

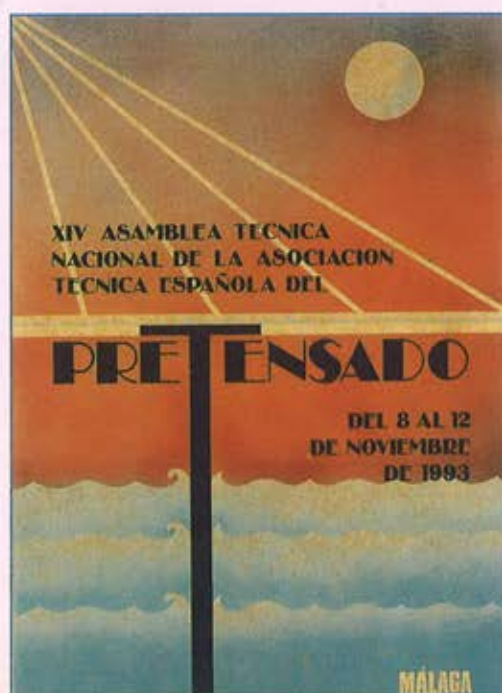
HORMIGÓN y acero

Nº 194

**ASOCIACIÓN TÉCNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO**

**INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA
CONSTRUCCIÓN
EDUARDO TORROJA**

**COLEGIO DE INGENIEROS
DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS**



MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

- AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 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 FERNANDEZ CASADO, S.L.**—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
- CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).
- CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX). Gabinete de Información y Documentación.**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.**—Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Centro de Documentación "Josep Renat".**—Bon Pastor, 5. 08021 Barcelona.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.**—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.**—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- COMYLSA, EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Lagasca, 88. 28001 Madrid.
- CONSULTECO, S.L.**—Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
- C.T.T. STRONGNOLD, S.A.**—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
- CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.**—Ayala, 42. 28001 Madrid.
- DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**—Orense, 81. 28020 Madrid.
- DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- EMESA-TREFILERIA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI).**—Padilla, 46. 28006 Madrid.
- ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.**—Cardenal Spínola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.
- ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
- ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
- ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A. (EPTISA).**—Arapiles, 14. 28015 Madrid.
- EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- FERROVIAL, S.A.**—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

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

COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

COMITE DE REDACCION

Director:

PIÑEIRO, Rafael

Vocales:

BARREDO, Carlos

JODAR, Juan

JULIA, Manuel

LLOMBART, José Antonio

ROMERO, Rafael

SANCHEZ-GALVEZ, Vicente

Censores:

ALCALA, Juan Luis

CUVILLO, Ramón del

ELICES, Manuel

GONZALEZ VALLE, Enrique

MANTEROLA, Javier

MORAN, Francisco

MORENO TORRES, Juan

MURCIA, Juan

POZO VINDEL, Florencio J. del

SIEGRIST, Carlos

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

HORMIGÓN y acero

n.º 194

CUOTAS ANUALES

1994

	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" menores de 27 años	4.000 ptas.	
Miembros "Personales" (personas naturales)	8.000 ptas.	60 dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas).	20.000 ptas.	125 dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	40.000 ptas.	250 dólares

(Más 15% IVA para España)

