en

cuanto a la realización de las soluciones que imaginan para sus problemas (entre ellos los problemas de transporte o de ingeniería en general). Y tal vez a esto habría que añadir que los ejecutivos de las Administraciones y de las Empresas piden todo el plazo para hacer su trabajo que es planificar las realizaciones que han de ser programadas para cada año, organizar y acudir a los concursos y llegar a contratos específicos para su realización. A partir de ahí se da por supuesto que el problema está resuelto y se pasa a los técnicos para que (con total garantía de resultado) el proyecto y la construcción se realicen en el menor tiempo posible. Unos pocos meses en el caso de construcciones habituales. Y es aquí donde la prefabricación cobra todo su valor para reducir espectacularmente los plazos de construcción. A lo anterior hay que añadir que las sociedades del próximo siglo van a exigir más confort y más calidad a las obras públicas en general y, sobre todo, a la vivienda en particular, que ha pasado ya a considerarse un derecho en las sociedades avanzadas. El derecho generalizado de todos los ciudadanos a una vivienda digna. Así estas exigencias de generalidad y de calidad van a dar una mayor extensión al uso de prefabricados estructurales y no estructurales de hormigón para la edificación. Otras cualidades de la prefabricación, como el control industrializado de la calidad y el recurso a una mano de obra más cualificada, no serán ajenos a una expansión aún mayor de este sector en los próximos años.

PUENTES

Después, dos capítulos clásicos en casi todos los Congresos de la FIP: Realizaciones de puentes y realizaciones de otras estructuras. El primero se inició con una de las conferencias de la sesión de apertura (*key notes*) de René Walter titulada "*Challenge in bridge Construction. A historical review*". Excelente y culta presentación del profesor suizo que nos contó la historia de los desafíos pasados como lección para los desafíos futuros.

Entrando ya en las realizaciones de puentes presentadas al Congreso, nos encontramos en primer lugar con el tema de la prefabricación pesada: "*Northumberland strait*

crossing bridge connection, The new Confederation bridge". Un puente con 42 luces de 250 m construido haciendo uso de la prefabricación pesada (la pieza principal pesaba 7.500 Tn) en el norte de Canadá. Otro ejemplo completamente distinto, pero dentro del manejo de grandes piezas, fueron los cajones para la cimentación de las torres del puente principal atirantado del *Oresund* con 490 m de luz. Estos cajones pesaban 20.000 Tn y tenían unas dimensiones de 37 x 35 x 22,5 m.

Varias realizaciones con dovelas prefabricadas entre las que destacan: "*The Boulonnais viaducts on the A 16 motorway in Boulogne sur Mer France*" fue un nuevo ejemplo del ingenio de la ingeniería francesa, que una vez más ha dado signos de imaginación y creatividad por encima de los demás países. Son una serie de viaductos unos de 110 m y otros de 77 m de luz construidos por voladizos con dovelas prefabricadas. Las dovelas son mixtas con ancho suficiente para recibir las dos calzadas de una autovía (es lo que en la actualidad denominamos coloquialmente sección transversal en super-cajón). Las dovelas se han colocado con ayuda de un lanzador italiano muy moderno. El pretensado de voladizos es convencional y el de continuidad es un pretensado exterior. Las almas de las dovelas son de celosía de tubos metálicos y las losas superior e inferior de hormigón. Otra realización interesante con prefabricación por dovelas fue el "*Bang Na-Bang Pi - Bang Pakong Expressway, Bangkok, Thailand*". Se trata de una autopista elevada de 55 Km con 40 Km adicionales de rampas, en total 1.900.000 m² de tableros prefabricados por dovelas. Dos ejemplos más sobre el mismo tema: por un lado el "*Shigenobugawa viaduct, Shikoku expressway*", construido con dovelas prefabricadas colocadas vano a vano con pretensado exterior. Y por otro el "*Bangkok Mass Transit System*", viaductos elevados contruidos con dovelas prefabricadas, colocadas por el método vano a vano también con pretensado exterior.

Varios puentes atirantados en diferentes partes del mundo: *The Kap Shui Mun, Hong Kong*, 430 m de luz; *The Dee Crossing Bridge, Wales*, 300 m de tramo atirantado; *The Batam Tonton Stay Cable Bridge, Jakarta, Indonesia*, 350 m de luz; *The Martinus Nijhoffbridge, 256 m de luz; The Oshiba*

Bridge, Hiroshima, 210 m de luz; *Ting Kau Bridge, Tsing Yi Shore line*, 448 m y 475 m de luz.

Puentes del TGV francés: *Viaduct over the river Rhone, Ventabren viaduct*, 100 m de luz que fueron construidos por voladizos y girados en planta sobre la autopista A 8.

Puentes por voladizos hormigonados in situ: *Second Stichtse bridge, Holland*, con 160 m de luz y utilización de hormigones de alta resistencia en el tablero (C75); *Vistula river bridge, Poland*, 130 m de luz también con hormigones de resistencias altas. *Bridges at Karote and Kohala over the river Jhelum, Pakistan*, con 95 m de luz. *The Viaur viaduct, Aveyron, France*, con 190 m de luz, 100 m de altura de pila. *Malaysia Singapore second crossing bridge*, con el puente principal de 165 m de luz hormigonado "in situ" y los viaductos de acceso de 70 m de luz con dovelas prefabricadas colocadas en voladizo.

Puentes arco como el "*Barelang 5 bridge*", en Indonesia, de 245 m de luz. Es un arco con tablero superior y bielas inclinadas para hacer trabajar al tablero como tirante. "*Columbus Gateway Arch bridge*", *Columbus, Indiana, EE.UU.*, 292 ft de longitud total. Es un arco de tablero intermedio con dos tubos de acero tangentes en la clave.

La exposición se completaría con "*Integral fly-over design in the Netherlands*", que contiene una completa descripción del diseño de puentes empotrados en pilas y estribos. Y finalmente un conjunto de puentes de menor interés.

Además hay que tomar en consideración los puentes presentados en los National Reports que en algunos casos coincidían con los recogidos en los párrafos anteriores pero en otros como en el caso de Portugal con los puentes de la Expo 98 eran diferentes.

OTRAS ESTRUCTURAS

Al igual que nos ocurre en los congresos de ACHE en España, en el congreso de Amsterdam se presentaron muchas menos estructuras de edificación que puentes. *Prestressed Concrete Domed Roof, Amari Atrium, Bangkok, Thailandia. The European*

Parliament in Strasbourg. Rock Creek facility expansion. Post-tensioned building structures in China. Stade de France roof. Park building complex India. Cylindrical prestressed concrete shield wall for ammonia steel tank. Como puede verse de la simple lectura de los títulos, el pretensado en edificación sigue empleándose (salvo en algún país excepcionalmente) para construcciones singulares tales como edificios institucionales o aparcamientos o bien en edificación industrial (tanques, depósitos, etc.) Y aun dentro de este empleo limitado, son pocos los países que tienen un consumo significativo en acero de pretensado destinado a la edificación (EE.UU. y otras antiguas colonias británicas: Canadá, Sudáfrica, Australia y en Europa solamente Suiza).

SOFTWARE TÉCNICO

Un capítulo novedoso relacionado con el software técnico que utilizamos en los cálculos de nuestros proyectos... Hace unos días un alto ejecutivo de una de las mejores constructoras de nuestro país me decía que la aspiración de los responsables de estas firmas era, y sería cada vez más en el futuro, poder responder con tiempo de ingeniería cero a las distintas oportunidades de negocio que presenta la construcción moderna de las obras públicas. El sueño consiste en que si hay que ofertar, pongo por caso, una autopista de peaje a nivel de proyecto de construcción, a partir de un anteproyecto que nos entregue la Administración (que ha tardado meses o años en madurar el proyecto político de dicho concurso) y después de que los máximos responsables de la empresa decidan que van a ir a concurso (en lo cual tomarán un mes de los tres o cuatro en que habitualmente consiste el plazo) y después de que le quitemos el mes que se necesita para el estudio económico financiero, nos quedarán unos días para proyectar los puentes, el drenaje, la señalización, etc. a fin de que se pueda medir y valorar a tiempo la obra. Pues bien, la verdad es que en el próximo milenio habrá sin duda programas expertos integrales que serán capaces de hacer esto en unos pocos días y, tal vez, los ingenieros pediremos nuestra cuota de tiempo: un mes para dedicarlo integralmente a la

parte creativa que ningún programa del siglo XXI será capaz de hacer (del siglo XXII ya veremos o mejor ya verán).

ENSAYOS EN MODELO A GRAN ESCALA

En este apartado se han presentado varios ensayos de estructuras a gran escala. El mayor (a escala 1/1) ha sido un tramo del *Bang Na Expressway viaduct de Bangkok*. El ensayo consistió en cargar hasta rotura un vano isostático de 44,4 m de luz y 27,2 m de ancho constituido con dovelas prefabricadas con pretensado exterior. Las curvas: carga flecha, carga incremento de tensión en el acero, carga apertura de la junta y carga tensión de compresión en el hormigón coinciden muy bien con las obtenidas por cálculo a partir de un modelo no lineal que tiene en cuenta la apertura de las juntas. Un ensayo de vigas parcialmente pretensadas realizado en la república eslovaca demuestra que se puede controlar la fisuración en el ELS. En la ponencia titulada "*Prototype impact test of frame type PC rock-shed*", realizado en Japón, se obtienen los coeficientes de reparto para el forjado y se comprueban los resultados previstos por el cálculo. En la ponencia "*Testing of externally prestressed concrete beams*", Ángel C. Aparicio y Gonzalo Ramos presentaron las conclusiones de la primera parte de su experimento en la Escuela de Barcelona que se publica en esta revista. "*Experimental of a precast prestressed hollow core floor diaphragm*" es otra ponencia que nos presenta el ensayo de estos elementos y de sus juntas hasta rotura. "*Large scale model test on a PC precast segment continuous bridge*" es un ensayo a escala 1/3 del primer puente construido por dovelas en Japón, este artículo es complementario del *Bang Na Expressway* y del de Gonzalo Ramos. Finalmente la denominada "*Deformation Capacity of the concrete compression zone*" es una ponencia de König que llega a la conclusión de que para una misma tensión la deformación depende de la profundidad de la fibra neutra y por tanto de la dimensión de la pieza. Además se presentaron un par de ensayos sobre vigas, uno de ellos a fatiga; y otro más sobre una presa hinchable en Holanda.

RECICLADO DE MATERIALES

En este capítulo se presentaron una docena de ponencias todas ellas relacionadas con el aprovechamiento de distintos materiales reciclados como áridos para hormigones. Así, se estudian residuos minerales de varias clases, ladrillos, basura clasificada de vidrio, material procedente de demoliciones de hormigones, etc. No cabe duda del interés de estas aportaciones que claramente son un preámbulo del próximo milenio en el que habrá que plantearse el aprovechamiento de estos materiales para hacer frente a la cada vez más difícil obtención de permisos para extracción de áridos naturales.

FINANCIACIÓN DE NUEVOS PROYECTOS

En este capítulo, además de la conferencia de *Lindenbergh* citada en la introducción de este resumen, se presentaron desde el punto de vista de la concesión de un peaje para la financiación algunas de las obras más importantes de los últimos años así: "*Northumberland strait crossing in Canada*", "*Oresund fixed link in the North Sea*", "*The Great Belt crossing in the North Sea*", y el "*Westerschelde tunnel in Netherlands*". Además, hay otras dos ponencias sobre la organización de la financiación privada en infraestructuras.

REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS

Se presenta en este capítulo una ponencia inicial que recoge el estado del arte en esta materia con el título de "*Assessment and upgrading of concrete structures*", del profesor alemán *Bernd Hilemeier*. Después se presentan varios casos de reparación de puentes y otras estructuras, en particular de una gran torre de refrigeración de una central térmica. Tres ponencias diferentes tratan sobre el uso de refuerzos pasivos a base de bandas de FRP pegadas en superficie, de chapas de acero también pegadas sobre la superficie de las piezas y de refuerzos activos haciendo uso del pretensado exterior.

TÚNELES Y ESTRUCTURAS ENTERRADAS Y ESTRUCTURAS MARÍTIMAS

Estos dos capítulos han dado entrada en el XIII Congreso a un tipo de realizaciones que, hasta hace poco, correspondían a otro ámbito, lo que demuestra la vocación universal de la fib en todo lo que tenga que ver con el hormigón estructural. En los túneles hay una parte muy interesante dedicada a las nuevas dovelas con hornigones de altas resistencias y fibras. En obras marítimas varios ejemplos de estructuras de hormigón flotantes para: Rompeolas, Diques... y ¡Pistas de aterrizaje de Aeropuertos!

APLICACIONES DE LA GESTIÓN DE RIESGOS

La gestión de riesgos es un tema de plena actualidad en tanto y en cuanto las sociedades avanzadas no consideran dentro de lo admisible que un fallo técnico pueda dar lugar a un siniestro. Hoy día cuando se toma un avión se da por supuesto que va a llegar a su destino y lo único que se discute es si llegará en hora (a veces esto tampoco se discute). Igualmente, cuando un conductor enfila el estribo de un puente (incluso un gran puente colgante sobre el mar) da por supuesto que el puente soportará el tráfico hasta en las peores condiciones climatológicas. Lo mismo se puede aplicar a la ejecución de un proyecto de una estructura o a la construcción de la misma: la sociedad del siglo XXI exige a sus ingenieros que calculen y construyan con toda exactitud y certeza. Sin embargo, los que estamos en el secreto de nuestro oficio sabemos que esto no es así y que las posibilidades de que existan errores en el desempeño profesional son más elevadas de lo que, en muchos casos, es admisible. La teoría de la gestión del riesgo puede venir en ayuda de los ingenieros que están en esta tesitura. Se trata de analizar cuáles son los peligros que pueden dar lugar a siniestros y cuantificar la probabilidad o frecuencia de presentación de estos peligros. Una vez hecho esto se trata de establecer una serie de medidas que disminuyan la probabilidad de que una vez presentado un peligro éste dé lugar a un siniestro.

En las ponencias del Congreso se presen-

tan una serie de aplicaciones prácticas de estas teorías. En el caso del "*Oresund Link project*" el análisis se ha limitado a las situaciones de explotación, que es el campo donde han tenido más aplicación práctica estas teorías. Lo mismo ocurre en el caso del túnel holandés "*Betuweroute cargo railway line*" y en el caso de la "*Storm surge barrier in the Rotterdam waterway*". Sin embargo, en el caso del "*Great Belt Link*", la ponencia presenta el análisis de riesgo, no sólo durante la explotación; sino también durante la construcción. Hay una ponencia dedicada a analizar los riesgos en la etapa de construcción de puentes: "*Development of knowledge-based system for risk analysis in construction works of prestressed concrete bridge*" desarrollada por universidades japonesas en colaboración con empresas constructoras también de aquel país. Existen además otras ponencias que, de una manera indirecta, tratan del análisis de riesgos durante el proyecto. Aunque, como digo, no emplean este cuerpo de teoría existente para disminuir las probabilidades de los errores de diseño que sería lo realmente interesante.

ESTRUCTURAS RESISTENTES AL SISMO

En este capítulo se incluyen los últimos avances de diseño y cálculo frente a las acciones sísmicas. Se analizan igualmente las estructuras de edificación y los puentes. Los especialistas en cálculo dinámico pueden encontrar en los *proceedings* del Congreso una docena de ponencias sobre la materia que incluyen por ejemplo: cálculos tridimensionales en edificios de altura, cálculo de una torre atirantada o comportamiento dinámico de edificios pretensados.

PROGRESOS EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS

En este capítulo se recogen una serie de temas novedosos en el diseño de estructuras de hormigón como son: Aspectos varios relacionados con el uso del pretensado exterior y del pretensado no adherente, análisis no lineal de puentes por dovelas, control de fisuración, procedimientos de cálculo para la

estabilidad lateral de vigas y para columnas pretensadas.

DURABILIDAD Y VIDA ÚTIL

En este apartado las ponencias se podrían dividir en dos campos. Uno primero, y más interesante, que trata con los modelos de análisis cuantitativo para racionalizar este aspecto del diseño con un sub-apartado sobre la aplicación concreta de estos nuevos modelos y otro segundo sobre el análisis de la durabilidad de tal o cual componente de las estructuras.

Dentro del primer campo se encuentra la ponencia española presentada por P. Tanner, C. Andrade, O. Ríó y F. Morán, titulada: "*Towards a consistent design for durability*" o la ponencia titulada "*Prediction of concrete structures durability*". Casos prácticos de aplicación destacables entre los presentados son: *El Oresund Link* y el *Great Belt Link*.

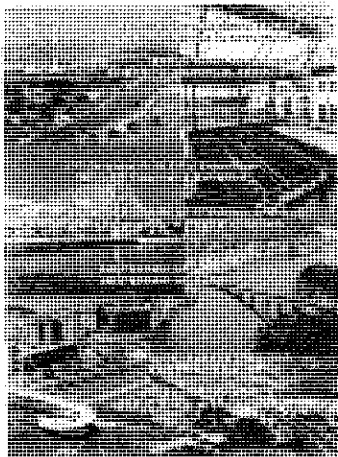
Entre las múltiples ponencias, que analizan la durabilidad de los diferentes componentes de las estructuras de hormigón, caben destacar: "*Durability of stay cables and improvements*", del profesor Jungwirth; "*Protection of reinforced concrete bridges under a porous asphalt wearing course*", de H. de Vries; "*Concrete deterioration determined by four stages of carbonation*", etc.

PONENCIA ESPAÑOLA

Finalmente citar la ponencia española que me cupo el honor de presentar personalmente en las sesiones dedicadas a las realizaciones de los cuatro últimos años de cada país. España a través de la nueva ACHE ha presentado un magnífico libro con las realizaciones españolas de Hormigón estructural de los últimos cuatro años, al igual que hacen la mayoría de los países. Del éxito de nuestro libro, con más de 30 realizaciones del máximo nivel en las que están presentes nuestros mejores Proyectistas, Constructores y Administraciones, da fe el hecho de que se agotaron 400 ejemplares en el primer día del Congreso. La ponencia española consistió en la exposición verbal sobre diapositivas de 15 de las mejores realizaciones de este libro y, aunque está mal que yo lo diga en tanto que fui el mensajero y sólo a juzgar por la opinión de los colegas españoles que tuvieron la paciencia de soportar mi inglés, el mensaje que llevamos al Congreso estuvo a un gran nivel.

CONCLUSIÓN

Y como éste no es el lugar adecuado para contar lo que ocurrió en la cena de los numerosos congresistas españoles en un típico restaurante holandés de Amsterdam, creo que queda contado lo más relevante de lo que ocurrió en el XIII Congreso de la FIP, que, además, será el último de esta organización como les he contado.



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

Procedimiento para la optimización de hormigones de altas prestaciones

Berenice Toralles Carbonari
Dra. Ingeniero de Caminos

Luis Agulló Fité
Dr. Ingeniero de Caminos

Ravindra Gettu
Dr. Ingeniero Civil.

Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Universitat Politècnica de Catalunya

1. INTRODUCCIÓN

Los hormigones de altas prestaciones deben sus características, tanto en lo que se refiere a su comportamiento en fresco como en estado endurecido, entre otros factores, a la incorporación de adiciones minerales y superplastificantes a los componentes más tradicionales del hormigón; ello supone una modificación significativa del comportamiento de estos hormigones, lo que conduce a que no sea aplicable la extrapolación directa de los métodos clásicos de dosificación a los hormigones de altas prestaciones (1).

En este artículo se presentan los fundamentos teóricos de un procedimiento de dosificación de carácter experimental, para hormigones de altas prestaciones. Este procedimiento se basa en la optimización separada de la composición de la pasta y del esqueleto granular, y posteriormente del conjunto frente a las prestaciones requeridas en el hormigón, tanto las relativas a su comportamiento en fresco como en estado endurecido. En él se utilizan técnicas de ensayo sencillas y es de aplicación general en el sentido que no impone restricciones a los materiales componentes.

Con este planteamiento, el método se estructura en tres etapas principales que son

las relativas a la definición de la composición de la pasta, la optimización del esqueleto granular y la determinación del contenido de pasta en el hormigón. A efectos de enmarcar y facilitar el seguimiento del procedimiento que se expone a lo largo del presente trabajo, en la Figura 1 se muestra un esquema general del proceso de dosificación en el que se visualizan las citadas etapas, así como las relaciones entre los parámetros principales que intervienen en cada una de ellas.

Seguidamente se exponen los fundamentos del método en términos de las hipótesis adoptadas en cada una de las etapas y de las técnicas de ensayo empleadas para la evaluación de los parámetros que intervienen en cada una de ellas.

2. HIPÓTESIS ADOPTADAS

La primera hipótesis en que se fundamenta el método, ya apuntada anteriormente, es que la composición de un hormigón de altas prestaciones puede obtenerse a partir de la optimización separada de la composición de la pasta y del esqueleto granular, y definiendo la cantidad de pasta requerida en el hormigón.

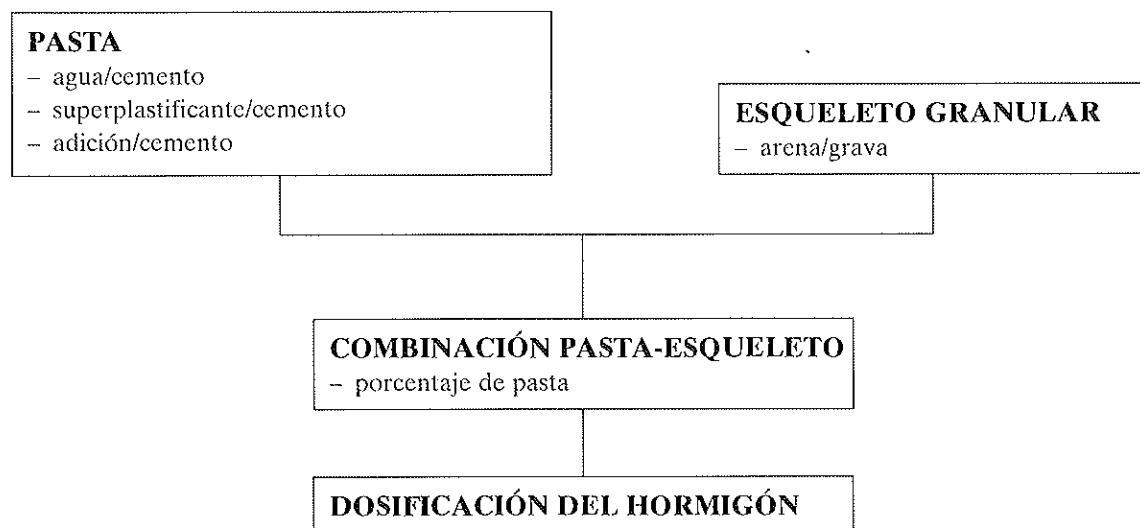


Figura 1. Etapas del método de dosificación para hormigones de altas prestaciones.

Esta hipótesis conduce a estructurar el proceso de dosificación alrededor de las tres etapas principales ya citadas respectivamente relativas a la pasta, al esqueleto granular y a la combinación pasta-esqueleto granular. En la Tabla I se exponen las hipótesis asociadas a cada etapa, sobre las cuales se incide en detalle a continuación.

2.1. Etapa 1ª relativa a la pasta

En el presente trabajo se entiende por pasta la mezcla sinérgica de cemento, agua, adiciones minerales y superplastificante. No obstante, el método que se desarrolla en este estudio permite considerar también

en la pasta fillers no reactivos (material que pasa en el tamiz n.º 200 de apertura igual a 0,075 mm) o materiales finos hasta 2 mm tal y como consideran de Larrard et al. (2). En el caso de los fillers no reactivos se recomienda llevarlos a la pasta siempre que la cantidad sea igual o superior al 6% del volumen total de árido fino dado que, por encima de este valor, suele haber un aumento casi lineal en la demanda de agua (3). Esta consideración se basa en el hecho que cuando se tiene una proporción elevada de partículas finas en la mezcla la actuación del superplastificante puede verse afectada. Este efecto se debe a la absorción de agua y superplastificante por las partículas finas, lo que se traduce en disminución de trabajabilidad en la mezcla.

Tabla I
Hipótesis adoptadas en cada etapa del proceso de dosificación

Etapas del proceso	Hipótesis adoptadas
Pasta	<ul style="list-style-type: none"> – la fluidez de la pasta gobierna las propiedades reológicas del hormigón – existe un máximo % de superplastificante, que es función de su punto de saturación determinado con el ensayo de cono de Marsh
Esqueleto granular	<ul style="list-style-type: none"> – óptimo definido por el mínimo índice de vacíos en seco.
Combinación pasta-esqueleto	<ul style="list-style-type: none"> – el contenido óptimo de pasta depende de las prestaciones

En esta etapa del proceso se realiza la optimización de la composición de la pasta atendiendo a los aspectos reológicos en fresco sin incidir en sus características como material endurecido. En este sentido, se puede actuar sobre las características del hormigón endurecido actuando sobre la relación agua/cemento o adición mineral/cemento. Asimismo, aceptando la hipótesis de Larrard y Tondat (4) que la resistencia de los hormigones de altas prestaciones es directamente proporcional a resistencia de la pasta, a volumen de pasta constante y un mismo esqueleto granular, se tenderá a buscar una pasta con baja relación agua/cemento y una relación adición mineral/cemento asumible en términos de coste y de las prestaciones requeridas.

(i) *La fluidez de la pasta gobierna la trabajabilidad del hormigón*

En los hormigones convencionales la trabajabilidad es función principal de la cantidad de agua añadida a la mezcla, estando también afectada por el tipo y cantidad de finos, y las características físicas y granulométricas de los áridos. Sin embargo, en los hormigones de altas prestaciones por la incorporación del aditivo (superplastificante) y por la baja relación agua/cemento, no es tanto la cantidad de agua quien gobierna la trabajabilidad sino la eficacia del superplastificante (2).

(ii) *Cantidad de superplastificante es función del punto de saturación*

En esta hipótesis se asume que hay una máxima dosificación de superplastificante capaz de generar la máxima fluidez en la pasta, dadas una relación agua/cemento y una relación adición mineral/cemento. Este punto de máxima fluidez corresponde al punto de saturación del superplastificante (5, 6).

El punto de saturación se define por la relación superplastificante/cemento a partir de la cual no hay incrementos significativos en la fluidez de la mezcla. El dosificar por encima de este punto puede provocar retrasos en el fraguado, segregación o aumento de la viscosidad de la mezcla. Asimismo, el exceso de superplastificante no aporta mejoras a la pasta o al hormigón, y supone un incremento del coste.

En la Figura 2 se visualiza el punto de saturación sobre una curva tipo que relaciona los tiempos de fluidez medidos en el cono de Marsh y las proporciones de superfluidificante en relación al peso de cemento para una relación agua/cemento y una relación adición mineral/cemento dadas.

En el presente estudio se ha trabajado con el cono de Marsh dadas, por una parte, su sencillez de utilización y, por otra, que más que el valor absoluto del tiempo de fluidez para distintas proporciones del super-

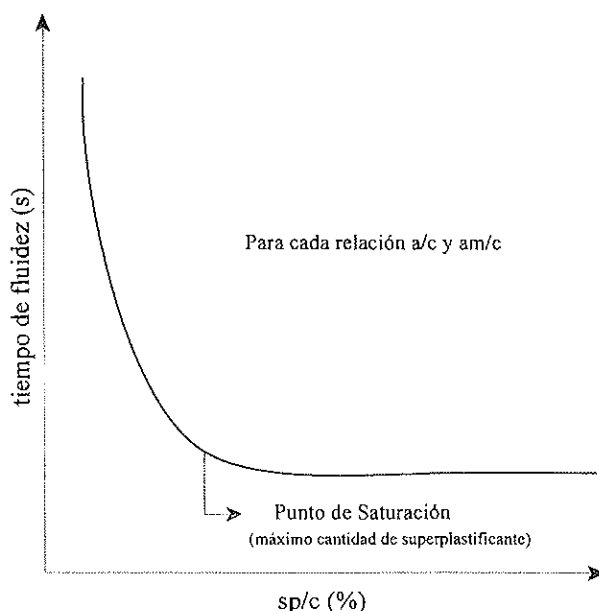


Figura 2. Punto de saturación (máxima cantidad de superplastificante recomendada).

plastificante lo que interesa es la forma de la curva y su tendencia. Así, se puede evaluar de una manera sencilla el comportamiento de diferentes tipos y proporciones de superplastificante para diversas familias de pastas; también mediante este ensayo pueden analizarse otros aspectos como son, entre otros, la pérdida de propiedades con el tiempo y la secuencia de mezcla.

2.2. Etapa 2ª relativa al esqueleto granular

En esta etapa se adopta la hipótesis de que el esqueleto granular óptimo para el hormigón es aquél que presenta el mínimo contenido de vacíos cuando se mezclan y compactan en seco los áridos que lo constituyen; así, se trabaja con la densidad de empaquetamiento ("packing density") de los áridos de cara a encontrar el mínimo de vacíos. Este planteamiento presenta la ventaja de trabajar teniendo en cuenta la distribución real del tamaño de los granos (granulometría), el efecto pared y el efecto de la compactación.

Para el caso de esqueletos binarios, que han sido los considerados en este estudio, se adopta la relación arena/grava como factor principal que determina la composición del esqueleto granular que proporciona, en las condiciones enunciadas, el mínimo de vacíos del esqueleto. En este proceso se asume que la óptima relación arena/grava no depende de las características de la pasta en términos de trabajabilidad, hipótesis ésta que permite independizar las etapas relativas a la pasta y al esqueleto granular.

No obstante, este punto óptimo no debe entenderse en términos absolutos sino como un valor de referencia dentro de un intervalo o zona óptima que depende, en gran medida, de las prestaciones requeridas en el hormigón.

2.3. Etapa 3ª relativa a la combinación pasta-esqueleto granular

En esta etapa se asume la hipótesis de que existe un volumen óptimo de pasta asociado al esqueleto granular y, que éste es capaz de

garantizar las prestaciones requeridas en el hormigón (a modo de ejemplo, trabajabilidad y resistencia). Este volumen óptimo es superior al que corresponde estrictamente al mínimo de vacíos del esqueleto granular para poder garantizar la debida trabajabilidad y cohesión.

En el presente trabajo, el volumen de pasta que está por encima del estrictamente correspondiente al mínimo de vacíos se denomina exceso de pasta ("overfill"). Este concepto de exceso de pasta ha sido considerado también, entre otros autores, por de Larrard y Sedran (7), y Domone y Soutsos (8).

Para de Larrard y Sedran este exceso de pasta se considera mediante un máximo espesor de pasta, asumiendo que cada árido está rodeado por una capa de pasta cuyo espesor es proporcional al diámetro del mismo.

Por otra parte Domone y Soutsos justifican el exceso de pasta por la cantidad de la misma capaz de lubricar las partículas y proporcionar trabajabilidad al hormigón. Para ellos, el mínimo de este exceso de pasta se sitúa alrededor del 5% (volumen de vacíos más 5%).

3. EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS QUE CONFIGURAN EL PROCEDIMIENTO

Presentadas las hipótesis principales que configuran el método propuesto, seguidamente se incide en los parámetros que intervienen en cada una de ellas y en la definición de los mismos. En la Tabla II se presentan los parámetros asociados a cada etapa; éstos se han agrupado en unos de carácter básico, estrictamente necesarios para la correspondiente etapa, y en otros parámetros necesarios dentro del contexto global de aplicación del método.

3.1. Etapa 1ª relativa a la pasta

Relación agua/cemento

La relación agua/cemento (a/c) será la más baja posible, capaz de garantizar resis-

Tabla II
Parámetros que intervienen en las etapas del procedimiento

Etapas componentes	Parámetros básicos	Otros parámetros
Pasta	<ul style="list-style-type: none"> – agua/cemento: (a/c) – adición mineral/cemento: (am/c) – superplastificante/cemento: (sp/c) 	<ul style="list-style-type: none"> – peso unitario de la pasta
Esqueleto granular	<ul style="list-style-type: none"> – factor arena/grava: (s/g) 	<ul style="list-style-type: none"> – coeficiente absorción – humedad – pesos específicos
Combinación pasta-esqueleto granular	<ul style="list-style-type: none"> – contenido óptimo de pasta 	<ul style="list-style-type: none"> – prestaciones

tencia y trabajabilidad. Se puede considerar como límite inferior para la relación agua/cemento la correspondiente a la demanda de agua del cemento en una pasta de consistencia normal. El límite superior se recomienda acortarlo en 0,35 por consideraciones de durabilidad y resistencia (1).

Sin embargo, esta relación debe contemplarse teniendo en cuenta los contenidos de adición mineral y superplastificante, aspectos sobre los cuales se incide posteriormente.

Por otra parte, el agua que corresponde a la relación agua/cemento se entiende como agua efectiva, la cual viene dada por: el agua de amasado (agua añadida) más el agua del superplastificante más el agua aportada por la humedad de los áridos menos el agua de absorción de los áridos. En este sentido, en el agua efectiva se considera el agua de absorción en su totalidad, o sea, el agua absorbida por los áridos secos tras 24 horas de inmersión en agua. En el caso de áridos con coeficientes altos de absorción se podría compensar sólo el agua absorbida en 10 o 30 minutos, tal y como propone Neville (9).

Relación adicional mineral/cemento

La elección de la dosificación de la adición mineral (am/c) depende, entre otros factores, de sus propias características, de las prestaciones requeridas en el hormigón (principalmente trabajabilidad y resistencia) y del coste asumible.

Distintos autores han estudiado las proporciones de adición mineral en los hormigones de altas prestaciones, y en particular del humo de sílice. Así, Domone y Soutsos (8), Mehta y Aïtcin (10), de Larrard (11) y Yogendran et al. (12) concluyen que para el caso de que la adición mineral sea el humo de sílice, la cantidad óptima está alrededor del 10%. En el caso de de Larrard, si bien propone que la proporción óptima para obtener alta resistencia está entre el 20 y el 25%, los aspectos económicos asociados al coste del hormigón sugieren un porcentaje de adición del orden del 10 al 12%.

En nuestro caso, se recomienda adoptar como porcentaje de referencia para el humo de sílice el 10% del peso de cemento. En este sentido, los resultados obtenidos en los estudios sobre distintas pastas realizados por Toralles (13, 14) han puesto de manifiesto que para un 15% del humo de sílice pueden presentarse pérdidas significativas en la fluidez de la pasta; mientras que para un 5% la incidencia en la fluidez de la pasta es pequeña.

Asimismo, los estudios de Zabala (15) ponen de manifiesto el efecto de la proporción de adición mineral en las características de morteros fabricados con distintas pastas. En la Figura 3 se visualizan estos resultados en términos de la influencia del porcentaje del humo de sílice en la consistencia (medida con la mesa de sacudidas) y la resistencia a compresión del mortero (en probetas de 4 x 4 x 16 cm), evaluada ésta a los 28 días. Estos resultados corresponden a

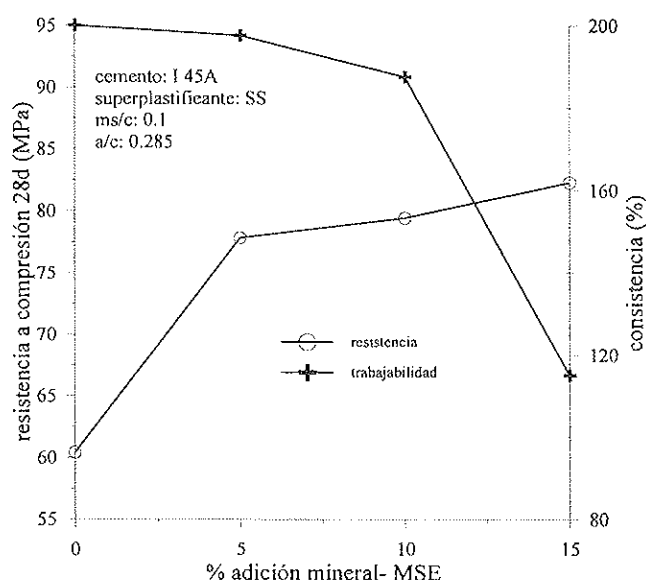


Figura 3. Influencia de la dosificación de la adición mineral en la resistencia y trabajabilidad de morteros.

una microsílice denominada MSE y a un superplastificante (tipo copolímero) designado por SS.

Estos resultados muestran que el valor de la consistencia en el mortero cuando se añade un 15% de humo de sílice se ve afectado en un 42,5% respecto a la mezcla sin adición. Por otra parte, con respecto a resistencia se muestra una tendencia contraria, es decir, a mayor porcentaje de adición se obtiene mayor resistencia.

Relación superplastificante/cemento

La determinación de la relación superplastificante/cemento (sp/c) se realiza en base al punto de saturación del superplastificante obtenido mediante los ensayos de medida del tiempo de fluidez utilizando el cono de Marsh; este punto define la máxima dosificación de superplastificante a utilizar en la mezcla. En este sentido, se adopta como criterio que la fluidez varía inversamente con el tiempo de fluidez.

En la Figura 4 se visualiza una comparación de resultados en términos del tiempo de fluidez de la pasta medido en el cono de Marsh y del asiento en el cono de Abrams para el hormigón, en función de diferentes relaciones superfluidificante/cemento. En

ella se pone de manifiesto que tanto la fluidez como el asiento aumentan cuando la relación superplastificante/cemento aumenta, hasta un cierto porcentaje de superplastificante en donde se alcanza un máximo; a partir de este punto el aumento de porcentaje de superplastificante no aumenta la fluidez ni en la pasta ni en el hormigón, e incluso se pueden presentar disminuciones de fluidez a partir de esta dosificación.

De este modo, se puede concluir que la tendencia obtenida de los ensayos con pastas son indicativos de la trabajabilidad del hormigón, y la elección de la dosificación del superplastificante para el hormigón puede realizarse en base a la fluidez de la pasta. Así, se determina la relación superplastificante/cemento para unas relaciones dadas agua/cemento y adición mineral/cemento.

Sin embargo, pueden darse situaciones en que el punto de saturación no esté bien definido, lo cual puede indicar una cierta incompatibilidad entre el superplastificante y el aglomerante. Cuando el punto de saturación no queda suficientemente determinado éste puede definirse en términos de las pendientes de la curva de tiempos de fluidez tal como proponen de Larrard et al. (2).

Por otra parte, este punto de saturación es función de la relación a/c para cada relación

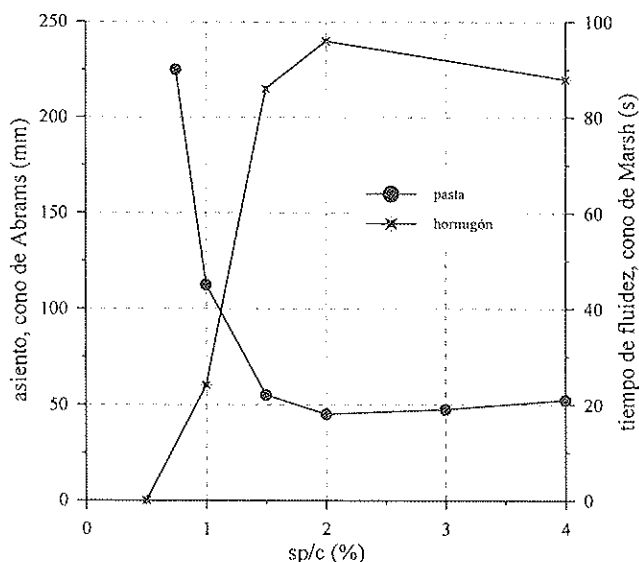


Figura 4. Comparación entre la consistencia del hormigón por el cono de Abrams y el tiempo de fluidez por el cono de Marsh.

am/c, tal y como se visualiza en la Figura 5. En ella se pone de manifiesto que los puntos de saturación obtenidos para diferentes a/c constituyen un límite superior de relación sp/c en términos de la máxima fluidez.

Como se observa en la citada figura, el límite inferior de la relación sp/c para cada relación a/c está determinado por la deman-

da de agua correspondiente a una pasta de consistencia normal (cemento, adición mineral y superplastificante).

Ambos límites delimitan una zona de posibles actuaciones en relación a la elección de pares de valores a/c y sp/c. Adoptar un par de a/c y sp/c en el límite inferior se traducirá en un hormigón de una consisten-

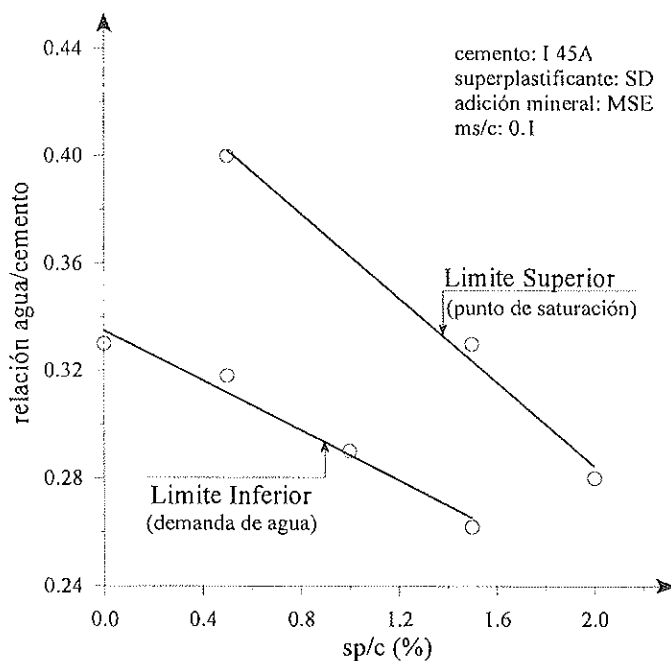


Figura 5. Límite inferior y superior para determinación de la relación agua/cemento.

cia seca mientras que el adoptar un par en el límite superior significará un hormigón trabajable.

Este planteamiento permite trabajar con familias de curvas para diferentes dosificaciones de adición mineral (am/c) y obtener tanto la relación a/c fijando sp/c, o bien, fijada la relación a/c, obtener el porcentaje de superplastificante.

Finalmente, el peso unitario de la pasta es un parámetro que se precisa como dato para los cálculos relativos a la determinación de la cantidad de cemento en la dosificación del hormigón. Una hipótesis que se asume implícitamente es que todo el aire que contiene la mezcla del hormigón en fresco está en la pasta y, por lo tanto, está contemplado en su peso unitario.

3.2. Etapa 2ª relativa al esqueleto granular

Esta etapa, tal y como se ha expuesto anteriormente, está basada en la obtención del esqueleto granular que presenta el mínimo contenido de vacíos cuando se mezclan y compactan en seco los áridos que lo constituyen.

El procedimiento de ensayo utilizado sigue las directrices de la recomendación

ASTM C29/C29M (16) para la compactación de áridos, determinación de su peso unitario compactado seco y contenido de vacíos.

Para la realización del ensayo, se mezclan diferentes combinaciones (en peso) de arena seca y grava seca y se vierten en dos tongadas en un molde metálico de 5 litros; cada tongada se compacta con 25 golpes.

Para cada relación arena/grava (s/g) se tiene su peso unitario aparente compactado y el tanto por ciento de vacíos que encierra el esqueleto granular lo cual permite obtener una expresión gráfica de estos resultados mediante curvas del tipo de las que se visualizan en la Figura 6, que corresponden a un esqueleto granular constituido por una arena de río (0-5 mm) y una grava caliza de machaqueo (5-12 mm). En este caso, el punto óptimo corresponde a un porcentaje de arena igual a 58% (s/g = 1,38).

Para las combinaciones presentadas en la Figura 6 se ha evaluado mediante ensayos la influencia del factor arena/grava en las prestaciones relativas a trabajabilidad (asiento del cono de Abrams) y resistencia a compresión a 7 días en el hormigón, para un porcentaje de pasta en volumen constante. Los resultados obtenidos se visualizan en la Figura 7, en donde se pone de manifiesto el hecho conocido que la trabajabilidad crece con el factor s/g mientras que la resistencia

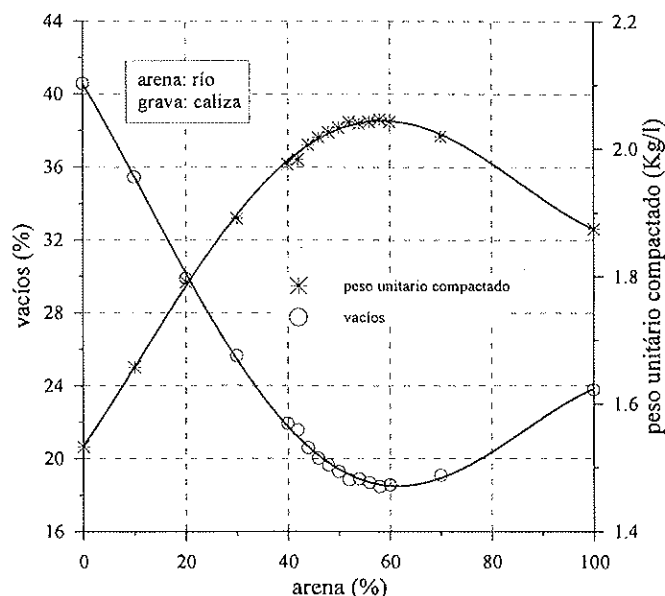


Figura 6. Optimización del esqueleto granular.

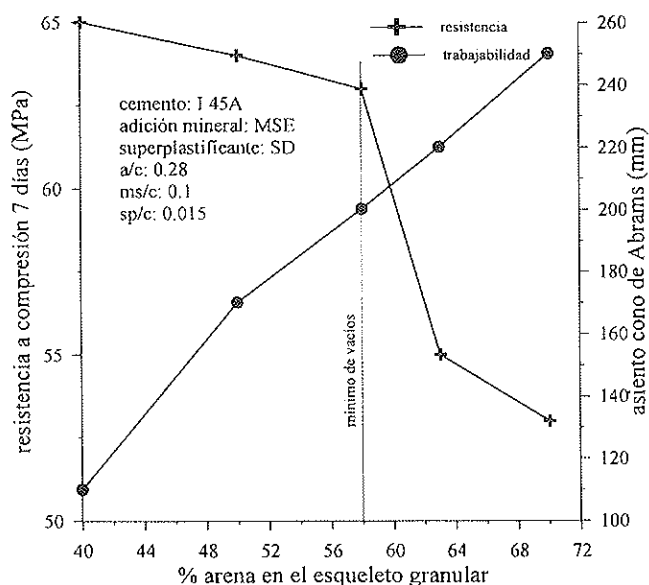


Figura 7. Influencia del factor arena/grava en la resistencia y trabajabilidad.

presenta un comportamiento opuesto. Asimismo, se observa que la relación s/g óptima proporciona un elevado nivel de resistencia y una alta trabajabilidad; ello justifica, en gran medida, la elección de esta relación para la definición del esqueleto granular.

tenido de pasta capaz de satisfacer las prestaciones necesarias. En este sentido, el presente trabajo se ha centrado en la trabajabilidad y la resistencia a compresión como prestaciones a satisfacer, si bien ello no resta generalidad al proceso para dar entrada a otras prestaciones.

3.3. Etapa 3ª relativa a la combinación de pasta-esqueleto granular

En esta etapa se pretende obtener el con-

La influencia del contenido de pasta sobre la trabajabilidad y resistencia del hormigón se visualiza en la Figura 8 (que corresponde al caso de un contenido de vacíos del esque-

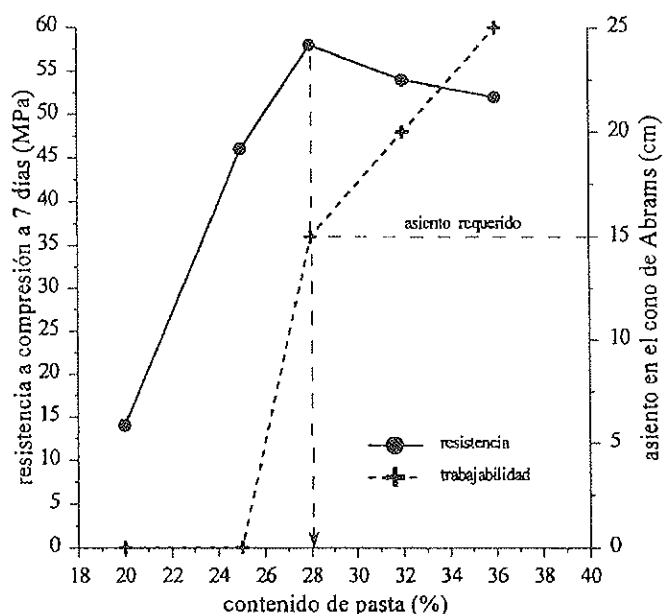


Figura 8. Influencia del contenido de pasta.

leto granular del 18,5%), en donde puede apreciarse que un exceso de pasta puede ocasionar una disminución de resistencia. Por otra parte, un déficit en el contenido de pasta hace disminuir tanto la resistencia como la trabajabilidad.