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

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

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

Depósito Legal: M-853-1958

Imprime: ACOR, S.A.- M. Hernández, 50 - MADRID

ISSN: 0439-5689

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

ESPAÑA

AEPO, S.A.—Estudios y Proyectos.—Madrid.
ALTRESA, S.A.—Aranda de Duero (Burgos).
ASOCIACION ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
ASOCIACION DE INVESTIGACION DE LAS INDUSTRIAS DE LA CONSTRUCCION.—
Paterna (Valencia).
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.—Oviedo.
CENTRO POLITECNICO SUPERIOR DE INGENIEROS.—Area de M.M.C. y T. de
Estructuras.—Zaragoza.
CEYD TECNICA, S.A.—Llaneza (Asturias).
C.I.C., S.A.—Consultor de Ingeniería Civil, S.A.—Barcelona.
CIISA "CONSULTING E INGENIERIA INT., S.A.".—La Coruña.
CINSA-EP.—Lasarte-Oria (Guipúzcoa).
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 ARQUITECTOS DE BALEARES.—Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS.—Demarcación de Valencia.—Valencia.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
CONSTRUCCIONES LAIN, S.A.—Madrid.
CONTROLEX.—Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.—Escuela Técnica
Superior de Arquitectura.—Sevilla.
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE LA CONSTRUCCION.—Escuela Universitaria de
Arquitectura Técnica.—Universidad de La Laguna (Tenerife).
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORIA DE ESTRUC-
TURAS.—Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica. Madrid.
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebas-
tián.
E.E.P., S.A.—Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.—Sant Fruitos de Bages (Bar-
celona).
ENAGA, S.A.—Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA. U.P.C.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Biblioteca.—La Coruña.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Biblioteca.—San Sebastián.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS.—Biblioteca.—
Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.—Granada.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.—León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Universidad Castilla-La Mancha. Depar-
tamento de Mecánica Aplicada.—Albacete.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Barcelona.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
EXISA.—Barcelona.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Valencia.
FORJADOS DOL.—Esquivias (Toledo).

FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.—Barcelona.
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.—Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
G.O.C.S.L.—Vigo (Pontevedra).
GRUPO SGS Ciat.—Madrid.
HORMADISA, S.L.—Valga (Pontevedra).
IDEAM, S.A.—Madrid.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDAG, S.A.—Madrid.
INGENIERIA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.—Madrid.
INGENIERIA FLORS, S.A.—Grao de Castellón.
INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.—Zaragoza.
INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.—Murcia.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.—Madrid.
INSTITUTO TURISTICO VALENCIANO, I.T.V.A.—Valencia.
J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigüeiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Consejería de Fomento.—Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Dirección General de Transportes y Carreteras. Servicio de Gestión.—Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Servicio Territorial de Fomento.—Avila.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.—El Palmar (Murcia).
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
METALURGICA GALAICA, S.A.—Narón (La Coruña).
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA TECNICA Y ANALISIS ECONOMICO.—Madrid.
O.C.P. CONSTRUCCIONES, S.A.—Madrid.
POSTENSA, S.A.—BILBAO.
PRAINSA.—Barcelona.
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).—Zaragoza.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).—Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS UNILAND, S.A.—Barcelona.
PREVALESA, S.L.—Valencia.
RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.—León.
RUBIERA BURGOS, S.A.—Burgos.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Burgos.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.—Gerona.
SESTRA, S.A.L.—Andoain (Gujpúzcoa).
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
TECNICA Y PROYECTOS, S.A.—Madrid.
TERRATEST, S.A.—Madrid.
TIGNUS, S.A. Valencia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPASA).—Madrid.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.—Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRÍA. Biblioteca Universitaria.—Santander.

UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA.—La Coruña.
UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.—Oviedo.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
VIGUETAS MUBEMI, S.A.—Torrente (Valencia).
VORSEVI, S.A.—Ingeniería y Control de Calidad.—Sevilla.
V.S. INGENIERIA Y URBANISMO, S.L.—Sevilla.

EXTRANJERO

ABCP/LIBRIS.—EBSCO.—Río de Janeiro (Brasil).
ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
COLTENZA, S.A.—Santa Fé de Bogotá. D.C. (Colombia).
FACULTAD DE INGENIERIA/UBA.—Estados Unidos de Norteamérica.
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.—Lima (Perú).
POSTES, S.A.—Lima (Perú).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

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

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

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

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

NOTA: Se continúa en este número 194 de "Hormigón y Acero" la publicación de los textos de las Comunicaciones presentadas a la XIVª Asamblea Técnica del A.T.E.P. celebrada en Málaga, durante los días 8 al 12 del mes de noviembre de 1993.

En este número 194, se incluyen seis de las Comunicaciones presentadas al Tema I, "Investigaciones y Estudios", y diez de las presentadas al Tema III A, "Realizaciones. Ingeniería Civil".

EL COMITE DE REDACCION

hormigón y acero n.º 194

TEMA I "INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS"

índice

Págs.

457-0-211	El arrastre del cortante en los puentes de hormigón	9-15
	Le trainage de cisaillement dans les ponts de béton. Shear lag in concrete bridges. <i>L. Viñuela.</i>	
457-0-212	Análisis diferido de placas de hormigón armado y pretensado empleando elementos finitos mixtos	17-28
	Calcul différé de plaques en béton armé et précontraint employant éléments finis mixtes. Time-dependent analysis of reinforced and prestressed concrete plates using mixed finite elements. <i>J. Murcia y L.M. Bozzo.</i>	
457-8-182	Evaluación experimental de la fisuración del hormigón producida por la corrosión de las armaduras	29-42
	Evaluation expérimentale de la fissuration du recouvrement du béton produite par la corrosion des armatures. Experimental evaluation of concrete cracking due to reinforcement corrosion. <i>C. Alonso; C. Andrade; J. Rodríguez; J. Casal y A.M. García.</i>	
457-8-183	Incidencia de la adición de cenizas volantes en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado	43-52
	Incidence de la addition de cendres volantes sur la durabilité des structures de béton armé. Concrete fly ash addition and durability of structures. <i>C. Alonso; M. Acha; C. Andrade y J.L. Sagrera.</i>	
457-8-184	Programa de ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior	53-60
	Programme d'essais à rupture des poutres en béton à précontrainte extérieure. Test program to assess the ultimate behaviour of externally prestressed concrete beams. <i>A.C. Aparicio Bengoechea; G. Ramos Schneider; J.R. Casas Rius y M.D. Gómez Pulido.</i>	
837-9-8	Avance del documento de recomendaciones sobre pretensado exterior de la A.T.E.P.	61-66
	Dernier version provisionnel de la recommandation de la A.T.E.P. sur le précontrainte extérieur. Last draft of the A.T.E.P. recommendation on external prestressing. <i>Grupo de Trabajo de la A.T.E.P. Coordinador: S. Pérez-Fadón. Secretario: J.E. Herrero.</i>	

TEMA III A: "REALIZACIONES. INGENIERIA CIVIL"

- 591-1-46** **Losa postensada con cables no-adherentes, para Aparcamiento, en el Cinturón Litoral de Barcelona** **67-73**
 Dalle à précontrainte sans adhérence pour un parking situé sur la route littorale de Barcelona.
 Unbondend tendons slab in a car park, in the littoral ring road in Barcelona.
J. Rui-Wamba Martija; M.A. Fernández Gómez y J.L. Bellod Thomas.
- 591-2-255** **Nuevo Viaducto de Teruel** **75-79**
 Le nouveau viaduct de Teruel.
 The new Teruel viaduct.
M. Juliá y L. Carrillo.
- 591-2-256** **Viaducto de La Cartuja** **81-90**
 Le viaduc de "La Cartuja".
 The viaduct of "La Cartuja".
J.I. González Esteban.
- 591-2-257** **El puente sobre el Guadiana, en Mérida** **91-98**
 Le pont sur la rivière Guadiana à Mérida.
 Merida town river crossing-bridge over the Guadiana.
J.E. Bofill de la Cierva y J.J. Mateos Hernández-Briz.
- 591-2-258** **IV puente sobre el río Guadiana, en Badajoz** **99-106**
 IV pont sur la rivière Guadiana à Badajoz.
 IV bridge on the Guadiana river at Badajoz.
J.L. Alvarez Poyatos y J.I. González Esteban.
- 591-2-259** **Puentes prefabricados monoviga de canto variable parabólico** **107-113**
 Ponts préfabriqués avec seulement une poutre-caisson de profil parabolique.
 Precast concrete bridges built with one single parabolic box girder.
J. Montaner y J.L. Lleyda.
- 591-2-260** **Estructuras de los tramos VI y VII del Cinturón Litoral de Barcelona** **115-124**
 Structures des lots VI et VII de la route littorale de Barcelona.
 Structures in stretches VI and VII of the littoral ring road of Barcelona.
J.L. Bellod Thomas; M.A. Fernández Gómez y J. Rui-Wamba Martija.
- 591-2-261** **Plaza de las Glorias Catalanas** **125-135**
 La place des "Gloires Catalanes".
 Glorias Catalanas square.
M.A. Fernández Gómez; J. Rui-Wamba Martija; P. Sánchez-Contador Escudero y J.L. Bellod Thomas.
- 591-2-262** **Utilización de hormigón de alta resistencia. Pasarelas peatonales de Montjuïc** **137-150**
 Emploi du béton à haute résistance. Passerelles pour piétons de Montjuïc.
 Use of high strength concrete. Footbridges in Montjuïc.
J.L. Bellod Thomas; A. Aguado de Cea; M.O.F. Oliveira; M.A. Fernández Gómez y J. Rui-Wamba Martija.
- 837-9-7** **Experiencias del pretensado exterior empleado en el puente del ferrocarril Barcelona-Puigcerdá sobre el eje transversal de Cataluña** **151-160**
 Expériences sur la précontrainte extérieure de le pont ferroviaire de la ligne Barcelona-Puigcerdá sur l'axe transversal de la Catalogne.
 Experiences on the external prestressing in the railbridge for the Barcelona-Puigcerdá railway over the transverse axis of Catalonia.
J. Ayats; A.C. Aparicio y G. Ramos.