El óptimo contenido de pasta es un valor que depende fundamentalmente de las prestaciones mínimas que se precisen. Por ejemplo, en la Figura 8 anteriormente presentada, el contenido de pasta para un asiento de 15 cm (28%) corresponde a la resistencia máxima de 58 MPa a 7 días, mientras que el contenido de pasta para un asiento de 22 cm es del 32% correspondiendo a una resistencia de 53 MPa. No obstante, como criterio general, se puede adoptar como óptimo aquel contenido que permite satisfacer los requisitos de trabajabilidad y maximiza la resistencia; así, si el mínimo asiento necesario fuese de 10 cm la elección de un contenido de pasta del 28%, aun correspondiendo este contenido a un asiento de 15 cm, satisface el requisito mínimo de trabajabilidad y se maximiza la resistencia.

4. GUÍA DE APLICACIÓN

Finalmente, una vez presentados los fundamentos del procedimiento de dosificación propuesto y expuestos distintos aspectos que conciernen a la evaluación de los diferentes parámetros que intervienen en el mismo, en la Figura 9 se muestra un diagrama de flujo que ilustra la globalidad del proceso; este diagrama pretende facilitar la utilización práctica del método de dosificación. Otros aspectos referentes al cálculo de la dosificación y a la aplicación del procedimiento a distintos materiales componentes del hormigón se exponen en detalle en la referencia 13.

Cuando la máxima resistencia obtenida está por debajo de la requerida se puede actuar de las formas siguientes:

- Disminuir la relación arena/grava (s/g) y, manteniendo la misma composición de pasta obtenida en la primera etapa, repetir la tercera etapa.
- Disminuir la relación agua/cemento (a/c) introduciendo las pertinentes

modificaciones en la primera etapa y, manteniendo la segunda etapa, repetir la tercera etapa.

- Aumentar la relación adición mineral/cemento (am/c) introduciendo las pertinentes modificaciones en la primera etapa y, manteniendo la segunda etapa, repetir la tercera etapa.

En este sentido, estas actuaciones tienen diferente significación en términos del coste del hormigón; así, la relativa a la variación de la relación arena/grava (s/g) tiene poca significación frente a lo que supone un incremento de adición mineral o un incremento en superplastificante.

5. CONCLUSIONES

El procedimiento de dosificación propuesto, fundamentado en la optimización separada de la pasta y del esqueleto granular, y en la definición del contenido de pasta óptimo en el hormigón, permite contemplar las prestaciones requeridas como parámetros de diseño del material.

Asimismo, constituye un procedimiento experimental, el cual utilizando técnicas de ensayo sencillas, tiene carácter general en su aplicación en el sentido de que no se imponen restricciones a los materiales componentes, y en particular, a los áridos que configuran el esqueleto granular. La aplicación del método a distintos materiales componentes ha mostrado su eficacia y validez para satisfacer las prestaciones requeridas (trabajabilidad y resistencia).

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo agradecen el soporte brindado por la DGICYT (MAT93-0293, MAT95-1906, PB95-780, MAT96-0967) y por la CIRIT (GRQ94-3010, SGR95-517), así como por la empresa Fomento de Construcciones y Contratas, S.A. Asimismo, agradecen al Profesor Antonio Aguado de Cea su activa participación en los trabajos que han originado este artículo. En particular, Berenice Toralles agradece el apoyo

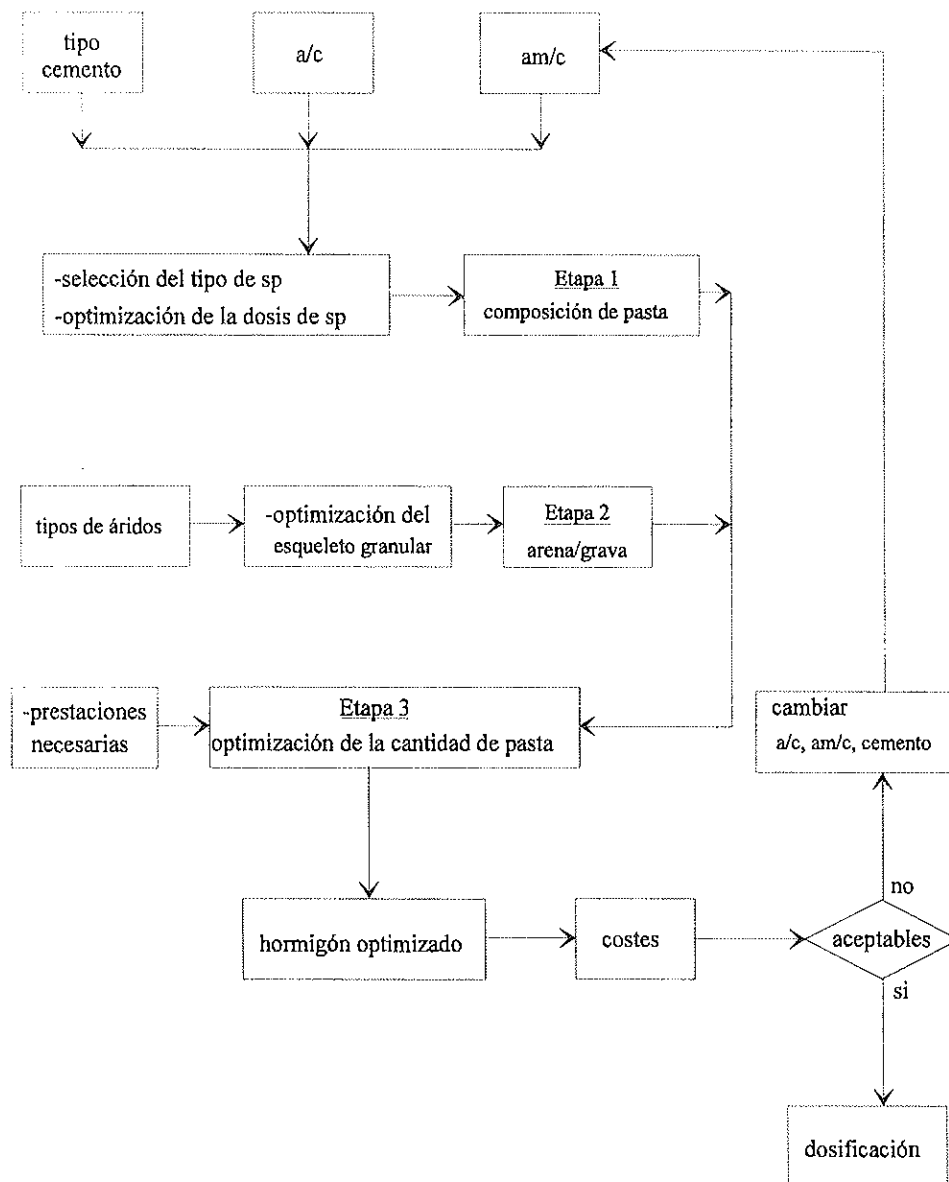


Figura 9. Esquema general del método de dosificación.

recibido por las instituciones brasileñas CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Ensino Superior) y Universidade Estadual de Londrina.

REFERENCIAS

1. Mindess, S. (1994). Materials Selection, Proportioning and Quality Control, High Performance Concrete and Applications, editores: S.P. Shah y S.H. Ahmad, editorial: Edward Arnold, Londres, 1-25.
2. De Larrard, F.; Bosc, F.; Catherine, C.; y Deflorenne, F. (1996). La nouvelle méthode des coulis de l'AFREM pour la formulation des bétons à hautes performances, Bulletin Lab. Ponts et Chaussées, V. 202, 61-69.
3. Day, K.W. (1995). Concrete Mix Design, Quality Control and Specification, Editorial: E&FN Spon, Londres.
4. De Larrard, F. y Tondat, P. (1993). Sur la contribution de la topologie du squelette granulaire a la résistance en compression du béton, Mater. Struct., V. 26, 505-516.

5. Aïtcin, P.C.; Jolicoeur, C. y MacGregor, J.G. (1994). Superplasticizers: How They Work and Why They Occasionally Don't, *Concrete Internacional*, V. 16, n.º 5, 45-52.

6. De Larrard, F. (1996). Mechanical material properties, *Proceedings, Fourth International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, editores: F. Larrard y R. Lacroix, editorial: Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, París, 29-38.

7. De Larrard, F. y Sedran, T. (1994). Optimization of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model, *Cement and Concrete Research*, V. 24, n.º 6, 997-1009.

8. Domone P.L.J. y Soutsos, M.N. (1994). An approach to the proportioning of high-strength concrete mixes, *Concrete International* V. 16, n.º 10, 26-31.

9. Neville, A.M. (1981). Properties of concretes, editorial: Longman Scientific & Technical.

10. Mehta, P.K. y Aïtcin, P.C. (1990). Principles Underlying Production of High Performance Concrete, *Cement, Concrete and Aggregates (ASTM)*, V. 12, n.º 2, 70-78.

11. De Larrard, F. (1989). Ultrafine particles for the making of very strength concretes, *Cement and Concrete Research*. V. 19, 161-172.

12. Yogendran, V.; Langan, V.W.; Haque, M.N y Ward, M.A. (1987). Silica fume in high-strength concrete, *ACI Mater. J.*, V. 84, n.º 2, 124-129.

13. Toralles, B. (1996). Estudio paramétrico de variables y componentes relativos a la dosificación y producción de hormigones de altas prestaciones. Tesis Doctoral, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya.

14. Toralles, B.; Gettu, R.; Agulló, L.; Aguado, A. y Aceña, V. (1996). A Synthetic approach for the mix design of high strength concrete, *Proceedings Fourth Inter-*

national Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete, editores: F. de Larrard y R. Lacroix, editorial: Presses de L'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées, París, 161-167.

15. ZABALA, E. (1995). Estudio relativo a la caracterización de morteros para hormigones de alta resistencia, Tesina de Máster para el cálculo, ejecución y control de obras en la edificación, Universitat Politècnica de Catalunya.

16. ASTM C 29/C29M (1991). Standard Test Method for Unit Weight and Voids in Aggregate. *Annual Book of Standards 04.02 ASTM*, Philadelphia, USA.

RESUMEN

En este artículo se presentan los fundamentos de un procedimiento de dosificación de carácter marcadamente experimental para hormigones de altas prestaciones. Éste se basa en la optimización separada de la composición de la pasta y del esqueleto granular, y en la definición de la cantidad de pasta en el hormigón para hacer frente a las prestaciones requeridas en el mismo, tanto las relativas a su comportamiento en fresco como en estado endurecido. En él se utilizan técnicas de ensayo sencillas y es de aplicación general en el sentido que no impone restricciones a los materiales componentes.

SUMMARY

An experimental procedure for the optimization of high-performance concretes is proposed in terms of the paste fluidity, void content of the aggregate skeleton and paste content of the concrete. The general methodology is defined in three systematic steps based on simple tests, which do not require sophisticated equipment. These steps yield the superplasticizer dosage, the sand/gravel ratio and the paste volume, respectively, for given water/cement and silica fume/cement ratios.

Estimación del comportamiento en el tiempo de vigas de hormigón de alta resistencia a partir de ensayos en probetas

**Gilberto Carbonari
Antonio Aguado
Ravindra Gettu**

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Universitat Politècnica de Catalunya

1. INTRODUCCIÓN

Los modelos de predicción del comportamiento diferido (retracción y fluencia) del hormigón alta resistencia (H.A.R.), propuestos por diferentes normativas, resultan herramientas aceptables como primera aproximación de proyecto, si bien dejan que desear cuando se intenta hacer una evaluación más precisa (Carbonari, 1996), en comparación con resultados reales obtenidos experimentalmente.

Esta falta de precisión de las predicciones podría explicarse por ser modelos utilizados, en general, en hormigones convencionales, que después se extrapolan a H.A.R. Ahora bien, independientemente del tipo de hormigón, los modelos existentes de predicción del comportamiento diferido, por más complejos que sean, y cada vez van aumentando la complejidad de los mismos (Bažant et al., 1996), siempre dejan casos sin contemplar que responden a situaciones concretas. Ello es debido a que los modelos tienen sus parámetros ajustados numéricamente a partir de un conjunto de resultados experimentales y, si cambian los mecanismos, los modelos van perdiendo precisión. Este hecho está más remarcado en los H.A.R. como consecuencia de que los datos utilizados para los ajustes son menos numerosos que los existentes para hormigones convencionales.

En base a lo expuesto se puede recomendar que en los cálculos diferidos del comportamiento estructural de estructuras de hormigón convencional o de alta resistencia, en las que el comportamiento diferido sea un parámetro fundamental en el proyecto, la utilización de datos reales obtenidos a través de ensayos de probetas fabricadas con un hormigón idéntico al de la estructura. Esta situación puede corresponder, por ejemplo, a edificios de contención de hormigón pretensado en centrales nucleares, donde se realice la vigilancia del pretensado, a través de ensayos de despegue (Aguado et al., 1988) o bien en puentes singulares de hormigón pretensado (Marí et al., 1996).

Por otro lado, la metodología a utilizar para la obtención de estos datos a partir de ensayos de fluencia y retracción del hormigón es fiable, y puede ser relativamente sencilla, dependiendo del sistema de medida utilizado en los referidos ensayos (Carbonari, 1996). Algunos de estos ensayos, especialmente los de fluencia, no tienen porqué superar tiempos de ensayos muy elevados, pudiéndose obtener resultados fiables con tiempos de ensayo de 90 días (Bažant y Baweja, 1994). Los costes derivados de estos ensayos no son elevados y permiten una información muy importante de cara a conocer con precisión el comportamiento diferido de las estructuras de hormigón convencional o H.A.R.

El presente artículo tiene por objeto poner en práctica este planteamiento, aplicándolo al cálculo de las flechas diferidas de vigas armadas de H.A.R. Para verificarlo se calculan las flechas por medio de procedimientos simplificados, que utilizan las propiedades diferidas reales obtenidas de las probetas, y se contrastan con las flechas medidas en dos vigas de H.A.R.

Asimismo, se describen las características de los ensayos realizados en las 4 vigas para conocer el comportamiento instantáneo (carga hasta rotura en 2 vigas) y diferido (fluencia en dos vigas) y se presentan los resultados adicionales encontrados, que permiten la contrastación numérica. Entre estos resultados están: la evolución de la deformación de las barras de acero a tracción con el tiempo bajo carga, la variación del eje neutro de la sección central, la diferencia entre la flecha instantánea medida en los distintos tipos de vigas ensayadas (instantáneo hasta rotura y bajo carga mantenida) provocada por la velocidad de carga, etc.

2. METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DE LAS FLECHAS DIFERIDAS

En la Figura 1 se presenta, de forma esquemática, el planteamiento propuesto para el análisis del comportamiento de estructuras de H.A.R. a partir de los resultados experimentales en probetas. Este planteamiento se concreta en el presente artículo para el caso concreto del cálculo de las flechas diferidas de vigas biapoyadas (estructura isostática sencilla). Esta elección responde, por un lado, a la prioridad dada en lo que significa aspectos metodológicos y, por otro lado, a la accesibilidad experimental para realizar el ensayo.

Hay que señalar, en primer lugar, que este planteamiento es general para cualquier tipo de estructura, por lo que hay que definir la misma para cada caso concreto. Con posterioridad, hay que determinar el hormigón a emplear, fabricarlo y hacer su caracterización a través de los ensayos de fluencia y retracción. La base de partida experimental es la utilizada en Aguado et al. (1986), si bien notablemente mejorada por Carbonari

(1996). La duración de estos ensayos se propone sea, como mínimo, de 3 meses. Esta edad responde al afán de que a partir de los resultados medidos experimentalmente la extrapolación posterior del comportamiento diferido a más largo plazo alcance una mejor precisión.

A partir de los resultados obtenidos de estos ensayos con probetas (en un período limitado de tiempo) y mediante los ajustes numéricos que se determinen (de cara a su extrapolación a tiempo infinito), se hace un cálculo de las flechas de la estructura en cuestión. El procedimiento de cálculo es independiente de la propuesta metodológica realizada y, en definitiva, puede ser cualquiera que se ajuste satisfactoriamente al problema que se quiere resolver.

Finalmente, los resultados obtenidos del cálculo estructural se comparan con los obtenidos directamente de forma experimental, analizando la precisión existente entre ambos. A continuación, de acuerdo con el esquema de la Figura 1, se describen cada una de estas etapas en el caso concreto de las vigas biapoyadas de H.A.R.

3. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA Y DEL TIPO DE HORMIGÓN

El tipo de estructura utilizada en este caso, de acuerdo con las razones expuestas anteriormente, es el de una viga biapoyada con 3 m de luz y con una sección transversal rectangular de 20 cm de altura y 12 cm de ancho. La armadura dispuesta en la parte inferior son dos barras de acero tipo AEH-500 de 16 mm de diámetro, con un canto útil de 17 cm, tal y como se muestra en la Figura 2.

La disposición y cuantía de la armadura de la viga está proyectada para que la rotura se produzca por agotamiento de la sección del centro de vano por flexión. Ello permite evaluar el efecto único de la fluencia del hormigón comprimido en la evolución de la flecha con el tiempo, despreciando el efecto de la restricción de las deformaciones diferidas por la presencia de armadura en compresión. En consecuencia, no se disponen

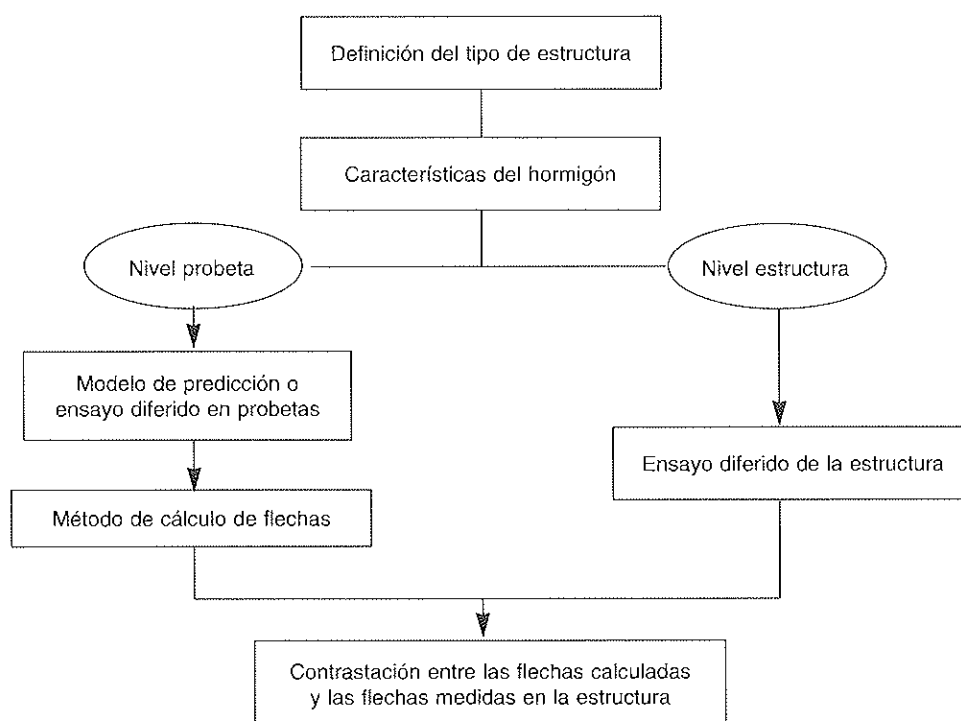


Figura 1. Esquema del procedimiento de determinación de la flecha diferida.

estribos y barras de acero en la parte comprimida.

La aplicación de la carga se hace en la parte superior de la sección central de la viga, tal como puede verse en la citada Figura 2. La forma de aplicación de la carga, y la configuración general del ensayo, tanto en el sistema de carga como en el sistema de medida, se presentan con posterioridad y en mayor detalle en Carbonari (1996).

La dosificación empleada para el hormigón se presenta en la Tabla 1. La gravilla utilizada, de tamaño 5-12 mm, era de origen basáltico procedente de Riudarenas (Gerona) mientras que la arena era silíceica de 0 a 5 mm, procedente de río. El cemento utilizado fue

un I-55A, con una superficie específica Blaine de 5.090 cm²/g y una resistencia a compresión de 68,8 MPa a los 28 días; mientras que la microsílíce fue, en este caso, de la marca Rheobuild. El aditivo era un superfluidificante de origen naftaleno (Daracem 120), indicándose, en la Tabla 1 sólo el contenido sólido del mismo. Además hay que señalar que el aditivo se incorporó en la masa de hormigón en dos fases.

El amasado del hormigón se hizo en la amasadora de eje vertical de 250 litros, dispuesta en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (UPC). El tiempo total de amasado fue de 5 minutos, obteniéndose un asiento del cono de

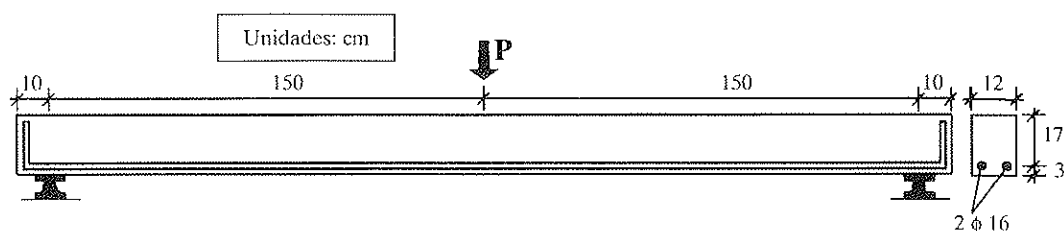


Figura 2. Detalles de las vigas de H.A.R. para la obtención de las flechas.

Abrams de 17 cm. Para la compactación se utilizó un vibrador de aguja de 25 mm.

Tabla 1. Dosificación del hormigón utilizado en los ensayos (probetas y vigas)

Material	Dosificación (kg/cm ³)
Gravilla	870
Arena	870
Cemento	428
Microsflice	44
Agua	145,2 (l/m ³)
Aditivo	5,64

Tras el hormigonado, el curado del hormigón se realizó en cámara húmeda para las probetas, mientras que para las vigas se cubría la parte superior de las mismas con trapos mojados. Cubriendo el encofrado y los trapos, se dispuso en toda la viga una lámina de plástico impermeable. El conjunto se mantuvo durante 28 días en condiciones ambiente de laboratorio.

La resistencia a compresión del hormigón a los 28 días (edad de carga del ensayo de fluencia) fue 65 MPa, y el módulo de deformación 39,6 GPa. Las barras de acero tienen un módulo de elasticidad nominal de 210 GPa.

4. CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Tal como se ha expresado en el apartado 2, se fabricaron 4 vigas de las cuales 2 se llevaron hasta rotura y otras 2 se mantuvieron bajo carga en ensayos diferidos. La razón de ser de los ensayos instantáneos hasta rotura de las vigas consideradas patrón es determinar la carga de rotura. Este valor se requiere para conocer experimentalmente, con precisión, el nivel de cargas y tensiones que corresponden a situaciones de servicio. A

continuación se presentan y analizan los resultados obtenidos en ambos tipos de ensayos.

En los ensayos diferidos, se utilizaron dos vigas, una sellada y otra no sellada, con el objetivo, tal como se ha visto con anterioridad, de relacionar el comportamiento diferido de las probetas con el comportamiento diferido de las vigas, analizando los mecanismos diferidos de tipo básico y de secado. El sellado de las vigas se ha hecho recubriendo la superficie con una capa de parafina, a la que se ha superpuesto dos capas de papel aluminio.

Para medir los desplazamientos del centro de vano, así como de los apoyos, y dado que los LVDTs no mantienen su calibración a largo plazo, se han utilizado relojes comparadores, que tienen la desventaja de no permitir hacer las lecturas de forma automática en el tiempo de ensayo.

En la sección central, las galgas pegadas de los ensayos diferidos se dispusieron de forma análoga los ensayos de rotura; describiéndose con posterioridad dicha configuración. Paralelamente a las medidas de las deformaciones obtenidas con las galgas pegadas en el hormigón, también se ha utilizado el extensómetro mecánico para tener un sistema alternativo y comparativo. Las medidas registradas de ambos sistemas difieren muy poco entre sí (Carbonari, 1996).

4.1. Procedimiento de ensayo

En la Figura 3 puede verse la configuración general de las vigas en los ensayos, tanto en rotura como en los ensayos diferidos. En la misma puede observarse que para medir los desplazamientos, se utilizaron tres LVDTs (uno en cada apoyo y otro en el centro de vano) en el caso del ensayo a rotura y tres relojes comparadores en el caso de los ensayos diferidos. La razón de ser de la medida en los apoyos obedece a que los mismos pueden desplazarse debido a la deformación del conjunto de apoyo formado por el bloque de hormigón, las placas de teflón utilizadas entre la parte inferior de la viga y las placas de las rótulas de acero que sirven de apoyo.

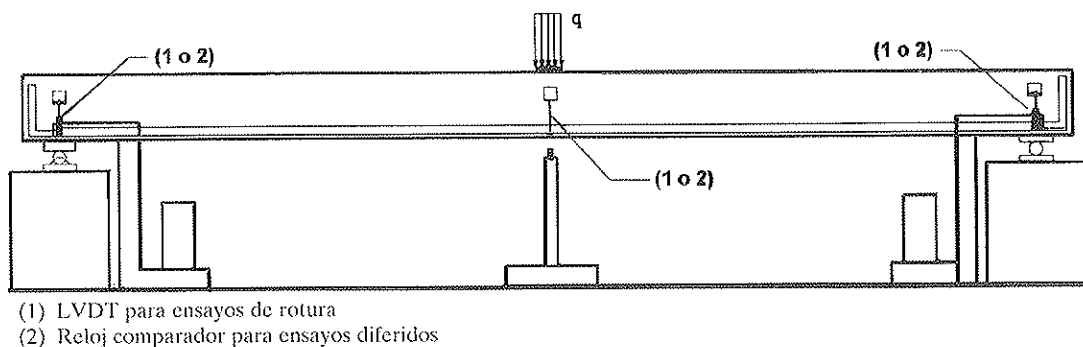


Figura 3. Disposición de los sistemas de medida de desplazamientos (LVDTs en los ensayos de rotura y relojes comparadores en los ensayos diferidos)

Para medir las deformaciones en diferentes fibras de la sección central, tanto del hormigón como de las armaduras, se dispusieron de galgas pegadas y de chapas como

bases de medida para el extensómetro mecánico de 15 cm. En la Figura 4a puede verse la configuración de medida de deformaciones en la sección central correspondiente al

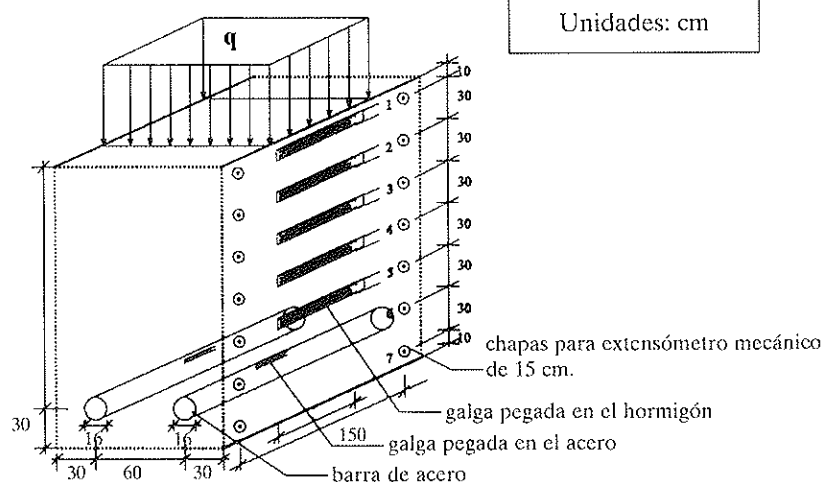
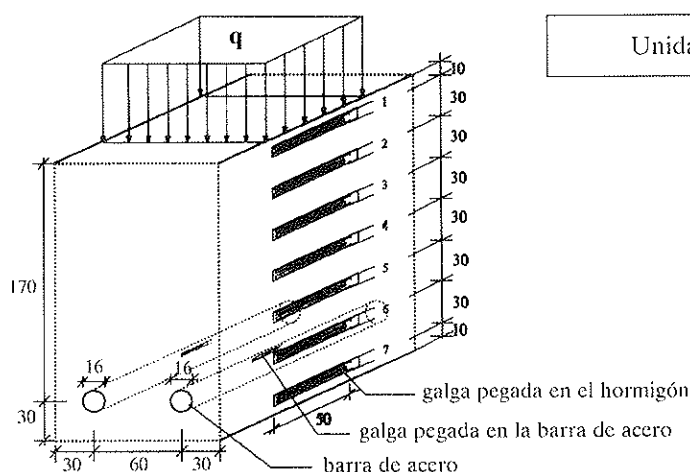


Figura 4. Disposición de los sistemas de medida de deformaciones en la sección central.
a) ensayo de rotura y b) ensayo diferido.

ensayo de rotura, mientras que en la Figura 4b puede verse esa misma distribución para los ensayos diferidos.

En el pegado de las galgas a las armaduras se utilizó el mismo procedimiento que en las galgas de hormigón, si bien con un cuidado adicional en la protección del conjunto banda-terminal para evitar la entrada del agua del hormigón fresco después de la fabricación de las vigas. Las galgas empleadas en las armaduras tienen una longitud de 7 mm con resistencia eléctrica de 120 Ω y fueron configuradas con el sistema de 1/4 de puente de Wheatstone igual que las galgas pegadas en el hormigón. Estas tenían una longitud de 5 cm.

En los ensayos hasta rotura, la carga fue aplicada mediante un actuador servohidráulico a una velocidad de aproximadamente

0,25 kN/s, mientras que para los ensayos diferidos la aplicación de la carga y su mantenimiento en el tiempo se ha realizado a través de cargas muertas, conforme al sistema que se presenta en la Figura 5.

Ahora bien, dado que se pretendía alcanzar una tensión máxima de la fibra más comprimida de la sección central de las vigas del 40% de la resistencia a compresión del hormigón, los cálculos estructurales previos indicaban que la carga requerida en las vigas era de aproximadamente 2 toneladas. Ello se ha visto corroborado por los ensayos de rotura que situaban la carga de rotura ligeramente por encima de 5 toneladas. Para la materialización de dicha carga y atendiendo al brazo de palanca aplicado, se precisaban 15 bloques de hormigón de 20 kg cada uno en media, dispuestos tal y como se señala en la citada Figura 5.

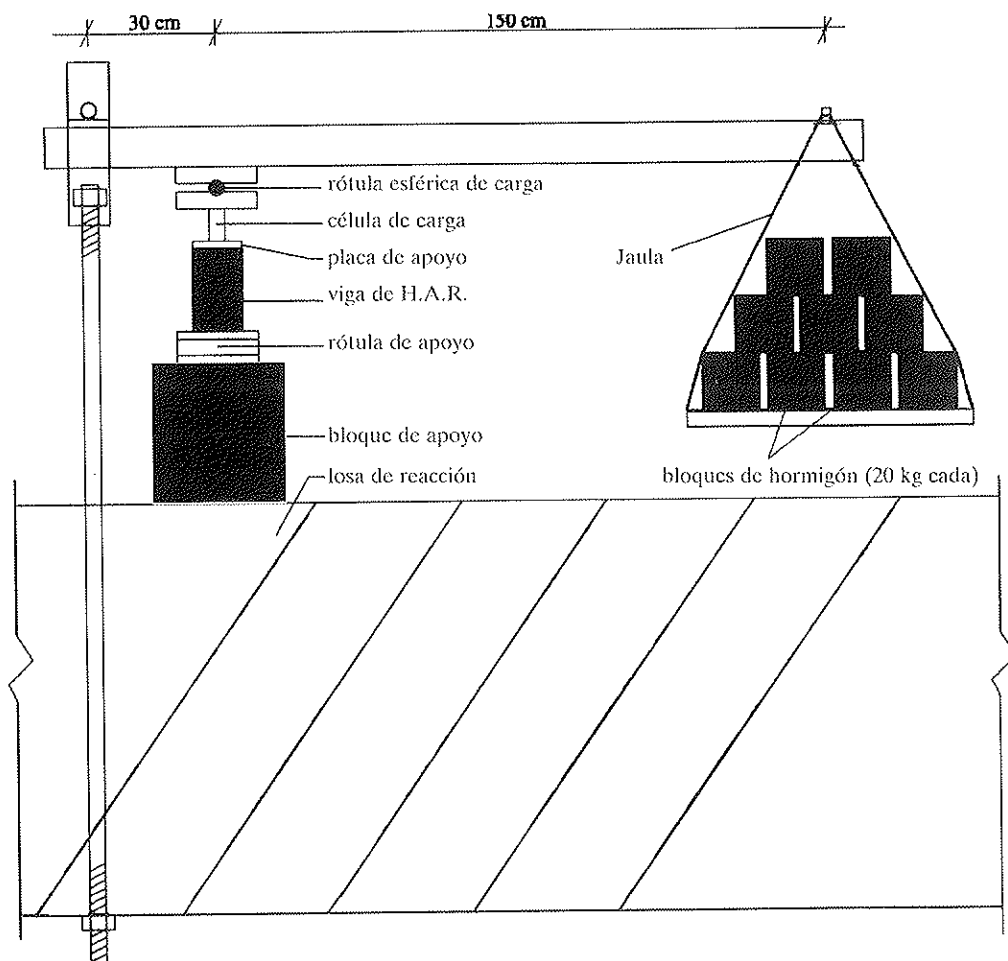


Figura 5. Sistema de carga utilizado en los ensayos diferidos.

4.2. Resultados del ensayo a rotura

En las Figuras 6 y 7 se muestran las deformaciones medidas en las diferentes galgas dispuestas (7 pegadas al hormigón y 2 pegadas en la armadura) y los desplazamientos (sección central y secciones de apoyos) correspondientes a las vigas 1 y 2, respectivamente.

Los valores de las flechas instantáneas en el centro de vano en ambas vigas, muestran un comportamiento muy similar, lo que corrobora la uniformidad del hormigón empleado en la fabricación de las vigas. Por otro lado, estos diagramas marcan las tres fases por las que pasa: hasta fisuración, hasta

plastificación y hasta rotura, lo que se refleja en las tres pendientes diferentes de cada una de las fases. La carga última en ambos casos se sitúa ligeramente por encima de 5 toneladas, y corresponde a una flecha de 35 mm. En relación a los desplazamientos de los apoyos éstos son muy pequeños (en el entorno de 1 mm), tal como puede apreciarse en ambas vigas, incluso para situaciones próximas a rotura.

En relación a las *galgas pegadas a las armaduras*, la evolución de la deformación es similar a la de la flecha, marcándose las tres etapas antes citadas.

En relación a las *galgas pegadas en la*

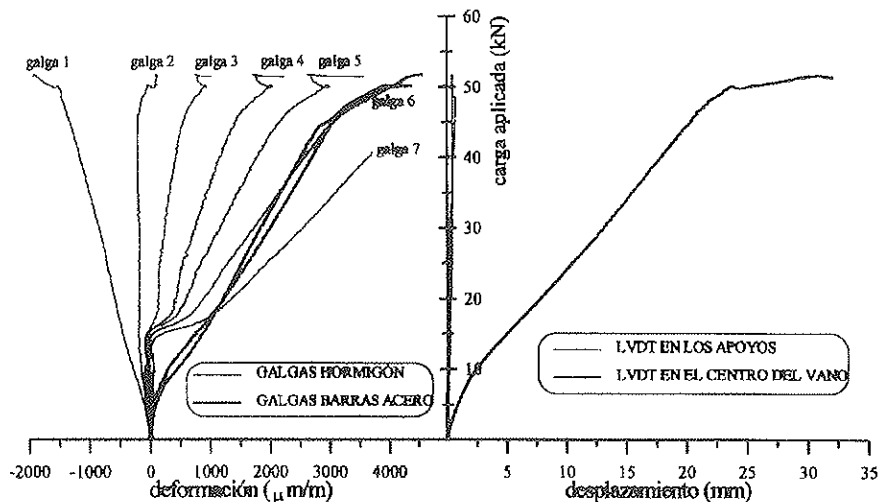


Figura 6. Ensayo a rotura de la viga 1

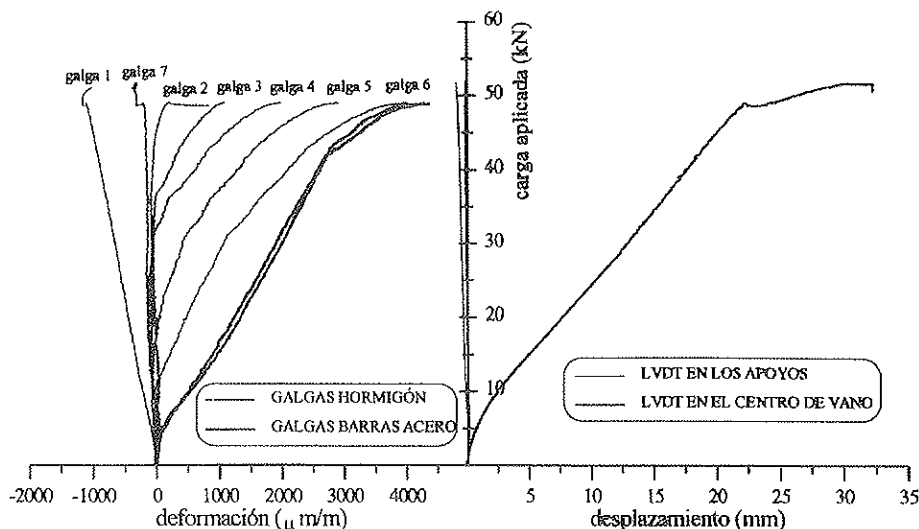


Figura 7. Ensayo a rotura de la viga 2

superficie de hormigón, puede apreciarse en la Figura 6, que tras alcanzarse la fisuración en la fibra correspondiente a donde se sitúa la galga n.º 7, la propagación de la fisura (aumento de deformación) parece bastante rápida y se transmite a las fibras donde se sitúan las galgas núms. 4, 5 y 6, ante un pequeño incremento de carga. Sin embargo, en la Figura 7 se manifiesta un comportamiento algo diferente en la fase de fisuración, pareciendo que ésta es más progresiva (por ejemplo, la fisura alcanza las galgas 6 y 4 aproximadamente a 1 y 3 toneladas, respectivamente), ya que como puede apreciarse en la misma se notan los escalones de fisuración de las diferentes galgas correspondientes a diferentes escalones de carga. Por otro lado, en esta figura parece que en la galga n.º 7 ha existido algún tipo de problema no habiendo registrado las deformaciones lógicas que corresponden a dicha fibra. La galga n.º 1 que refleja el comportamiento de una fibra próxima al paramento superior, muestra en ambos casos un comportamiento prácticamente lineal hasta situaciones próximas a rotura.

A partir de los resultados medidos de las deformaciones en la galga n.º 1 y la media de las deformaciones medidas en las galgas de las barras de acero de la parte traccionada, se ha hecho una determinación de la evolución de la profundidad de la fibra neutra a medida

que se aumenta la carga. En esa determinación se considera la hipótesis de Bernoulli de que la sección transversal se mantiene plana después de la deformación por flexión. Los resultados obtenidos de esta determinación para ambas vigas se presentan en la Figura 8.

La diferencia existente entre las curvas de la viga 1 y de la viga 2, relativas a profundidad del eje neutro, puede justificarse por el diferente estado de deformación que presentan las vigas en la sección central, observadas por los comportamientos distintos observados mediante las galgas pegadas en el hormigón, tal como se ha comentado con anterioridad. Los resultados muestran que en rotura la zona de compresión es pequeña (eje neutro en el entorno de los 5 a 6 cm), llegándose al agotamiento del hormigón.

4.3. Ensayos de las vigas a tiempo diferido

4.3.1. Velocidad de carga

En la operación de puesta en carga de estos ensayos, se registró la velocidad media de carga de las vigas con objeto de tenerlo presente cara a una evaluación posterior. Los resultados obtenidos muestran una velocidad media de carga de 1,4 kp/s, tal como se refleja en la Figura 9.

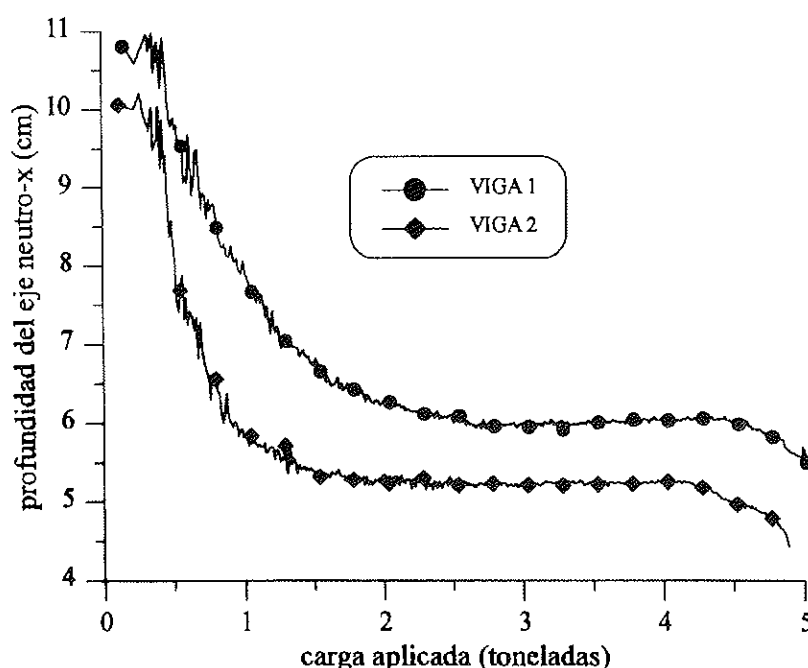


Figura 8. Evolución del eje neutro en el ensayo de rotura.

En esta figura, el primer escalón de carga de 0,2 t corresponde a la etapa de la colocación de la rótula y del perfil metálico (que transfiere la carga de la jaula en la viga), y el segundo escalón de carga de 0,315 t corresponde a la etapa de la colocación de la jaula que se dispone en el sistema (ver Figura 6). A partir de ese momento, que se sitúa entre los 8 y 12 minutos, se introducen en la referida jaula los bloques de hormigón a una velocidad prácticamente constante. El tiempo empleado en la operación es de aproximadamente 20 minutos.

Dado que tanto los sistemas de puesta en carga como los sistemas de medida de las flechas instantáneas de las vigas a rotura y del ensayo de fluencia son totalmente distintos, se estima conveniente hacer un análisis comparativo de los resultados obtenidos entre ambos sistemas. En la Figura 10 se

muestran los resultados de la variación de los desplazamientos de la sección central de las vigas (empleadas para los ensayos de rotura y los ensayos de fluencia) con la carga aplicada instantáneamente. La velocidad de aplicación de carga en el ensayo de rotura era en el entorno de 2,5 kp/s.

En esta figura se verifica una buena concordancia entre los valores medidos de las flechas durante la carga instantánea de las vigas de fluencia y de rotura.

4.3.2 Comportamiento seccional

En la Tabla 2 se presentan los resultados de las deformaciones obtenidas en las armaduras y en las galgas en posición 1 y 2, correspondiente a las dos vigas ensayadas (sellada y no sellada).

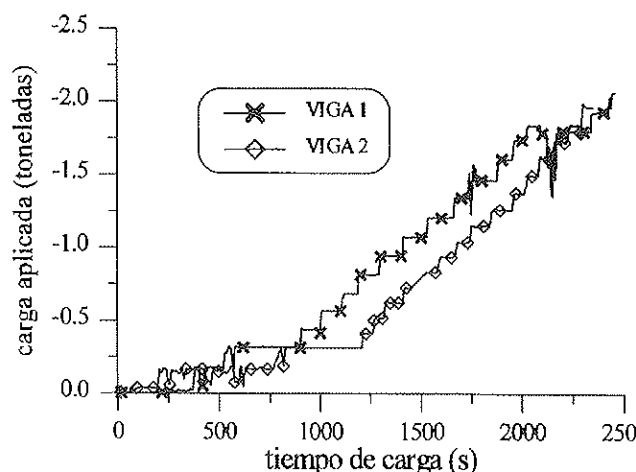


Figura 9. Velocidad de carga de las vigas de fluencia.

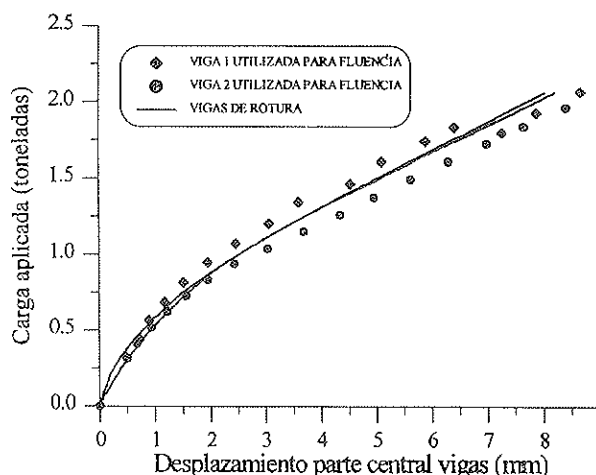


Figura 10. Flechas instantáneas en la sección central correspondiente a los ensayos de rotura y diferidos.

Tabla 2. Deformaciones en la armadura y en las galgas en el hormigón en posición 1 y 2 de los ensayos diferidos de ambas vigas (en mm/m)

Tiempo bajo carga $t-t_0$ (en días)	Viga sellada			Viga no sellada		
	Armadura	Galga posición 1	Galga posición 2	Armadura	Galga posición 1	Galga posición 2
0,35	1429	652	265	1541	773	284
1,0	1453	674	286	1557	803	302
2,0	1461	715	312	1567	836	323
4,0	1465	753	339	1576	871	350
10,0	1479	846	413	1580	948	405
20,0	1510	943	480	1608	1023	456
50,0	1565	1178	640	1660	1206	590
100,0	1579	1356	764	1687	1352	696

En la Tabla puede verse que la deformación de la armadura tiene una pequeña variación con el tiempo (del orden de un incremento del 10%), lo cual corrobora una hipótesis comúnmente utilizada en cálculo diferido acerca de que la deformación en la fibra donde se sitúa la armadura de tracción permanece constante (Pretorius, 1985; y Clarke et al., 1988).

Como complemento de esta determinación, en la Figura 11 se presenta la evolución del eje neutro con el tiempo bajo carga. La evaluación del eje neutro se hace a partir de la deformación de la galga n.º 1 y de la deformación media medida en las armaduras, por un lado, y comparando la deformación de la galga n.º 1 con la correspondiente a la galga

n.º 2. Ello responde a que ambas se sitúan en la zona comprimida de la sección, lo que reduce los riesgos de utilizarse galgas situadas en fibras traccionadas (fisuradas).

En esta figura se comprueba que, independientemente de las condiciones de exposición de las vigas durante el ensayo de fluencia, la profundidad del eje neutro aumenta con la deformación diferida de las vigas. Este aumento es, en este caso, del orden de magnitud de 2 cm, lo cual representa un incremento de un 30%.