EN PORTADA: Reproducción del Cartel anunciador de la XIVª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P., que obtuvo el primer premio en el concurso al efecto celebrado.

AUTOR: José F. Berlanga Ponce.

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

1. CONDICIONES GENERALES

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

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

Los originales que por cualquier causa no fueran aceptados serán devueltos al Autor.

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

Los originales se presentarán mecanografiados a doble espacio, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4. De cada artículo se enviará original y dos copias.

2.1. Título

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

Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

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

2.3. Gráficos y figuras

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

Se presentarán delineados en tinta china negra sobre papel vegetal o sobre papel blanco, o en reproducibles de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo.

Los rótulos, símbolos y leyendas deberán ser tales que, tras su reducción a la anchura de una o dos columnas de la Revista (setenta y dos o ciento cincuenta mm, respectivamente) queden letras de tamaño no inferior a 1,5 mm y sean, en todo caso, fácilmente legibles.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta la reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Podrán presentarse en copias de papel opaco negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Se tendrán en cuenta las normas sobre tamaño de rótulos y leyendas dadas en el punto 2.3 anterior. Irán

numeradas correlativamente y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las proporciones y dimensiones indicadas para las figuras. 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 incompreensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Se cuidará especialmente que todas las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Cualquier expresión que, por su complejidad, pueda dar lugar a interpretaciones equivocadas, se presentará manuscrita. Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la / y el l; 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.

El arrastre del cortante en los puentes de hormigón

Luis Viñuela
Ingeniero de Caminos
S. Obras Especiales, FCC, S.A.