Una explicación al comportamiento observado a nivel seccional, manteniendo la hipótesis de Bernouilli, puede verse en la Figura 12. En ella, la fibra más comprimida

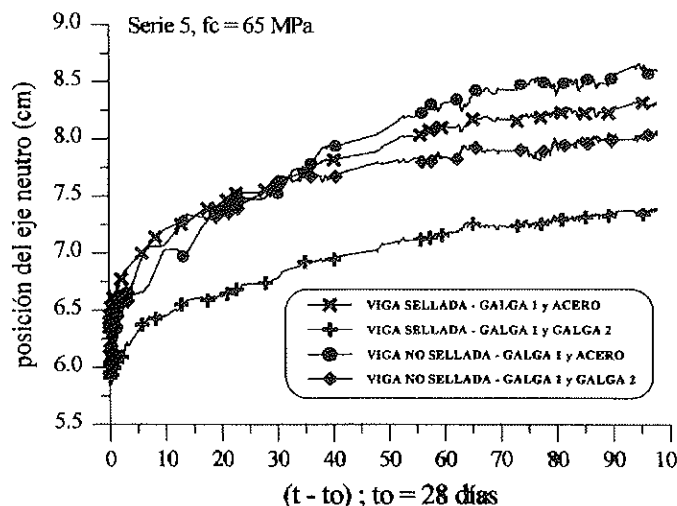


Figura 11. Evolución del eje neutro de la sección central.

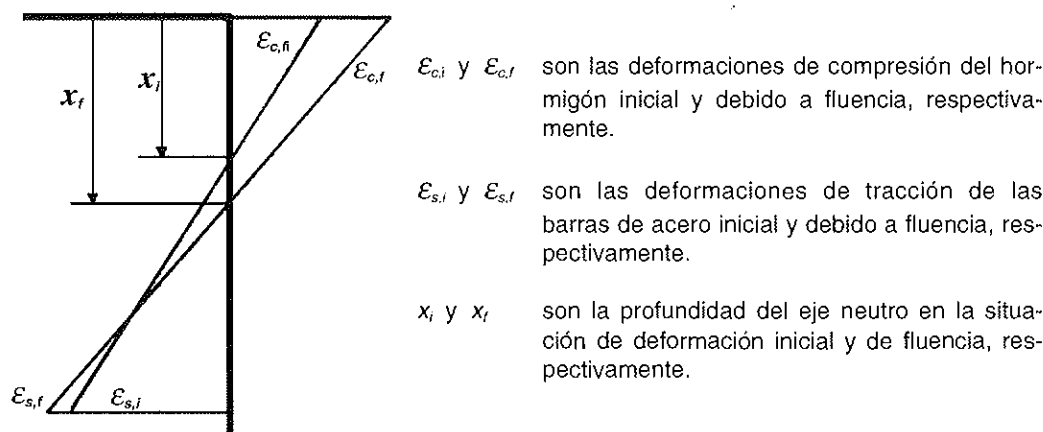


Figura 12. Análisis seccional debido a la fluencia del hormigón.

del hormigón aumenta su deformación con el tiempo como consecuencia de la fluencia del hormigón. Por otro lado, la deformación de la armadura con el tiempo, asimismo aumenta, si bien ligeramente, por lo que para mantener la hipótesis anteriormente enunciada, obliga a que la profundidad del eje neutro aumente con el tiempo. Ello puede comportar un pequeño aumento en la rigidez seccional.

5. FLECHAS CALCULADAS

5.1. Deformaciones diferidas de probetas

De acuerdo con el planteamiento descrito en el apartado 2, es necesario conocer las deformaciones a nivel probeta cara a un cálculo posterior de la estructura. Por ello, se han cargado dos bastidores de fluencia con probetas de H.A.R. En cada bastidor se ha dispuesto una probeta sellada y una probeta no sellada. Uno de los bastidores se ha dispuesto encima de la losa de ensayo sobre la que se ensaya la viga para que las condiciones ambientales de ambos sean iguales; estas condiciones son: $25^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ de temperatura ambiente y humedad relativa entre 40 y 80%. El otro bastidor se dispuso en la cámara climática cuyas condiciones fueron: $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ de temperatura y $50\% \pm 5\%$ de humedad relativa. En paralelo a los ensayos de fluencia y, como complemento de éstos, también se han realizado los correspondientes ensayos de retracción en probetas selladas y no selladas, conservadas en los dos ambientes citados.

La edad del hormigón en el momento de

la puesta en carga era de 28 días, permaneciendo las probetas y vigas cargadas durante, al menos, 3 meses. Las medidas de la deformación de retracción en las probetas no cargadas, también se realizaban durante dicho período.

Cara al empleo de estos resultados en los procedimientos de cálculo de flechas diferidas, a continuación se incide principalmente en la determinación de la retracción para las probetas no cargadas y el coeficiente de fluencia (ϕ) para las probetas cargadas. Este último se calcula según la ecuación [1]:

$$\phi(t) = \frac{\epsilon_{TOTAL}(t) - \epsilon_i - \epsilon_r(t)}{\epsilon_i} = \frac{\epsilon_f(t)}{\epsilon_i} \quad [1]$$

donde:

- $\epsilon_{TOTAL}(t)$ es la deformación total medida en probetas cargadas,
- $\epsilon_r(t)$ es la deformación de retracción medida en probetas no cargadas en la edad t ,
- ϵ_i es la deformación inicial medida de la probeta de fluencia en el momento final de la puesta en carga (t_0),
- $\epsilon_f(t)$ es la deformación de fluencia en la edad t .

Para facilitar los cálculos estructurales, es conveniente ajustar estos parámetros (ϵ_r , ϕ) a una función matemática. Para ello se utilizan modelos matemáticos que sean capaces de relacionar fielmente estos parámetros de origen experimental con el tiempo. En este

sentido, se ha utilizado una función del tipo hiperbólico (similar al utilizado por los modelos CEB-FIP, 1990; ACI 209, 1992; Brooks, 1994; Le Roy et al., 1996; y Müller y Kütner, 1996) para representar el comportamiento tanto de las deformaciones de retracción como para el coeficiente de fluencia, tal y como se indica en la expresión [2].

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= \left[\frac{(t - t_r)}{\beta_{h0} + (t - t_r)} \right]^a \varepsilon_{\infty} ; \\ \varphi &= \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^b \varphi_{\infty}\end{aligned}\quad [2]$$

donde:

- t , t_r y t_0 son la edad del hormigón, la edad que inicia la retracción y la edad del hormigón en el momento de puesta en carga, respectivamente,
- a y b son unos coeficientes resultantes del ajuste,
- ε_{∞} y φ_{∞} son teóricamente los valores de la retracción y del coeficiente de fluencia a tiempo infinito,
- β_{h0} y β_H son unos parámetros definidos en el modelo del CEB-FIP (1990) mediante las siguientes expresiones dadas en las ecuaciones [3] y [4].

$$\beta_{h0} = 0,035 h_0^2 \quad [3]$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \text{ HR})^{18}] h_0 + 250 \leq 1500, \text{ días} \quad [4]$$

donde: $h_0 = 2A_c / u$ (en mm), siendo A_c y u el área de la sección transversal y el perímetro de la probeta, respectivamente y HR es la humedad relativa del ambiente.

En el caso del presente trabajo, en el que se han utilizado probetas cilíndricas de 9,4 cm de diámetro y 28,2 cm de altura ($h_0 = 47,5$ mm) expuestas a un ambiente con humedad relativa 50%, resultan los siguientes valores de los parámetros de las ecuaciones [3] y [4]: $\beta_{h0} = 77,3$ días, y $\beta_H = 320,5$ días. Estos pará-

metros también pueden utilizarse para hacer la regresión no-lineal del comportamiento diferido de las probetas selladas, habiéndose verificado su idoneidad si se tiene presente las modificaciones que se introducen en el perímetro ficticio y en la humedad relativa.

Para hacer la regresión de los parámetros experimentales se ha aplicado el programa computacional *Statgraphics* que utiliza el método de los mínimos cuadrados en el cálculo de los coeficientes de regresión. En la Figura 13 se presentan los resultados experimentales y las curvas ajustadas de los ensayos diferidos de retracción (Figura 13a) y del coeficiente de fluencia (Figura 13b), correspondientes a probetas selladas y no selladas.

En estas figuras puede observarse, en primer lugar, la buena correlación existente entre los ajustes y los valores obtenidos experimentalmente tanto para las deformaciones de retracción (Figura 13a) como para el coeficiente de fluencia (Figura 13b). En consecuencia, parece aceptable el modelo hiperbólico para representar con razonable precisión el comportamiento diferido.

La deformación última estimada de retracción ($\varepsilon_{\infty} = b$) para la probeta sellada es de 92×10^{-6} ; mientras que para la probeta no sellada es de 523×10^{-6} . Este resultado llama la atención en lo que representa la retracción por secado en el valor de la retracción total, en condiciones de un ambiente con humedad relativa variando entre el 40 y 80%. Por otro lado, los resultados expuestos por Carbonari (1996) señalan que la retracción por secado puede ser prácticamente reversible, luego si se toman medidas ingenieriles que retengan humedad, o sean una barrera impermeable, se podrían obtener valores muy pequeños de la retracción con las consiguientes ventajas estructurales.

Por otro lado, el coeficiente último estimado de fluencia ($\varphi_{\infty} = b$) es de 1,2 para la probeta sellada, y de 1,8 para la probeta no sellada. Estos valores últimos estimados de los coeficientes de fluencia señalan una reducción de las deformaciones diferidas que presentan los hormigones de alta resistencia en relación a los hormigones convencionales, los cuales suelen alcanzar valores superiores a 2,5.

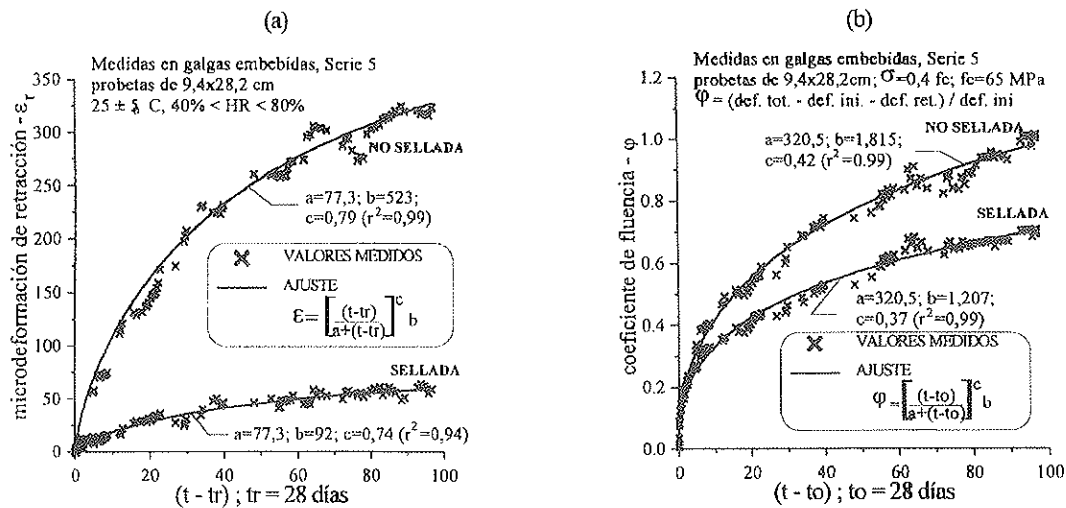


Figura 13. Valores medidos y ajustados de: la retracción (a) y el coeficiente de fluencia (b).

5.2. Cálculo de las flechas diferidas de las vigas de H.A.R.

Para el cálculo de las flechas diferidas de las vigas analizadas se requiere un procedimiento de cálculo que se ajuste al planteamiento hecho a nivel probeta. En la literatura técnica existen numerosas referencias a este respecto. El procedimiento que se use es independiente del planteamiento metodológico realizado en este trabajo, cara a analizar la viabilidad de estimar el comportamiento estructural a partir de una serie de datos limitados de la retracción y de la fluencia a nivel probeta.

Para la elección del método de cálculo, se toma como criterio que los mismos se adecuan al planteamiento realizado a nivel probeta, de forma tal que aparecen explícitamente los parámetros diferidos del coeficiente de fluencia y de la deformación de retracción. En lo que sigue se trabajará con las formulaciones propuestas por: Murcia (1991, 1992) y Favre y Charif (1992).

La hipótesis básica a nivel seccional en que se basa el método de Murcia (1991) es que la armadura de tracción no incrementa su deformación debido al incremento de las deformaciones de fluencia del hormigón en la parte comprimida. Ello responde a que la compresión que en dicha armadura provoca la fluencia de esa zona es equilibrada por una descarga similar en el hormigón de la misma; con lo que al coincidir prácticamente

los respectivos baricentros, no se modifica la sollicitación (ni el esfuerzo axial ni el momento). El desarrollo del método se hace de forma analítica. Hay que recordar que en los estudios de fluencia se está considerando situaciones de servicio, lo cual conduce a diagramas de tensiones de compresión triangulares en la práctica. La bondad de esta hipótesis planteada inicialmente por Clarke et al. (1988) y Pretonces (1985) ha tenido contrastación experimental, tal y como se ha visto en la Tabla 2 así como en trabajos previos (Serra et al., 1993).

En la Figura 14 se muestran los resultados de las flechas diferidas, calculadas y medidas, en la sección central de las vigas correspondientes a situaciones no selladas y selladas. Hay que señalar asimismo, que en los valores calculados se han incluido los valores correspondientes a la retracción y a la fluencia. En esta figura puede verse que los resultados obtenidos según los cálculos tienen una buena correlación con los valores medidos, en especial los correspondientes a Murcia (1991). El potencial inconveniente del procedimiento de Favre y Charif (1992) es que en el mismo los valores de la flecha correspondiente a la retracción se obtienen a través de unos gráficos semiempíricos, resultantes de una casuística determinada, mientras que en los valores dados por Murcia, responden a unas formulaciones analíticas, lo cual los hace más versátiles a los diferentes casos que puedan presentarse.

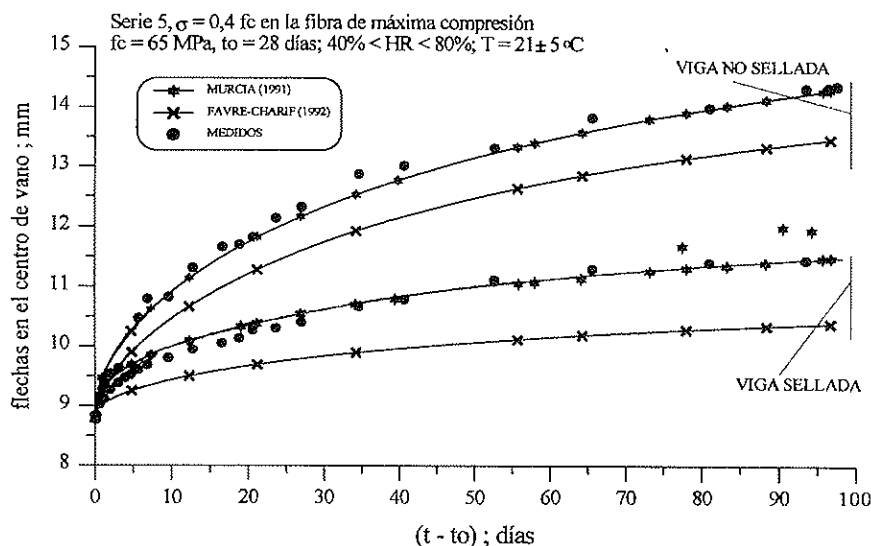


Figura 14. Flechas medidas y calculadas de las vigas H.A.R. en función del coeficiente de fluencia y de la retracción obtenidos.

La muy buena correlación entre los valores medidos y los valores calculados según Murcia (1991), potencian la propuesta metodológica realizada en este trabajo acerca de la viabilidad de predecir comportamientos estructurales a partir de resultados obtenidos en probetas.

Por otro lado, en la citada Figura 14 puede verse también la influencia que tiene el sellado de las vigas en la evolución de las flechas con el tiempo, donde, para el caso del hormigón utilizado en las vigas de H.A.R. que tiene una relación agua/cemento relativamente baja (0,34), el incremento de la flecha diferida de la viga expuesta al secado es prácticamente el doble de la viga que permaneció sellada durante el período de carga. Eso lleva a concluir que para los hormigones convencionales que contienen una mayor relación agua/cemento, se podría esperar un incremento de las flechas diferidas de las vigas expuestas al ambiente natural de secado con proporciones aún más altas que las encontradas en el presente trabajo.

Debido a esta constatación, cabe pensar que para aquellas estructuras de hormigón donde las deformaciones diferidas pueden ser un condicionante del comportamiento en servicio, se podría proponer que inmediatamente después de sacar el encofrado se proteja la superficie externa con una película apropiada de pintura u otro material, para impedir o reducir el efecto del secado en la

estructura. En determinados tipos de estructuras, el costo relativamente alto de este procedimiento puede verse compensado si se compara con las ventajas estructurales señaladas así como en otras ventajas desde el punto de vista de la durabilidad; en consecuencia, se entiende que ello debería servir de base de reflexión futura sobre este tema.

En la Tabla 3 se cuantifican las diferencias (en tanto por ciento) encontradas entre los valores medidos y calculados de las flechas diferidas tras 97 días de carga mantenida, donde la flecha instantánea medida y calculada según Branson (1977) fue próxima a 8,8 mm. La buena concordancia de los resultados medidos con los obtenidos mediante los cálculos según Murcia (1991) puede responder al hecho de que los dos utilizan como hipótesis de cálculo el que las armaduras a tracción no presentan incremento de deformación durante el ensayo de fluencia.

Los resultados de esas deformaciones diferidas se expresan en términos de un coeficiente de fluencia total. Ello responde a que se han calculado como diferencia de las deformaciones totales diferidas y la deformación inicial en la puesta en carga, con respecto a esta última. Así pues, en las deformaciones totales diferidas están incluidas las deformaciones de retracción por la dificultad que representa en la viga su tratamiento por separado. Los valores obtenidos se muestran en la Figura 15. En el caso de las vigas, la fibra de la cual se presenta el coefi-

Tabla 3. Contratación entre las flechas diferidas medidas y calculadas para $(t - t_0) = 97$ días

Tipo viga	Valores medidos (en mm)	Cálculo de flechas diferidas (en mm)	
		Diferencia entre flechas calculadas y medidas (en %)	
		Murcia (1991)	Favre y Charif (1992)
Viga sellada	2,64	2,67 + 1,1%	1,58 - 40%
Viga no sellada	5,53	5,49 - 0,7%	4,66 - 16%

ciente de fluencia total es la fibra superior más comprimida.

En dicha figura puede verse, en primer lugar, que el incremento de la deformación con el tiempo en las barras de acero en tracción es alrededor de 10%, del cual la mayor parte se produce en la puesta en carga y días posteriores, estabilizándose rápidamente y manteniéndose prácticamente constante a lo largo del tiempo. Ello, en cierta medida, avala la hipótesis seccional realizada. Hay que llamar la atención sobre el hecho de que este comportamiento es similar tanto para la viga sellada como para la no sellada.

En relación al comportamiento de los *elementos sellados* (probetas y viga), los resultados muestran que la probeta sellada cargada axialmente tiene un coeficiente de fluencia que sigue prácticamente el mismo

comportamiento que la fibra más comprimida de la viga sometida a flexión. En estos elementos la retracción total es la básica, la cual es en gran medida homogénea para ambos elementos (probetas y viga), ya que no es dependiente de la forma de sección transversal. Además, en este caso sí se puede separar la retracción por secado por lo que se podría concluir que el coeficiente de fluencia de la viga sería el mismo que el obtenido a nivel probeta.

En los *elementos no sellados* (probetas y viga), el coeficiente de fluencia total relativo a las probetas es mayor que el correspondiente a la viga sometida a flexión. Ello responde, fundamentalmente, al efecto tamaño de ambos elementos, traducido por las diferencias de espesor medio entre ambos. Así, las probetas cilíndricas de diámetro 9,4 cm tienen un espesor medio igual

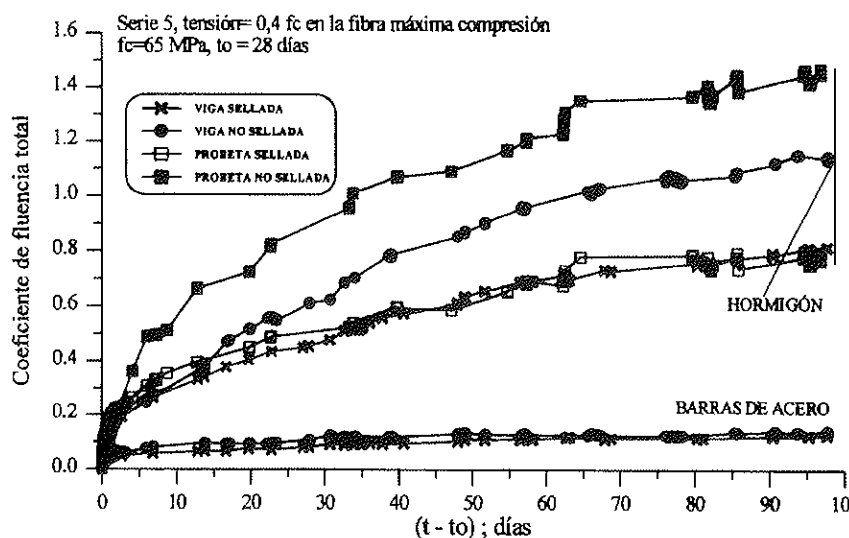


Figura 15. Coeficientes de fluencia observados en las probetas y en las vigas ensayadas.

a 47 mm ($c_m = 2A_c / u = 47$ mm) mientras que la viga de sección rectangular de 12 x 20 cm, tiene un espesor medio igual a 75 mm ($c_m = 75$ mm). Ello implica que las probetas tienen una mayor superficie relativa de exposición y, consecuentemente, una mayor retracción por secado, lo que conduce a un mayor coeficiente de fluencia total.

Un factor secundario que puede incidir en este comportamiento es la modificación de la curvatura en la viga por razón de la diferencia de retracción entre las fibras superiores sin armadura y las fibras inferiores con armadura.

6. CONCLUSIONES

De la exposición realizada en el presente artículo se deducen las siguientes conclusiones principales:

- Para el caso estudiado, se obtiene una muy buena correlación entre los valores medidos en la estructura, con los obtenidos a través de resultados en probetas asociados a un método de cálculo estructural. Ello abre la puerta a predecir comportamientos estructurales diferidos en H.A.R. en base a resultados experimentales obtenidos en probetas realizadas con el mismo hormigón.
- En los ensayos de fluencia de vigas (tanto selladas como no selladas) se ha comprobado la existencia de un aumento en la profundidad del eje neutro con el tiempo de carga. Ello es consecuencia del incremento de la deformación diferida del hormigón en la parte comprimida y del pequeño aumento de deformación en las armaduras. Este se ha evaluado en un 10% estabilizándose a partir de las dos primeras semanas de carga.
- Los resultados presentados muestran una importante influencia de la condición de las vigas (selladas o no selladas), en las flechas diferidas. Así, para la viga no sellada, el valor de la flecha diferida en la sección central alcanza un valor casi el doble que el correspon-

diente a la viga sellada. Ello da pie a pensar en alternativas de protección superficial en el caso de que la aplicación estructural lo requiera.

- El coeficiente de fluencia de la probeta sellada sigue prácticamente el mismo comportamiento que la fibra más comprimida de la sección central de la viga sellada; mientras que en la probeta no sellada el coeficiente de fluencia es mayor que el correspondiente a la fibra más comprimida de la viga. Ello refleja la diferente influencia del espesor medio, correspondiente a ambos elementos. Esta influencia se determina en la retracción y fluencia de secado.
- Los sistemas externos de medidas utilizados (galgas pegadas y extensómetros mecánicos) han presentado una buena correlación entre ellos. Ello ha permitido comprobar la metodología de ensayo utilizada, así como, posibilitar la determinación de la evolución del eje neutro de la sección central con el tiempo de carga.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer las discusiones científicas mantenidas con los profesores y amigos J. Murcia y A. Marí, cara a un mejor entendimiento de los resultados. También se quiere mostrar nuestro agradecimiento a la Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología (CICYT) por la concesión de los proyectos MAT93-0293 y MAT95-1906-CE y a la Direcció General de Recerca de la Generalitat de Catalunya (Grupos de Calidad, 1994 y Grupos Consolidados, 1995) por el soporte económico aportado para el desarrollo de esta línea de trabajo. Por último, se quiere agradecer a las empresas FCCSA, Cementos Molins, Halesa-MBT, Grace, Travosa y Herms por la concesión de materiales y apoyos necesarios para esta investigación.

BIBLIOGRAFÍA

ACI Committee 209 (1992), *Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in*

concrete structures, American Concrete Institute, Detroit.

A. Aguado, A. Alcayde, J.M. Velasco y A. Vives (1986), *Reflexiones sobre ensayos de fluencia en probetas de hormigón*. Rev. Hormigón y Acero, n.º 161, 4.º trimestre, 1986, pp. 95-118.

A. Aguado, J.M. Velasco, A. Vives, J.J. Egozcue y E. Mirambell (1988), *El ensayo de despegue y las bandas de tolerancia de la fuerza de pretensado en edificios de contención de centrales nucleares*. Rev. Hormigón y Acero, n.º 167, 2.º trimestre, 1988. pp. 87-98.

Z.P. Bazant y S. Baweja (1995), *Justification and refinements of model B3 for concrete creep and shrinkage*, Materials and Structures, 28, pp. 488-495.

Z.P. Bazant, A.B. Hauggaard, S. Baweja y F.J. Ulm (1996), *Microprestress-solidification theory for aging and drying effects on concrete creep*, Structural Engineering Report 95-12/603m (Northwestern University), Evanston, Illinois, USA, May, 27 p.

D.E. Branson (1977), *Deformation of Concrete Structures*, ed. McGraw-Hill International.

J.J. Brooks (1994), *State-of-the-art report: Elasticity, creep and Shrinkage of Concretes Containing Special Ingredients: Admixtures, Slag, Fly Ash and Silica Fume*, Sub-Committee V del ACI Committee 209.

G. Carbonari (1996), *Comportamiento mecánico instantáneo y diferido del hormigón de alta resistencia*. Tesis doctoral. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. UPC. Barcelona.

CEB-FIP (1990), *CEB-FIP Model Code 1990*, Comité Euro-International du Béton, Lausanne.

G. Clarke, H. Scholz and M. Alexander (1998), *New method to predict the creep deflection of cracked reinforced flexural members*. ACI Materials Journal, 85, n.º 2, pp. 95-101.

R. Favre and H. Charif (1992), *Basic model and simplified calculations of deformations according to the CEB-FIP Model Code 1990*, Institut de Statique et Structures Béton Armé et Précontraint (IBAP), Lausanne.

R. Le Roy, F. de Larrard and G. Pons (1996), *The AFREM code type model for creep and shrinkage of high performance concrete*, en Proceedings, Fourth Int. Symp. on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete, eds. F. de Larrard y R. Lacroix, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, París, pp. 387-396.

A.R. Marí, I. Valero y J. Montaner (1996), *Evaluación de flechas y estados tensodeformacionales en servicio, en puentes isostáticos de vigas prefabricadas de hormigón pretensado*, Hormigón y Acero, n.º 202, 4.º trimestre, pp. 25-57.

H.S. Müller and C.H. Küttner, (1996), *Creep of High-performance concrete-characteristics and code type prediction model*, en Proceedings, Fourth Int. Symp. on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete, eds. F. de Larrard y R. Lacroix, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, París, pp. 377-385.

J. Murcia (1991), *Análisis aproximado en el tiempo de secciones de hormigón armado en servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de flechas diferidas*, Hormigón y Acero, n.º 181, pp. 9-16 (4.º trimestre).

J. Murcia (1992), *Análisis diferido en servicio de secciones en T y en cajón de hormigón armado. Factor práctico para el cálculo de flechas*, Hormigón y Acero, n.º 183, pp. 19-26, (2.º trimestre).

P. Pretorius (1985), *Proposed calculation method for deflections*. The Civil Engineer in South Africa, 27, n.º 6, pp. 303-312.

I. Serra, A.R. Marí, F. Martínez y F. López (1993), *Experimental measurement of creep and shrinkage of early demolded reinforced concrete beams*. Proceedings, 4th. RILEM Int. Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete. Barcelona, pp. 471-479.

RESUMEN

En los últimos años, los hormigones de altas resistencias se están abriendo camino en diversas aplicaciones tanto de obra civil como en edificación, muchas de ellas en hormigón pretensado. La solución más común

de estos hormigones es el empleo de humo de sílice y aditivos superfluidificantes, con bajas relaciones agua/cemento. Ello conduce a comportamientos diferentes a los de los hormigones convencionales en las distintas fases (trabajabilidad en estado fresco, comportamiento mecánico instantáneo y diferido del hormigón endurecido, durabilidad).

En este contexto, el comportamiento diferido puede tener una influencia significativa en la respuesta estructural. La extrapolación de las formulaciones estándares dadas en las instrucciones vigentes, para hormigones convencionales para estos fenómenos diferidos (retracción y fluencia), pueden conducir a estimaciones con un grado de error importante. Por ello, en este artículo, se muestra la conveniencia de obtener estas estimaciones a partir de resultados obtenidos en ensayos sobre probetas de los mismos hormigones. Además, se insiste en la buena precisión que se obtiene y en los escasos costes de la misma, ya que los ensayos que se requieren pueden corresponder a 90 días de carga mantenida.

Los resultados experimentales obtenidos sobre probetas, se introducen en el cálculo estructural, obteniéndose una gran precisión en comparación con los resultados medidos sobre estructuras reales de contrastación. Asimismo se analiza la influencia de diversos factores (probetas y vigas, tanto selladas como no selladas) y diversas hipótesis de cálculo.

SUMMARY

Over the past few years, the use of high

strength concrete in building construction, as well as in public works, has been increasing significantly, especially in prestressed concrete elements. The most common approach for developing these concretes is through the incorporation of silica fume and superplasticizers, along with low water-cement ratios. This leads to behavior that is considerably different from that of conventional concretes in the various stages of its application (workability in the fresh state, instantaneous and long-term response in the hardened state, durability).

In this context, the long-term behavior can influence the structural response significantly. The extrapolation of current design codes, which have been formulated for normal concretes, can lead to considerable errors. Consequently, the present work focusses on the usefulness of estimating the long-term structural behavior of structures using the results obtained from tests on specimens of the same concretes. Moreover, the cost-effectiveness and the satisfactory precision of the results have been demonstrated in the tests up to a loading period of 90 days.

The experimental results from the specimens are introduced in the structural analysis and the consequent predictions are compared with data from tests of real structural elements. The effects of various factors related to specimens and beams, in sealed and unsealed conditions, and the different hypotheses used in the calculations are also analyzed.

Estudio experimental sobre la capacidad portante de soportes de hormigón con armaduras corroídas

Jesús Rodríguez Santiago

Dr. Ingeniero de Caminos. GEOCISA

Luis M.ª Ortega Basagoiti

Ingeniero de Caminos. GEOCISA

Julio Casal Macías

Ingeniero de Caminos. GEOCISA

José Miguel Díez Arenas

Ingeniero de Minas

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras de hormigón se deterioran con el tiempo debido a causas diversas y se requieren medidas urgentes para decidir cuándo y cómo se reparan. Sin embargo, una rápida revisión de la bibliografía pone en evidencia la falta de modelos adecuados para evaluarlas.

Se han desarrollado algunas herramientas para evaluar los efectos de la corrosión de las armaduras, de la acción del hielo y de la reacción árido-álcali en las estructuras de hormigón, dentro del proyecto de investigación europeo Brite/Euram BE-4062.

La corrosión de las armaduras genera un deterioro prematuro de las estructuras de hormigón [1], y reduce su vida residual, pudiendo afectar: a) al acero, debido a la reducción tanto de la sección de las armaduras como de sus propiedades mecánicas; b) al hormigón, debido a la fisuración del recubrimiento producida por la expansión de los productos de corrosión; y c) a la acción compuesta de hormigón y acero, debido al deterioro de la adherencia. Consecuentemente, tanto la seguridad como la funcionalidad de la estructura resultan afectadas (Figura 1).

Se han publicado pocos trabajos sobre las implicaciones estructurales de la corrosión

de las armaduras a pesar del elevado número de ellos que contemplan aspectos relativos al deterioro del material [2]. A este respecto, se han desarrollado algunos estudios abordando el efecto de la corrosión en la fisuración del hormigón [3][4] en el deterioro de la adherencia [5][6][7][8], y en la capacidad portante de vigas de hormigón [9][10].

Apenas existen publicaciones que contemplen el comportamiento estructural de soportes corroídos. A este respecto, McLeish [1], comenta la necesidad de considerar algunos aspectos tales como la reducción de la sección de hormigón del soporte, debido a la fisuración y al desprendimiento del recubrimiento, y el posible pandeo de las barras de la armadura principal, debido a la corrosión de los cercos.

Asimismo, Uomoto [9], llevó a cabo un amplio trabajo experimental con soportes de 400 x 100 x 100 mm. La corrosión acelerada fue provocada añadiendo cloruro sódico al agua de amasado y aplicando una densidad de corriente constante a las armaduras, de 90 y 360 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, durante 2 y 10 días. Las cargas de rotura de los soportes corroídos resultaron ser del orden del 70-80% de las correspondientes a los soportes no corroídos. Esta reducción en la capacidad portante fue significativamente más alta que el valor que cabría esperar de la simple consi-

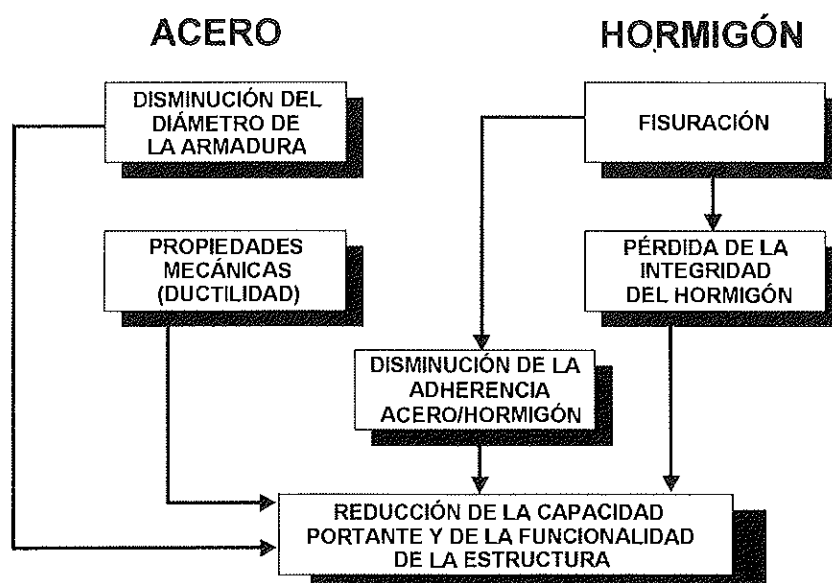


Figura 1. Efectos de la corrosión de las armaduras en las estructuras de hormigón

deración de la disminución de la sección de las armaduras producida por la corrosión.

Este artículo resume parte del trabajo de investigación llevado a cabo en el proyecto BRITE BE-4062 mencionado, para estudiar el comportamiento de los soportes de hormigón afectados por corrosión de las armaduras.

cer una relación entre el nivel de corrosión y el comportamiento estructural de soportes deteriorados. Se ensayaron pilares de hormigón armado sin corrosión y con diferentes niveles de corrosión y, además, se consideraron diferentes detalles de armado.

2. TRABAJO EXPERIMENTAL

Se ha realizado un estudio experimental con 24 elementos de hormigón para estable-

2.1 Descripción de los soportes

Se fabricaron tres tipos diferentes de soportes cuyas características se resumen en la Tabla I y en la Figura 2. Los extremos de

Tabla I
Características de los soportes de hormigón

Soportes	Hormigón		Armaduras	
Tipo	Cloruros (+)	Resistencia a compresión (*)	Longitudinales	Cercos
1	NO	30,0	2 x 2 ϕ 8	ϕ 6/100
	SI	35,8	2 x 2 ϕ 8	ϕ 6/100
2	NO	34,0	2 x 2 ϕ 16	ϕ 6/150
	SI	35,6	2 x 2 ϕ 16	ϕ 6/150
3	NO	34,3	2 x 4 ϕ 12	ϕ 6/150
	SI	39,4	2 x 4 ϕ 12	ϕ 6/150

+ Con o sin 3% de CaCl₂

* Resistencia a compresión en la fecha del ensayo de carga, en MPa.

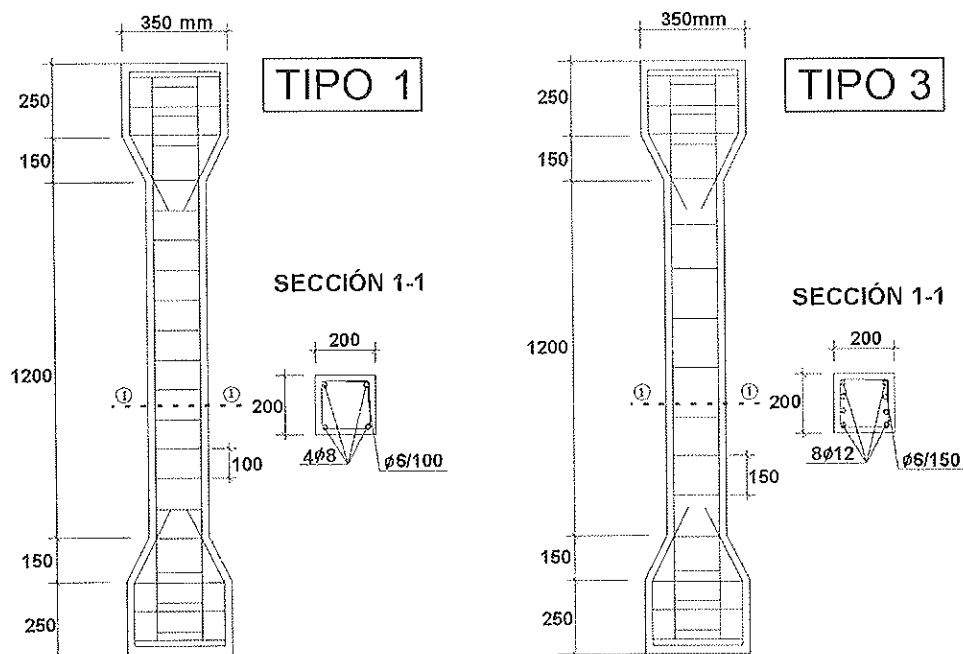


Figura 2. Esquema de los soportes tipos 1 y 3.

los soportes se diseñaron para evitar una rotura de los mismos por un efecto local de transmisión de carga durante el ensayo.

El hormigón se fabricó con arena silícea y áridos gruesos calizos de machaqueo, con tamaño máximo de 12 mm. Se añadió cloruro cálcico (3% en peso del cemento) al agua de amasado como agente agresivo coadyuvante en la corrosión acelerada de las armaduras, en aquellos soportes que iban a ser sometidos a ese proceso.

Se utilizaron barras corrugadas del tipo AEH 500S, con valores del límite elástico entre 550 y 590 MPa, y resistencias a tracción que oscilaron entre 600 y 670 MPa.

2.2 Corrosión acelerada de los soportes de hormigón

Los soportes se curaron durante 28 días en el interior de una nave, y se mantuvieron húmedos mediante un sistema de humectación permanente. Posteriormente, se inició el procedimiento de corrosión acelerada en aquellos pilares fabricados con cloruro cálcico, con el fin de obtener el nivel de corrosión requerido en un período de tiempo que oscilara entre 100 y 200 días, aproximadamente.

La Figura 3 representa el esquema del sis-

tema empleado para acelerar la corrosión. Las armaduras fueron sometidas a una densidad de corriente constante de unos $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, aplicada a través de la superficie de hormigón mediante unos contraelectrodos de acero inoxidable. Este valor de la densidad de corriente corresponde a unas diez veces el valor máximo de la intensidad de corrosión, I_{corr} , medido en estructuras de hormigón reales con fuertes problemas de corrosión [11][12]. Debe señalarse que otros autores aplicaron densidades de corriente mayores, variando entre 300 y $2.000 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ [5][6][9]. Sólo fueron corroídas las armaduras situadas en la parte central del soporte con sección de hormigón constante; los cercos situados en los extremos de los soportes se aislaron para evitar en lo posible su corrosión. En la fotografía de la Figura 4, se muestra una vista del parque de soportes durante la corrosión acelerada de sus armaduras.

Una vez finalizado el proceso de corrosión acelerada, se obtuvo un mapa detallado de la fisuración del hormigón en cada uno de los soportes. La Tabla II muestra la duración del proceso de corrosión acelerada en cada soporte, el ancho de fisura máximo alcanzado en la superficie del hormigón y la penetración del ataque (reducción del radio de la barra) producido en las armaduras longitudinales y en los cercos. El valor medio de la

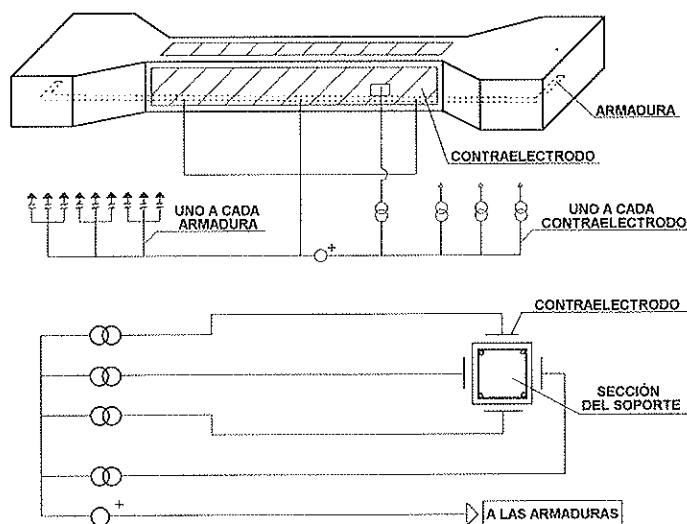


Figura 3. Esquema del dispositivo para la corrosión acelerada de las armaduras en los soportes de hormigón.

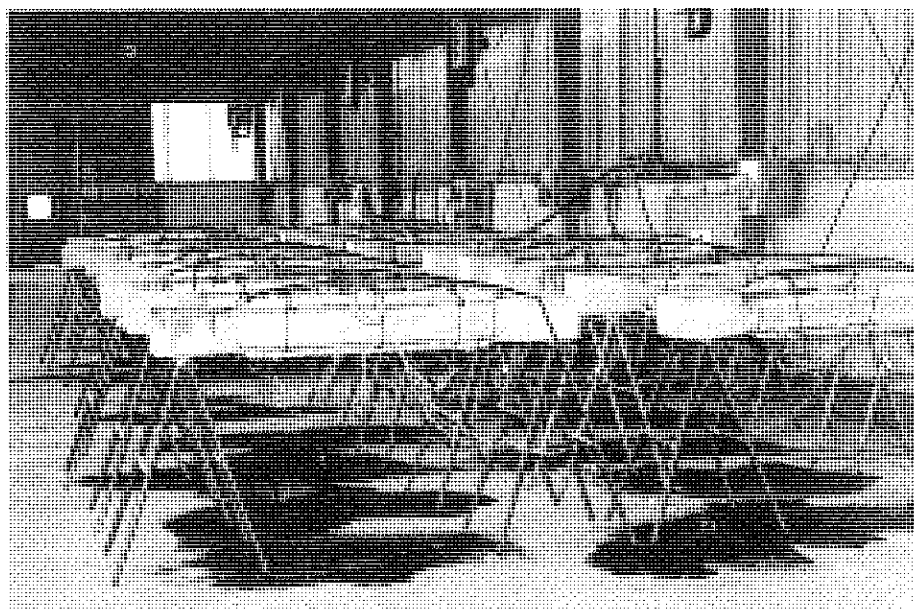


Figura 4. Vista del parque de soportes durante la corrosión acelerada de sus armaduras.

penetración del ataque se obtuvo por gravimetría, pesando la barra antes y después de que fuera corroída, tras limpiar los productos de corrosión. El valor máximo de la penetración se obtuvo mediante medida geométrica en la picadura máxima de cada cerco.

2.3 Ensayo bajo carga

Los soportes se cargaron axialmente mediante el dispositivo esquematizado en la

Figura 5 y que puede verse en la fotografía de la Figura 6. La introducción de las cargas se llevó a cabo mediante un gato hidráulico, de una capacidad máxima nominal de 2000 kN, centrado respecto a una chapa de acero situada sobre el extremo superior del soporte. El extremo inferior estaba simplemente apoyado en un elemento compuesto por dos chapas de acero entre las que se colocaba una plancha de neopreno.

El ensayo se controló mediante: a) una

Tabla II
Resultados de la corrosión acelerada

Tipo de soporte	N.º de soporte	Duración de la corrosión (días)	Ancho de fisura máximo (mm)	Penetración del ataque (mm) (*)	
				Armaduras longitudinales	Cercos
1	11	—	—	—	—
	12	—	—	—	—
	13	106	0,8	0,32	0,30 (1,4)
	14	113	—	0,31	0,35 (1,4)
	15	143	1,0	0,39	0,40 (2,4)
	16	150	1,0	0,44	0,42 (3,2)
	17	190	1,5	0,52	0,58 (3,9)
	18	204	2,0	0,60	0,56 (3,7)
2	21	—	—	—	—
	22	—	—	—	—
	23	106	1,3	0,38	0,28 (2,8)
	24	113	0,9	0,37	0,30 (3,0)
	25	143	1,5	0,45	0,36 (3,9)
	26	150	1,6	0,46	0,41 (3,8)
	27	190	2,0	0,62	0,47 (4,7)
	28	204	2,5	0,63	0,50 (4,7)
3	31	—	—	—	—
	32	—	—	—	—
	33	106	1,2	0,30	0,28 (3,0)
	34	113	1,5	0,34	0,30 (3,5)
	35	143	2,2	0,40	0,29 (3,4)
	36	150	1,5	0,39	0,33 (3,4)
	37	190	4,0	0,51	0,41 (4,4)
	38	204	1,8	0,56	0,40 (3,8)

* Los valores entre paréntesis corresponden a los valores máximos de penetración del ataque y fueron obtenidos por medida geométrica en las picaduras de cada cerco.

célula de carga para medir la carga axil total; b) un LVDT integrado en el gato para controlar la velocidad de desplazamiento constante fijada para cada ensayo; c) cuatro LVDT para medir el acortamiento medio en cada cara del soporte (Figura 5); y d) cuatro LVDT para medir los desplazamientos laterales a media altura y en las secciones inferiores.

Los ensayos se realizaron en dos fases. Durante la primera fase, la carga se aplicó con una velocidad de desplazamiento igual a 0,5 mm/min, hasta alcanzar la carga de servicio, descargando posteriormente el soporte. Durante la segunda fase, la carga se aplicó con una velocidad de desplazamiento igual a 0,5 mm/min, desde 0 hasta la carga de servicio y, posteriormente, se disminuyó la velocidad a 0,25 mm/min hasta la rotura del soporte. Las Figuras 7 a 9 muestran tres de los

soportes ensayados después de realizadas las pruebas.

3. RESULTADOS

Aunque los soportes fueron ensayados con carga centrada, se detectaron algunas excentricidades que fueron evaluadas a partir de la medida de los acortamientos medios en las cuatro caras de los soportes. Estas excentricidades fueron significativas en la mayor parte de los soportes corroídos.

Para un cierto valor de la carga, se detectó el inicio del despegue del recubrimiento de hormigón en una o más caras de los soportes corroídos. Posteriormente, algunos cercos se rompieron antes de alcanzarse la carga de rotura del soporte.

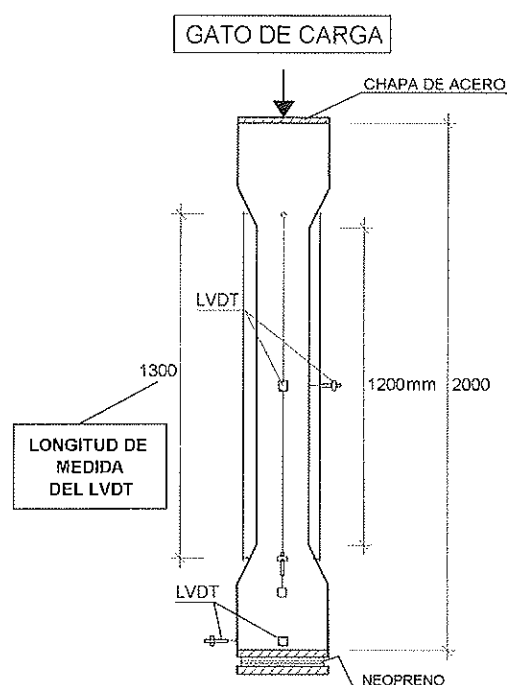


Figura 5. Esquema del dispositivo para ensayo de carga.

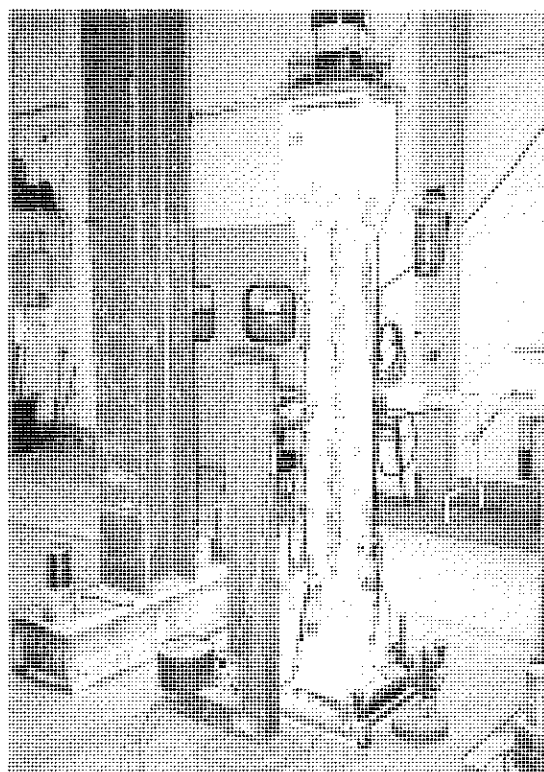


Figura 6. Vista del ensayo de carga
de un soporte con armaduras corroídas.

La Tabla III resume los principales resultados obtenidos en los ensayos de carga de los soportes sin corrosión y de los soportes

con armaduras corroídas. En ella, se incluyen los valores correspondientes al inicio del despegue del recubrimiento de hormigón y a

la rotura del soporte. Se muestran también los valores medios del acortamiento unitario en las cuatro caras de los soportes, para ambas situaciones. En las últimas columnas, se incluyen el número de cercos rotos, observados tras la rotura de los soportes, y los valores de las excentricidades en las dos direcciones, x e y , para la carga máxima. Estos últimos valores se obtuvieron a partir de los valores del acortamiento unitario medido en cada par de caras opuestas del soporte.

La capacidad portante de los soportes corroídos fue significativamente menor que la de los soportes no corroídos, a pesar de los valores inferiores de la resistencia a compresión del hormigón de estos últimos

(Tabla I). La reducción de la sección de las armaduras longitudinales tuvo una influencia despreciable en estos resultados. Por el contrario, el desprendimiento del recubrimiento de hormigón y la corrosión de los cercos jugó un papel importante en la resistencia del soporte.

Generalmente, la rotura del soporte se inició con la fisuración del hormigón, el desprendimiento del recubrimiento y la rotura de uno o más cercos, que fueron gravemente afectados por la corrosión localizada (picaduras), lo que provocó el pandeo de las armaduras longitudinales bajo la carga aplicada. En las Figuras 7 a 9 correspondientes a soportes una vez ensayados, se aprecia el desprendimiento del hormigón del recubri-

Tabla III
Resumen de los resultados experimentales de los ensayos de carga

N.º de soporte	Despegue del recubrimiento		Rotura				
	Esfuerzo axil (kN)	Acortamiento unitario medio (x)	Esfuerzo axil (kN)	Acortamiento unitario medio (x)	N.º de cercos rotos	Excentricidad (+)	
						e_x	e_y
11	—	—	1300	2,4	—	4,9	8,8
12	—	—	1320	2,4	—	9,4	1,1
13	934	1,3	990	2,5	1	2,8	10,7
14	—	—	993	2,3	1	13,6	8,1
15	—	—	947	2,0	1-2	13,4	8,1
16	—	—	828	1,7	2-3	9,4	20,5
17	—	—	822	1,6	2-3	24,2	5,4
18	735	1,3	862	2,3	2-3	7,8	10,6
21	—	—	1680	2,7	—	8,2	2,3
22	—	—	1702	2,6	—	2,1	5,4
23	993	1,1	1080	2,2	1-2	22,2	15,6
24	999	1,2	1040	2,0	1	20,5	14,1
25	934	1,0	1091	1,8	3	13,8	16,4
26	890	1,1	1135	2,1	3-4	1,4	7,4
27	847	1,0	973	1,8	4	3,2	4,6
28	975	1,4	997	1,8	4	1,9	5,5
31	—	—	1728	2,5	—	1,2	5,2
32	—	—	1673	2,3	—	2,1	5,4
33	1258	1,3	1274	2,1	1	10,0	7,9
34	1130	1,2	1178	1,7	1	7,8	11,3
35	1164	1,1	1203	2,1	2-3	9,2	20,9
36	1145	1,3	1174	1,9	2-3	4,0	2,0
37	991	1,2	1038	1,7	4	4,8	4,6
38	1089	1,2	1170	1,5	2-3	21,1	4,0

x Acortamiento unitario medio en la zona central del vano, en ‰, para las cuatro caras del soporte (Figura 5).

+ Excentricidad de la carga, en mm, obtenida a partir de los valores del acortamiento unitario en cada cara del soporte.



Figura 7. Vista de un soporte después del ensayo. Se aprecia el pandeo de alguna de las armaduras principales.

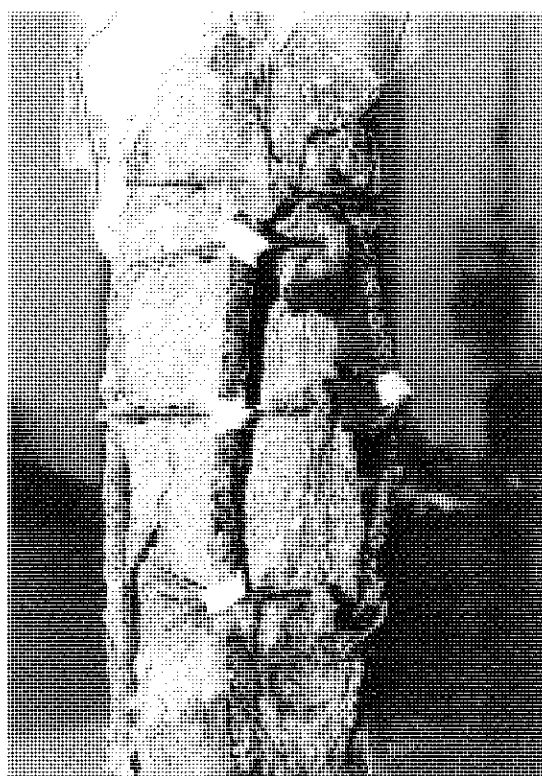


Figura 8. Vista de un soporte después del ensayo. Se aprecia el pandeo de las armaduras principales y la rotura de cercos.



Figura 9. Vista de un soporte después del ensayo. Se aprecia el pandeo de las armaduras principales y la rotura de cercos.

miento, el pandeo de las armaduras principales y la rotura de cercos, características comunes a los ensayos de muchos de los soportes corroídos.

La Figura 10 representa la curva carga-acortamiento unitario de los soportes tipos 1 y 2, durante la segunda fase del ensayo. El acortamiento unitario reflejado en estas curvas corresponde al valor medio obtenido en las cuatro caras del soporte, para cada nivel de carga.

A la vista de estas curvas, puede deducirse que la corrosión de las armaduras:

- Reduce la carga máxima y el acortamiento unitario para dicha carga.
- Reduce la rigidez a compresión del soporte. La pendiente de la primera parte de la curva de los soportes corroídos, fue menor que en los no corroídos.
- Produce un cambio de pendiente en la curva para el valor de la carga corres-

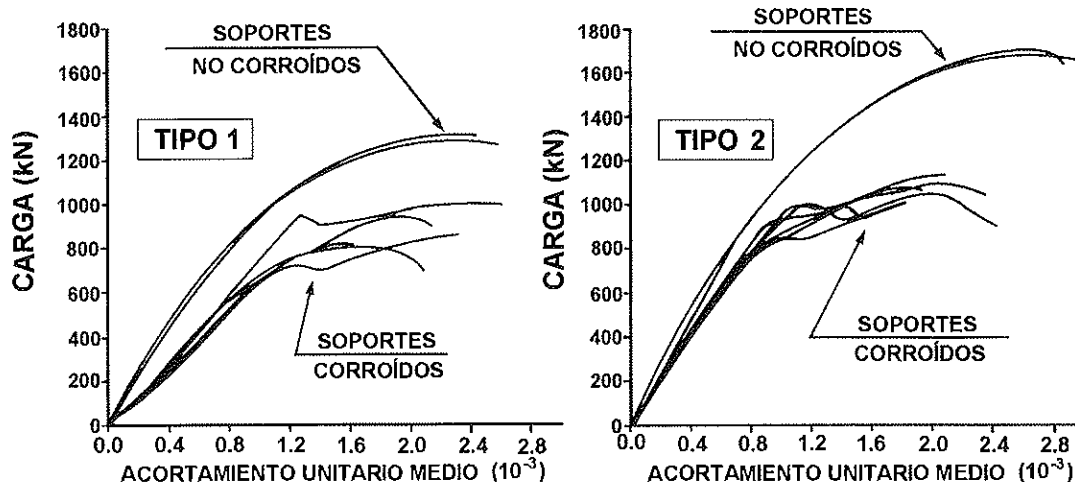


Figura 10. Curva carga-acortamiento unitario medio, en los soportes tipos 1 y 2.

pendiente al inicio del desprendimiento del recubrimiento. Después de este cambio, la carga no se incrementa de manera significativa aunque sí lo hace el acortamiento unitario del hormigón.

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Tres factores principales han afectado a la resistencia de los soportes corroídos: a) el aumento de la excentricidad debido al deterioro asimétrico de la sección de hormigón; b) la reducción probable de la resistencia de las armaduras debida a un pandeo prematuro; y c) el deterioro de la sección de hormigón.

4.1. Aumento de la excentricidad

Se observó en los ensayos un aumento de la excentricidad en los soportes corroídos respecto a los no corroídos, debido al deterioro asimétrico del recubrimiento en las caras del soporte. Estas excentricidades se

dedujeron a partir de los valores del acortamiento unitario medio, medido a lo largo de una base de 1.300 mm en cada una de las caras de los soportes (Figura 5), por lo que sólo proporcionan un valor aproximado de la excentricidad en la sección de rotura.

Las excentricidades aumentaron con el nivel de corrosión en la mayor parte de los soportes tipo 1, armados con una baja cuantía geométrica de armadura (0,5%). Por el contrario, en los soportes tipos 2 y 3, armados con cuantías de armadura que oscilaron entre 2 y 2,2 %, la excentricidad disminuyó en la mayor parte de los soportes altamente corroídos. Quizás estas cuantías llevaron a un deterioro simétrico del soporte, al reducir la sección de hormigón a un núcleo de dimensiones cercanas a los 140 x 140 mm.

La Tabla IV muestra el valor medio y la desviación estándar de estas excentricidades y los valores característicos máximo y mínimo en cada dirección, x e y, considerando una distribución normal para los valores experimentales.

Tabla IV
Excentricidades durante los ensayos de carga, en mm

Excentricidad	Soportes no corroídos		Soportes corroídos	
	e_x	e_y	e_x	e_y
Valor medio	7,1	2,3	13,4	7,1
Desviación estándar	1,9	1,4	6,8	4,3
Valores característicos 95%	10,2	4,5	24,6	14,1
5%	3,9	0	2,3	0

De acuerdo con estos datos, la evaluación de los soportes corroídos debiera llevarse a cabo añadiendo una excentricidad mecánica adicional, e_{corr} , a las excentricidades consideradas habitualmente en el proyecto de soportes [14].

Los valores experimentales de las excentricidades en los soportes no corroídos, se originaron principalmente por las imperfecciones geométricas producidas durante el ensayo de carga. De este modo, la diferencia entre las excentricidades de soportes corroídos y no corroídos, aporta una estimación aproximada del valor de la excentricidad adicional, e_{corr} , debida a la corrosión. Valores conservadores de e_{corr} en ambas direcciones, x e y , serían igual a $24,6 - 3,9 = 20,7$ mm y a $14,1 - 0 = 14,1$ mm, respectivamente, obtenidos a partir de los valores característicos de los soportes corroídos y no corroídos (cifras en negrita de la Tabla IV). Estos valores de e_{corr} se sitúan entre 0,5 y 1,0 veces el recubrimiento mecánico del soporte (distancia entre la superficie de hormigón y el eje principal de la barra).

4.2 Pandeo de las armaduras

Aunque no se obtuvo una evidencia completa durante los ensayos de carga, varios aspectos sugieren que un pandeo prematuro de las barras longitudinales pudo afectar a la resistencia de algunos soportes corroídos. Estos factores son: a) el recubrimiento de hormigón altamente deteriorado; b) la rotura de algunos cercos, detectada durante la aplicación de la carga, para valores de la carga que oscilaron entre el correspondiente al despegue del recubrimiento y el de rotura; y c) el pandeo de la mayor parte de las barras longitudinales, observado después de la rotura del soporte (Figuras 7 a 9).

Se puede obtener una estimación aproximada de la reducción de la resistencia de las armaduras a partir de los valores de la tensión teórica correspondiente a la carga crítica de Euler, considerando como longitud de pandeo de la armadura una longitud igual a $0,75 s$, siendo s la separación entre cercos. Suponer una longitud de pandeo igual a $0,50 s$, quedaría del lado de la inseguridad porque el deterioro de los cercos facilita que las armaduras

longitudinales puedan girar en los puntos de contacto con los cercos.

La separación máxima especificada en los Códigos para las armaduras transversales, oscila entre 10 y 15 veces el diámetro de las armaduras longitudinales, y el límite elástico de cálculo, f_{yd} , es siempre menor que la tensión crítica de Euler. Sin embargo, esta separación puede aumentar en los soportes deteriorados cuando algunos cercos se rompen a causa de la corrosión localizada. Entonces, la tensión máxima admisible en las armaduras comprimidas afectadas por un pandeo prematuro, puede estimarse mediante $\sigma_s = k f_{yd}$, con $k = 0,5$ para soportes corroídos cuando puede fallar un cerco, $k = 0,2$ cuando pueden fallar dos cercos consecutivos, y $k = 0$ cuando pueden fallar más de dos cercos consecutivos.

4.3 El deterioro de la sección de hormigón

La Figura 11 muestra los valores experimentales de la carga máxima en los soportes corroídos tipos 1 y 2 frente a los correspondientes momentos flectores, obtenidos a partir de las excentricidades. Los valores del momento flector en estas figuras se obtuvieron aplicando el método simplificado indicado en la Instrucción española que reduce las excentricidades biaxiales a una uniaxial equivalente [15].

La Figura 11 también muestra las curvas correspondientes a las diferentes parejas de esfuerzos últimos calculados teóricamente (N_u , M_u) en diferentes situaciones. Mientras que en las curvas 1, 2 y 3, se consideró una sección de hormigón no deteriorada, la curva 4 corresponde a una sección deteriorada sin recubrimiento en ninguna de sus cuatro caras. En todas las curvas, se fijó también un valor intermedio para la sección de armadura corroída. Finalmente, las curvas 2 y 3 se trazaron considerando que dos o tres cercos se habían roto debido a la corrosión y, consecuentemente, que la tensión de las armaduras longitudinales se había reducido de acuerdo con lo indicado en 4.2.

Según puede apreciarse en la Figura 11, los valores experimentales del esfuerzo normal y del momento flector, se sitúan entre

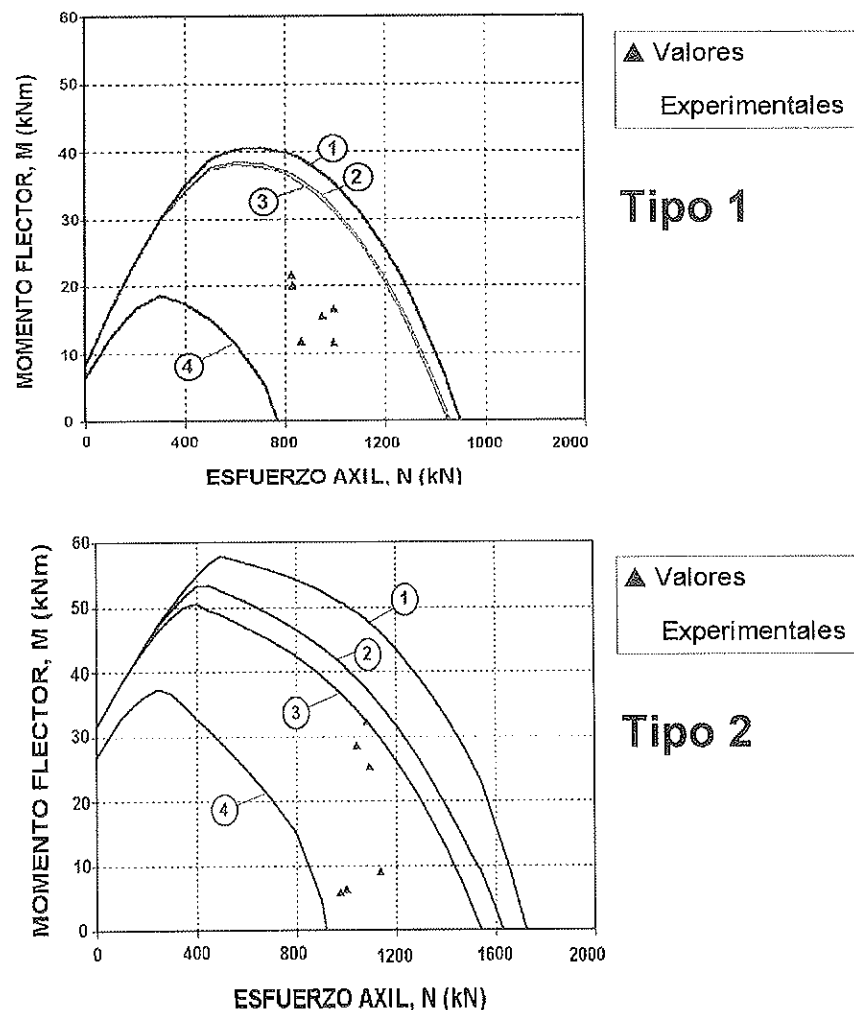


Figura 11. Valores del esfuerzo último, N_u , y del momento flector último, M_u , en los soportes corroídos tipos 1 y 2.

los calculados a partir de las secciones de hormigón deterioradas y no deterioradas, respectivamente.

Durante los ensayos, el desprendimiento del recubrimiento se inició principalmente en una de las caras de los soportes con armaduras corroídas. Por ello, la Figura 12 muestra los valores experimentales de las cargas máximas y de los correspondientes momentos flectores, obtenidos a partir de las excentricidades uniaxiales equivalentes, para los soportes tipo 2. También muestra las curvas correspondientes a las diferentes parejas de esfuerzos últimos calculados (N_u , M_u), para una sección de hormigón sin recubrimiento en una de las caras. Mientras que en la curva 1 no se tiene en cuenta el pandeo de las armaduras a compresión, en las curvas 2 y 3 se considera la rotura de dos o tres cercos

consecutivos y consecuentemente, la reducción de la tensión de las armaduras a compresión, tal y como se vio en la Figura 11.

La Figura 12 pone de manifiesto que algunos valores experimentales pueden predecirse cuando se considera este tipo de sección de hormigón deteriorada junto con el pandeo prematuro de las armaduras longitudinales.

En resumen, tres efectos principales de la corrosión de las armaduras han tenido importancia en el comportamiento de los soportes ensayados: la reducción de la sección del hormigón, la excentricidad adicional debida al deterioro asimétrico de la sección de hormigón y la reducción de la resistencia de las armaduras debido al pandeo prematuro.

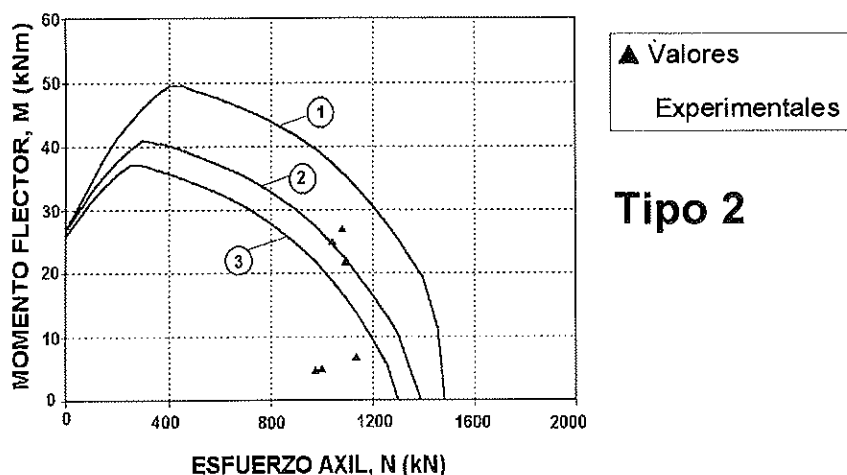


Figura 12. Valores del esfuerzo axil último, N_u , y del momento flector último, M_u , en los soportes corroídos tipo 2.

5. CONCLUSIONES

Se ha resumido un trabajo experimental de investigación con soportes corroídos ensayados bajo carga axial. Las armaduras se corroyeron mediante la adición de cloruro cálcico al agua de amasado y la aplicación de una densidad de corriente constante, de unos $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Este valor equivale a diez veces la intensidad de corrosión, I_{corr} , medida en estructuras de hormigón con fuerte corrosión.

Este trabajo ha permitido alcanzar las siguientes conclusiones:

- La corrosión de las armaduras afecta al comportamiento de los soportes de hormigón, reduciendo la carga máxima y el acortamiento unitario correspondiente a dicha carga. También reduce la rigidez a compresión de los soportes bajo la carga de servicio.
- La fisuración y el desprendimiento del recubrimiento de hormigón han sido las formas más significativas del deterioro, con consecuencias de importancia en la resistencia del soporte. También han tenido importancia las picaduras producidas en los cercos, porque facilitan el pandeo prematuro de las armaduras longitudinales cuando se rompen algunos cercos.
- Se puede realizar una estimación del valor del esfuerzo axil último, mediante

la utilización de modelos convencionales de hormigón armado y considerando las secciones reducidas del acero y del hormigón sin el recubrimiento en una o más caras.

- La corrosión genera una excentricidad mecánica, e_{corr} , si se produce un deterioro asimétrico del recubrimiento de hormigón en las diferentes caras del soporte. Puede tomarse como valor conservador de e_{corr} en cada dirección (excentricidades biaxiales), el valor del recubrimiento mecánico del soporte en la misma. Estas excentricidades han de añadirse a los valores habitualmente considerados en soportes no corroídos.
- Si algunos cercos muestran picaduras, éstos pueden llegar a romperse dando lugar al pandeo de las armaduras longitudinales que reducirá la resistencia máxima de las armaduras comprimidas a valores inferiores a 0,5 veces el límite elástico.

La reducción de la sección de las armaduras en estructuras de hormigón puede estimarse a partir de la medida de la intensidad de corrosión, I_{corr} , [12][13].

Se espera llevar a cabo en el futuro algunos estudios sobre el comportamiento de secciones deterioradas bajo cargas excéntricas (combinación de esfuerzo axil y momento flector), teniendo en cuenta el trabajo

experimental realizado con vigas [10][11], y el trabajo experimental resumido en este artículo.

Finalmente señalar que es necesario un mayor esfuerzo de investigación para estudiar la influencia de las cargas permanentes a largo plazo, considerando los efectos de la fluencia, los cuales producen una transferencia de carga desde el hormigón a las armaduras.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren dejar constancia de su agradecimiento a M.^a Cruz Alonso y M.^a Carmen Andrade, del ICCET, y a A. Marta García, Juan A. Bolaño y Alfredo Navarro, de GEOCISA, por su contribución al procedimiento de corrosión acelerada.

El proyecto de investigación BRITE/EURAM BE-4062 "The service life of reinforced concrete structures", subvencionado por la UE, fue desarrollado por GEOCISA, en colaboración con BCA (Reino Unido), ICCET (España), CBI, Lund Institute and Cementa (Suecia), y finalizó en el otoño de 1996.

REFERENCIAS

1. A. McLeish. *Manual for life cycle aspects of concrete in buildings and structures*. Taywood Engineering, Paper B4.1, UK, 1987.
2. C. Andrade, C. Alonso, M. García and J. Rodríguez. *Remaining life of reinforced concrete structures: effect of corrosion in the mechanical properties of the steel*. Proceedings of the International Conference on Life Prediction of Corrodible Structures, NACE, pp. 12/1-12/11, Cambridge, UK, 1991.
3. M.L. Allan and B.W. Cherry. *Factors controlling the amount of corrosion for cracking in reinforced concrete*. The NACE Annual Conference and Corrosion Show, NACE, Paper 125/1, Cincinnati, Ohio, USA, 1991.

4. C. Andrade, C. Alonso and F.J. Molina. *Cover cracking as a function of bar corrosion: Part 1-Experimental test*. Materials and Structures, vol. 26, pp. 453-464, 1993.
5. J. Al-Sulaimani, M. Kaleemullah, I.A. Basunbul and Rasheeduzzafar. *Influence of corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members*. ACI Structural Journal, vol. 87, pp. 220-231, March-April, 1990.
6. Y. Tachibana, K.I. Maeda, Y. Kajikawa and M. Kawamura. *Mechanical behaviour of RC beams damaged by corrosion of reinforcement*. Proceedings of Third International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, Society of Chemical Industry, Elsevier Applied Science, pp. 178-187, Wishaw, UK, Mayo, 1990.
7. J.G. Cabrera and P. Ghoddoussi. *The effect of reinforcement corrosion on the strength of the steel/concrete 'bond'*. Proceedings of International Conference Bond in Concrete, CEB and Riga Technical University, pp. 10-11/10-24, Riga, Latvia, 1992.
8. J. Rodríguez, L.M. Ortega, J. Casal y A. Vidal. *Disminución de la adherencia entre hormigón y barras corrugadas debida a la corrosión*. Hormigón y Acero, ATEP, n.º 189, pp. 49-64, 4.º Trimestre, 1993.
9. T. Uomoto and S. Misra. *Behaviour of concrete beams and columns in marine environment when corrosion of reinforcing bars takes place*. Proceedings of second International Conference on Concrete in Marine Environment, ACI SP-109, pp. 127-146, St. Andrews by-the-Sea, Canada, 1988.
10. J. Rodríguez, L.M. Ortega and J. Casal. *Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement*. Proceedings of sixth International Conference on Structural Faults and Repairs, Ed. M.C. Forde, vol. 2, pp. 189-198, London, UK, 1995.
11. J. Rodríguez, L.M. Ortega, J. Casal y J.M. Díez. *Comportamiento estructural de vigas de hormigón con armaduras corroídas*. Hormigón y Acero, ATEP, n.º 200, pp. 113-131, 1996.
12. J. Rodríguez, L.M. Ortega, A.M. Gar-

cía, L. Johansson and K. Petterson. *On site corrosion measurements in concrete structures*. Construction Repair, vol. 9, pp. 27-30, November-December 1995.

13. J.P. Broomfield, J. Rodríguez, L.M. Ortega and A.M. García. *Corrosion rate measurements in reinforced concrete structures by a linear polarization device*. ACI SP-151, pp. 163-181, 1994.

14. ENV 1992-1-1: 1991, CEN, 1991.

15. EH-91, MOPTMA, Spain, 1991.

RESUMEN

Las estructuras de hormigón se deterioran con el tiempo por diferentes causas y es necesario disponer de herramientas de análisis para decidir cuándo y cómo repararlas.

En el proyecto de investigación europeo Brite/Euram BE-4062, se han desarrollado algunas herramientas para evaluar los efectos de la corrosión de las armaduras, de la acción del hielo y de la reacción álido álcali en el comportamiento de las estructuras.

En este artículo, se resumen los resultados obtenidos en este proyecto sobre la investigación de soportes de hormigón con armaduras corroídas. Del trabajo realizado se desprende que es posible estimar la capacidad portante última de un soporte corroído a partir de los modelos habitualmente

utilizados en estructuras sanas, introduciendo en los mismos algunas correcciones: a) sección reducida del hormigón y las armaduras; b) excentricidad adicional debida al deterioro asimétrico de la sección de hormigón; y c) limitación de la tensión de cálculo en las armaduras debido a un posible pandeo prematuro de las mismas.

SUMMARY

Concrete structures decay with time due to different mechanisms and urgent measures are required to decide when and how to repair them. Some tools have been developed in the Brite-Euram project BE-4062 to estimate the effects of reinforcement corrosion, freeze-thaw and alkali silica reaction on the structural performance of concrete structures.

In this paper, it is summarized the results of the research carried out in this project with corroded columns. It is concluded that the load bearing capacity of corroded columns can be estimated by means of the conventional models, which are applied to sound elements, with some modifications: a) reduced cross sectional area of both concrete and steel; b) additional eccentricity due to the asymmetric deterioration of the concrete cross section; and c) reduction of design stress in the reinforcement due to a possible premature buckling.

La corrosión de las armaduras y la vida residual de las estructuras de hormigón

Jesús Rodríguez Santiago

Dr. Ingeniero de Caminos. Geocisa

Luis M.ª Ortega Basagoiti

Ingeniero de Caminos. Geocisa

Julio Casal Macías

Ingeniero de Caminos. Geocisa

José Miguel Díez Arenas

Ingeniero de Minas

1. INTRODUCCIÓN

La corrosión de las armaduras deteriora las estructuras de hormigón y reduce su vida residual. Sus principales efectos son la disminución de la sección de las armaduras, la fisuración del recubrimiento de hormigón originada por la expansión de los productos de corrosión, y la pérdida de la interacción entre el acero y el hormigón como consecuencia del deterioro de la adherencia.

La carencia de modelos que evalúen las estructuras deterioradas impulsó el desarrollo del proyecto de investigación Brite/Euram BE-4062, en el que se estudiaron los efectos de la corrosión de las armaduras, la acción del hielo y la reacción árido-álcali. Han sido ya publicados los resultados preliminares de dicho proyecto junto a algunas de las herramientas desarrolladas con el fin de evaluar las estructuras de hormigón con armaduras corroídas [1] a [7].

Las fases del trabajo realizado para estudiar el comportamiento de las estructuras corroídas fueron:

- Fisuración del hormigón.
- Disminución de la adherencia hormigón/armaduras.
- Capacidad portante de elementos flechados.

- Capacidad portante de elementos comprimidos.

La experimentación relativa a los dos primeros aspectos fue motivo de sendas comunicaciones en la XIV Asamblea Técnica de la ATEP [1][2]. La relativa a los elementos flechados ha sido publicada recientemente en Hormigón y Acero [3], y la que trata los elementos comprimidos fue objeto de una comunicación a la XV Asamblea Técnica de la ATEP [4]. Durante estas dos últimas fases del estudio, se realizaron ensayos de carga con vigas y soportes corroídos aceleradamente para estudiar los efectos de la corrosión de las armaduras sobre su comportamiento estructural en situaciones de servicio y rotura.

Este artículo resume las principales aportaciones del trabajo de investigación desarrollado y proporciona algunas conclusiones prácticas de ayuda en la evaluación de estructuras de hormigón deterioradas cuando lo que se pretende es estimar su vida residual.

2. LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS

La corrosión producida en un hormigón carbonatado o contaminado con cloruros

reduce la sección de la armadura. Mientras que en el hormigón carbonatado tiene lugar una reducción uniforme, el ataque producido por los cloruros es localizado (picaduras) y origina una reducción más intensa de la sección de la armadura. La pérdida de radio puede estimarse mediante la medida de la intensidad de corrosión, utilizando la técnica de la Resistencia de Polarización [8][9], y la aplicación de la Ley de Faraday:

$$x = 0,0115 I_{\text{corr}} t \quad (1)$$

donde x es la pérdida de radio (en mm), t el tiempo transcurrido desde que el agresivo alcanzó la armadura (en años) e I_{corr} el valor medio de la intensidad de corrosión durante el tiempo t (en $\mu\text{A}/\text{cm}^2$). La intensidad de corrosión evoluciona con el tiempo debido a las variaciones de humedad y temperatura. Por ello, puede ser necesaria su medición periódica si se desea establecer un valor representativo de I_{corr} que pueda introducirse en la expresión (1).

El diámetro residual de la armadura, ϕ , puede estimarse a partir del diámetro nominal, ϕ_0 , mediante la expresión (2):

$$\phi = \phi_0 - \alpha x \quad (2)$$

donde α es un coeficiente que depende del tipo de ataque. Para corrosión uniforme, α es igual a 2 (Figura 1). Sin embargo, para corrosión localizada α alcanza valores de

hasta 10 [10]. Con las expresiones (1) y (2), es posible establecer un valor conservador de la sección residual cuando la armadura está afectada por picaduras.

La Figura 2 muestra la disminución del área de la sección transversal de armaduras con diámetros $\phi 6$ mm y $\phi 20$ mm, cuando el valor de la intensidad de corrosión es $I_{\text{corr}} = 1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (se consideran elevados aquellos valores de $I_{\text{corr}} \geq 1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ [9]). En dicha Figura, se representan dos condiciones de corrosión diferentes: corrosión uniforme ($\alpha = 2$) y corrosión localizada máxima ($\alpha = 10$). Mientras que el efecto de la corrosión uniforme en la reducción de la sección puede considerarse despreciable para diámetros de armadura elevados, el efecto de la corrosión localizada sobre diámetros pequeños (como los utilizados en los cercos) es significativo, ya que puede reducir a la mitad su sección transversal en 15 años desde que el agresivo ha llegado a la armadura.

La corrosión también incide sobre las propiedades mecánicas del acero. En ensayos de corrosión acelerada [11], se han obtenido reducciones del alargamiento bajo carga máxima del 30% y 50% para pérdidas de sección transversal del 15% y 28% respectivamente. En general, los valores del alargamiento máximo permanecieron por encima del valor mínimo indicado por el Eurocódigo 2 para acero de alta ductilidad [12], en el que se

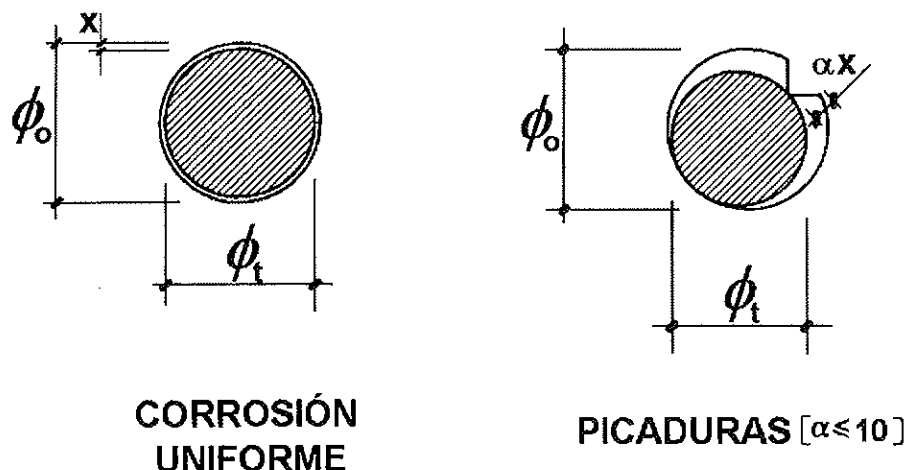


Figura 1. Sección residual de la armadura corroída.

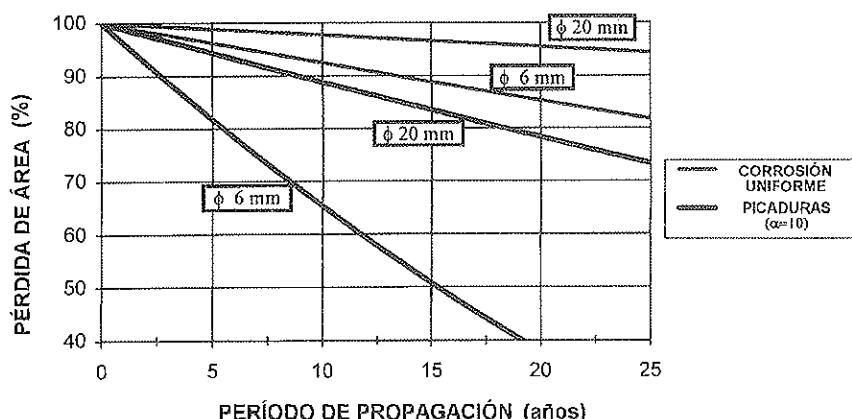


Figura 2. Disminución del área de la sección transversal de las armaduras, para velocidad de corrosión $I_{corr} = 1 \mu A/cm^2$.

requiere un valor característico del alargamiento máximo superior al 5%. Sin embargo, esta reducción puede afectar a la capacidad de redistribución de momentos flectores en estructuras corroídas, por lo que deberían utilizarse con precaución los valores máximos del coeficiente δ de redistribución de momentos, incluidos en el Eurocódigo 2.

3. LA FISURACIÓN DEL RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN

Los productos generados durante la corrosión de las armaduras provocan una presión en el hormigón circundante que, en la mayor parte de los casos, conduce a la fisuración del recubrimiento. Las fisuras son la causa de la pérdida de integridad del hormigón, que reduce su contribución a la capacidad portante y afecta a la apariencia externa de la estructura.

Para relacionar la iniciación y la evolución de la fisuración del hormigón con el grado de corrosión, se llevó a cabo un trabajo experimental en el que se incluyeron ensayos de corrosión acelerada y no acelerada, [1][13][14][15]. El tiempo necesario para la iniciación de la fisura depende principalmente de la relación entre el espesor del recubrimiento del hormigón y el diámetro de la armadura, c/ϕ , y de la calidad del hormigón. Durante el proyecto, se consideró que una variable apropiada para reflejar la calidad del hormigón era la resistencia a tracción.

La evolución del ancho de fisura depende principalmente de la posición de la armadura en el elemento de hormigón (posición superior o inferior respecto a la dirección del hormigonado), y de la intensidad de corrosión, I_{corr} , aunque esta influencia es despreciable para los valores de intensidad de corrosión que se miden habitualmente en estructuras corroídas (0,1 a 2 $\mu A/cm^2$).

A partir de los resultados experimentales, se desarrolló una expresión empírica que permite obtener el valor característico del ancho de fisura [14]:

$$w = 0,05 + \beta [x - x_0] \quad [w \leq 1,0 \text{ mm}] \quad (3)$$

donde w es el ancho de fisura estimado (en mm), x es la pérdida de radio (en μm), x_0 es la pérdida de radio en el momento de iniciarse la fisuración (en μm), y β es un coeficiente que depende de la posición de la armadura en el elemento estructural ($\beta = 0,01$ para posición superior, respecto a la dirección del hormigonado y $\beta = 0,0125$ para posición inferior). La pérdida de radio necesaria para la iniciación de la fisuración, x_0 , puede estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$x_0 = 83,8 + 7,4 c/\phi - 22,6 f_{c,sp} \quad (4)$$

donde x_0 es la pérdida de radio en micras, c/ϕ es la relación recubrimiento/diámetro y $f_{c,sp}$ es la resistencia a tracción en MPa (ensayo brasileño).

La Figura 3 muestra la iniciación y la evolución del ancho de fisura para tres valores diferentes de la resistencia a tracción y de la relación c/ϕ . Una vez que el agresivo alcanza

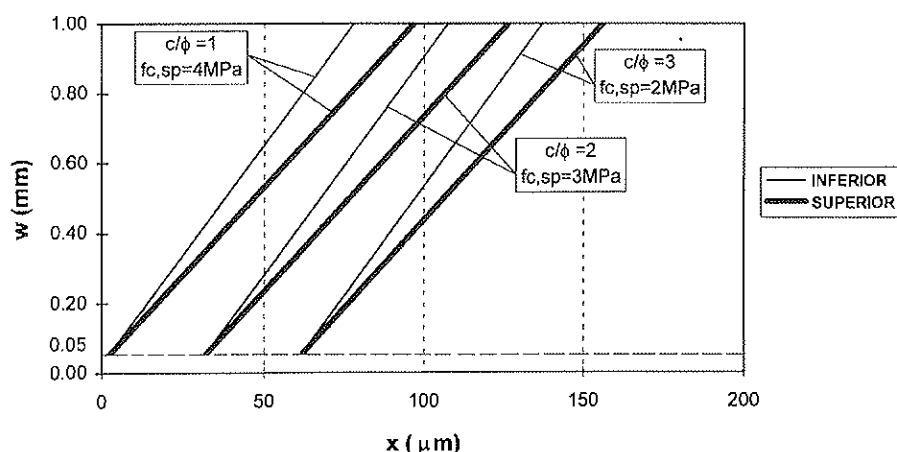


Figura 3. Valor característico del ancho de fisura frente a la pérdida de radio de la armadura.

la armadura, las fisuras aparecen muy pronto si el hormigón tiene calidad alta y relación c/ϕ baja. Por el contrario, en un hormigón de baja calidad y relación c/ϕ alta, la fisuración se inicia para pérdidas de radio del orden de 60 micras. Esto se debe a que los productos de corrosión difunden fácilmente a través del recubrimiento de hormigón como consecuencia de su alta porosidad (baja calidad).

Hay que señalar que las expresiones (3) y (4) se obtuvieron a partir de los resultados de ensayos en los que el contenido de humedad de las probetas de hormigón se mantuvo aproximadamente constante durante el proceso de corrosión. En estructuras en las que el hormigón cercano a la armadura se encuentra sometido a condiciones de humedad variables, son de esperar valores más elevados que los obtenidos mediante estas fórmulas [14][15].

4. EL DETERIORO DE LA ADHERENCIA

La adherencia entre la armadura y el hormigón permite el anclaje del extremo de la barra y la interacción entre acero y hormigón en las zonas intermedias de la misma. Sin embargo, la fisuración del hormigón y la corrosión de los cercos reducen la adherencia en las barras corrugadas corroídas al debilitar el confinamiento de la armadura.

Debido a esta reducción, puede producirse el fallo del anclaje y la pérdida de la interacción acero/hormigón.

Se ha publicado con anterioridad un resumen del trabajo de investigación desarrollado para establecer la relación entre la corrosión y el deterioro de la adherencia, en el que se recogían un conjunto de conclusiones preliminares [2][7]. El trabajo experimental se basó principalmente en ensayos con bloques de hormigón armados con cuatro barras situadas en las esquinas, algunos con cercos y otros sin ellos. Estos ensayos reproducen en cierta medida la situación de las armaduras en la zona de una viga sometida a esfuerzo cortante constante [16] (Figura 4), con lo que se obtienen valores realistas de la adherencia residual, que pueden ser aplicados al proyecto y la evaluación de estructuras de hormigón.

En el trabajo experimental, se ha comprobado que ni la calidad del hormigón ni la relación c/ϕ influyen en la resistencia a la adherencia cuando el recubrimiento se encuentra fisurado por efecto de la corrosión de las armaduras.

La Figura 5 muestra los resultados de los ensayos de adherencia realizados con las barras corroídas, en bloques con y sin cercos. El número de cercos era variable pero con una cuantía superior a la mínima establecida en el Eurocódigo 2 [12], ($\rho > 0,25$). Sólo se corroyeron las armaduras principales

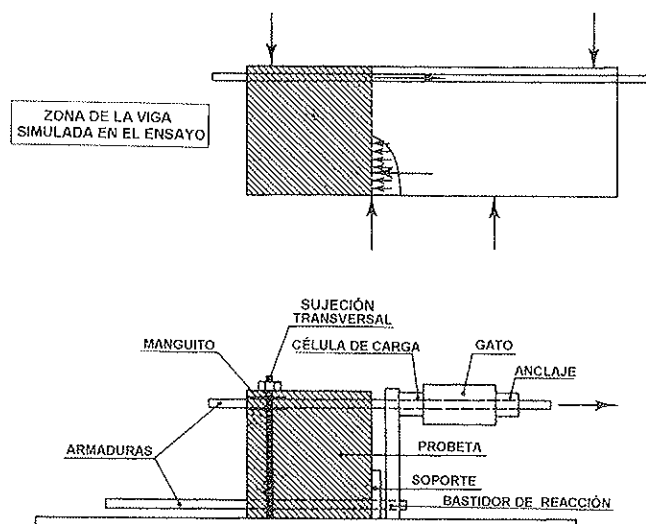


Figura 4. Esquema del ensayo de adherencia.

quedando los cercos prácticamente sin corroer. En dicha Figura, también se muestran las rectas obtenidas mediante un análisis de regresión lineal de los resultados: la recta de ajuste y las rectas límites de confianza del 95%. En la Tabla I se dan las expresiones algebraicas de la recta de ajuste y de las rectas límite inferior del 95% de confianza. Aunque los valores experimentales de la pérdida de radio, x , estuvieron comprendidos entre 0,04 y 0,5 mm, parece adecuada la extrapolación de los resultados hasta $x = 1,0$ mm.

Las expresiones de las rectas límite inferior del 95% de confianza pueden utilizarse para la evaluación de la adherencia residual, cuando la relación ρ es mayor que 0,25 (mínima especificada por el Eurocódigo 2) o cuando no haya cercos, teniendo en cuenta la reducción de la sección de los cercos causada por la corrosión en el valor de la cuantía ρ .

Si la cuantía de los cercos en la zona de anclaje fuera menor que la mínima o si siendo inicialmente mayor, la corrosión la redujera por debajo de la mínima, el valor de la adherencia residual tendría un valor intermedio entre aquellos obtenidos con las expresiones de las rectas límite de la Tabla I.

Para cubrir estos casos intermedios, se desarrolló una expresión a partir de las obtenidas en el citado análisis de regresión. Con dicha expresión (5), se puede obtener el valor de la adherencia residual para valores de la pérdida de radio comprendidos entre 0,05 mm y 1,0 mm, siempre que $\rho \leq 0,25$:

$$f_b = 10,04 + [-6,62 + 1,98 (\rho/0,25)] [1,14 + x] \quad (5)$$

$$\rho = n [(\phi_w - \alpha x)/\phi]^2$$

donde f_b es la adherencia (en MPa), x la pérdida de radio (en mm), ϕ el diámetro de la armadura principal (en mm), ϕ_w el diámetro

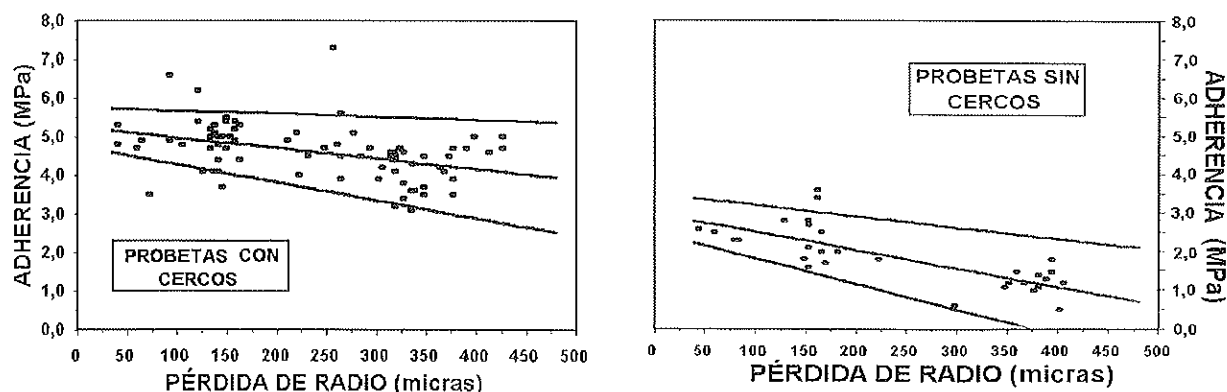


Figura 5. Valores experimentales de la adherencia en barras corroídas.

Tabla I
Expresiones de las rectas obtenidas con el análisis de regresión lineal

	Adherencia (MPa)	
	Bloques con cercos	Bloques sin cercos
Recta de ajuste	$5,25 - 2,72 x$	$3,00 - 4,76 x$
Recta límite inferior del 95% de confianza	$4,75 - 4,64 x$	$2,50 - 6,62 x$

x = pérdida de radio en mm ($0,05 \leq x \leq 1,0$ mm).

de los cercos de la zona de anclaje (en mm), n el número de cercos y α depende del tipo de ataque (ver apartado 2).

De acuerdo con el trabajo experimental, estas expresiones también pueden aplicarse para evaluar la interacción hormigón/acero en las partes intermedias de la armadura. En estos casos, la estimación del valor p tiene que hacerse reemplazando el número de cercos, n , de la zona de anclaje por $200/s$, donde s es la separación entre cercos (en mm).

Es sabido que la presión externa aumenta el confinamiento de las barras situadas en la zona de anclaje y, consecuentemente, la adherencia mejora, como ocurre en la zona de apoyos. Este efecto positivo es contemplado en el Eurocódigo 2 [12] cuando se cal-

cula la resistencia a la adherencia de barras corrugadas no corroídas.

Con el objeto de explorar este aumento de la adherencia en armaduras corroídas, se realizaron ensayos con vigas con dos cuantías de cercos, diseñadas para fallar cuando lo hiciera el anclaje de las barras a tracción [7] (Figura 6). Se crearon dos zonas no adherentes en cada uno de los extremos de cada viga para limitar la longitud adherente de aquellas barras en la zona de anclaje y para poder instrumentarlas.

El hormigón se fabricó con un 3% de cloruro cálcico. Tras el fraguado y curado de las vigas, las barras traccionadas ($2\phi 12$ mm) fueron sometidas a un proceso de corrosión acelerada, similar al descrito en [1] a [4],

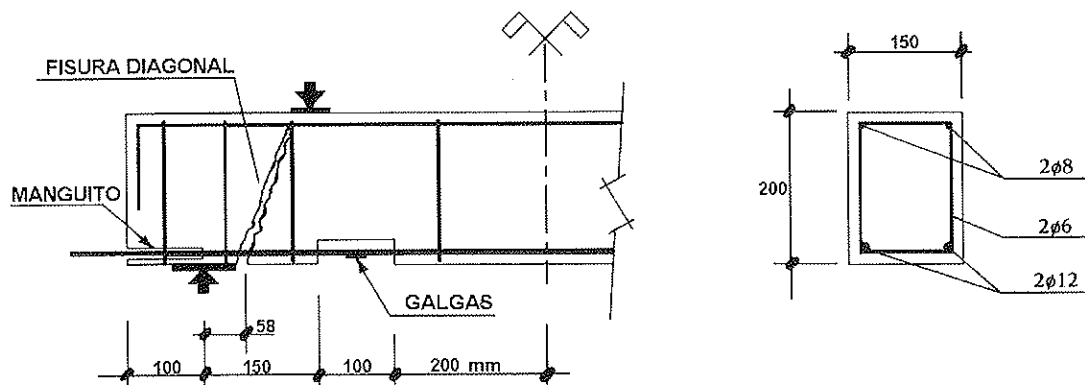


Figura 6. Esquema del ensayo para evaluar la influencia de la presión externa en el valor residual de la adherencia.

mediante la aplicación de una densidad de corriente de unos $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ durante un período de tiempo comprendido entre los 80 y los 150 días.

Posteriormente, las vigas fueron ensayadas aplicando dos cargas concentradas simétricas. Los ensayos se desarrollaron con un incremento constante del desplazamiento del gato ($0,30 \text{ mm}/\text{min}$). Las armaduras traccionadas se instrumentaron con galgas extensiométricas para evaluar el esfuerzo de tracción durante el ensayo (Figura 6).

Generalmente, la rotura de la viga tuvo lugar tras la aparición de una fisura diagonal a cortante (Figura 6), que dividía la viga en dos bloques conectados por la armadura transversal, la rótula de hormigón formada en la parte superior de la sección, y las armaduras traccionadas. Posteriormente, la carga disminuyó y se mantuvo ligeramente constante hasta alcanzar la rotura completa por deslizamiento de las armaduras traccionadas en uno de sus extremos.

La Tabla II resume los resultados obtenidos. La pérdida de radio en las barras inferiores se obtuvo por el método gravimétrico, pesando la barra antes y después de ser corroída, tras eliminar los óxidos producidos. El valor experimental de la adherencia, f_b , se obtuvo dividiendo el esfuerzo a tracción producido en las barras principales, después de que apareciera la fisura diagonal, por la superficie cilíndrica que rodea la barra a lo

largo de 58 mm (Figura 6). Se consideró que esta longitud era aquélla en la que la adherencia aumentaba debido a la presión en los apoyos. La presión en el apoyo, p , corresponde a la presión externa producida por la reacción del apoyo en la situación de rotura. El valor f'_b (resistencia de adherencia sin presión externa) se calculó utilizando la expresión de la regresión lineal que aparece en la Tabla I para bloques con cercos.

Utilizando una expresión similar a la que propone el Eurocódigo 2 [12] para comparar f_b y f'_b :

$$f_b = f'_b / (1 - kp)$$

se obtuvieron los valores de k mediante ajuste con los resultados experimentales (Tabla II). El valor medio de k es $0,098$ con una desviación estándar de $0,013$ y el valor característico menor es, aproximadamente, $0,08$.

Si se divide la expresión propuesta en la Tabla I por $(1 - kp)$ con $k = 0,08$, se obtiene una expresión para evaluar la adherencia:

$$f_b = (4,75 - 4,64 x) / (1 - 0,08 p) \quad (6)$$

donde f_b es la adherencia (en MPa), x es la pérdida de radio (en mm) y p la presión externa en la zona de anclaje (en MPa). Esta expresión puede utilizarse para evaluar el anclaje de la armadura en los apoyos, independientemente de la cantidad de cercos o de su nivel de corrosión.

Tabla II
Valores de la adherencia bajo la influencia del apoyo

N.º de viga	Pérdida de radio x (mm)	f_b (MPa)	Presión en el apoyo p (MPa)	f'_b (MPa)	k
1	0,270	11,1	5,46	4,52	0,109
2	0,250	14,8	8,16	4,57	0,085
3	0,205	14,3	7,47	4,69	0,090
4	0,260	12,5	6,61	4,54	0,096
5	0,275	13,4	7,36	4,50	0,090
6	0,325	10,2	5,29	4,37	0,108
7	0,280	12,8	6,26	4,49	0,104

f_b = valor experimental de la adherencia.

f'_b = valor de la adherencia para $p = 0$, calculado de acuerdo con la Tabla I.

La mejora de la adherencia en zona de apoyos fue también verificada experimentalmente durante los ensayos de carga de vigas corroídas: las barras ancladas en la zona de apoyos no sufrieron deslizamiento a pesar del gran deterioro que presentaban las vigas, con notable corrosión en los cercos y fisuración del hormigón, debido a la presión externa existente en estas zonas.

En la Figura 7, se muestra una aplicación de las propuestas mencionadas para una barra de $\phi 16$ mm, sin cercos (curva 3) o con tres cercos $\phi 6$ mm en la zona de anclaje. Las curvas 1 y 2 representan la reducción de la adherencia en el anclaje del extremo de la viga, situado fuera de los apoyos, y la curva 4 la reducción de la adherencia en los apoyos con una presión externa $p = 5$ Mpa. Mientras que en la curva 1 se considera corrosión uniforme de los cercos, en la curva 2 los cercos se corroen localizadamente con $\alpha = 10$.

5. VIGAS DE HORMIGÓN CON ARMADURAS CORROÍDAS

5.1 Trabajo experimental

La evaluación del comportamiento estructural de los elementos a flexión con armaduras corroídas, se llevó a cabo mediante un amplio trabajo de investigación [3][5][7], en

el que se ensayaron 40 vigas, de dimensiones $2300 \times 200 \times 150$ mm, cuyas armaduras fueron corroídas hasta alcanzar pérdidas medias de radio superiores a $600 \mu\text{m}$, formándose en algunos casos grandes picaduras.

En la Tabla III y la Figura 8 se muestran las características de algunas de las vigas ensayadas. Las vigas tipo 11 se diseñaron con cuantía baja de armadura traccionada (0,5%) y con una separación entre cercos ligeramente menor que el canto útil d . Las vigas tipo 31 se diseñaron con una cuantía elevada de armadura traccionada (1,5%) y con una separación entre cercos cercana a $0,5 d$.

Como en otros ensayos, algunas vigas se fabricaron con hormigones con un 3% de cloruro cálcico. Después del fraguado y curado del hormigón, las armaduras de aquellas vigas con cloruro cálcico se sometieron a un proceso de corrosión acelerada, durante el que se aplicó una densidad de corriente de unos $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ durante un período de tiempo que osciló entre los 100 y los 190 días. En la Tabla III, se facilitan el valor medio de la pérdida de radio final debida a la corrosión, obtenido mediante el método gravimétrico, y el valor máximo en las picaduras (entre paréntesis), obtenido mediante medida geométrica de la profundidad de las picaduras de cada barra.

Tanto las vigas corroídas como las no

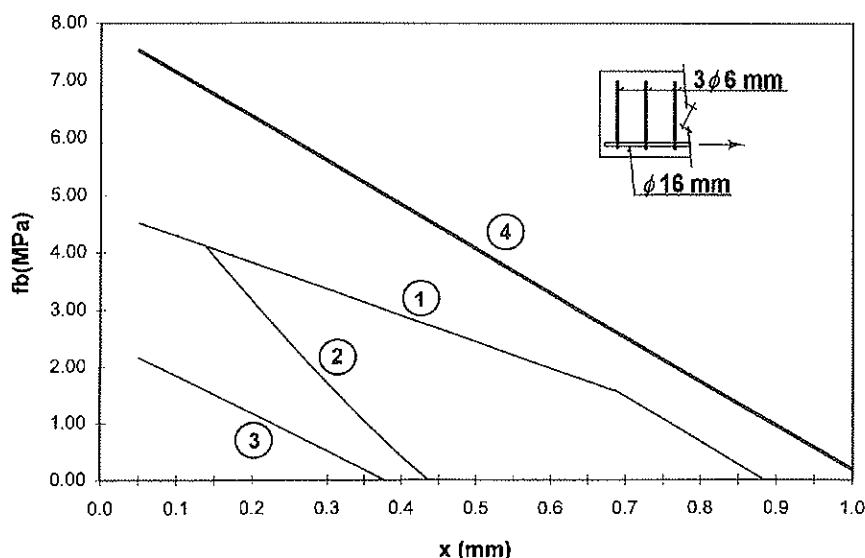


Figura 7. Valor característico de la adherencia residual frente a la pérdida de radio de la armadura.

Tabla III
Resultados de los ensayos con las vigas tipos 11 y 31

Tipo de viga	N.º de viga	Hormigón f _c (*) (MPa)	Pérdida de radio (mm)			Flecha a la carga de servicio (mm)	Momento Flector Último (kNm)	Esfuerzo Cortante a la carga máxima (kN)
			Tracción	Compresión	Cercos			
11	111	49,9	—	—	—	3,5	15,1	20,7
	112	49,9	—	—	—	3,2	15,7	21,6
	115	31,4	0,36 (1,0)	0,26	0,37 (3,0)	4,0	11,6	15,9
	114	36,8	0,45 (1,1)	0,52	0,39 (3,1)	3,2	10,5	14,4
	113	36,8	0,49 (1,3)	0,56	0,49 (3,9)	3,6	10,1	13,9
	116 (+)	31,4	0,71 (2,1)	0,48	0,66 (5,0)	6,1	8,6	11,9
31	311	48,8	—	—	—	5,3	38,1	52,3
	312	48,8	—	—	—	5,5	38,8	53,2
	313	35,8	0,30 (1,3)	0,20	0,35 (2,8)	5,5	28,2	38,7
	314	35,8	0,48 (1,3)	0,26	0,50 (4,0)	5,5	28,5	39,0
	316	37,3	0,42 (1,8)	0,37	0,54 (4,3)	5,9	27,5	37,7
	315 (+)	37,3	0,51 (2,0)	0,34	0,63 (5,0)	7,7	20,2 (x)	27,7

* Resistencia a compresión a la edad del ensayo de carga.

+ Viga mantenida 180 días bajo condiciones de corrosión espontánea, después de haberse corroído durante 190 días mediante un proceso acelerado.

x Valor correspondiente a la carga de rotura (rotura a cortante).

corroídas fueron ensayadas hasta la rotura mediante la aplicación de dos cargas concentradas y simétricas a 800 mm de los apoyos. Las vigas estaban simplemente apoyadas y tenían un vano de 2000 mm. La carga se aplicó con incremento constante de desplazamiento en el gato y durante el proceso de

carga, se hizo un seguimiento continuo de la flecha en el centro del vano. También se midieron los acortamientos máximos del hormigón en la cabeza comprimida de la sección del centro del vano.

Aunque una información más detallada

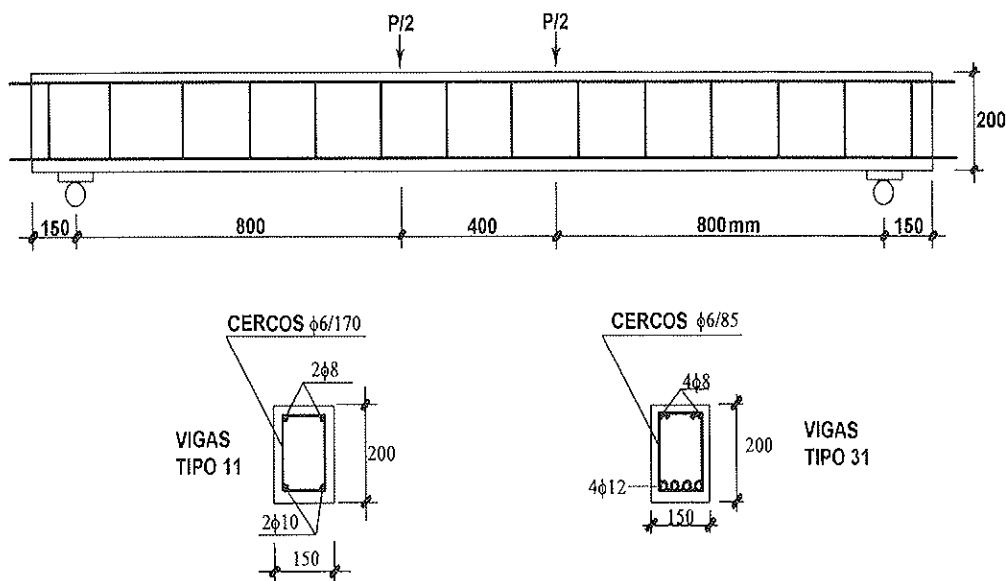


Figura 8. Esquema de algunas vigas ensayadas.

puede encontrarse en otros artículos ya publicados [3][5][7], en la Tabla III se recogen algunos de los resultados que se comentan en este artículo. Los valores del esfuerzo cortante y del momento flector corresponden a los máximos obtenidos durante el ensayo de carga. Los momentos flectores se obtuvieron a partir de consideraciones del equilibrio, en las que se tuvo en cuenta las reacciones horizontales debidas al rozamiento en los apoyos de la viga.

5.2 Discusión de los resultados

Antes de discutir los resultados, es preciso señalar que la resistencia a compresión del hormigón empleado en las vigas sin cloruros (armaduras no corroídas) fue significativamente mayor que la de aquellas con armaduras corroídas.

Como se muestra en la Tabla III, la corrosión redujo la capacidad portante de las vigas e incrementó la flecha en el centro del vano, debido principalmente a la disminución de la sección de las armaduras traccionadas y la fisuración del hormigón producida por la corrosión de las armaduras.

5.2.1 Momento flector último

La rotura de las vigas tipo 11, con baja cuantía de armadura a tracción (0,5%), se produjo por rotura del acero, con fisuración importante del hormigón en su parte inferior, manteniéndose un comportamiento dúctil en la mayoría de los casos. Por el con-

trario, en las vigas tipo 31, con cuantía elevada de armaduras a tracción (1,5%) y cuantía elevada de cercos ($\phi 6$ mm cada 85 mm), la rotura tuvo lugar por aplastamiento del hormigón en la zona comprimida, con pandeo de las armaduras. El deterioro del hormigón que rodeaba a las armaduras comprimidas aceleró la rotura que tuvo lugar con una importante reducción de la ductilidad de la viga.

La Figura 9 muestra los valores experimentales de los momentos flectores últimos en vigas con bajas y altas cuantías de armaduras a tracción. También se representan los valores deducidos con los modelos del Eurocódigo 2 [12], cuando se considera la sección residual de la armadura traccionada y la sección completa de hormigón (valor alto) o la sección de hormigón deteriorada sin la contribución de recubrimiento de la cara superior (valor bajo).

Los resultados anteriores ponen de manifiesto que puede obtenerse un valor conservador del momento flector último en estas vigas, utilizando los modelos de hormigón convencionales de aplicación en secciones de hormigón no deterioradas, siempre que se considere la sección reducida de la armadura y la sección reducida del hormigón sin la contribución del recubrimiento en la cara comprimida.

5.2.2 Esfuerzo cortante último

En el trabajo experimental mencionado anteriormente, también se ensayaron vigas con cuantía elevada de armadura tracciona-

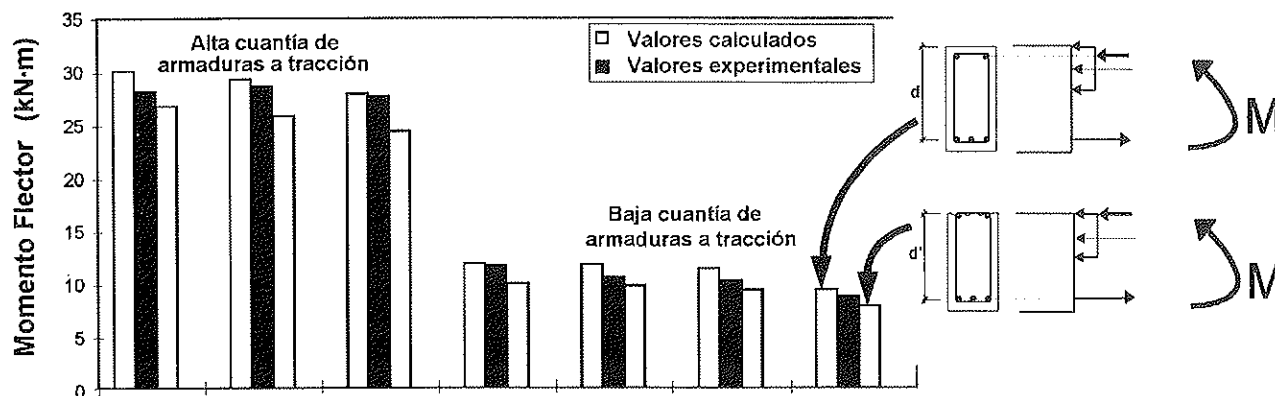


Figura 9. Momentos flectores últimos en vigas con armaduras corroídas.

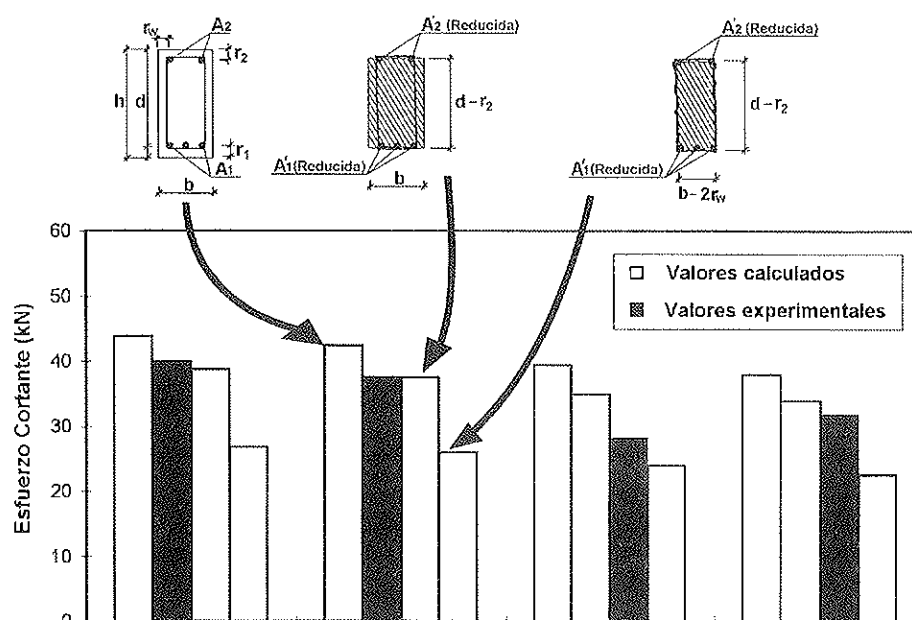


Figura 10. Esfuerzos cortantes últimos en vigas con armaduras corroídas.

da pero con una cuantía media de cercos, de forma que fallaran por momento flector, con aplastamiento del hormigón [3]. Sin embargo, la corrosión afectó al tipo de fallo y la mayoría de las vigas corroídas ensayadas en el proyecto fallaron por esfuerzo cortante. Las causas de este comportamiento fueron:

- La corrosión por picaduras en los cercos, de forma que muchos de ellos fallaron prematuramente.
- El desprendimiento del recubrimiento de hormigón a compresión, producido por la corrosión de las armaduras comprimidas y de los cercos, al que se añadieron las tensiones rasantes producidas por las cargas.

La Figura 10 muestra los valores experimentales del esfuerzo cortante último en algunas vigas corroídas con cuantía elevada de armadura traccionada (1,5%), y cercos $\phi 6$ mm cada 170 mm. También se representan los valores obtenidos por el método estándar del Eurocódigo 2 [12], considerando la sección residual de la armadura y la sección completa de hormigón (valor más elevado), sección deteriorada con ausencia de recubrimiento en la cara comprimida (valor intermedio), y sección deteriorada sin recubrimiento tanto en la cara comprimida como en las caras laterales (valor más bajo).

Los resultados anteriores ponen de manifiesto que puede obtenerse un valor conservador del esfuerzo cortante último mediante los modelos de hormigón convencionales, siempre que se considere la sección reducida de la armadura y la sección reducida del hormigón sin la contribución de los recubrimientos de la cara comprimida y de las caras laterales.

5.2.3 Curvas carga-flecha

En la Figura 11, se muestran las curvas “carga-flecha en centro de vano” de las vigas tipo 11. En dicha Figura, se indican también los valores de la deformación máxima a compresión, ϵ_c , medidos en la cabeza comprimida en el centro del vano de la viga, junto a los de la deformación a tracción, ϵ_s , en las armaduras inferiores. Estos últimos fueron estimados por consideraciones de equilibrio a partir de los valores ϵ_c .

Las vigas no corroídas (vigas 111 y 112) presentan una curva similar en la que aparece un cambio de pendiente cuando la armadura a tracción alcanza el límite elástico. El ensayo de carga de la viga 111 fue detenido cuando se alcanzó una flecha de 45 mm sin haberse alcanzado ni la rotura del hormigón ni la de las armaduras a tracción, aunque ya se había

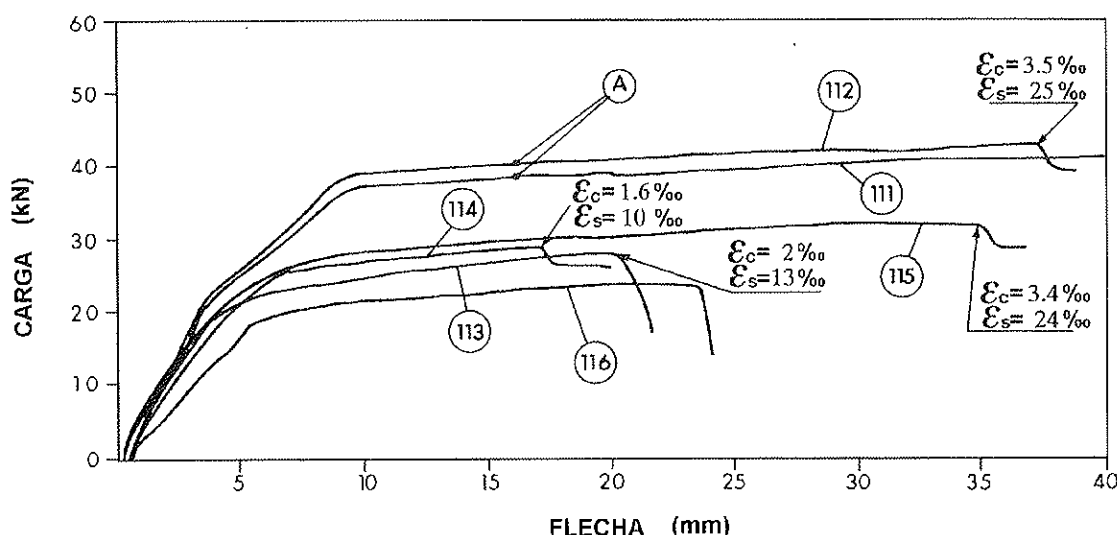


Figura 11. Curvas carga-flecha en vigas con cuantía baja de armaduras (0,5%).

sobrepasado el valor nominal de rotura a tracción de las armaduras inferiores (punto A, correspondiente a $\epsilon_s = 1\%$). En la viga 112 se alcanzó el aplastamiento del hormigón cuando la flecha era de 35 mm y también se había sobrepasado el valor nominal de rotura a tracción de las armaduras inferiores.

Las vigas con armaduras poco corroídas tuvieron un comportamiento similar, cuando el recubrimiento de hormigón de la cara superior estaba poco deteriorado (viga 115). Sin embargo, otras vigas sufrieron un aplastamiento prematuro del hormigón para valores de la deformación significativamente inferiores a 0,0035 (viga 114). Por último, las vigas muy deterioradas fallaron por rotura de las armaduras traccionadas en secciones con picaduras (vigas 113 y 116).

Como resumen, puede decirse que la rotura de las vigas muy corroídas con baja cuantía de armadura (0,5%) tuvo lugar por rotura de las armaduras traccionadas en secciones con picaduras, conservando un comportamiento dúctil a pesar de alcanzarse picaduras de 1 a 2 mm de espesor.

En la Figura 12, se muestran las curvas "carga-flecha en centro de vano" de las vigas tipo 31. Las vigas no corroídas (vigas 311 y 312) presentan una curva similar en la que aparece un cambio de pendiente cuando la armadura a tracción alcanza el límite elástico. Después del tramo casi horizontal, se produjo el aplastamiento del hormigón de la

cara superior, para flechas de unos 25 mm y valores de ϵ_c mayores que 0,0035.

Las vigas corroídas fallaron por aplastamiento del hormigón para flechas menores que las alcanzadas por las vigas no corroídas y valores de ϵ_c , mucho menores que 0,0035. En algunos casos, se produjo un descenso de la carga cuando las armaduras traccionadas no habían alcanzado su límite elástico, debido al deterioro prematuro del hormigón de la cara superior como consecuencia de la corrosión de las armaduras comprimidas (vigas 314 y 316). En estos casos, posteriormente se observó un ligero incremento de la carga atribuible a la colaboración de la parte sana del hormigón de la cara superior y al aumento de la tensión en las barras traccionadas que no habían alcanzado el límite elástico. Por último, la curva más baja corresponde a la viga 315 que falló por cortante.

Como resumen, puede decirse que la rotura de la mayor parte de las vigas corroídas del tipo 31 tuvo lugar por el aplastamiento prematuro del hormigón, para valores de la deformación muy inferiores a 0,0035, debido al deterioro del hormigón producido por la corrosión.

5.2.4 Pérdida del efecto compuesto (interacción hormigón/acero)

Parece aceptarse que el deterioro de la adherencia es un aspecto de gran relevancia

en el comportamiento de las estructuras con armaduras corroídas.

A este respecto, algunos autores han estudiado con detalle el comportamiento de vigas biapoyadas con armaduras sanas, sin recubrimiento de hormigón en toda la longitud de la viga (armaduras no adherentes) excepto en la zona de anclaje en sus extremos, pretendiendo así simular el caso de vigas con armaduras muy corroídas en las que el anclaje de las armaduras estuviese garantizado por la presión externa en zona de apoyos.

Cairns y otros [17][18] llevaron a cabo estudios con vigas no corroídas sometidas a esfuerzo cortante, armadas con armaduras traccionadas no adherentes (cuantías del orden del 1,5-2,0%) y ancladas en sus extremos. Según dichos estudios, tres síntomas permiten detectar la falta de adherencia de las armaduras traccionadas, produciéndose el efecto arco (arco atirantado):

- La reducción de la capacidad portante de las vigas.
- La reducción de la ductilidad con reducción de la pendiente de la curva

carga/flecha en los escalones iniciales de carga y reducción del valor de la flecha que se produce después de que la armadura alcanza el límite elástico.

- El aumento del acortamiento unitario ϵ_c en la cabeza comprimida del hormigón en la zona de momento constante.

Los dos primeros síntomas fueron observados en los ensayos llevados a cabo con vigas corroídas. Sin embargo, no se observó ningún aumento de los acortamientos en la cabeza comprimida de las vigas. Por el contrario, la mayor parte de las vigas tipo 31 sufrió un aplastamiento prematuro del hormigón para valores de la deformación muy inferiores a 0,0035. Además, los valores de la tensión de adherencia calculados a partir de los valores experimentales del esfuerzo cortante máximo en estas vigas, no sobrepasaron los estimados mediante las expresiones del apartado 4, lo que permite pensar que en el instante de la rotura todavía se contaba con un valor residual de resistencia a la adherencia significativo.

Por lo tanto, la pérdida de la interacción hormigón/armadura no tiene una influencia importante en el comportamiento de esta

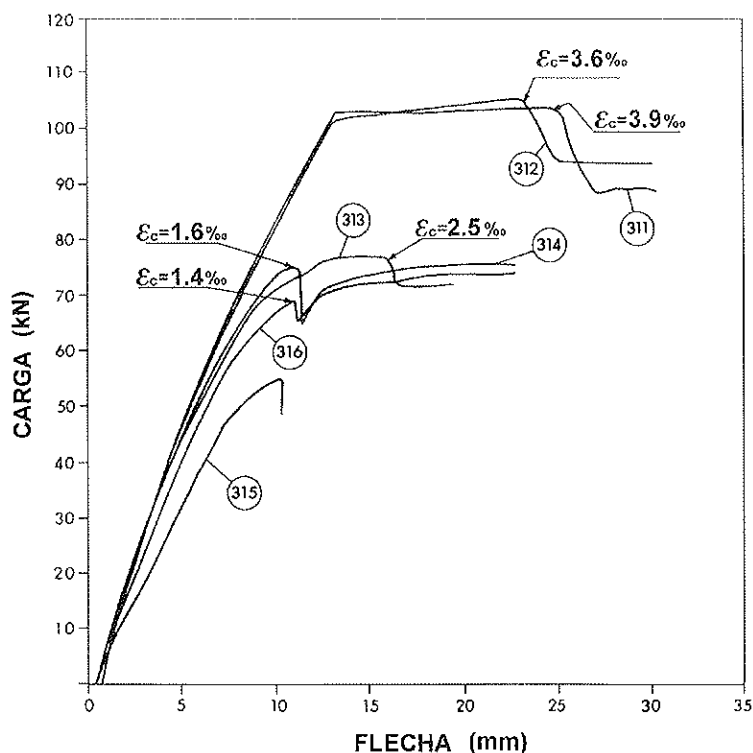


Figura 12. Curvas carga-flecha en vigas con cuantía elevada de armaduras (1,5%)

tipología de vigas corroídas, armadas con cercos y con armaduras ancladas en zonas de apoyo. Por otra parte, la reducción de la capacidad portante y de la ductilidad son principalmente debidas a la reducción de la sección del acero y a la fisuración del recubrimiento de hormigón, efectos estos últimos mucho más relevantes que la posible pérdida de adherencia.

La experimentación realizada con vigas corroídas ha puesto de manifiesto que la simulación llevada a cabo por otros autores con vigas armadas con armaduras no adherentes no refleja adecuadamente el efecto de la corrosión en las vigas.

5.2.5 Estados Límites de Servicio

El deterioro de los materiales y cierta pérdida del efecto compuesto debido al deterioro de la adherencia son dos aspectos que influyen en el comportamiento de las vigas corroídas bajo las cargas de servicio (ELS).

Aunque no se consideró la pérdida del efecto compuesto en los estados límites últimos, pues otros factores tienen mayor influencia en el comportamiento de la viga (picaduras y deterioro del hormigón), es necesario considerar esta pérdida para poder predecir el comportamiento de las vigas en los ELS.

De la experimentación realizada, se observa que puede evaluarse de forma aproximada la flecha en el centro del vano de la viga y el ancho de fisura producida por cargas, utilizando los modelos del Eurocódigo 2 [12], considerando la sección reducida del acero y reduciendo las propiedades adherentes de las barras corrugadas corroídas a las de las barras lisas sanas.

6. EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS SOPORTES DE HORMIGÓN CORROÍDOS

El estudio de los soportes de hormigón con armaduras corroídas ha sido objeto de otros trabajos [4][6], en los que se facilita una información detallada.

Tres aspectos afectan al comportamiento de los soportes corroídos:

- El deterioro de la sección de hormigón.
- El aumento de la excentricidad de la carga debido al deterioro asimétrico del recubrimiento de hormigón.
- La reducción probable de la resistencia de las armaduras debido a su prematuro pandeo.

siendo el primero el aspecto con mayor incidencia en la reducción de la capacidad portante de estos soportes.

Es posible estimar el valor del esfuerzo axil último mediante los modelos de hormigón convencionales, considerando las secciones reducidas del acero y el hormigón (sin el espesor de recubrimiento en sus caras).

Además, debe considerarse en el cálculo una excentricidad mecánica adicional en cada dirección, igual al espesor del recubrimiento mecánico correspondiente, debido al posible deterioro desigual en las caras del soporte [4].

Por último, puede producirse un pandeo prematuro de las armaduras principales cuando rompen los cercos en los que se han formado picaduras. Este efecto puede tenerse en cuenta reduciendo la resistencia de cálculo de las armaduras comprimidas a valores inferiores a 0,5 veces el límite elástico [4].

7. CONCLUSIONES

Se han resumido los aspectos principales que afectan al comportamiento de las estructuras con armaduras corroídas, entre los que se han mencionado: la disminución de la sección de las armaduras, la fisuración del recubrimiento de hormigón y el deterioro de la adherencia entre hormigón y armaduras. A este respecto, se han propuesto expresiones para evaluar la sección residual de las armaduras, el ancho de fisura en la superficie del hormigón (paralelo a la armadura) y el valor residual de la resistencia a la adherencia.

También se ha resumido el comportamiento estructural de vigas y soportes con

armaduras corroídas, bajo la actuación de las cargas de servicio (estados límites de servicio) y las cargas últimas o de rotura (estados límites últimos).

La evaluación de la capacidad portante residual de las estructuras con armaduras corroídas puede llevarse a cabo mediante los modelos de hormigón convencionales, habitualmente aplicados a estructuras no corroídas, considerando las características de las secciones deterioradas del hormigón y del acero.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a M.^a Cruz Alonso y M.^a Carmen Andrade del ICCET su contribución al procedimiento de corrosión acelerada y al estudio de la fisuración. Asimismo, agradecen a A. Marta García, Juan A. Bolaño y Alfredo Navarro de GEOCISA su contribución al procedimiento de corrosión acelerada.

El proyecto de investigación BRITE/EURAM BE-4062 "The service life of reinforced concrete structures", subvencionado por la UE, finalizó en 1996 y fue desarrollado por GEOCISA en colaboración con BCA (Reino Unido), ICCET (España), CBI, Lund Institute and Cementa (Suecia).

8. REFERENCIAS

1. Alonso, C.; Andrade, C.; Rodríguez, J.; Casal, J. y García, A.M. (1994). *Evaluación experimental de la fisuración del hormigón producida por la corrosión de las armaduras*. Hormigón y Acero, n.º 194, pp. 29-42, ATEP.
2. Rodríguez, J.; Ortega, L.M.; Casal, J. y Vidal, M.A. (1993). *Disminución de la adherencia entre hormigón y barras corrugadas debida a la corrosión*. Hormigón y Acero, n.º 189, pp. 49-65. ATEP.
3. Rodríguez, J.; Ortega, L.M.; Casal, J. y Díez, J.M. (1996). *Comportamiento estructural de vigas de hormigón con armaduras corroídas*. Hormigón y Acero, n.º 200, pp. 113-131, ATEP.
4. Rodríguez, J.; Ortega, L.M.; Casal, J. y Díez, J.M. (1996). *Estudio experimental sobre la capacidad portante de soportes de hormigón con armaduras corroídas*. Hormigón y Acero. ATEP (publicado en este mismo número).
5. Rodríguez, J.; Ortega, L.M. and Casal J. (1995). *Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement*. Int. Conf. on Structural Faults & Repairs, London, UK (Ed. M.C. Forde), Vol. 2, pp. 189-198.
6. Rodríguez, J.; Ortega, L.M. and Casal, J. (1996). *Load bearing capacity of concrete columns with corroded reinforcement*. Proceedings of the 4th Int. Symp. on the Corrosion of Reinforcement in Concrete Structures, pp. 220-230, Cambridge, UK.
7. Rodríguez, J.; Ortega, L.M.; Casal, J. and Díez, J.M. (1996). *Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement*. Proceedings of 4th Int. Congress on Concrete in the Service Mankind, Vol. "Concrete Repair, Rehabilitation and Protection", pp. 65-78, Dundee, UK.
8. Feliú, S.; González, J.A.; Feliú S. Jr. and Andrade, C. (1990). *Confinement of the electrical signal for insitu measurement of polarization resistance in reinforced concrete*. ACI Materials Journal, Sept.-Oct. pp. 457-460.
9. Rodríguez, J.; Ortega, L.M.; y García, A.M. (1993). *Medida de la velocidad de corrosión de las armaduras en estructuras de hormigón, mediante un equipo desarrollado dentro del proyecto Eureka EU-401*. Hormigón y Acero, n.º 189, pp. 79-91.
10. González, J.A.; Andrade, C.; Alonso, C. and Feliú, S. (1995). *Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement*. Cement and Concrete Research, Vol. 25, n.º 2, pp. 257-264.
11. Andrade, C.; Alonso, C.; García, D. and Rodríguez, J. (1991). *Remaining lifetime of reinforced concrete structures: Effect of corrosion on the mechanical properties of the steel*. Int. Conf. on Life Prediction of Corrodible Structures, NACE, Cambridge, UK, pp. 12/1-12/11.

12. European Committee for Standardization (1991). *Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1: General rules and rules for buildings*. CEN, Brussels, ENV 1992-1-1.

13. Andrade, C.; Alonso, C. and Molina, F.J. (1993). *Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I-Experimental test*. Materials and Structures, Vol. 26, pp. 453-464.

14. Andrade, C.; Alonso, C.; Rodríguez, J.; Casal, J. and Díez, J.M. (1995). *Relation between corrosion and cracking*. Internal report of Brite/Euram project BE4062. DG XII, C.E.C.

15. Alonso, C.; Andrade, C.; Rodríguez, J. and García, M. (1996). *Cover cracking and amount of rebar corrosion: Importance of the current applied in accelerated tests*. Presented at 4th Int. Congress on Concrete in the Service Mankind, Vol. "Concrete Repair, Rehabilitation and Protection", pp. 263-273, Dundee, UK.

16. Chana, P.S. (1990). *A test method to establish realistic bond stresses*, Magazine of Concrete Research, Vol. 42, n.º 151, pp. 83-90.

17. Cairns, J. Consequences of bond loss for behaviour of reinforced concrete beams, Proceedings 5th International Conference on Structural Faults and Repairs, Edinburgh, 1993, Vol. 3, pp. 149-154.

18. Cairns, J. and Watson, D. Structural aspects of concrete repairs: behaviour of beams with exposed aggregates, 4th International Conference on Deterioration &

Repairs of Reinforced Concrete in the Arabian Gulf, 1993.

RESUMEN

La corrosión de las armaduras afecta al comportamiento de las estructuras de hormigón, tanto en las situaciones correspondientes a los estados límites últimos (reducción de la capacidad portante) como a los de servicio (aumento de las deformaciones y de la fisuración). En este artículo, se aportan algunas propuestas sobre el efecto de la corrosión en la reducción de la sección de las armaduras, en la fisuración de la superficie del hormigón y en el deterioro de la adherencia entre acero y hormigón. Además, se hacen algunas consideraciones prácticas para la evaluación de las estructuras corroídas, en servicio y bajo carga última.

SUMMARY

Corrosion of reinforcement affects the performance of concrete structures under the Ultimate and Serviceability Limit States. Some proposals are presented on the reduction of reinforcing bar section, the cracking at the concrete surface and the bond deterioration between steel and concrete. Beside, some practical considerations are summarized to predict the ultimate actions effect and the serviceability conditions in concrete elements with corroding reinforcement.

Puente de ferrocarril sobre el río Ebro en Amposta

Luis Carrillo Gijón

Manuel Juliá Vilardell

Dres. Ingenieros de Caminos
Cubiertas y M.Z.O.V.

1. ANTECEDENTES

En la actualidad, se está desarrollando el plan de acondicionamiento de la infraestructura ferroviaria de la línea Valencia-Barcelona, para doble vía y velocidad de circulación de 220 km/h. Dentro de este corredor, un tramo de especial relevancia es el que se ubica entre Alcanar y Camarles, ya que este tramo cruza el Río Ebro, y por este motivo se ha construido una plataforma ferroviaria

de nuevo trazado, con una longitud de 16 km, que supone un ahorro de 19 km respecto al trazado actual, en el que, el paso del Ebro se realiza a 12 km aguas arriba.

Para resolver el cruce del río Ebro se ha construido este puente, de 1.006 m de longitud, con una luz máxima de 92,0 m, que es la mayor existente en España para un puente de ferrocarril con tablero de hormigón (Figura 1).



Figura 1

La longitud del puente ha quedado determinada por la necesidad de salvar el cauce y la llanura de inundación del río, con un trazado ferroviario apto para velocidad alta.

2. EL DISEÑO DEL PUENTE

La solución adoptada para la definición del puente ha intentado integrar una funcionalidad óptima, con una obra económica y una solución de mínimo impacto en el cruce del río Ebro.

Por este motivo, se han diseñado 17 vanos isostáticos, con luces comprendidas entre 40,67 y 41,0 m, con los que se atraviesa la zona de la vega en la margen derecha, y 5 vanos hiperestáticos, con luz central de 92 m, para salvar el río.

La posición de las pilas hubo de ajustarse para no interferir con los canales de riego situados en ambas márgenes del río, ni con la carretera de Amposta a Tortosa.

Como consecuencia de todo ello, la solución adoptada está formada por dos estructuras consecutivas, de tipo estructural diferente. La primera, isostática, comprende desde el estribo de la margen derecha hasta la pila 17, estando los tableros de cada vano tablero formados por 5 vigas prefabricadas.

La segunda estructura, hiperestática, está constituida por un tramo continuo, de 5 vanos, con luces de 45, 58, 92, 58 y 45 m, apoyado sobre las pilas extremas 17 y 18 en la margen derecha, y sobre la pila 21 y estribo en la margen izquierda, mientras que en las pilas del río, 19 y 20, el tablero está empotrado.

3. TABLERO DEL TRAMO ISOSTÁTICO

El tablero del tramo isostático está formado por 5 vigas prefabricadas de 2,55 m de canto, con una losa de compresión de 26 cm (Figura 2). Las dos vigas laterales son vigas artesas, con un peso de 115,4 t; y las tres centrales son de sección doble T, y pesan 95,4 t.

Las vigas extremas en forma de artesa, mejoran la vista lateral del tablero y dan continuidad al alzado lateral del tablero hiperestático.

4. TABLERO DEL TRAMO HIPERESTÁTICO

En los dos vanos extremos, el tablero es de sección constante, con canto de 2,80 m, igual al de los vanos isostáticos (Figura 3). En los vanos centrales, la sección es de canto



Figura 2

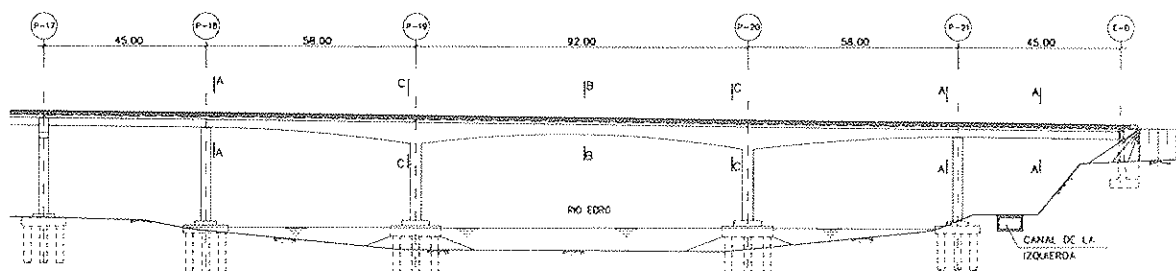


Figura 3. Alzado.

variable, con ley parabólica, desde los 7 m en el arranque de los empotramientos en las pilas del río, hasta los 3,75 m en la clave del vano central y 2,80 m en los apoyos sobre las pilas inmediatas a las del río.

Transversalmente (Figura 4), se trata de una sección cajón, monocelular, de 6,20 m de ancho, con dos voladizos, a ambos lados, de 3,30 m de longitud; lo que define un ancho total de plataforma de 12,80 m. Los paramentos son verticales y las almas de espesor constante, de 60 cm. La losa inferior del cajón es de espesor variable entre 25 y 100 cm, en tanto que la superior es constante, de 25 cm, con cartelas de enlace con las almas.

La construcción del vano central y los dos adyacentes se realizó por avance en voladizo (Figura 5), con un total de 14 avances por pila, que definen dovelas de longitudes variables entre 2,75 m y 3,50 m. Las dovelas homólogas del semivano central y las del

adyacente, tienen longitudes distintas para conseguir un equilibrio de momentos durante la construcción, dada la distinta variación del canto en uno y otro vano, haciendo con ello innecesaria la utilización de elementos provisionales de apeo. El vano central se termina hormigonando una dovela de cierre, de 3,0 m de longitud; mientras que los vanos adyacentes se unen con los dos extremos mediante una dovela de enlace, de 3,75 m.

El tablero está pretensado mediante 5 familias de cables (Figura 6). Siguiendo el orden de construcción, en primer lugar están los de voladizo, que discurren por la losa superior y se anclan en cada frente de dovela. Están formados, para cada "T", por 52 cables, de 12^o torones, unos de 15 mm y otros de 13 mm. En segundo lugar, los de los vanos extremos, colocados en las almas del cajón y tesados cuando todavía no se han unido a los vanos adyacentes, constituidos por 16 cables, de 19 torones de 15 mm, en cada vano extremo. En tercer lugar, los de con-

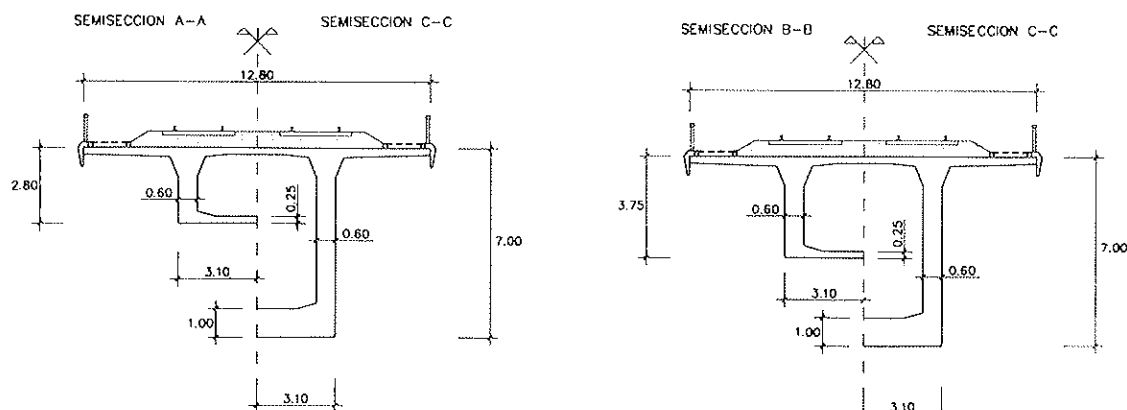


Figura 4. Secciones.

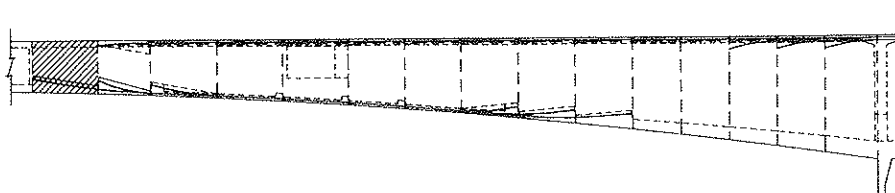


Figura 5

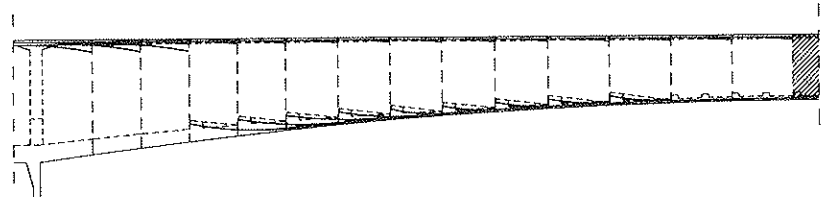
xión entre vanos extremos y adyacentes, formados por 4 cables, de 19 torones de 15 mm, y 8 cables de 12 torones de 15 mm, en cada conexión. En cuarto lugar, los de refuerzo de los vanos adyacentes, situados en la losa inferior, constituidos por 16 cables, de 12

torones de 15 mm. Y por último, los de continuidad, colocados en la losa inferior del vano central y tesados en la última operación que da lugar a la terminación de la estructura, están formados por 27 cables, de 19 torones de 15 mm.

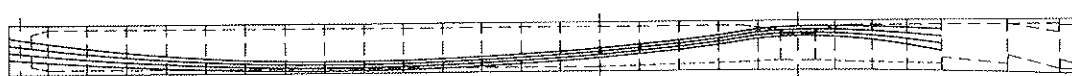
CABLES DE VOLADIZO Y REFUERZO TIPO "C" - VANDOS ADYACENTES - SECCION LONGITUDINAL



CABLES DE VOLADIZO Y CONTINUIDAD - SEMIVANO CENTRAL - SEMISECCION LONGITUDINAL



CABLES TIPO "A" (FASE ISOSTATICA) - VANDOS EXTREMOS - SECCION LONGITUDINAL



CABLES TIPOS "B" Y "D" - VANDOS EXTREMOS - SECCION LONGITUDINAL

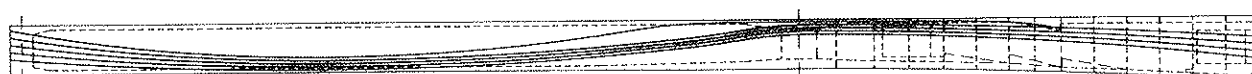


Figura 6

5. PILAS DEL TRAMO ISOSTÁTICO

Los fustes tienen sección cajón, de planta exterior de 2,70 x 4,50 m, con un espesor de pared de 0,35 m en la parte superior. Este espesor aumenta a 0,70 m en la parte intermedia, pasando la sección a ser maciza en la parte inferior.

La altura de los fustes varía entre los 18,10 y los 27,90 m y soportan un dintel; de planta rectangular de 12,80 x 2,70 m, con canto variable de 2,35 a 0,75 m. En el dintel se dispone un tope para evitar los desplazamientos horizontales del tablero.

La ejecución del fuste de estas pilas se realizó por tramos de 5 m de altura, con preparación de las armaduras en módulos ferrallados sobre el terreno, e izados posteriormente, mediante grúas móviles, que servían también para elevar los correspondientes encofrados trepadores. La construcción de los dinteles se realizó mediante encofrado prefabricado sostenido por una viga soporte y con la ferralla en jaulas fabricadas en taller a pie de obra.

6. PILAS DEL TRAMO HIPERESTÁTICO

La pila 17, sobre la que apoya el último tramo isostático y el primer vano hiperestático,

es también del tipo "Martillo", tiene una altura de 24 m, y su sección transversal es un cajón monocelular, de dimensiones exteriores iguales a 4,50 x 2,70 m, con un espesor de pared de 0,35 m en la parte superior y de 0,70 m en la inferior. Las pilas 18 y 21, tienen un fuste de 21 y 25 m de altura, respectivamente, con sección rectangular hueca, de 6,20 x 3,00 m, y un espesor de pared de 0,40 m. Las pilas 19 y 20, en las que se empotra el tablero, tienen un fuste con sección cajón monocelular, de idénticas dimensiones a las de las pilas 18 y 21, siendo sus alturas de 19 y 17,9 m, respectivamente.

El proceso de ejecución de las pilas del cauce del río, estuvo condicionado, principalmente, por los accesos, ya que los caudales que presenta el Ebro obligaron a adoptar una serie de precauciones en las penínsulas que se utilizaron para preparar la cimentación (Figura 7). Por necesidades del plazo de ejecución, se optó por mantener la simultaneidad de las dos penínsulas tan sólo durante mes y medio, en el período de estiaje.

7. CIMENTACIONES

La complejidad de la geología del valle del Ebro, muy heterogénea, con turbas conteniendo gas, agua artesisana y presencia de sulfatos, junto con las exigencias que se

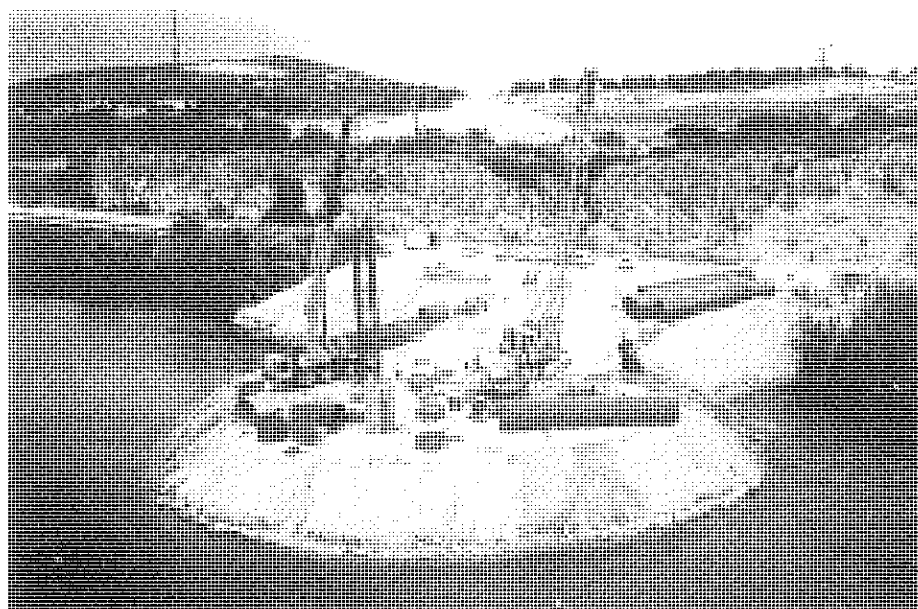


Figura 7

requieren para cimentar una estructura hiperestática, construida por avance en voladizo, se convierte en el problema técnico más importante de todo el proceso de diseño y construcción.

La solución adoptada ha consistido en una cimentación profunda, formada por encepados descansando sobre pilotes de 2 m de diámetro, con entubación de acero, perdida o recuperable, según los casos.

En función de las diferentes estratigrafías del terreno, según las zonas, y del tramo de viaducto que había que cimentar, el tipo de pilote empleado, con tubería de perforación recuperable o perdida, así como el número de pilotes por encepado y su profundidad, iba cambiando de unas pilas a otras.

Los estribos y las pilas 1 a 4, se han proyectado con cimentación directa sobre roca; y en el caso del estribo de la margen izquierda, se ha realizado, además, un tratamiento Jet para consolidar un estrato de arcilla limosa interpuesto entre el conglomerado superior y la arenisca inferior.

Los encepados de las pilas isostáticas tienen unas dimensiones de 12,40 x 12,40 x 2,20 m y sobre ellos se sitúa una basa que soporta la pila, con dimensiones de 7,80 x 6,00 x 1,10 m. En las pilas 5 a 9 y en la 21, se utilizó entubación recuperable; y la longitud de los pilotes osciló entre 24 y 34 m. Por el contrario, para las pilas 10 a 18, se dejó, como camisa de protección en la zona de turbas, la propia entubación de perforación.

Los encepados de las pilas hiperestáticas 19 y 20 tienen unas dimensiones de 14,00 x 14,00 x 3,00 m, con una basa superior de 9,50 x 7,50 x 2,00 m (Figura 8). Cada una de estas pilas lleva 9 pilotes, ejecutados también con entubación perdida. Los encepados de las pilas 13 y 14 se han girado en planta, para no afectar en su construcción al canal de la margen derecha y a la carretera de Amposta a Tortosa.

Los pilotes se han ejecutado dejando en su interior cuatro tubos de acero, de 168 mm, sujetos a la armadura, y colocados diametralmente opuestos. A través de estos tubos se ha realizado, primero la auscultación, mediante ultrasonidos, del fuste del pilote; y después, la aplicación del sistema de inyec-

SECCION TRANSVERSAL

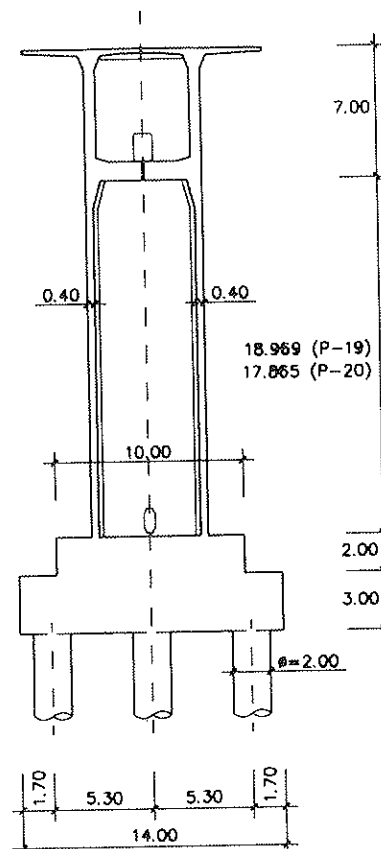


Figura 8

ción, del tipo Jet Grouting, para la consolidación del suelo en la zona de la punta del pilote.

8. CARACTERÍSTICAS SINGULARES DE LA OBRA Y COLABORACIONES

1. El puente hiperestático tiene una luz central de 92 m, que es actualmente la mayor existente en España para puentes de ferrocarril con tablero de hormigón.
2. Se ha empleado, por primera vez en España, la técnica de avance por voladizos sucesivos en un puente de ferrocarril.
3. La cimentación con pilotes de gran diámetro es el elemento constructivo que más dificultad ha ofrecido.

4. Las sobrecargas de cálculo que se han considerado, cubren las exigencias, tanto de la Instrucción Española, como las prescripciones de la U.I.C., para líneas de velocidades elevadas, de tal modo que la velocidad de circulación puede alcanzar los 220 km/h.

La obra fue dirigida por D. Manuel Zaragoza Ruiz de Azagra, de la Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario. El proyecto de la estructura fue desarrollado por los autores del artículo, en el Servicio Técnico de la empresa constructora, Cubiertas y MZOV, S.A. El pretensado utilizado es del sistema Freyssinet. El control de la calidad de la obra fue llevado a cabo por la Empresa GETINSA.

RESUMEN

Se describe el nuevo puente de ferrocarril sobre el río Ebro, en Amposta, consistente en un viaducto, de 1.006 m de longitud, formado por dos estructuras consecutivas de concepción estructural diferente. La primera, isostática, está formada por 17 vanos, con tableros de vigas prefabricadas y luces entre 40 y 41 m, atraviesa la zona de la vega de la margen derecha del río.

La segunda, hiperestática, está constituida por un tramo continuo de 5 vanos, con luces de 45, 58, 92, 58 y 45 m, empotrado en las pilas centrales, situadas en las orillas del río, y apoyado sobre las restantes. El vano central sobre el río y los dos adyacentes a él, se construyeron por avance en voladizo; mientras que los dos extremos se ejecutaron con cimbra tradicional sobre el terreno.

SUMMARY

The new railroad bridge across the Ebro river at Amposta consists of one viaduct 1.006 m long, made of two consecutive structures with different structural concepts. The first one is isostatic and formed by 17 spans, with precasted beam decks with spans of 40 and 41 m. This structure crosses the meadow of the right side of the river.

The second structure is hyperstatic, made of one continuous stretch of 5 spans, 45, 58, 92, 58 and 45 m. long, fixed on the central piers located on the river banks and free bearings on the other. The central span over the river and the two adjacent spans were built by successive cantilevers and the two spans at the ends were built on site by means of traditional falsework.

SEMINARIOS TORROJA

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Ciclo n.º 28: Otoño de 1998

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

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

Los seminarios programados para el vigésimo octavo ciclo, correspondiente al **otoño de 1998**, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
22 Octubre	Francisco Millanes Mato Dr. Ingeniero de Caminos ETS Ing. Caminos, UPM - IDEAM	<i>Nuevas tipologías de puentes industrializados</i>
5 Noviembre	Pilar Rodríguez Monteverde Arquitecto ETS Arquitectura, UPM	<i>Patología de Cimentaciones</i>
19 Noviembre	Ana María Guerrero Bustos Dr. en Ciencias Químicas Instituto E. Torroja, CSIC	<i>Confinamiento de Residuos Estabilidad de los Materiales Cementicios Inmovilizadores de Residuos de Media y Baja Radiactividad</i>
3 Diciembre	Francisco Navarro Colom Ingeniero de Caminos Laboratorio de Estructuras CEDEX	<i>Aislamiento sísmico de estructuras</i>
17 Diciembre	Ramón Álvarez Cabal Dr. Ing. Industrial ETS Ing. Industriales, UPM - INTEMAC	<i>Acción del viento sobre las estructuras</i>

Viaducto de hormigón de alta resistencia y pretensado exterior: puente sobre la riera de Rajadell en el eje transversal de Cataluña

Ángel C. Aparicio, Gonzalo Ramos y Juan R. Casas
Doctores Ingenieros de Caminos

1. INTRODUCCIÓN

El eje transversal de Cataluña atraviesa esta comunidad desde Palamós hasta Lleida, enlazando de Este a Oeste, a la altura de Vic y Manresa, las comarcas interiores con la costa, sin tener que pasar por Barcelona. Su construcción comenzó en 1991 y finalizará en 1997, estimándose la inversión en 62.600 millones de pesetas para un tráfico estimado de una IMD de 13.000 vehículos actuales, que alcanzará unos 20.000 en el año 2005, para el que se prevé el desdoblamiento de calzadas.

El viaducto que nos ocupa está situado en el tramo Calaf - Rajadell y se desarrolla a lo largo de un bonito valle –el de la riera de Rajadell–, con una plataforma 7/12 para dos carriles de circulación en distintos sentidos, que se completa con un tercer carril para vehículos lentos en las zonas en las que el trazado supera rampas del 3%.

Con ocasión de nuestra actuación como asesores para el consultor que realizaba el proyecto del tramo, planteamos a GISA (Gestión de Infraestructuras, S.A., la empresa pública que gestiona la construcción de nuevas carreteras competencia de la Generalidad de Cataluña), la posibilidad de proyectar una estructura con pretensado exterior que permitiera, aquí y ahora, generar una experiencia y un saber hacer del que

se beneficiaran todos los agentes implicados en el mundo de la construcción, idea que fue recibida con entusiasmo desde el comienzo.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El obstáculo a salvar por el viaducto en cuestión, Figura 1, consiste en un pequeño arroyo que desemboca en la riera de Rajadell, en un sitio próximo a unas masías habitadas y visible desde la carretera actual, que funcionará en el futuro como vía de servicio que recogerá el tráfico de agitación entre enlaces del Eje. El cruce se realiza a unos 23 metros de altura sobre el valle, con un trazado en alzado casi horizontal y con una alineación en planta circular de 450 m de radio. El criterio elegido para los peraltes fue del entonces borrador de la nueva 3.11C, exigiéndose un peralte del 8%. En las condiciones mencionadas era necesaria una estructura de 137 m de longitud aproximadamente, por lo que un viaducto de tres vanos de luces 40 + 51 + 40 m encajaba muy bien, pues enmarcaba el pequeño valle del arroyo, resultaba una estructura de luces no muy grandes, quedaba bien compensada y podía ejecutarse sin grandes complicaciones constructivas.

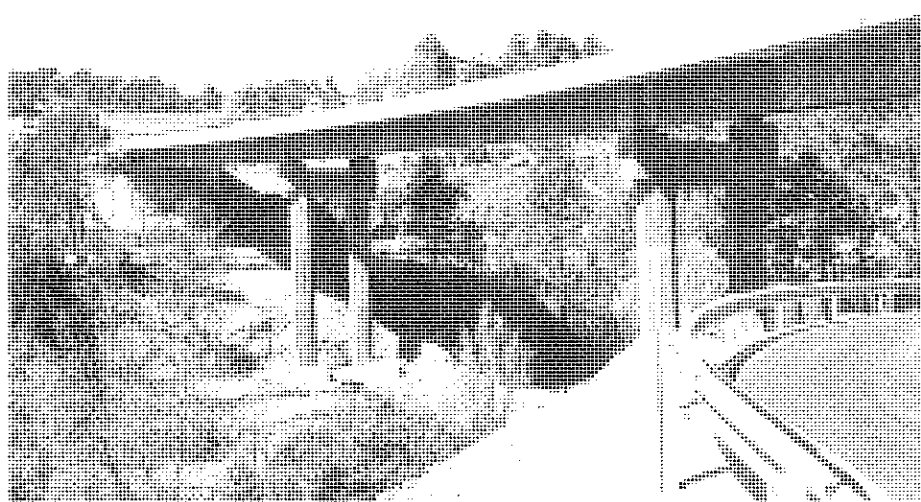


Fig. 1. Valle sobre la riera de Rajadell con el viaducto terminado.

Con la luz máxima planteada, la primera propuesta barajada para la sección transversal de la estructura fue una sección en cajón, necesaria además para el empleo del pretensado exterior. Puesto que por el tamaño de la estructura el método de construcción ideal era la construcción "in situ" sobre cimbra en toda la longitud del puente, con objeto de facilitar su ejecución descartamos el cajón y planteamos una sección en "pi", que permite su hormigonado en una sola fase y una mayor industrialización del encofrado interior. Por otra parte, el empleo del pretensado exterior permitía concebir unas almas muy delgadas –pues todo su espesor resultaba resistente frente a cortante–, resultando la estructura y la cimbra muy ligeras, lo que favorecía la economía de la obra. Como contrapartida, estas almas tan delgadas planteaban dos problemas a flexión: altísimas precompresiones iniciales en fibra inferior –frente a la sollicitación de peso propio y pretensado inicial– y una débil seguridad frente a rotura por flexión negativa de las secciones próximas a pilas. Ambos problemas, bien resueltos por el forjado inferior de una sección en cajón con un hormigón de resistencia normal en estructuras pretensadas, fueron resueltos aquí sustituyendo área de material por una mayor resistencia característica del hormigón, facilitando enormemente el procedimiento constructivo. Resultado: un espesor medio equivalente de 41 cm

de hormigón para una luz de 51 m, una sección muy fácil de hormigonar y en una sola fase, y unos encofrados interiores industrializables que permiten varias puestas lo que contribuye a abaratar costes.

En las Figuras 2 y 3 se intenta explicitar la evolución del diseño de la sección transversal que hemos comentado. Así, en la Figura 2, se presentan dos secciones transversales en cajón proyectadas con hormigón convencional H-350, alternativas una de otra, según se utilice pretensado convencional alojado dentro de las almas (sección en cajón {1}), o bien, pretensado exterior (sección {2}). Como puede observarse, en este caso el empleo del pretensado exterior se traduce en un ahorro de peso de aproximadamente un 15%. En la Figura 3 se representa el siguiente paso de la evolución de la sección transversal. El tablero en cajón exige un hormigonado de la sección transversal en dos fases, mientras que la sección en "pi" puede realizarse en una sola fase, como si de una losa se tratara, lo que simplifica notablemente su construcción. La contrapartida es la que ya hemos comentado: hay que sustituir el área del forjado inferior por una mayor resistencia del hormigón en las almas de la "pi". El ahorro en peso pasa a ser entonces superior a un tercio del peso de la sección inicial, resultando una sección muy ligera como ya hemos comentado.

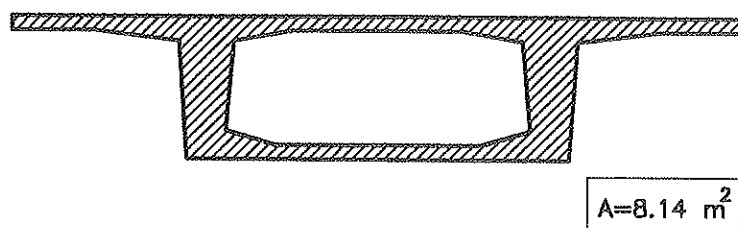
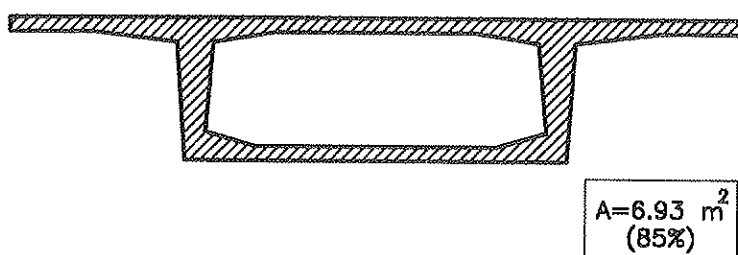
Sección en cajón: (1)Pretensado convencional en almasSección en cajón: (2)Pretensado exterior

Fig. 2. Evolución conceptual de la sección transversal (I). Secciones en cajón con pretensado interior en almas (1) y con pretensado exterior (2).

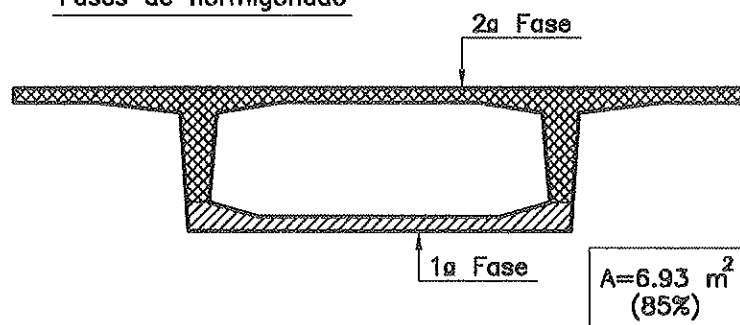
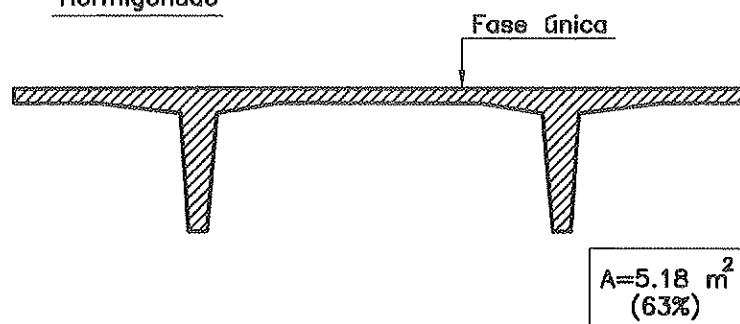
Sección en cajón: (2)Pretensado exteriorFases de hormigonadoSección en "pi"Pretensado exteriorHormigonado

Fig. 3. Evolución conceptual de la sección transversal (II). Fases de hormigonado en una sección cajón y en una sección en "pi".

3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Como mencionamos en el punto anterior, la solución proyectada consiste en una viga continua de tres vanos de luces $40 + 51 + 40$ m, de sección transversal en "pi" y 2,40 m de canto (Figura 4). Su anchura es de 12,70 m entre bordes exteriores de barreras de segu-

ridad, materializándose esta plataforma mediante un forjado de 5,74 m de luz entre almas y 2,90 m de voladizo. Las almas, en número de dos, tienen un espesor mínimo de 30 cm, ensanchándose hasta 60 cm en las secciones próximas a pila sometidas a momentos negativos (Figuras 5 y 6).

El pretensado, exterior a la sección de

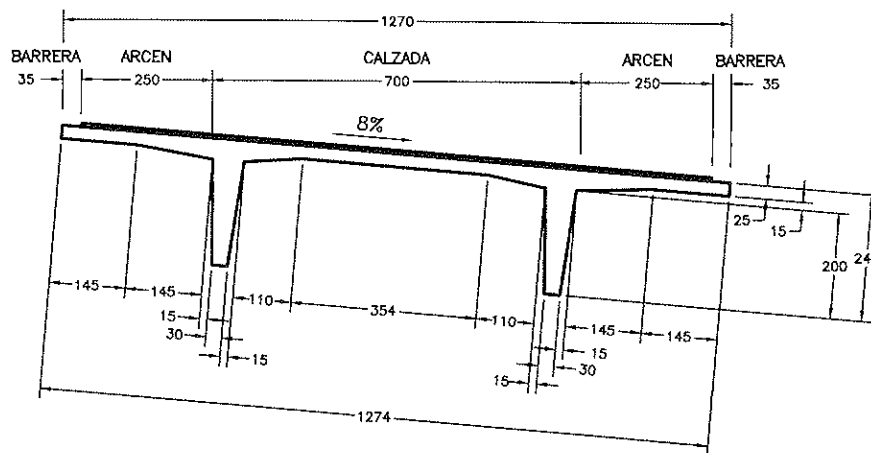


Fig. 4. Sección transversal tipo.

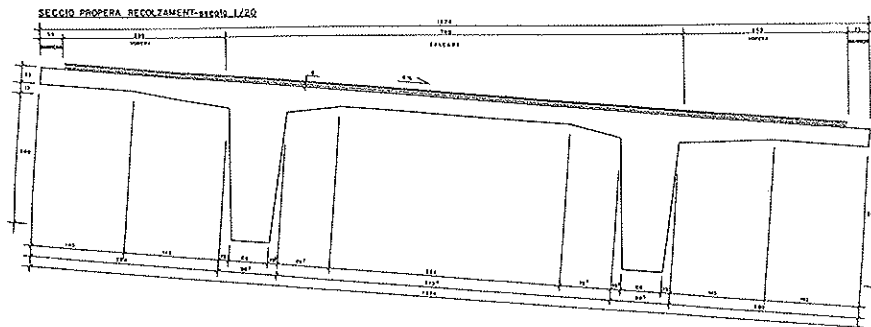


Fig. 5. Sección transversal próxima a apoyo en pilas.

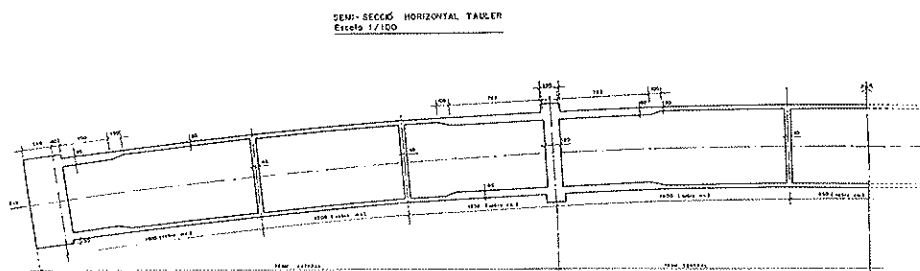


Fig. 6. Sección horizontal de la mitad del tablero.

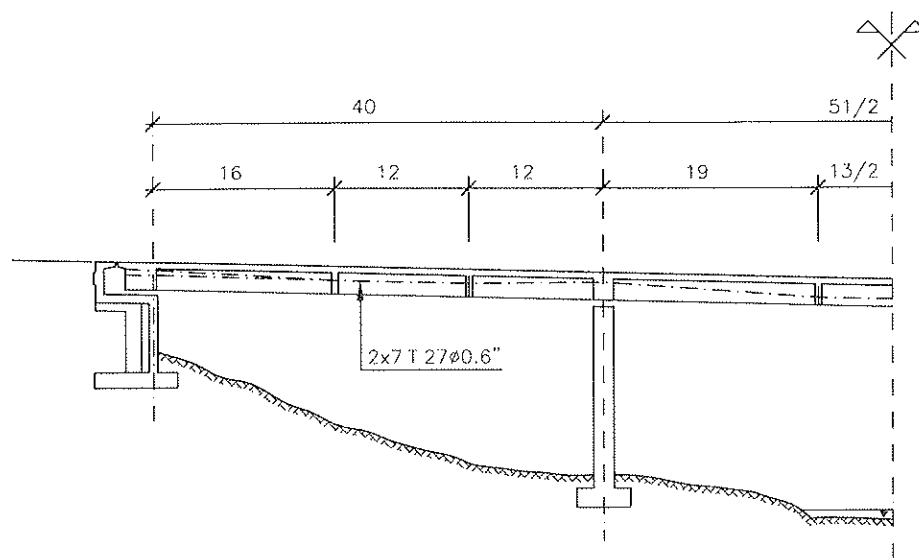


Fig. 7. Esquema del trazado del pretensado en alzado.

hormigón y sin adherencia con éste, está constituido por 14 tendones de 27 cordones de 0,6" de acero 170/190, discurrendo de un extremo a otro del viaducto según el trazado en alzado de la Figura 7 y anclándose en ambos extremos del tablero en traviesas de 3,0 m de espesor pretensadas transversalmente mediante barras. Se disponen dos desviadores en vanos laterales y otros dos a tercios de la luz del vano central, materializados por traviesas de 1,65 m de canto y 45 cm de espesor. Asimismo, las traviesas existentes sobre pilas se utilizan también como desviadores. Todos estos desviadores disponen de tubos metálicos de acero galvanizado por el que atraviesan las vainas de polietileno de alta densidad, detalle que confiere al pretensado el carácter de sustituible. La protección frente a la corrosión del acero se resuelve inyectando las vainas mediante una inyección convencional de mortero de cemento I 45. El trazado en planta es también poligonal como puede verse en la Figura 8, quedando bien encajado entre las almas a pesar de la curvatura en planta del tablero. El hormigón empleado para éste es un hormigón de alta resistencia H-600, de cuya dosificación, pruebas para la determinación de la misma y puesta en obra hablaremos más adelante.

Las pilas, de aproximadamente 15 m de altura, son también de hormigón de alta resistencia y están constituidas por dos fustes de sección en cruz enlazados por una

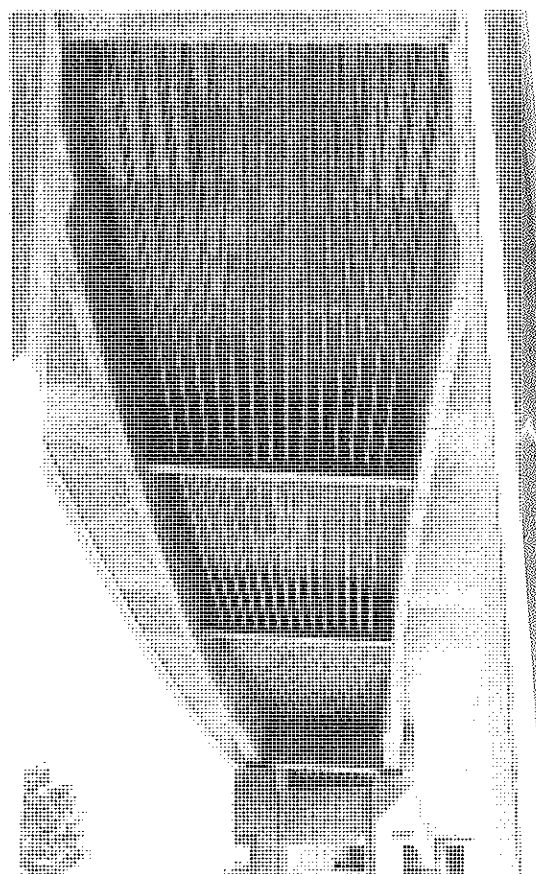


Fig. 8. Vista inferior del vano central. Nótese la curvatura en planta del tablero, el trazado poligonal del pretensado y las traviesas de desviación.

riostra transversal en coronación (Figura 9). Los estribos, de hormigón convencional, y posteriormente pintados, se han diseñado con una cámara (Figuras 10 y 11), que permite la eventual sustitución de los tendones de pretensado, sin que esta operación afecte al tráfico sobre la estructura.

El apoyo del tablero sobre pilas y estribos fue objeto de una cierta atención particular. En efecto, dada la longitud del puente y los valores de los acortamientos esperados –véanse en el punto 4 las precompresiones iniciales del puente–, la opción más inmediata era disponer aparatos de apoyo de neopreno zunchado sobre pilas y de neopreno zunchado-teflón, unidireccionales, en los estribos. De ello resultaba una longitud de pandeo de las pilas de valor el doble de su altura, al no existir ninguna coacción horizontal frente a una forma de pandeo traslacional de todo el puente. La utilización de neoprenos zunchados en los estribos confería una sujeción frente al pandeo de las pilas nada despreciable, por lo que optamos por disponer esta clase de apoyos en los estribos, recuperando su distorsión tras el tesado del puente mediante levantamiento de ambos

extremos del tablero con gatos planos, recuperación que era necesaria a efectos de limitar la distorsión máxima de los apoyos dispuestos sobre estribos.

4. ASPECTOS DE INTERÉS DEL ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

El análisis estructural frente a peso propio, cargas permanentes, pretensado y sobrecargas fue realizado mediante un modelo de emparrillado plano y los resultados más interesantes de él se recogen en la Figura 12. En el estado inicial, durante construcción, bajo la acción del peso propio y el pretensado exterior se producen fuertes precompresiones iniciales en la fibra inferior de varias secciones de vano, oscilando entre los 249 y 298 Kp/cm², situación que exige un hormigón de, al menos, una resistencia de 500 Kp/cm², con objeto de que las tensiones iniciales no sobrepasen el 60% de la resistencia del hormigón y evitar, así, su microfisuración longitudinal. Aunque estas resistencias pueden llegar a alcanzarse con un hormigón convencional bajo ciertas condiciones, la Propiedad prefirió garantizar la resistencia requerida sin correr riesgos, imponiendo ya en el pliego de condiciones una dosificación del hormigón con humo de sílice y exigiendo para él una calidad H-600.

Es interesante reflexionar sobre los motivos que originan estas altas precompresiones iniciales en la fibra inferior de las secciones de vano. Además de producirse por la escasa anchura de las almas, hay que buscar sus causas también en el trazado del pretensado. En efecto, el hecho de que el pretensado sea exterior le configura con trazado poligonal y, por motivos de simplicidad constructiva, esta poligonal se materializa con el mínimo número de traviesas de desviación, resultando que en las secciones 1-1 y 2-2 marcadas en la figura, ambas frontera con sendas traviesas, es donde se producen máximas precompresiones iniciales, al estar los tendones situados en estas secciones más bajos que en un trazado parabólico, estructuralmente mejor. De esta experiencia se saca una conclusión evidente: deben verificarse sistemáticamente las secciones donde existan puntos de desviación del pretensado.



Fig. 9. Vista de la pila.

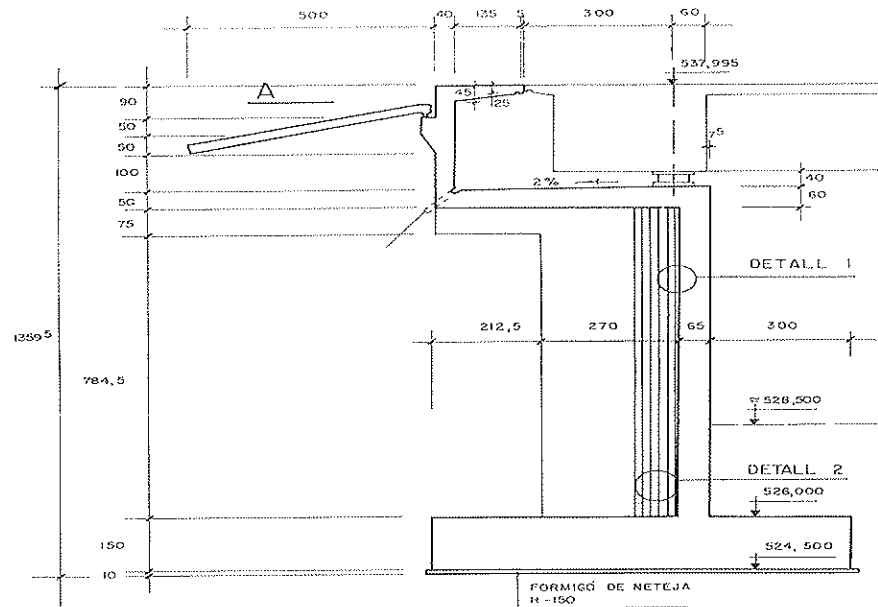


Fig. 10. Definición geométrica de la galería existente en los estribos para permitir la sustitución del pretensado.



Fig. 11. Vista de la galería durante la construcción.

Referente a los estados de servicio con sobrecarga, en la parte derecha de la Figura 12 se representa el estado tensional de la sección centro luz del vano central del puente en dos hipótesis: una con la actuación del peso propio, carga permanente, pretensado y sobrecarga de la vigente instrucción de acciones y, la segunda hipótesis, formada por la combinación de acciones anterior a la que se añade la actuación de un gradiente térmico, lineal entre fibras superior e inferior, de valor 5°C . Las tracciones resultantes en fibra inferior -66 Kp/cm^2 serían preocupantes en un puente con pretensado convencional adherente —salvo para los muy devotos del pretensado parcial—, pero en este caso pueden ser fácilmente aceptadas: Por una parte, al ser el pretensado exterior, no influyen en el acero duro, puesto que éste no sigue las deformaciones a nivel seccional sino estructural, resultando variaciones de tensión en el acero del orden de los 4 Kp/mm^2 como máximo (en la hipótesis más desfavorable en estas circunstancias de que no deslicen los tendones en los tubos de desviación); por otra parte, la integración de las tensiones sobre el hormigón a lo ancho de un alma de tan sólo 30 cm de espesor da lugar a un volumen de tracciones pequeño, con lo que con muy poca armadura pasiva se controla la

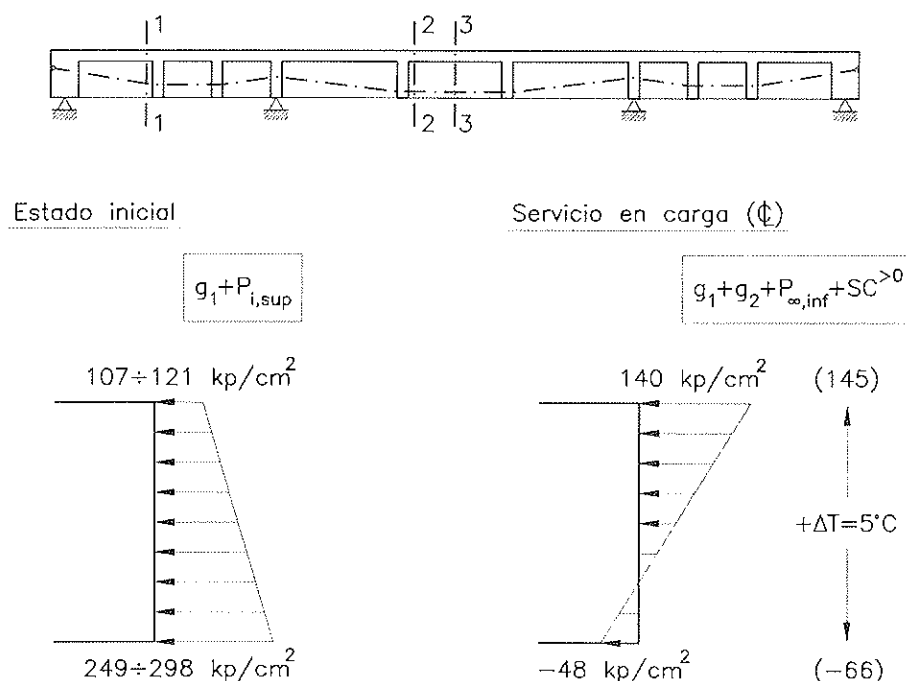


Fig. 12. Resumen de los estados tensionales en secciones críticas en fases de construcción y servicio.

variación de tensión y la apertura de fisuras en la zona inferior de las almas.

La verificación y dimensionamiento frente a estados límites últimos de flexión y cortante se llevó a cabo de una manera convencional aplicando el Código Modelo CEB-FIP de 1990 [1], resultando que las compresiones oblicuas de las almas alcanzaban un porcentaje del 45% de su compresión diagonal última. Para la verificación convencional a flexión, a partir de los valores del cálculo elástico, se consideró un incremento nulo de tracciones en la armadura de pretensado, obteniéndose valores de coeficientes de seguridad de 2.07 para la sección de apoyo con sólo la armadura activa, mientras que la sección de vano requirió añadir armadura pasiva para garantizar un coeficiente de seguridad superior a 1.50.

Con objeto de obtener una información más real acerca de la seguridad frente a rotura por flexión de la estructura, realizamos un análisis no lineal mediante el programa de la tesis doctoral del segundo de los autores [2], cuyas bases pueden consultarse también en [3]. Tras el dimensionamiento total del tablero verificamos tres hipótesis

de carga principales: las críticas para las secciones de centro luz de vano central, apoyo sobre pila y sección de máximo momento de vano lateral.

En las Figuras 13, 14 y 15 se representa, para la hipótesis de carga crítica para la sección centro luz del vano central, la evolución con el incremento de las cargas de la flecha, de los momentos flectores de las secciones de vano y apoyo, y la evolución de la tensión del acero de pretensado. La hipótesis efectuada sobre el incremento de las cargas es la siguiente: a partir del estado permanente, esto es la actuación del peso propio, carga permanente y pretensado efectivo después de pérdidas –este nivel de carga corresponde a la cota del eje de abscisas–, se hace crecer la sobrecarga de la instrucción de puentes hasta su valor nominal ($\gamma_q = 1$). A partir de este nivel de sollicitación se hacen crecer los coeficientes de seguridad del peso propio, carga permanente y sobrecarga hasta un valor $\gamma^* = 1.5$ –nivel de sollicitación $\gamma_g = 1.5$, $\gamma_q = 1.5$ – y a partir de aquí se incrementa sólo el coeficiente de seguridad frente a sobrecarga hasta alcanzar la rotura teórica, que en este caso sucede por deformación

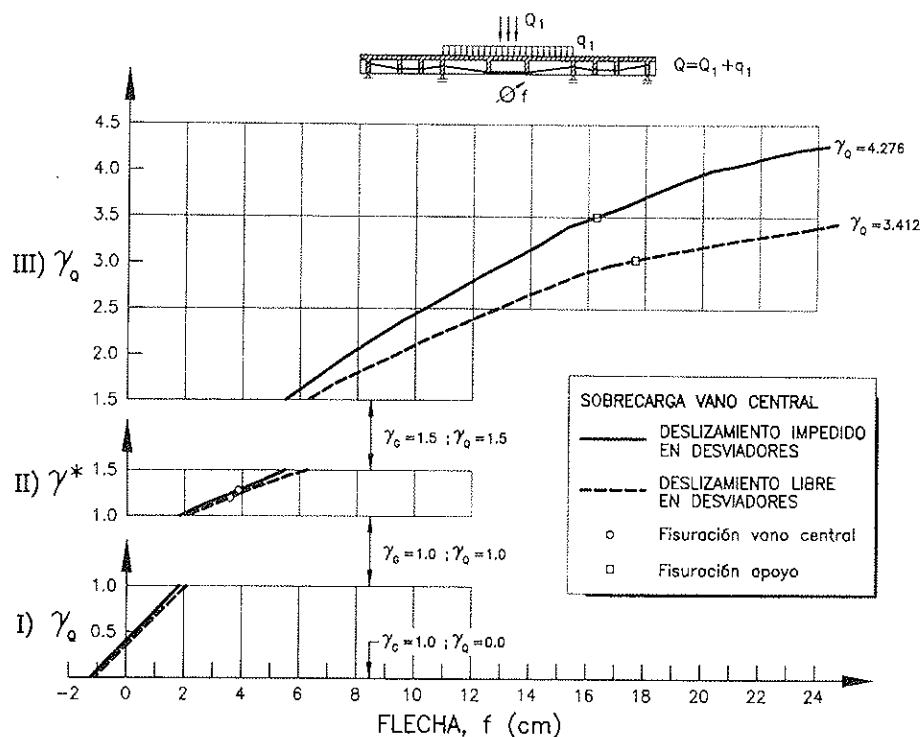


Fig. 13. Evolución de la flecha con las cargas en la sección centro luz del vano central del puente según los resultados del análisis no lineal.

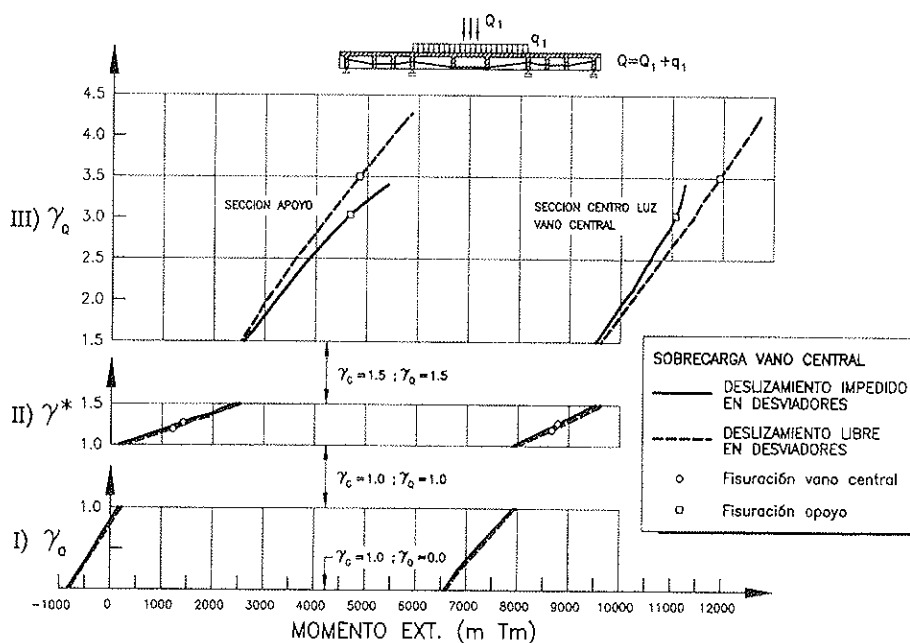


Fig. 14. Evolución de los momentos flectores con las cargas en la sección de apoyo en pila y en la sección centro luz del vano central del puente, según los resultados del análisis no lineal.

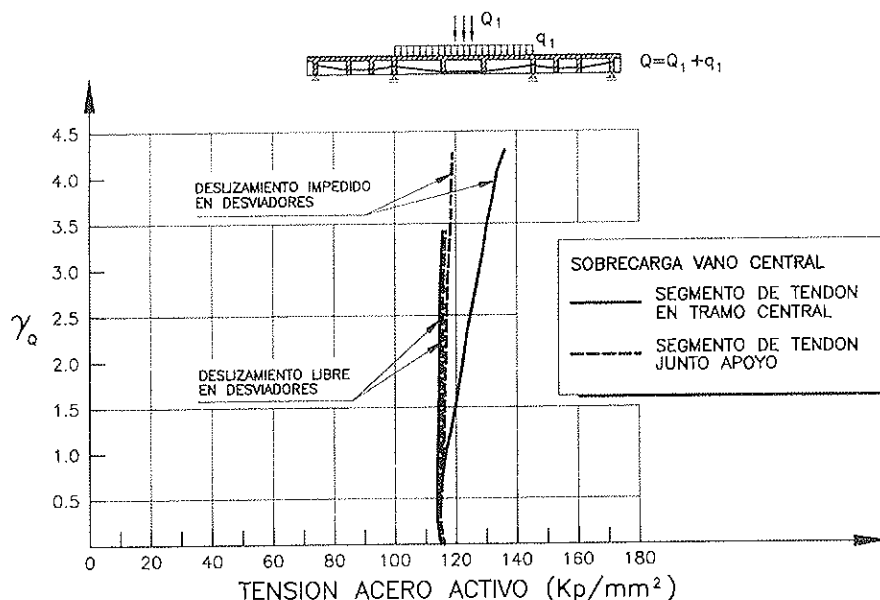


Fig. 15. Evolución de la tensión en el acero de pretensado con las cargas en la sección centro luz del vano central del puente, según los resultados del análisis no lineal. Nótese cómo al ser la distancia entre anclajes extremos muy importante, en la hipótesis de deslizamiento del acero activo sobre los desviadores, el incremento de tensión es casi despreciable.

máxima del hormigón a compresión. Esta evolución de los parámetros mencionados en esta combinación de carga se hace bajo dos hipótesis: una, la correspondiente a suponer que no llegan a deslizar los tendones en los desviadores y, la otra, que sí deslizan. La situación real más probable sería la que hemos detectado en los ensayos de laboratorio de vigas más pequeñas con pretensado exterior: hasta niveles de carga del orden del 80% de los de rotura, no existe deslizamiento entre tendones y desviador para, posteriormente, comenzar a deslizar y alcanzar, en las proximidades de rotura, la misma tensión en todo el acero de pretensado.

La repercusión de la existencia o no de deslizamiento en los desviadores no es trivial, como puede apreciarse en las figuras mencionadas. No obstante, para la situación de deslizamiento permitido, y a pesar de que el incremento de tensión en el acero duro es despreciable (Figura 15), se alcanza un coeficiente de seguridad de 3.41, más alto que el determinado en un cálculo convencional, y eso ocurre gracias a la redistribución de esfuerzos que se produce en la estructura (Figura 14).

Otro problema interesante en los aspectos de cálculo del puente es el relativo a la verificación y dimensionamiento de las traviesas de anclaje y desviación. Cuando realizamos el proyecto no habíamos comenzado todavía los trabajos descritos en [4], por lo que las hipótesis que efectuamos las podemos considerar ahora de prudentes, aunque, en cualquier caso, muy acertadas, a juzgar por la ausencia de fisuración observada. Las traviesas de desviación de vano fueron dimensionadas a flexión como vigas de gran canto, suspendiendo el apoyo de las bielas en la parte superior de cada alma a la parte inferior de las mismas. Además, todo el cortante se transmitió a las almas mediante el mecanismo de cortante fricción. En cuanto a las traviesas de anclaje consideramos que toda la difusión del pretensado se efectuaba en planos horizontales, de la traviesa a las almas, por lo que se evaluaron las tracciones existentes en la cara interna de la traviesa, la del lado del tablero, mediante el método de las bielas y tirantes. Las tracciones detrás de placas originadas por la difusión del pretensado se evaluaron por métodos convencionales, así como las tracciones de laja originadas en el forjado superior del puente como

consecuencia también de la difusión del pretensado. Como el espesor de la traviesa era importante para dotarla de una geometría que permitiera su trabajo mediante bielas y tirantes, y el hormigón H-600 tenía un alto contenido de cemento, que produciría un gran calor de fraguado, las tracciones evaluadas en la traviesa y en el forjado superior decidimos resistirlas mediante pretensado transversal con barras McAlloy.

5. CONSTRUCCIÓN

La construcción del tablero se realizó mediante cimbra convencional de vigas y torres extendida en toda la longitud del tablero. Sobre esta cimbra se materializaba una plataforma resistente sobre la que se disponían los carros de encofrado exterior e interior de tan sólo doce metros de longitud (Figura 16). El hormigonado se efectuaba por módulos de esta longitud máxima, efectuándose juntas de hormigonado donde correspondía y en las proximidades en los contactos con las traviesas de desviación, hormigonándose éstas siempre en la puesta siguiente, con objeto de poder pasar los carros de encofrado. Cada módulo hormigonado quedaba descansando sobre la cimbra separado del anterior y el siguiente median-

te juntas abiertas que se cerraban en última fase, aplicándose el pretensado de retracción a las 48 horas.

La dosificación del hormigón empleado fue la siguiente:

- Cemento I-55 A = 450 Kg/m³.
- Humo de sílice = 5%.
- Tamaño máx. árido = 12 mm.
- Superplastificante = 3,5%.
- Relación A/C = 0,28.
- Reductor de agua = 0,8%.

siendo el resultado de modificar la inicialmente propuesta en el Pliego de Condiciones tras las pruebas de trabajabilidad, después de quince minutos de transporte entre la central de hormigonado y el tajo. La puesta en obra del hormigón se realizó mediante una grúa automóvil y cubilote, dadas las pequeñas cantidades a verter por la ligereza de la sección transversal. El acabado de la superficie superior del forjado –cuyo correcto enrasado es difícil en un hormigón de alta resistencia debido a la película que se forma en superficie, de modo casi inmediato, motivada por la capacidad cohesionante de la microsíllice–, se realizó fratasando manualmente la parte superior del forjado después de un enérgico vibrado. Por último, hacer

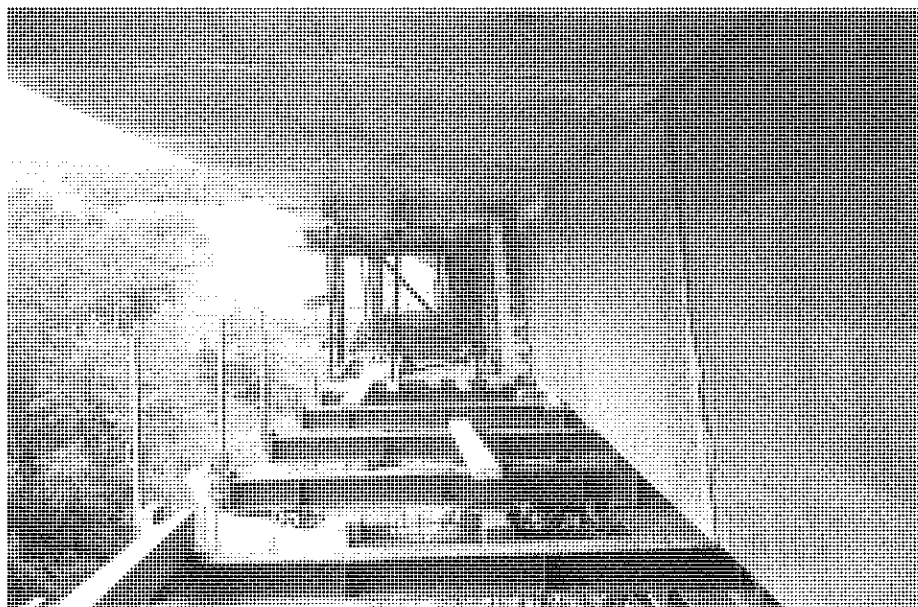


Fig. 16. Vista de uno de los carros exteriores de encofrado.

notar que la Figura 17 nos muestra una de las grandes ventajas del pretensado exterior: la facilidad de hormigonado de las almas —a pesar de su poco espesor—, debido a la inexistencia de vainas internas.

6. DISTRIBUCIÓN DE TEMPERATURAS Y ESTADO DE AUTOTENSIÓN DEBIDO AL CALOR DE FRAGUADO EN LAS TRAVIESAS DE ANCLAJES EXTREMOS

Uno de los problemas del pretensado exterior se da precisamente en los puntos de anclaje, donde actúan fuerzas concentradas de magnitud considerable que hay que transferir a la sección tipo. Así, en nuestro caso, tenemos que transmitir a una sección de algo más de 5 m² una fuerza inicial del orden de las 7.600 Tm correspondiente a los 14 anclajes de pretensado que, por el propio

concepto de pretensado exterior, están situados fuera de la sección transversal. La manera de hacerlo es mediante una traviesa de anclaje de las dimensiones adecuadas para que las fuerzas se transmitan, desde los anclajes a la sección tipo, mediante un mecanismo de bielas y tirantes, lo que requiere una geometría mínima (Figura 18). En nuestro caso, las dimensiones de la traviesa eran de 2,40 m de alto —el canto del puente—, seis metros de ancho y tres metros de espesor en sentido longitudinal del tablero. Este volumen de hormigón, con una dosificación de 450 Kg/m³ de cemento I-55 A, produce un importante calor de fraguado cuya repercusión nos preocupó ya desde el proyecto, diseñando por ello un pretensado transversal de la traviesa para evitar que las tracciones propias de origen estructural se sumaran a las de autotensión y nos dieran lugar a una fisuración no controlada.

Además, y desde el punto de vista constructivo, propusimos adoptar otras precauciones: aislar con poliuretano proyectado el encofrado de la traviesa, con el fin de mantener la temperatura en los paramentos y disminuir el gradiente térmico en el interior de la misma; refrigerar las traviesas durante el hormigonado mediante circulación de agua por los tubos de pretensado que las atraviesan y, por último, realizar un curado de una semana mediante agua. Aunque los resultados de esta actuación íbamos a verlos de inmediato, inspeccionando visualmente la existencia de fisuras en los paramentos, queríamos tener datos que nos permitieran interpretar lo que sucedía, con objeto de ganar experiencia para otras ocasiones.

Así pues, decidimos instrumentar la sección central de la última traviesa hormigonada mediante 8 sondas de tipo K conectadas a un Squirrel, una de las cuales nos medía la temperatura ambiente. En la Figura 19 se representa el croquis de posicionamiento de las mismas y en las Figuras 20, 21 y 22 la evolución de las temperaturas en las sondas y de la temperatura ambiente desde la fecha de instalación.

Aunque el fenómeno termo-mecánico que se desarrolla es bastante complejo, realizamos un estudio por elementos finitos del estado de autotensión que se produce en la traviesa en las siguientes hipótesis:



Fig. 17. Vista superior del alma antes del hormigonado. La ausencia de vainas permite una fácil puesta en obra del hormigón.

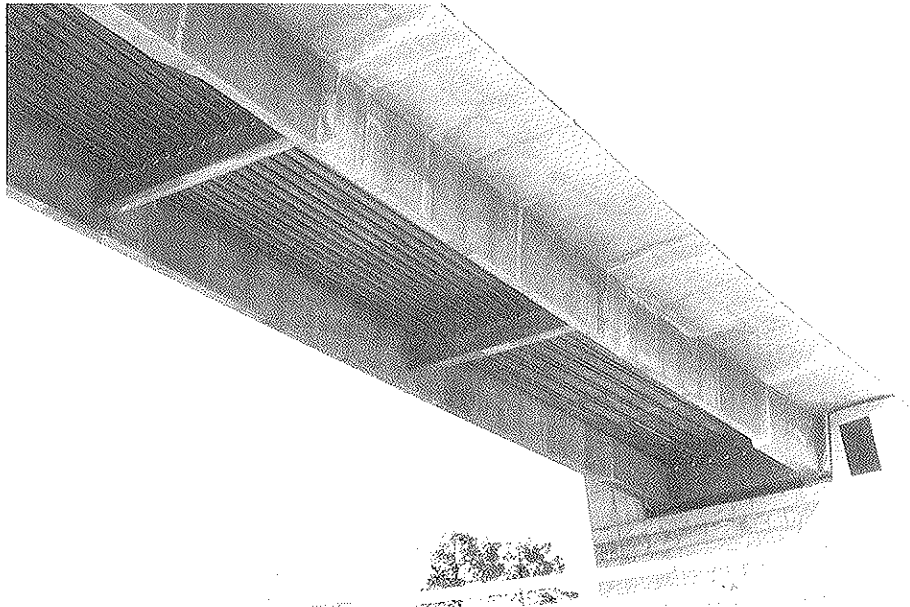


Fig. 18. Vista dorsal de una de las traviesas de anclaje extremo de los tendones de pretensado.

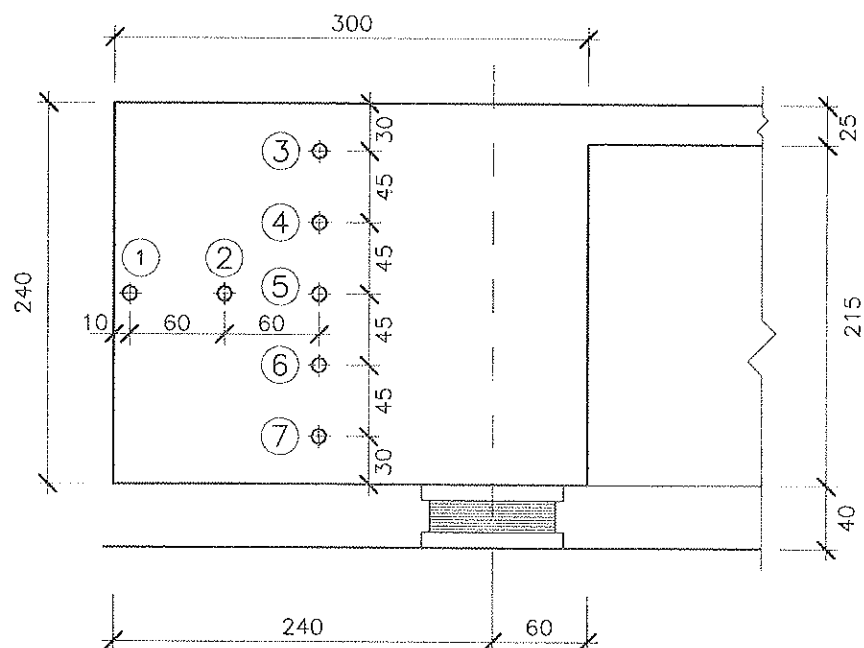


Fig. 19. Disposición de las sondas térmicas para la medición de la temperatura durante el fraguado en la traviesa del lado Calaf.

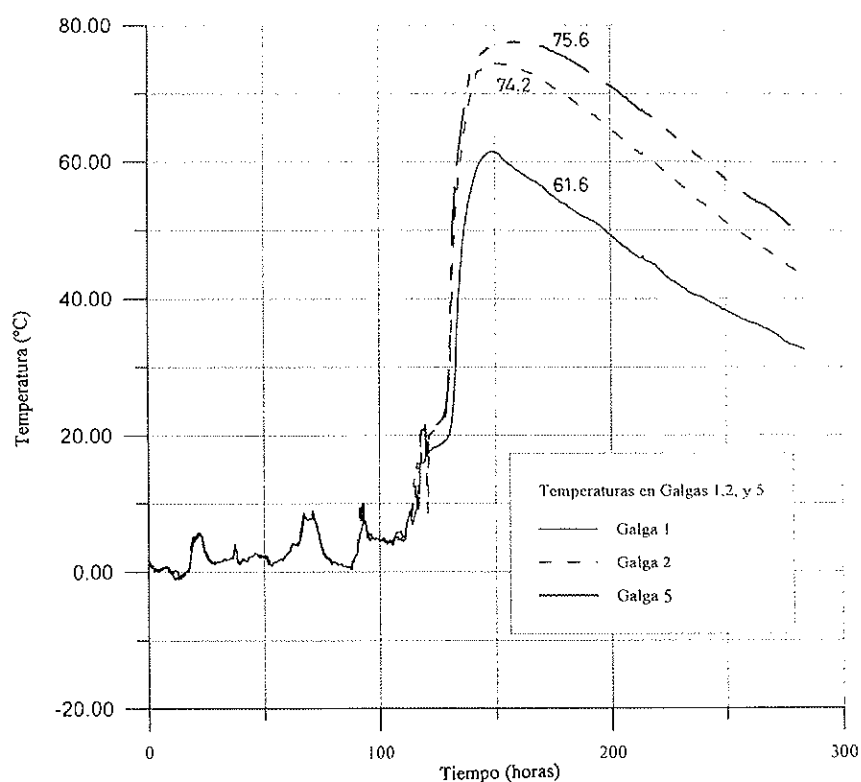


Fig. 20. Evolución de la temperatura en las sondas 1, 2 y 5. El comienzo del hormigonado sucede aproximadamente a las 100 horas de su instalación.

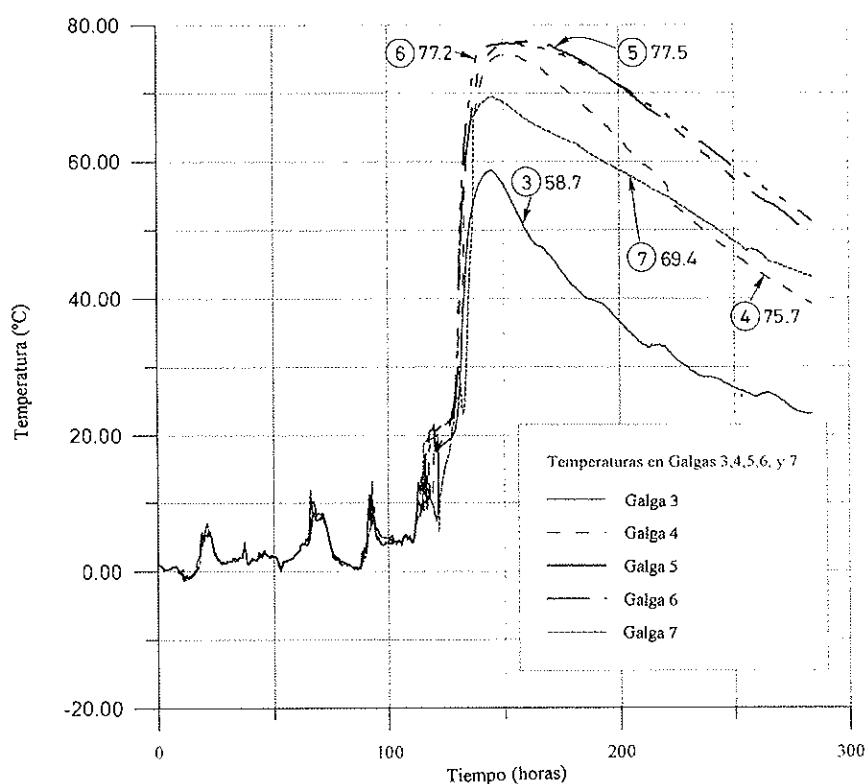


Fig. 21. Evolución de la temperatura en las sondas 3, 4, 5, 6 y 7.

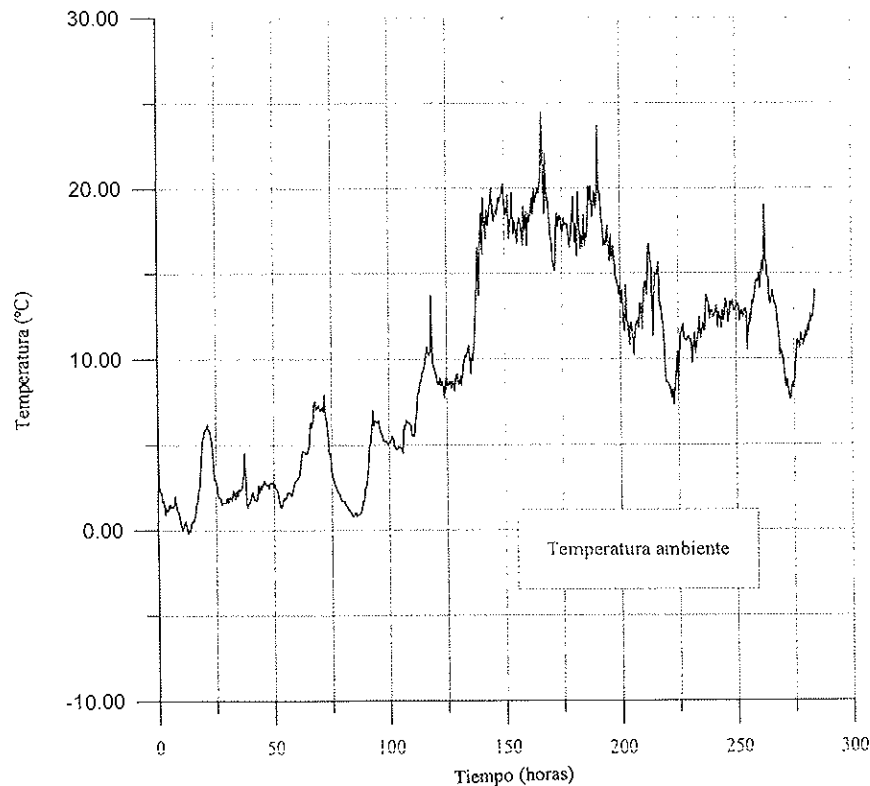


Fig. 22. Evolución de la temperatura en la sonda que registra la temperatura ambiente.

- i) No se efectúa un estudio evolutivo en el tiempo, sino que se supone que el estado de autotensión es máximo cuando lo es el máximo gradiente de temperaturas. Así pues, se realiza el estudio tensional sólo para el instante en que el gradiente térmico transversal debido al calor de hidratación del cemento es máximo.
- ii) En el instante mencionado en el párrafo anterior la distribución de temperaturas en las siete sondas es la representada en la Figura 23, tomándose la temperatura ambiente para ese instante de la Figura 22.
- iii) Para la determinación de la distribución de temperaturas en el resto de los puntos del interior de la traviesa se recurre a técnicas de interpolación habituales en problemas térmicos, a partir de hipótesis de simetría y de conocimiento de la temperatura am-

biente en el borde superior de la traviesa. En la Figura 24 se representa la distribución de temperaturas utilizada en el análisis deducida de las sondas como hemos mencionado.

- iv) El estudio termo-mecánico por elementos finitos se realiza en la hipótesis de deformación plana, coaccionando la deformación vertical del fondo de la traviesa y su giro en el sentido del tablero, ya que la parte de almas, hormigonadas conjuntamente con la traviesa, al apoyar en la cimbra, coaccionarán bastante su giro.

Bajo las hipótesis anteriores, y tomando a las 40 horas del hormigonado un módulo de deformación para el hormigón de 300.000 Kp/cm^2 —que queda del lado seguro— los resultados tensionales para media traviesa se representan en las Figuras 25 y 26 donde se observa:

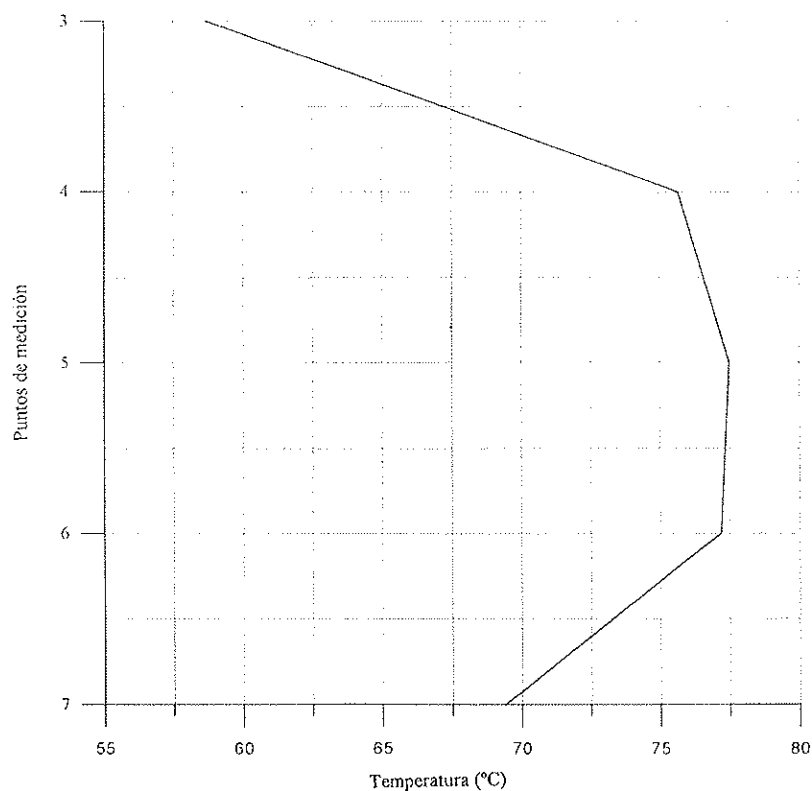


Fig. 23. Distribución de temperaturas con gradiente máximo en vertical, aproximadamente a las 150 horas de la instalación de las sondas.

Temperaturas (150 horas)

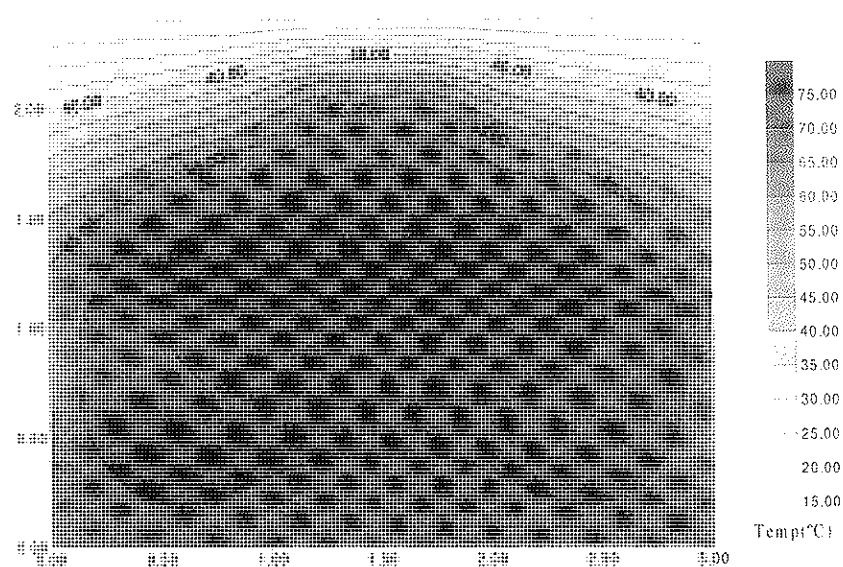
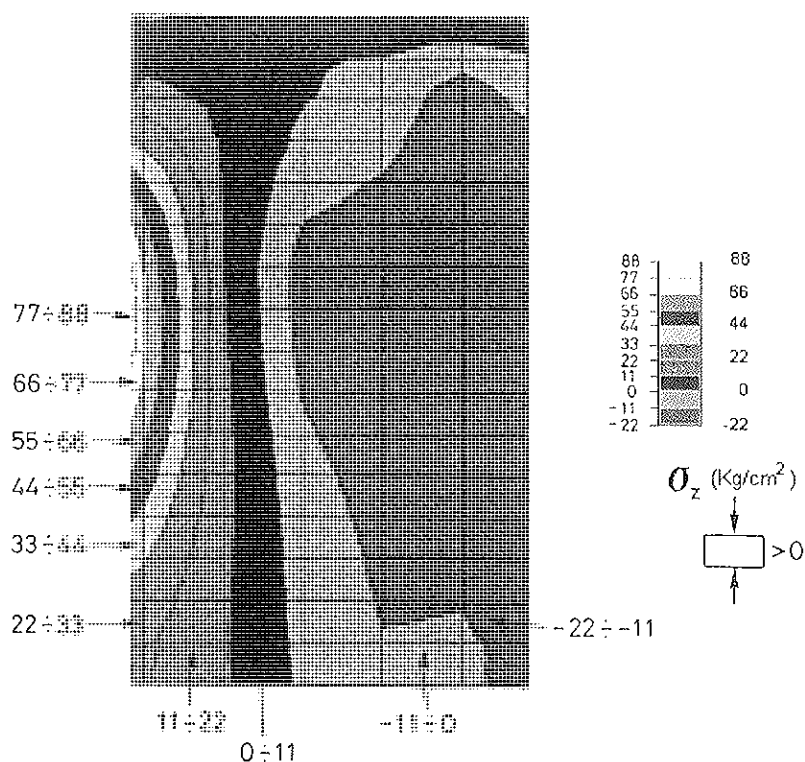
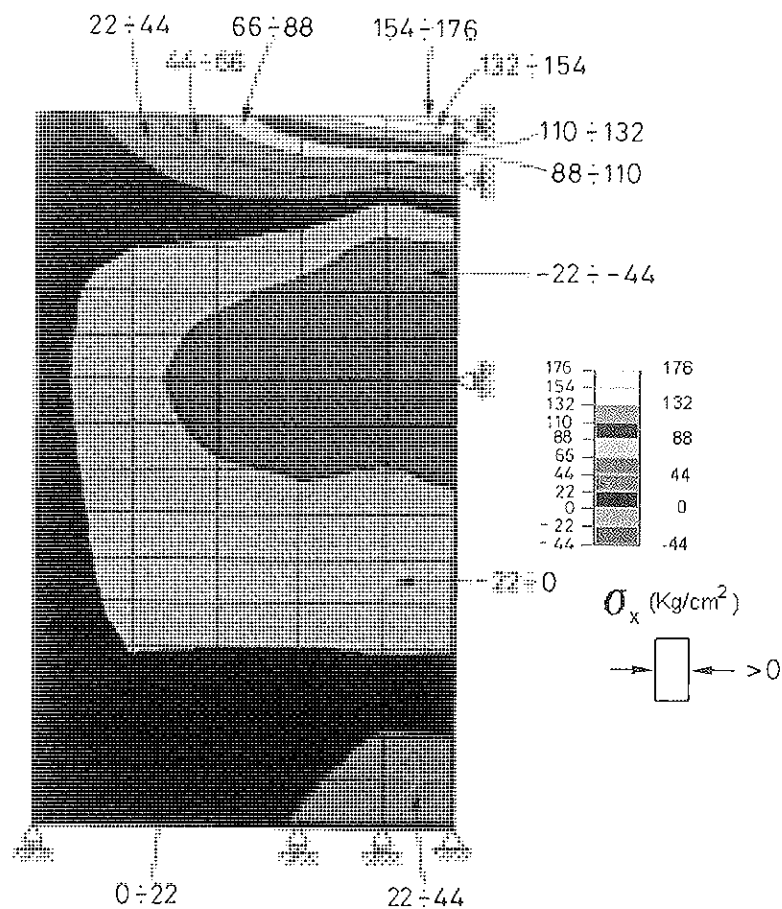


Fig. 24. Distribución de temperaturas interpoladas en toda la travesía a partir de los datos de las sondas. Fotografía instantánea correspondiente a las 150 horas transcurridas desde la instalación de las sondas.



Figs. 25 y 26. Estado tensional correspondiente a la distribución de temperaturas anterior. Se representa solamente media traviesa.

- i) Que todos los paramentos están comprimidos, por lo que las tracciones originadas por el estado de autotensión no generan fisuras en la superficie de la traviesa lo que, efectivamente, habíamos observado asombrados en obra (¡no vimos ni una sola fisura!).
- ii) Las tensiones de tracción aparecen en el núcleo de la traviesa y son de valor relativamente moderado.

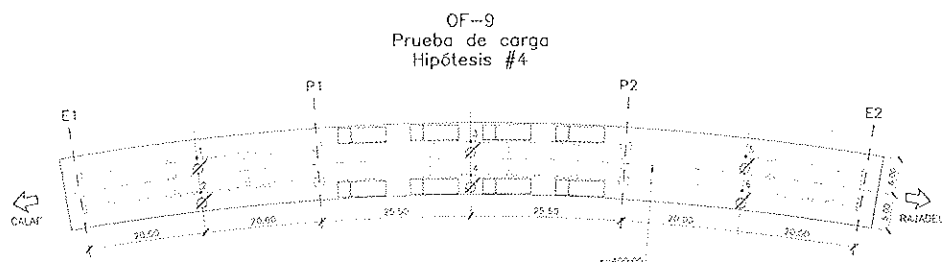
Aunque, como hemos dicho, el fenómeno real es mucho más complejo al ser tridimensional, con condiciones de contorno más complicadas, con distribución de temperaturas y variación del módulo de deformación del hormigón variables con el tiempo, los resultados obtenidos mediante el modelo confirman lo visto en obra, por lo que las técnicas aplicadas de aislamiento del encofrado, refrigeración durante el hormigonado y modelización del problema térmico-mecánico pueden ser muy eficaces para resolver problemas de este tipo si son sabiamente combinadas.

7. PRUEBA DE CARGA

El puente fue sometido a una prueba de carga estática convencional antes de su recepción, en la que se efectuaron diversas hipótesis con camiones de 28.5 Tm de peso total (Figura 27). De entre ellas, hemos seleccionado para incluir en el presente artículo la correspondiente al vano central cargado, indicando en la Figura 28 los resultados teóricos y experimentales obtenidos. Como allí puede verse, las flechas experimentales son inferiores en un 25% a las calculadas con un módulo de deformación de 400.000 Kp/cm², resultado totalmente lógico puesto que las deformaciones dependen de la raíz cuadrada de los valores medios de las resistencias realmente alcanzadas, que superaron ampliamente la especificada en proyecto. Además de hacer notar un comportamiento bastante homogéneo de los resultados experimentales y de su enorme parecido a los teóricos obtenidos mediante un emparrillado plano, queremos remarcar cómo, aunque se notan los efectos de al curvatura, éstos son despreciables a efectos



Fig. 27. Prueba de carga de la sección de apoyo en pilas.
¡El pretensado exterior funciona!



Punto	1	2	3	4	5	6
f_{teo} (mm)	-9.61	-8.88	25.66	23.21	-9.26	-8.58
$f_{exp,i}$	1.039	0.961	1.05	0.95	1.039	0.951
f_{med} (mm)	-9.245		24.435		-8.920	
$f_{exp,i}$ (mm)	-7.33	-6.45	18.57	17.95	-7.85	-6.95
$f_{exp,i}/f_{exp,med}$	1.053	0.932	1.017	0.983	1.061	0.939
$f_{exp,med}$ (mm)	-6.893		18.265		-7.397	
$f_{exp,i}/f_{med}$	0.745		0.747		0.829	

Fig. 28. Resultados teóricos y experimentales de la hipótesis de prueba de carga crítica para la sección centro luz del vano central ($f_{teo,i}$: flecha teórica punto i; $f_{teo,med}$: flecha teórica media; $f_{exp,i}$: flecha experimental punto i; $f_{exp,med}$: flecha experimental media).

prácticos para este radio, este tipo de sección transversal y condiciones de contorno de empotramiento a torsión en pilas.

ros de Caminos: Ramón Espinet, Tomás Gea.

- Control de calidad = Intecasa.

8. DATOS DE INTERÉS

Cuantías materiales:

- Hormigón H - 600 = 0.41 m³/m² (sección tipo).
- Acero de pretensado = 32.71 Kg/m² (longitudinal).
- Acero pasivo = 117 Kg/m³.

Proyecto y Construcción:

- Propiedad = Generalitat de Catalunya.
- Gestión = GISA.
- Ingeniero de Caminos Director del Proyecto: Rafael Boté.
- Ingeniero de Caminos Gerente de la Obra: Antoni Lluch.
- Consultor = INURSA.
- Construcción = U.T.E. PACSA - RUBAU-ICCP: Ricardo Franco.
- Dirección de Obra = SAEM, Ingenie-

9. REFERENCIAS

[1] Código Modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural. Colegio de Ingenieros de Caminos, GEHO, ATEP. Madrid, 1995.

[2] Ramos Schneider, Gonzalo. "Estudio del comportamiento en servicio, prerrotura y rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior". Tesis Doctoral. E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona. UPC, 1994 (Reeditada por el GEHO, Madrid, 1996).

[3] Ramos, G.; Aparicio, A. C. "Análisis hasta rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior". *Hormigón y Acero*, núm. 192, pp. 37-43. ATEP, Madrid, 1994.

[4] Aparicio, A. C.; Ramos, G. "Pretensado Exterior en Puentes de carretera". III.- Criterios de Proyecto de elementos de anclaje y desviación". Informe final del Convenio C-2321 entre la D. G. de Carreteras

del Ministerio de Fomento y la UPC, Dpto. de Ingeniería de la Construcción, Cátedra de Puentes. Barcelona, 1996.

autotensión de la traviesa mediante el método de los elementos finitos.

RESUMEN

En el artículo se presentan los aspectos más importantes del proyecto y construcción de un viaducto continuo de tres vanos, de luces $40 + 51 + 40$ m, de hormigón de alta resistencia -60 MPa- y pretensado exterior. Tras la presentación del problema planteado, se describe y justifica la estructura, se comenta la evolución conceptual de su sección transversal hasta llegar a la sección en "pi" de 30 cm de anchura de almas que, definitivamente, se emplea y se comentan los aspectos de diseño que plantea la verificación de los estados límites de servicio y últimos. En el trabajo se hace un énfasis particular en dos aspectos. En el primero, se estudia la respuesta frente a rotura por flexión de este puente con pretensado exterior, problema que se aborda mediante un programa de análisis no lineal formulado para este tipo de estructuras, y se obtienen los coeficientes de seguridad reales frente a las cargas existentes. La segunda cuestión tratada se refiere a los problemas de fisuración por calor de fraguado que pueden producirse en este tipo de puentes, donde se emplean traviesas extremas de anclaje de grandes espesores, al tiempo que se utilizan hormigones de alto contenido de cemento. En el puente en cuestión se midieron temperaturas mediante sondas durante el endurecimiento del hormigón y, con la distribución más desfavorable, se evalúa el estado de

SUMMARY

The paper presents the most important issues regarding the design and construction of a threespan ($40 + 51 + 40$ m) continuous viaduct with high-strength concrete (60 MPa) and external prestressing. The description and reasoning of the final adopted solution involves the evolution of the cross-section from a standard box-girder to the final open section with two webs (only 30 cm wide each) connected by an upper slab. The problems found in the checking of the Serviceability and Ultimate Limit States due to the use of high-strength concrete combined with external prestressing are also commented. Two main topics are addressed in the paper. First, the response up to failure by bending of the bridge. The analysis and calculation of the actual safety factor is carried out using a non-linear Finite Element model specifically developed for bridges with external prestressing. The second point of interest is the cracking due to heat hydration, which is very high in bridges with external prestressing due to the necessity of huge anchorage diaphragms with large dimensions, and the high cement content of concrete. During concrete curing, the real temperature distribution was measured in the bridge by thermocouples. Using the most unfavourable thermal distribution the autostress configuration in the abutment diaphragm is evaluated via a Finite Element model.

Un modelo global de tráfico para la evaluación y gestión de puentes construidos: formulación y metodología

Joan Ramón Casas y César Crespo Minguillón

Dres. Ingenieros de Caminos
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S.I. de Caminos de Barcelona

1. INTRODUCCIÓN

La acción debida al tráfico es la más importante desde el punto de vista del análisis a fatiga de puentes de pequeña y mediana luz. Además, el tráfico representa, para estos puentes, una acción muy significativa en la verificación de los estados límites últimos. A pesar de ello, el valor real de la acción del tráfico en un puente es un valor de difícil cuantificación, debido a su gran aleatoriedad. En este sentido, la modelización de las acciones debidas al tráfico es una línea de investigación en la que puede observarse una perfecta correlación, entre la precisión de los algoritmos utilizados para su estimación y la potencia de los medios de cálculo disponibles. Hoy en día, la existencia de potentes medios de cálculo hace posible el tratamiento, en tiempo real, de la acción de tráfico, mediante algoritmos de simulación. A ello presta también una contribución, no menos importante, el desarrollo, en los últimos años, de distintas técnicas experimentales ["Weight in motion (WIM)" o pesaje en movimiento, básculas dinámicas,...] que permiten la obtención, con gran rapidez y fiabilidad, de determinadas características del tráfico rodado (pesos por eje, distancias entre vehículos, velocidades,...). Desde una perspectiva histórica, los métodos para estudiar el efecto de tráfico en los puentes pueden dividirse en 3 grandes grupos:

- 1) Métodos basados en modelos teóricos, incluyendo la teoría de procesos estocásticos y las aproximaciones de convolución o integración.
- 2) Métodos basados en la simulación de situaciones estáticas de tráfico, sobre los puentes.
- 3) Métodos basados en la simulación de las condiciones de circulación sobre los puentes.

Está claro que el primer grupo tenía su razón de ser en una época en la que no era posible un tratamiento de tipo numérico del fenómeno. Dentro del mismo, se han propuesto distintos modelos [2, 3, 4]. Las ventajas del modelo de "Markov Renewal", para adaptar las llegadas de vehículos pesados al puente, así como las características de dichos vehículos, fueron propuestas en [5]. Los autores de dicho modelo pretenden, básicamente, el cálculo de los valores máximos de la acción del tráfico, en el período de vida esperado del mismo. Dentro de este primer grupo se encuentran también modelos para el estudio de la fatiga debida al tráfico. En [6], se analiza el comportamiento dinámico del puente, ante las acciones del tráfico, mediante una técnica de descomposición modal. Los parámetros estadísticos del histograma final de incrementos de tensión, se

calculan a partir de los obtenidos para cada uno de los modos. La gran cantidad de hipótesis y simplificaciones que incluyen estos métodos, los hacen sólo adecuados para aproximar los efectos considerados en puentes de pequeña y mediana luz.

Dentro del segundo grupo se encuentran los modelos presentados en [7, 8, 9]. En dichos modelos se analizan 2 situaciones de tráfico: congestionado y libre. Utilizando los registros de tráfico obtenidos en campañas experimentales, y a partir del número esperado de situaciones de tráfico libre y de situaciones de atasco, dentro de la vida total del puente, el modelo combina los resultados obtenidos de las situaciones elementales analizadas, y extrapola los valores para obtener los efectos máximos en la vida del puente. El hecho de que se basen en la observación de las probabilidades de multipresencia de vehículos en el puente, los hacen válidos sólo para puentes de pequeña luz, donde sólo son posibles pocas combinaciones de multipresencia de vehículos pesados. Por otra parte, las correlaciones que se dan en el tráfico real (correlación e interacción entre los tipos de vehículos en un carril, entre los distintos carriles, la correlación entre las condiciones de tráfico y el día de la semana, etc...), no pueden tenerse en cuenta de manera precisa. Por ello, no resultan adecuados para el estudio de tráfico en puentes de luz importante, donde, con toda probabilidad, la foto del tráfico sobre el puente (situación relativa de los vehículos entre sí) será cambiante a lo largo del tiempo.

Dentro del tercer grupo, podemos encontrar el modelo desarrollado por Gorse [10, 11]. En [12], se ha implementado un modelo algo distinto. Todas las características de los vehículos y el instante de su llegada al puente, se toman de registros reales de tráfico. Las velocidades y posiciones de los vehículos, se mantienen constantes a lo largo del tiempo que los vehículos tardan en cruzar el puente. Otros modelos de este grupo pueden encontrarse en [13,14]. Este grupo de modelos son los más completos. Permiten obtener resultados, tanto para el análisis a fatiga (registros continuos a lo largo del tiempo), como para capacidad última (valor máximo en un determinado período de tiempo). Sin embargo, tampoco en ellos se tienen en cuenta las correlaciones entre

tipos de vehículos en un carril y los distintos carriles. Cuanto mayor sea la precisión en la modelización de dichas correlaciones, mayor es la longitud de los puentes que pueden analizarse; pero mayores son también los recursos informáticos y de cálculo necesarios. Otro inconveniente, común a estos modelos, es la gran cantidad de registros experimentales de tráfico que requieren.

2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO PROPUESTO

Tal como ya hemos dicho, los modelos existentes para tener en cuenta la acción del tráfico, no son del todo generales, en el sentido de que están orientados, unos, sólo a la predicción de efectos máximos en períodos de tiempo largos, para su uso en la verificación de los ELU, y los otros, a la definición de los efectos de fatiga, donde, en lugar del efecto máximo, es necesaria una historia temporal, más o menos larga, de los efectos del tráfico. En el caso de los modelos que intentan tratar los dos casos, las hipótesis y simplificaciones adoptadas los hacen poco aproximados. Por otro lado, la práctica totalidad de los modelos existentes se orientan, o bien hacia la definición de los modelos de sobrecarga que hay que tener en cuenta en el diseño de nuevos puentes, o bien hacia la evaluación de puentes construidos. En resumen, los modelos existentes tratan, sólo de manera parcial, el fenómeno de la sollicitación debida al tráfico. En el trabajo que aquí se presenta, se ha desarrollado un modelo completo, válido para todos los posibles efectos (valor máximo en un determinado período, fatiga, valor frecuente...) y para toda situación (proyecto de nuevos puentes y evaluación de los construidos), considerando las interrelaciones más importantes existentes en el flujo real de tráfico [15]. Esto último, hace al modelo válido para el estudio de puentes de cualquier luz, no estando limitado al caso de puentes de luces medias o pequeñas.

En consecuencia, los objetivos que se han perseguido en la elaboración del modelo han sido los siguientes:

- 1) Que sea un modelo válido para la verificación, tanto de los ELS como ELU.
- 2) Que incluya las correlaciones e interre-

laciones entre vehículos, dentro del flujo normal de tráfico por vías de varios carriles, en un mismo sentido o distinto sentido de circulación. Además, a lo largo del período de estudio, debe evitarse la posible superposición de vehículos, lo cual es una fuente importante de error ya que no refleja la realidad.

3) Que sea fácilmente adaptable a las características particulares del tráfico en un lugar determinado. Este punto es importante de cara a la evaluación estructural de puentes existentes.

4) Que no requiera grandes cantidades de datos experimentales de tráfico, obtenidos en períodos largos de tiempo.

5) Que sea un modelo válido para estudiar puentes de pequeña, mediana y gran luz.

En relación al primer objetivo, el modelo debe ser capaz de: 1) obtener la acción del tráfico sobre el puente, en función del tiempo y 2) extrapolar los valores máximos obtenidos del caso anterior, para obtener los valores máximos representativos de períodos de retorno largos. En consecuencia, la metodología seguida fue la de construir un modelo de simulación de tráfico, para cumplir lo primero, y un modelo de extrapolación, basado en la estadística de valores extremos, para cumplir el segundo. A continuación, vamos a describir ambos modelos.

3. MODELO DE SIMULACIÓN DE TRÁFICO

Para tener en cuenta la aleatoriedad de la acción del tráfico, se da un tratamiento estadístico a las variables más importantes involucradas: tipo de vehículo (pesado, ligero...), intervalos de tiempo entre vehículos, peso de



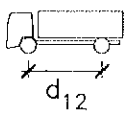
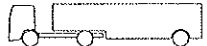

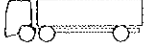

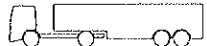

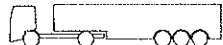
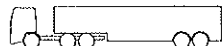
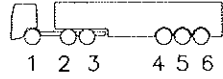

cada vehículo y su distribución en cada eje, distancia entre ejes extremos y entre cada par de ejes, velocidad de los vehículos, intensidad diaria por carril y densidad del tráfico.

Para caracterizar estadísticamente estas variables se han utilizado registros experimentales de tráfico, obtenidos en campañas de aforo en las carreteras españolas [16]. En primer lugar, se han agrupado los distintos tipos de vehículo existentes en la red, en un total de 21 tipos de vehículo, en función del número de ejes y otras características (Figura 1). Como ejemplo concreto de la multitud de resultados obtenidos del tratamiento estadístico de los datos de tráfico, en la Figura 2 pueden verse los histogramas del peso total de dos vehículos tipo. En la Tabla 1, se puede ver la matriz de correlación de las variables que representan carga por eje y carga total, para el vehículo tipo 8 (3 ejes). Dicha matriz pone claramente de manifiesto, la interdependencia que existe entre los pesos de los distintos ejes del vehículo.

El modelo de simulación de tráfico contiene dos algoritmos distintos. Con el primero, se crean registros de tráfico que representan situaciones de tráfico análogas a las reales. El segundo algoritmo, gestiona el paso de los vehículos del registro sobre el puente. Esta filosofía se debe al hecho de que existen muchos más datos de tráfico, relativos a las variables básicas del tráfico (IMD anual, su relación con la intensidad de tráfico mensual, porcentaje de vehículos pesados, etc...) que relativos a registros temporales de una cierta longitud, donde se midan separaciones entre vehículos, entre ejes, pesos por eje, velocidades de los vehículos, etc... Las variables básicas (IMD, porcentaje de pesados...) se han venido obteniendo por las Administraciones de carreteras, desde hace muchos años, y se conocen para la mayor parte de vías impor-

Tabla 1. Matriz de correlación de pesos para el vehículo tipo 8 (Figura 1).
 W_i = Peso del eje i . W_G = Peso total

	W_1	W_2	W_3	W_G
W_1	1.00	0.40	-0.74	-0.04
W_2	0.40	1.00	-0.89	0.11
W_3	-0.74	-0.89	1.00	-0.02
W_G	-0.04	0.11	-0.02	1.00

Nº DE EJES	CONFIGURACION EJES			VEHICULO TIPO
2		$d_{12} < 3.1$	$P < 35 \text{ kN}$	1
			$P > 35 \text{ kN}$	2
		$3.1 < d_{12} < 3.6$		3
		$3.6 < d_{12} < 4.6$		4
		$4.6 < d_{12}$		5
3		$d_{12} + d_{23} > 9.0$		6
		$d_{12} + d_{23} < 9.0$	$d_{12} > d_{23}$	7
			$d_{23} > d_{12}$	8
4		$d_{12} < 2.2$ $d_{34} < 2.2$		9
		$2.2 < d_{12} < 4.0$ $d_{34} < 2.2$	$d_{12} + d_{23} < 9.0$	10
			$d_{12} + d_{23} > 9.0$	11
		$d_{12} > 4.0$ $d_{34} < 2.2$		12
		$d_{34} > 2.2$		13
5		$d_{34} + d_{45} < 4.0$	$d_{12} < 4.0$	14
			$d_{12} > 4.0$	15
		$d_{34} + d_{45} > 4.0$	$d_{34} > 2d_{45}$	16
			$d_{45} > 3.0$	17
6		$d_{14} < 11.0$		18
		$d_{14} > 11.0$		19
		$d_{34} > 2.5$		20
		$d_{34} < 2.5$		21

Nota: d_{ij} = distancia entre ejes (i) y (j)

Figura 1. Configuración de los vehículos tipo, en las carreteras españolas.

tantes existentes en la red. Esta fue la razón para crear un algoritmo que generara registros ficticios de tráfico, parecidos a los reales, a partir de dichos valores básicos. Al final, el

modelo de simulación de tráfico sólo necesita información acerca de la configuración de los vehículos en la vía considerada, y de los valores de dichas variables. Los datos refe-

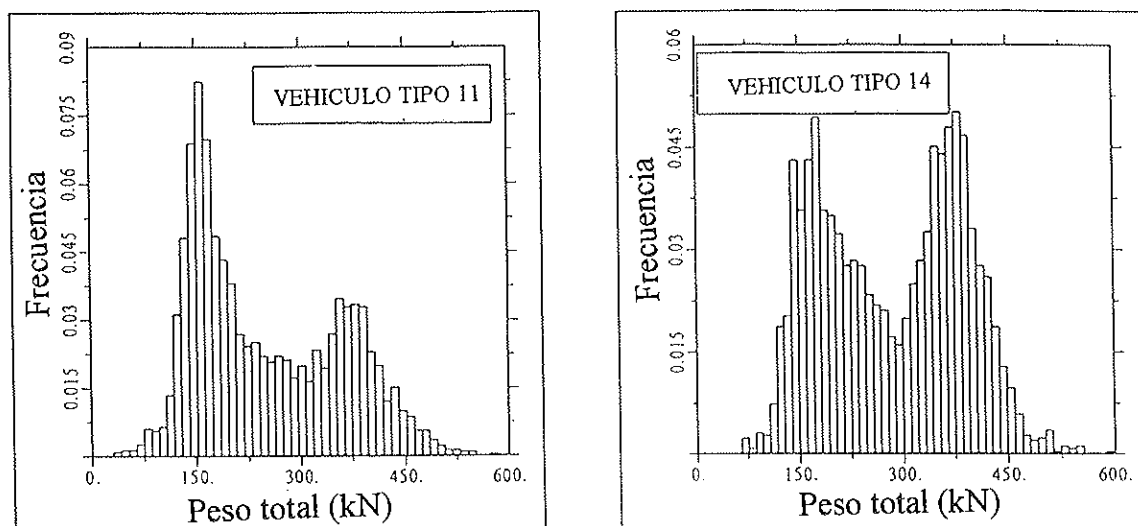


Figura 2. Histograma de la variable "peso total" de los vehículos tipo 11 y 14 de la Figura 1.

rentes a la configuración de los vehículos se obtienen de registros de tráfico; mientras que los datos relativos a las variables básicas del tráfico, se toman de los estudios tradicionales de tráfico que se recogen en anuarios y mapas de tráfico, para distintos períodos de tiempo. El algoritmo se ha contrastado y calibrado con los datos de registros completos obtenidos en campañas de pesaje dinámico [16]. La simplicidad de la información requerida, convierte al modelo en un modelo muy versátil que permite al usuario reproducir las condiciones de tráfico, en cualquier punto de la red viaria. Esta característica lo convierte también en una herramienta muy útil en la determinación de las acciones reales de tráfico en puentes existentes, en el sentido de que el registro de dichos datos básicos (IMD, % de pesados) en un punto cercano al de ubicación del puente, permite particularizar el modelo a las condiciones de tráfico concretas del mismo.

Para simular el flujo de tráfico sobre un puente es necesario hacer alguna hipótesis de estacionariedad que permita disminuir el período de simulación y, con ello, el tiempo de cálculo. Se ha considerado como estacionaria la acción de tráfico en un período de un año. Es decir, se considera que los valores medios de las distintas variables son los mismos dentro de un año, aunque pueden variar mes a mes, dentro de dicho año, para tener en cuenta el fenómeno de estacionalidad, entre condiciones de invierno y verano, en

determinadas vías. Además, se ha adoptado una semana, como período básico de simulación, de acuerdo con las consideraciones presentadas en [17]. Dentro de cada semana, se ha tenido en cuenta, también, la posibilidad de distintas condiciones de tráfico, entre los días laborables y de fin de semana.

3.1 Generación del registro de tráfico

A partir del valor de la IMD, y considerando que la intensidad media de vehículos en una semana es una variable aleatoria, con los mismos parámetros que la intensidad media mensual, se calculan los parámetros de la Función de Distribución Acumulada (FDA) de dicha variable, mediante el análisis de la variabilidad de la relación entre la IMD mensual y la anual. Dicha variabilidad se encuentra recogida en los anuarios sobre aforos de tráfico, publicados. Por tanto, es posible obtener tantas realizaciones de la variable "intensidad media semanal" como número de semanas se deseen simular. A partir de los valores recogidos en las Figuras 3 y 4, obtenidos de datos básicos de tráfico, se puede obtener el número de vehículos que llegan al punto en cuestión, para cada hora de la semana simulada. A continuación, se decide el carácter del tráfico en dicha hora (libre o congestionado) mediante el muestreo de una distribución binomial. Seguidamente, el tráfico diario se divide

entre los distintos carriles de la vía. Mediante curvas como la de la Figura 5 se puede obtener la densidad de tráfico en cada carril. Conociendo la intensidad horaria media (I) y la densidad horaria media (D), puede obtenerse la velocidad media ($V = I/D$) y el intervalo de tiempo medio entre vehículos consecutivos ($T = 1/I$).

El siguiente paso es la asignación de todos los vehículos, dentro de una hora, a un determinado tipo de los de la Figura 1. El proceso para definir el tipo de vehículo que seguirá a otro de un determinado tipo, se modeliza mediante un proceso de Markov [18]. La matriz de transmisión del proceso se calcula a partir de los registros de tráfico existentes, obtenidos en distintas estaciones de aforo de pesaje dinámico. Dicha matriz depende de la densidad de vehículos, de la proximidad del carril en estudio al carril más lento, y del tipo de día (laborable o festivo). Conociendo el número de vehículos por carril, la densidad y las matrices de transmisión, se puede saber, en cada hora, a qué tipo de vehículo corresponde cada uno de los vehículos que llegan al punto de estudio.

Una vez clasificados todos los vehículos, hay que conocer su velocidad y el intervalo de tiempo existente entre ellos. Tal como puede verse en la Figura 6, el intervalo de tiempo entre vehículos depende de la intensidad. Sin embargo, la variable "tiempo

entre vehículos dividido por el intervalo de tiempo medio T ", es bastante independiente de dicha intensidad (Figura 7). Por dicho motivo, la obtención de los intervalos de tiempo entre vehículo, se ha basado en esta nueva variable. Se han utilizado distintas funciones de probabilidad acumulada, para dicha variable, para tener en cuenta el distinto comportamiento entre vehículos ligeros y pesados, densidades de tráfico de distintos tipos y la diferencia entre carriles rápidos y lentos.

Un proceso análogo al anterior se ha utilizado para la simulación de las velocidades de cada vehículo, apoyándonos en la variable adimensional "velocidad de cada vehículo dividida por la velocidad media, V ", ya que se ha verificado que esta variable depende muy poco de la intensidad. Estas velocidades se entienden como velocidades deseadas, es decir, que se mantendrían si no existiera interrelación entre los distintos vehículos del flujo de tráfico, es decir, si los vehículos no fueran interrumpidos por el resto de vehículos. La modificación de estas velocidades para acomodarse al flujo de tráfico, es lo que hace el algoritmo de gestión de tráfico que describiremos en el punto siguiente.

Finalmente, se asignan pesos por eje y distancias entre ejes, a todos los vehículos. Ello se hace a partir de las variables básicas, peso total y distancia entre ejes extremos, cuya

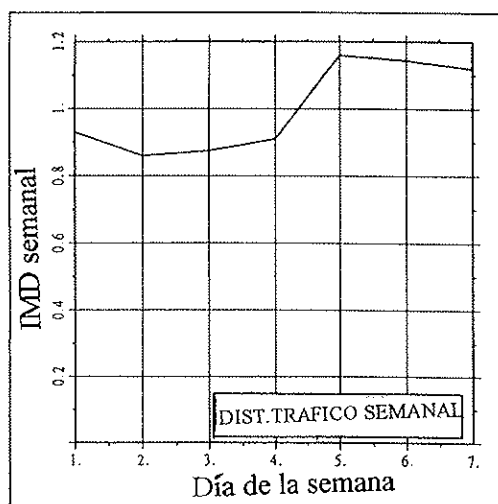


Figura 3. Distribución de la IMD semanal, dentro de cada día de la semana.

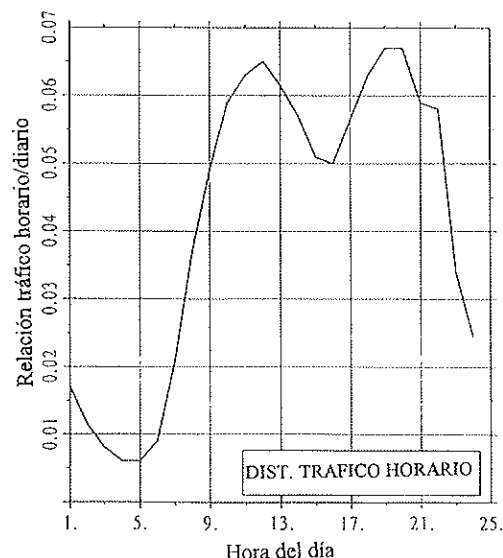


Figura 4. Relación entre la intensidad diaria y la horaria dentro del día

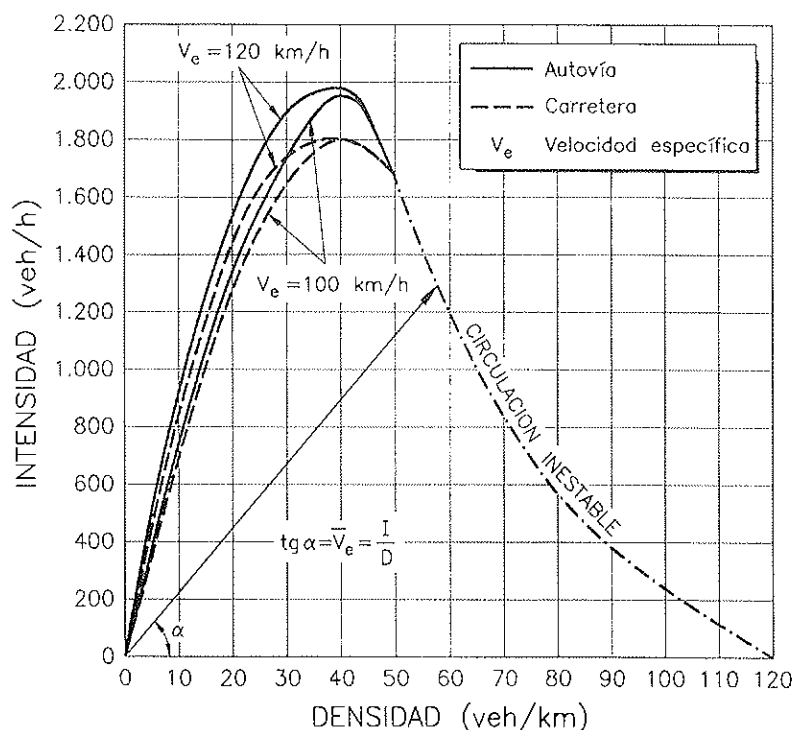


Figura 5. Relación entre la intensidad y la densidad media de vehículos.

distribución estadística se conoce para cada tipo de vehículo (Figura 1) merced a los registros de tráfico de pesaje dinámico existentes en distintas carreteras españolas [16]. Asimismo, se poseen las matrices de correlación, análogas a la de la Tabla 1, que nos dan la relación entre las variables aleatorias “peso total” y “peso por eje” para cada uno

de los vehículos tipo de la Figura 1. Por ejemplo, en la Figura 8 se comparan los valores reales (medidos) de los pesos por eje con los obtenidos en la simulación a partir de las matrices de correlación. Hay que tener presente que en los puentes de pequeña luz es fundamental obtener con precisión las cargas por eje más que los pesos totales.

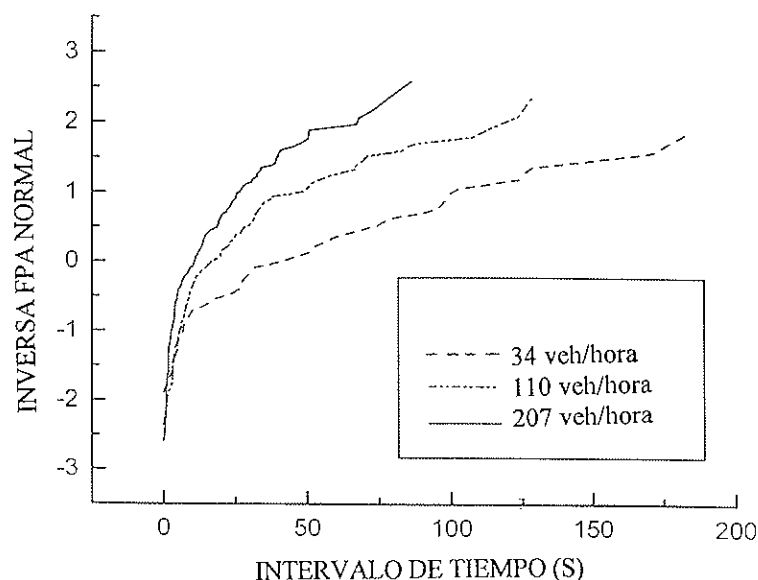


Figura 6. Función de probabilidad acumulada (FPA) de la variable “intervalo de tiempo entre vehículos” para distintas intensidades horarias.

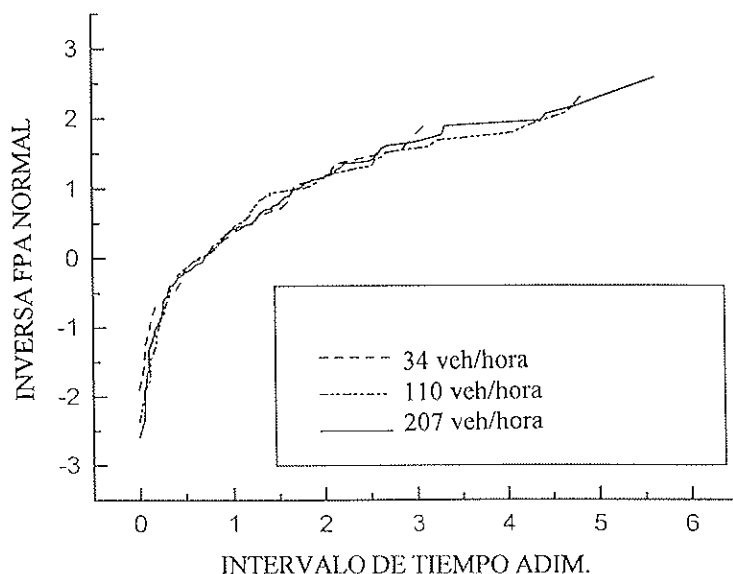


Figura 7. FPA de la variable adimensional "intervalo de tiempo entre vehículos" para distintas intensidades horarias.

Llegados a este punto se conocen, para cada carril, la configuración de pesos y distancias entre ejes de todos los vehículos, su

velocidad y la distancia temporal entre vehículos, es decir, hemos generado un registro ficticio de tráfico parecido al que hubiéramos

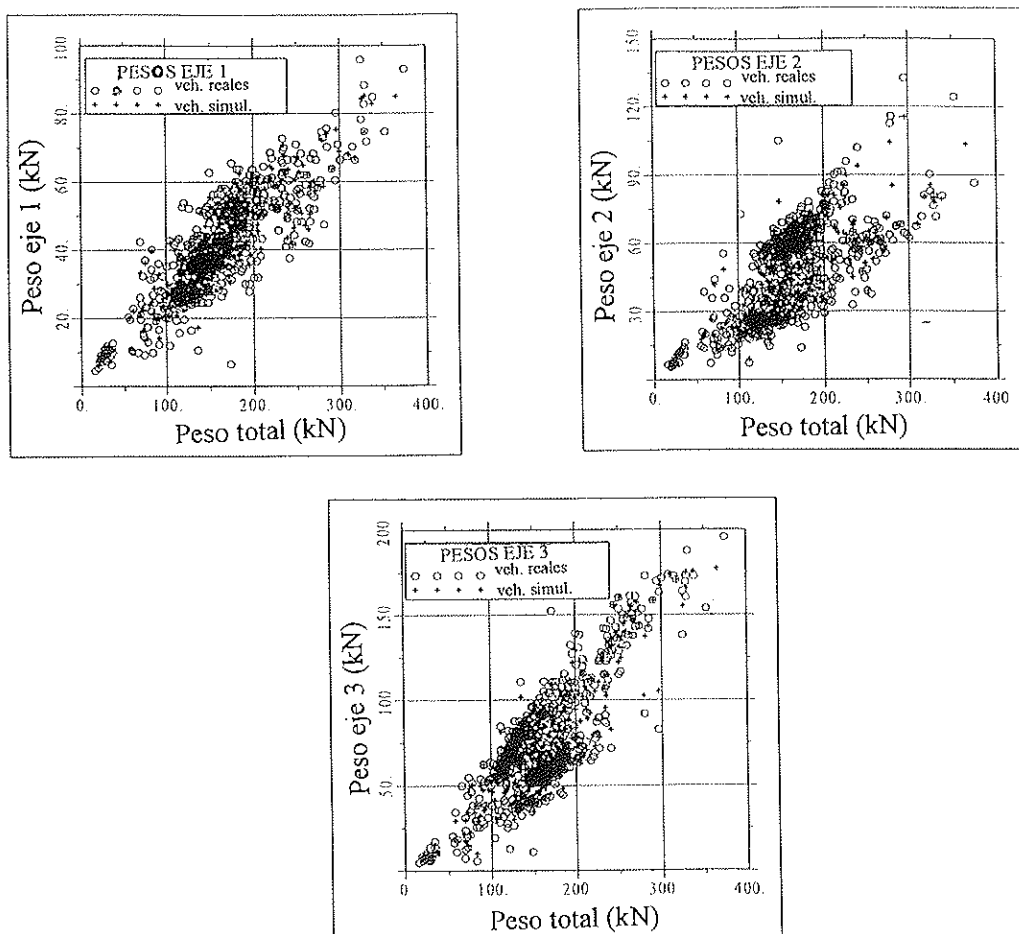


Figura 8. Distribución del peso total del vehículo tipo 8 (Figura 1) entre los distintos ejes.

mos obtenido mediante un sistema de pesaje dinámico. Dicho registro es puntual en el sentido de que es el que se obtendría en una estación de aforo situada en un determinado punto, por ejemplo unos metros antes de la entrada a un puente. Por ello, el paso siguiente es conocer cómo evoluciona dicho registro en el tiempo a medida que los vehículos van cruzando el puente puesto que ello incidirá en las solicitaciones sobre el mismo.

3.2 Gestión del flujo de vehículos sobre el puente

Tal como se ha dicho, uno de los principales objetivos del modelo de simulación de tráfico es el de tener en cuenta las correlaciones e interrelaciones existentes entre los vehículos de los distintos carriles, y el evitar solapamientos entre ellos. Para ello, el algoritmo de gestión debe tener en cuenta las siguientes posibilidades: adelantamientos entre vehículos, aceleraciones y deceleraciones y cambios en la velocidad en cada instante de tiempo.

El algoritmo es distinto, obviamente, entre vías de dos carriles con un carril en cada sentido (carretera), de las vías con varios carriles en la misma dirección (autovía o autopista). En el primer caso, por ejemplo, cada vehículo va a una velocidad constante mientras no se ve afectado por otro a menor velocidad en el mismo carril a una determinada distancia. Esta distancia mínima, (d_1 , en la Figura 9), se calcula como

el espacio que el vehículo número 1 necesita para acomodar su velocidad a la del vehículo número 2, con dos condiciones: una deceleración constante máxima admisible para el vehículo, y una distancia final mínima de 1 metro entre ambos vehículos cuando su velocidad se iguala. Con estas condiciones, la expresión final de dicha distancia es la siguiente:

$$d_{col} = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2 \cdot a} + 1.0 \quad (1)$$

donde v_1 , v_2 son las velocidades de los vehículos 1 y 2 en el instante de tiempo considerado, y a es la deceleración máxima admisible. Si el vehículo número 1 se ve afectado por el precedente y no hay ningún otro vehículo intentando adelantar, tratará de adelantar. La operación de adelantamiento se divide en dos partes: primero hay que ver si existe la posibilidad de colisión con un vehículo en sentido contrario, y en segundo lugar, debe analizarse si existe suficiente espacio para realizar el adelantamiento y volver al carril. Para ello, si la distancia d_3 es mayor que una distancia mínima se realiza el adelantamiento. La distancia mínima se mide en términos de una distancia mínima d_4 entre la parte trasera del vehículo 4 y la delantera del 1 en el momento en que se verifica la operación y una deceleración admisible en el vehículo 1 cuando trata de reducir su velocidad para evitar el choque con el vehículo 4. Si alguna de las condiciones no se cumple, el vehículo permanece en su carril acomodando su velocidad a la del vehículo que tiene delante. En todos los

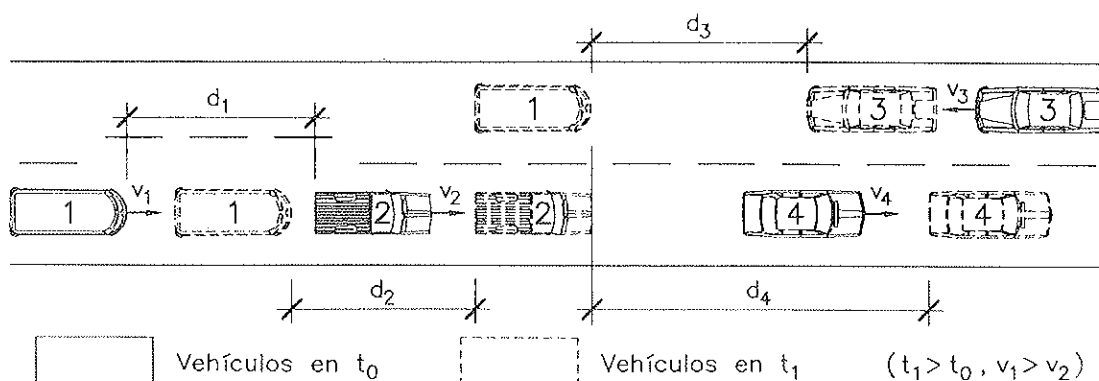


Figura 9. Esquema de la operación de adelantamiento en una carretera de dos carriles con doble sentido de circulación.

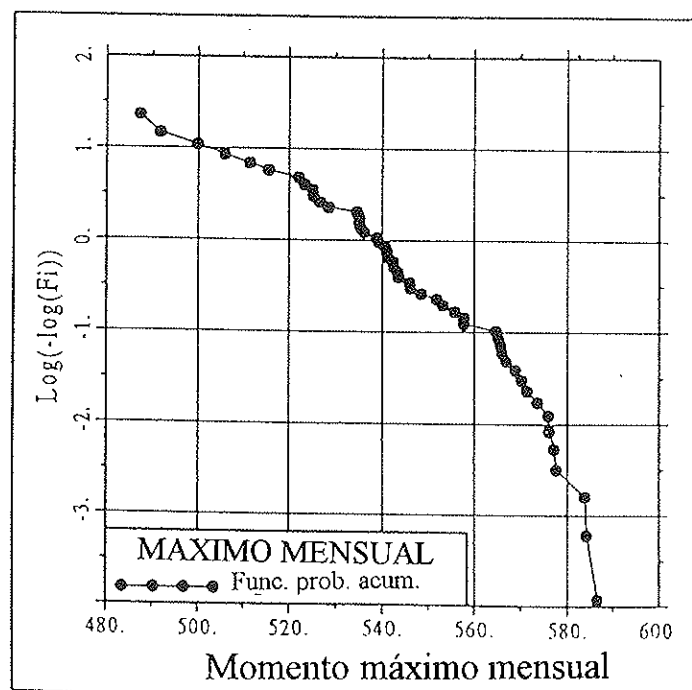


Figura 11. FPA del efecto máximo mensual.

nencial que se asume para las velocidades dentro de este último estado.

Otra metodología se debe a Gusella [22]. Se centra en los excesos de las velocidades de viento sobre un determinado umbral. El objetivo es aumentar la base de datos, que se utilizará posteriormente para ajustar una distribución tipo I. Se escoge un valor umbral y se consideran sólo los valores superiores, a los cuales se les ajusta una distribución tipo I para máximos anuales, a partir de la cual se obtiene la del período considerado. El principal problema es la falta de objetividad en la definición del umbral (distintos umbrales dan lugar a resultados radicalmente distintos) y la falta de un fundamento teórico para dicho proceder.

En la misma línea de los excesos sobre un umbral, existen otros trabajos de interés que se centran en el análisis de la cola superior de la distribución utilizando estadística de máximos. Se trata de estudiar los excesos sobre un determinado umbral como una nueva variable aleatoria. El punto de partida es un conjunto de observaciones (X_1, \dots, X_n) independientes e igualmente distribuidas y un umbral U . Si se conoce la función de probabilidad acumulada de X , $[F_X(x)]$, entonces la de la variable $S = \text{"exceso de } X \text{ sobre"}$

el umbral U ", $S = X - U$, dado que $x > U$, puede escribirse como:

$$\begin{aligned} F_S(s/U) &= P[X - U < s / X > U] = \\ &= \frac{P[X < s + U] - P[X < U]}{P[X > U]} = \\ &= \frac{F_X(s + U) - F_X(U)}{1 - F_X(U)} \quad 0 < s < X_{\max} - U \end{aligned} \quad (3)$$

Se demuestra que la familia de distribuciones para S es la Distribución Generalizada de Pareto (GPD), definida como:

$$G_S(s) = 1.0 - \left(1 + \frac{\xi \cdot s}{\sigma}\right)^{-\frac{1}{\xi}} \quad \xi \neq 0 \quad (4)$$

$$1.0 - \exp\left(-\frac{s}{\sigma}\right) \quad \xi = 0 \quad (5)$$

$F_S(s/U)$ se aproxima bien por la GPD (G_S) si y sólo si F_X se encuentra en el dominio máxi-

mo de atracción de una distribución de extremos.

En este trabajo, hemos considerado una semana como el período de simulación para el tráfico. Por tanto, tras el proceso de simulación, se conoce el valor máximo de un determinado esfuerzo para un conjunto de semanas. Se pueden considerar dichos máximos como un conjunto de realizaciones de la variable independiente "efecto máximo en una semana". Por otra parte, se acepta normalmente que el valor máximo de un esfuerzo en una estructura en un período largo de tiempo es una variable que sigue una distribución tipo I. Por tanto, la variable "máximo semanal" está en el dominio de atracción de una distribución de extremos [18] y, en consecuencia, la variable "exceso del valor máximo semanal sobre el umbral U " tendrá la forma de una GPD.

Una vez definida la función de distribución de la variable, el paso siguiente consiste en encontrar el valor del umbral U y calcular sus parámetros σ , ξ . Ha habido distintas aproximaciones a este problema. Hosking and Wallis [23], proponen el método de los momentos. El i -ésimo momento de la GPD existe si $\xi < 1/i$. Entonces, la media y varianza de la GPD son: $\mu = \sigma / (1 - \xi)$, $\text{var} = \sigma^2 / [(1 - \xi)^2 (1 - 2\xi)]$. Los estimadores de σ y ξ son: $\sigma = 0.5 \times (1 + x^2 / s^2)$, $\xi = 0.5 (1 - x^2 / s^2)$, siendo x y s^2 la media y varianza de la muestra de valores de la variable aleatoria S . Dichos estimadores son 100% eficientes cuando $\xi = 0$. Cuando $\xi > 0.25$, el método no puede aplicarse. El principal problema de este método radica en que no consideran ningún método óptimo para la determinación del umbral.

La metodología utilizada en este trabajo para la estimación del umbral y los parámetros es la de Maes [24], y se basa en la minimización de la suma ponderada de errores cuadráticos:

$$SWSE = \sum_{i=1}^n w_i \left[L_i - L(x_i / u, \xi, \sigma) \right]^2 \quad (6)$$

donde la función $L(x_i / u, \xi, \sigma)$ es el logaritmo cambiando de signo de la probabilidad de exceso de x_i , dado un umbral escogido, u ,

y los parámetros de la GPD, ξ y σ . La suma se extiende a todos los valores superiores al umbral. Las expresiones para la función discreta y continua son:

$$L_i = -\ln \left(1 - \frac{i}{n+1} \right) \quad (7)$$

$$L(x_i / u, \xi, \sigma) = \frac{1}{\xi} \ln \left(1 + \frac{\xi(x_i - u)}{\sigma} \right) \quad (8)$$

siendo n el número de realizaciones x_i , por encima del umbral u .

Dependiendo de los objetivos buscados, Maes propone distintos métodos óptimos para la estimación de los pesos w_i . En el caso de determinar probabilidades pequeñas, o para el cálculo de períodos de retorno con errores relativos mínimos, propone tomar w_i igual a 1.0. Esto es lo que hemos hecho en el presente trabajo. Para la elección del umbral, Maes no da ninguna recomendación especial. La metodología adoptada aquí se basa en dibujar las dos funciones $L(x_i / u, \xi, \sigma)$ y L_{i^*} ($i = 1, n$), para distintos umbrales, u_{i^*} , con $F_X(u_{i^*}) > 0.90$. El valor escogido para u , es el que proporciona la mejor aproximación entre ambas curvas. En el caso particular que nos ocupa, centrado en los esfuerzos máximos causados por la acción del tráfico, la mayoría de los casos han conducido a valores de ξ iguales a 0. Ello significa que la función L debe ser una recta, y por tanto es fácil decidir si la secuencia de puntos L_i para un determinado umbral, u , tiene dicha forma.

Una vez se conoce la función $G_S(s/U)$, es fácil extrapolar para obtener el efecto máximo en un determinado período de tiempo, T , formado por N intervalos básicos, ($F_{MT}(v) = [F_X(v)]^N$). Para estimar los momentos de la variable "Efecto máximo en T (MT)", se efectúa una simulación.

Resulta importante destacar que para valores de v_b menores que el valor final adoptado para el umbral u , el cálculo de $F_X(v_i)$ debe hacerse de acuerdo con el orden de los datos originales menores que u , mientras que para realizaciones mayores a u , debe utilizarse la función GPD obtenida. Por tanto, para un conjunto de M realizaciones:

$$F_X(v) = \frac{v - x_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} \cdot \frac{1}{M+1} + \frac{i-1}{M+1} \quad x_{i-1} < v < x_i = x_u = U \quad (9)$$

$$F_X(v) = (1 - F_X(U)) \cdot \left[1 - \left(1 + \frac{\xi}{\sigma} \cdot (v - U) \right)^{-\frac{1}{\xi}} \right] + F_X(U) \quad \text{para } v \geq x_u = U \quad (10)$$

Obtenida una serie de realizaciones de la variable MT mediante simulación, se pueden calcular sus parámetros estadísticos.

5. CONCLUSIONES

El modelo de tráfico general presentado es una herramienta muy eficaz para el estudio de los estados límites de servicio y últimos más significativos (flexión, fatiga, fisuración,...) en puentes de carretera de cualquier luz y de cualquier material (hormigón, metálicos o mixtos). Su generalidad lo hace adecuado para la revisión o calibración de los modelos actuales de sobrecarga de tráfico a tener en cuenta en el proyecto de puentes de carretera, así como en la evaluación estructural de puentes existentes, tal como se puede ver en el artículo centrado en las aplicaciones del mismo [1]. El modelo considera la aleatoriedad en las variables más representativas del tráfico de carretera a través de su tratamiento estadístico. En la simulación del flujo de tráfico se tienen en cuenta las distintas operaciones de conducción (adelantamiento, frenado) e incluye, también, las correlaciones más importantes entre los vehículos en distintos carriles, entre intensidades horarias y probabilidad de atasco, entre el tipo de vehículo y su velocidad,...

Una de las mayores aportaciones del modelo es su factibilidad para ser utilizado en el estudio frente a acciones de tráfico de puentes de gran luz: arcos, atirantados, colgantes. Por ejemplo, el modelo puede utilizarse tanto para obtener la acción de tráfico característica en la verificación del tablero de un puente atirantado frente al ELU de rotura por flexión, como para deducir el valor de la acción de tráfico a tener en cuenta en la verificación a fatiga de los correspondientes tirantes. Un ejemplo al respecto se presenta en [1].

El modelo presenta una flexibilidad total

para su adaptación a distintas características de tráfico (IMD, porcentaje de pesados,...). Este es un aspecto importante de cara a su utilización en la evaluación de puentes construidos en lugares donde sólo se conocen dichas características básicas del tráfico, siendo de extremo interés una predicción muy ajustada de la acción real de tráfico sobre los mismos. En efecto, un determinado valor u otro puede desembocar en una u otra decisión en relación a la política de inspección, reparación, refuerzo o sustitución a seguir. Así se pone de manifiesto en los distintos ejemplos presentados en [1]. En consecuencia, su inclusión dentro del módulo de acciones a considerar en un Sistema Integrado de Gestión de Puentes puede ser muy ventajosa.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de investigación es parte de la Tesis Doctoral de D. César Crespo, para la elaboración de la cual contó con una beca FI de la Generalitat de Catalunya para la formación de investigadores. Los autores desean también agradecer la ayuda económica del Ministerio de Educación y Cultura (Dirección General de Enseñanza Superior) a través de los proyectos de investigación PB94-1199 y PB95-0769.

Los autores quieren mostrar también su agradecimiento al Centro de Estudios de Carreteras del CEDEX y al Servicio de Puentes y Estructuras de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento por habernos proporcionado los datos de los aforos de tráfico necesarios para la calibración del modelo.

7. REFERENCIAS

1. J.R. Casas, C. Crespo: *Un modelo global de tráfico para la evaluación y gestión de*

puentes construidos: Aplicación y Ejemplos. Hormigón y Acero. En prensa (núm. 209).

2. C.C. Tung: *Random Response of Highway Bridges to Vehicle Loads*. Journal of the Eng. Mech. Division, ASCE, N.º EM 5 (1967).
3. O. Ditlevsen: *Extremes and First Passage Times with Applications in Civil Engineering*. Tesis Doctoral. Technical University of Denmark (1973).
4. R.D. Larrabee: *Modeling Extreme Vehicle Loads on Highway Bridges*. Report CE R78-27. Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA (1978).
5. M. Ghosn, F. Moses: *Markov Renewal Model for Maximum Bridge Loading*. Journal of Eng. Mech., ASCE, Vol. 111, N.º 9 (1985), pp. 1093-1104.
6. G. Macchi, E.F. Radogna, G. Magenes, A.L. Materazzi: *Analisis probabilistica della sicurezza a fatica dei ponti*. Giornali del Genio Civile, N.º 4 (1989), pp. 151-178.
7. R. Bez: *Modelisation des charges dues au trafic routier*. Tesis Doctoral, EPFL, Lausanne (1989).
8. A.S. Nowak: *Live Load Model for Highway Bridges*. J. Struct. Safety, 13 (1+2), (1993), pp. 53-66.
9. J.A. Sobrino, J. R. Casas: *Caracterización de las acciones del tráfico en puentes de carretera. Aplicación al caso español*. Hormigón y Acero, N.º 190, (1994), pp. 67-81.
10. J.F. Gorse: *Calcul des effets du trafic routier sur le ponts par le programme TRAFMUL*. Bull. Liaison Labo. P. et Ch. N.º 96, (1988), pp. 41-47.
11. J.F. Gorse: *Le calcul des effets produits par plusieurs voies de trafic routier sur un pont. Le logiciel TRAFMULTI*. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., N.º 164, (1989) pp. 54-63.
12. R. Eymard, B. Jacob: *Un nouveau logiciel: le programme CASTOR pour le calcul des actions et sollicitations du trafic dans les ouvrages routiers*. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., N.º 164, (1989), pp. 64-77.
13. A. Vrouwenvelder, P.H. Waarts: *Traffic Flow Models*. TNO report B-91-0293. TNO Building and Construction Research. Delft (1992).
14. DYBES: Simulation program for the dynamic calculation of the crossing vehicles on road bridges. Institute for steel structures, RWTH, Aachen (1990).
15. C. Crespo: *A reliability based methodology to define the limit state of decompression in prestressed concrete bridges*. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, 1996.
16. CEDEX - Dirección General de Carreteras: *Evaluación del espectro de cargas con básculas dinámicas portátiles y permanentes*. Madrid, 1992.
17. B. Jacob, L. Jiang: *Probability Fatigue Reliability*. Proceedings de ICOSAR 93. Innsbruck, 1993.
18. J.R. Benjamín, C.A. Cornell: *Probabilidad y Estadística en Ingeniería Civil*. McGraw-Hill, 1981, Bogotá.
19. G.R. Dargahi-Nobary: *New method for prediction of extreme wind speeds*. Jnal. of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 115, N.º 4, (1989), pp. 859-866.
20. M. Grigoriu: *Estimates of extreme winds from short records*. Jnal. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, N.º 7, (1984), pp. 1467-1484.
21. E.D.H. Cheng, A.N.L. Chiu: *Extreme winds simulated from short-period records*. Jnal. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111 (1985), pp. 77-94.
22. V. Gusella: *Estimation of Extreme Winds from Short-term records*. Jnal. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, N.º 2 (1991), pp. 375-390.
23. J.R.M. Hosking, J.R. Wallis: *Parameter and Quantile Estimation for the Generalized Pareto Distribution*. Technometrics, Vol. 29, N.º 3 (1987), pp. 339-349.
24. M.A. Maes: *Tail heaviness in structural reliability*. Proceedings de Applications of Statistics and Probability (ICASP), Paris, 1995, pp. 997-1002.

RESUMEN

En el artículo se presenta un modelo general para la obtención de las acciones de

tráfico en puentes de carretera. Para conseguir la globalidad, en el sentido de que sea válido para la verificación tanto de los estados límites de servicio (ELS) como últimos (ELU) incluyendo el de fatiga, el modelo incluye un algoritmo para la simulación de condiciones reales de tráfico sobre los puentes, en un determinado período de tiempo; y otro, para la extrapolación de valores máximos obtenidos en períodos cortos de tiempo, a períodos más largos. El algoritmo para la simulación de tráfico incluye el tratamiento estadístico de las variables más significativas que concurren en el tráfico rodado así como diversas técnicas para tener en cuenta las correlaciones más importantes que se encuentran en el tráfico real. La metodología para la extrapolación de resultados procedentes de períodos cortos de tiempo a intervalos de tiempo más largos, punto fundamental para la correcta verificación de algunos ELU, se basa en la utilización de las Distribuciones Generalizadas de Pareto para la definición estadística de las colas de las distribuciones. En otro artículo paralelo a éste [1] se presentan diversas aplicaciones prácticas del modelo.

SUMMARY

The paper presents a comprehensive model to derive the traffic actions in highway bridges. In order to be complete, in the sense of being valid for the checking of both Serviceability (SLS) and Ultimate (ULS) Limit States including fatigue, the model includes an algorithm for the simulation of real traffic patterns in bridges during an specific period of time. Another algorithm is provided to derive the maximum values of the traffic action in a long period of time from shorter time periods. The model includes the statistical treatment of the most representative variables related with highway traffic. Different techniques to account for the most important correlations in traffic are also provided. The extrapolation method from short time periods to longer ones, which is essential in the verification of several ULS, is carried via the use of The Generalized Pareto Distributions (GPD) for the statistical definition of the upper tails of the distribution of traffic effects. In the other paper [1] are presented several practical applications of the method to real examples.

MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Monográfico dedicado a

LOS MATERIALES COMPUESTOS EN LA CONSTRUCCIÓN

La revista MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN, editada en el Instituto de Ciencias de la Construcción EDUARDO TORROJA, dedica un número doble (Nº 247/248) a: *Los Materiales Compuestos en la Construcción*.

Los Materiales Compuestos en la Construcción es una temática muy actual ya que incide en el desarrollo y aplicación de Nuevos Materiales ("Composites"), que son el futuro en el campo de la Construcción. Uno de los sectores productivos que más influyen en el PIB es el de la construcción, con lo cual resulta necesario involucrar al sistema de I+D en el desarrollo de nuevos materiales compuestos basados en el cemento. En estos términos se presentaba en la última convocatoria de proyectos de investigación de la CICYT y dentro del Programa Nacional de Materiales, lo referente a las investigaciones en el Área de Materiales Compuestos (B.O.E. 7 de noviembre de 1997). *Los Materiales Compuestos en la Construcción* constituyen un tema estratégico, tanto para los ingenieros de caminos, canales y puertos como para los ingenieros de materiales.

Este número monográfico se compone de dos partes. La parte I se dedica a los materiales compuestos de matriz de hormigón. Son tratados temas claves como la dosificación, la interfase en sistema acero-hormigón y la implantación de nuevas fibras como son las acrílicas. La parte II se concentra en los denominados materiales compuestos de matriz orgánica, analizándose en profundidad las nuevas tecnologías tipo sandwich, textiles o de parrilla.

En este número especial se recogen trabajos de investigación originales e inéditos, en los que también se presentan las amplias posibilidades de aplicación de estos materiales. Los autores de estos trabajos, tanto los nacionales como los internacionales, son especialistas reconocidos en su respectivos campos científicos.

Los artículos que componen este número especial son:

- Materiales Compuestos en la Construcción: Introducción (*Composite Materials in Building: Introduction*)
A. Miravete
- Dosificación de hormigón reforzado con fibras de acero (*Mix design of steel fiber reinforced concrete*)
E. Moreno y M. Fernández Cánovas
- Estudio de la interfase en los hormigones reforzados con fibras (*Interface study of fiber reinforced concrete*)
A. Pacios y M. Fernández Cánovas
- Hormigones reforzados con fibras acrílicas (*Concretes reinforced with acrylic fibres*)
T. Amat
- Fabricación y diseño de estructuras parrilla (*Manufacture and design of composite grids*)
Stephen W. Tsai, Kevin K.S. Liu y Philippe M. Manne
- Características de los elementos resistentes tipo sandwich contruidos en materiales compuestos avanzados a partir de tejidos tridimensionales (*Characteristics of sandwich-type structural elements built of advanced composite materials from three dimensional fabrics*)
L. Castejón, M.A. Jiménez y A. Miravete
- Materiales compuestos realizados a partir de nuevas tecnologías textiles (*Composite materials from new textile technologies*)
M.A. Jiménez, L. Castejón y A. Miravete
- Los composites y la construcción: su ayer, hoy y mañana (*Composites and construction: yesterday, today and tomorrow*)
J. Manso
- Conclusiones finales (*Final conclusions*)
A. Miravete

Nueva publicación "Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno. H.P. 8-96"

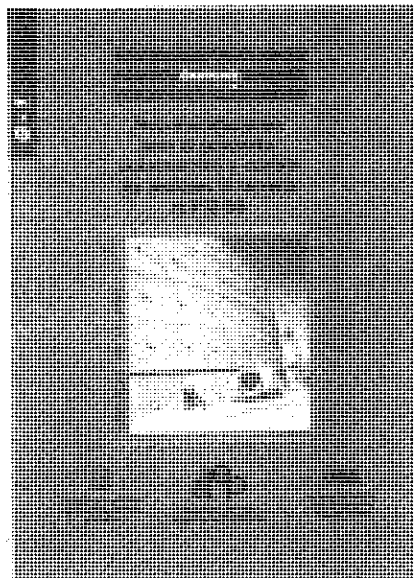
Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir un adecuado proyecto y realización de las obras pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio, se ha editado ahora el Manual H.P. 8-96, con el título "Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno".

La tecnología de pretensado de cables de acero de alto límite elástico ha ofrecido, tradicionalmente, al ingeniero geotécnico, la posibilidad de introducir, en sus obras de contención o estabilización, grandes esfuerzos unitarios de anclaje, a un coste moderado. Los anclajes al terreno flexibilizan y simplifican la construcción de excavaciones que se ven así libres de arriostramientos internos que, en general, complican las labores de excavación. Por tanto, su utilización está muy extendida.

Se confía también a los anclajes, no sólo el mantenimiento temporal de excavaciones, sino la estabilización definitiva de estructuras de contención que, con frecuencia, al estar incluidas dentro de tejidos urbanos, están destinadas a tener una duración que se puede calificar de ilimitada.

Ambos aspectos, la amplia diseminación de la técnica de construcción de los anclajes y la necesidad de un cuidadoso diseño y ejecución, que imponen las condiciones que hay que exigir a los anclajes permanentes, hacen muy necesaria la existencia de criterios de diseño, construcción y control de comportamiento, basados en procedimientos comúnmente aceptados. Este es, genuinamente, el campo de las Normas.

Países europeos como Alemania, Francia, Reino Unido y Suiza disponen de normas propias para la ejecución de anclajes en suelos y rocas. Con frecuencia, los pliegos de condiciones de obras realizadas en nuestro país hacen referencia explícita a estos textos. Sin embargo, el desarrollo de



una normativa propia puede suponer un interesante valor añadido. En efecto, se abre la oportunidad de incorporar los avances y experiencias más recientes y, por otra parte, si se tiene en cuenta la práctica profesional local, aparece una buena ocasión para mejorarla. En relación con este último aspecto, cabe decir que, para la redacción de estas Recomendaciones, se ha consultado a proyectistas, fabricantes de equipos y materiales y representantes de contratistas especializados.

La aparición de las presentes "Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno" supone la culminación de unos trabajos que se iniciaron, hace casi diez años, con la creación de un Comité Técnico en el seno de la Asociación Técnica Española del Pretensado. Tras varias vicisitudes, que han incluido la interrupción temporal de los trabajos durante un cierto período de tiempo, la ATEP decidió, a finales de 1992, impulsar de manera definitiva la redacción de las presentes recomendaciones, cuya aplicación, seguramente, contribuirá a establecer una nueva filosofía en la concepción y ejecución de anclajes, dotará de un lenguaje común a los pliegos de condiciones técnicas y elevará la calidad y seguridad de las obras.

Los interesados en adquirir esta publicación, cuyo precio es de 2.910,- pesetas para los Miembros de la ATEP y 3.875,- pesetas para los no Miembros, deberán dirigirse a:

**ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO**

Apartado de Correos 19002.-28080
MADRID.

Tel.: (91) 766 07 03 - Fax: (91) 766 07 03

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

- FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. (FCCSA).**—Acanto, 22. 28045 Madrid.
- FORMIGONS GIRONA, S.A.**—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Girona).
- FREYSSINET, S.A.**—General Perón, 24. 28020 Madrid.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- GRUPO ESPAÑOL DEL HORMIGÓN (GEHO).**—Universidad Politécnica de Madrid.—Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y Puertos.—Ciudad Universitaria, s/n, 28040 Madrid.
- HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).**—Luis Montoto, 105, 4º K. 41007 Sevilla.
- HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.**—C/Gobelas, 35-37. El Plantío. 28023 Madrid.
- IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).**—José Abascal, 53-2.ª planta. 28003 Madrid.
- INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN, S.A.**—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
- INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).**—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
- JOSÉ ANTONIO TORROJA, OFICINA TÉCNICA, S.A.**—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
- LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES. CEDEX.**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- MEKANO-4, S.A.**—Polígono Can Magarola. Carretera N-152, Km. 19,8. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PREFABRICADOS CASTELO, S.A.**—Polígono Industrial Atios. Apartado 11. 36080 Porriño (Pontevedra).
- PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.**—Apartado 138. 36600. Villagarcía de Arosa (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, 2º. 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.