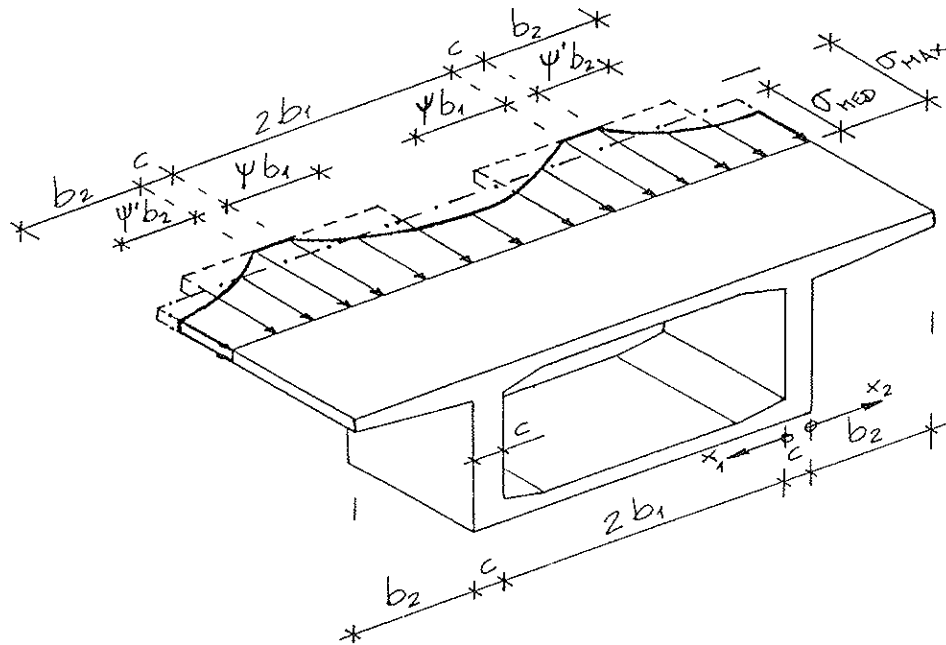
1. INTRODUCCION

Se conoce con el nombre de «arrastre del cortante», el fenómeno de la no uniformidad de las tensiones normales en las alas, debidas a la flexión, que son introducidas por el rasante en la línea de unión ala-alma. Esta falta de uniformidad procede de la deformabilidad del ala en su plano. En la figura 1, se aprecia esta distribución de tensiones, que se supone forma una parábola de 4º grado (algunos autores, como los japoneses, la suponen de 2º grado). Conociendo el valor del factor Ψ queda esta distribución totalmente definida. Este factor Ψ se conoce como «Factor elástico de arrastre del cortante» o «Coeficiente de ancho eficaz» y al ir asociado a la distribución de tensiones afectará a las comprobaciones tensionales que hay que efectuar en el Estado Límite de Servicio (ELS). A efectos prácticos, como se observa en la figura 1, bastará, para obtener la tensión máxima en el ala, considerar un ancho de ala reducida, llamado *ancho eficaz del ala*, que será el ancho de ala total ($2b$) multiplicado por el factor Ψ .

Este fenómeno afecta tanto a las secciones de los puentes metálicos como a los mixtos y de hormigón. La cuantificación de este coeficiente puede efectuarse por análisis numérico, modelando la viga en estudio mediante elementos finitos. No obstante, existen tabulaciones en diversas Normas, como después se verá, que facilitarán el cálculo en los casos más normales. Dado que este fenómeno se planteó primero en los puentes metálicos, fueron dirigidos a ellos los primeros estudios, como el realizado por Moffat y Dowling en 1975. No obstante, gran parte de sus conclusiones se pueden generalizar a los puentes de hormigón:

- (a) El ancho eficaz del ala depende, fundamentalmente, de las dimensiones en planta de ese ala (ancho y luz), y se reduce con el aumento de la relación, ancho del ala entre almas/luz de la viga.
- (b) El ancho eficaz del ala de un cajón multicelular o de un sistema de varios cajones, puede ser estimado generalizando los estudios de un cajón simple.
- (c) El ancho eficaz es prácticamente independiente del área relativa de los elementos de la sección (relación área del ala respecto al área del alma).
- (d) El ancho eficaz, en una misma viga, se reduce fuertemente en la zona de actuación de cargas puntuales y en la zona de apoyos (donde también se introduce la carga puntual que es la reacción).
- (e) El estudio del ancho eficaz de las alas, de una viga continua, puede efectuarse tratando cada tramo de viga, entre puntos de momento nulo, como una viga isostática de esa luz.

Para los usos prácticos (G. Sedlacek y S. Bild, 1993), la influencia del material que forma la sección, puede despreciarse, escogiendo para los estudios un valor medio de $E/G = 2 (1 + \nu) \approx 2,4$. Por tanto, los estudios realizados para secciones metálicas son prácticamente válidos para secciones mixtas o de hormigón, siempre que no aparezca fisuración. Incluso existen Normas, como la Británica (Referencia 1), que no incluye cuantificación específica de este fenómeno, remitiéndose a la Parte dedicada a puentes metálicos.



LEY DE TENSIONES EN LA ZONA ENTRE ALMAS:

$$\sigma = \sigma_{MAX} [\alpha^4 + \beta (1 - \alpha^4)], \text{ siendo: } \alpha = (b_1 - x_1) / b_1; \quad \beta = 0,25 (5\Psi - 1)$$

Ψ = Coeficiente de ancho eficaz para la relación b_1 / L_M (L_M es la luz eficaz de la viga, dependiendo del punto que se va a estudiar: coincide con la distancia entre puntos de momento nulo).

$$\text{De lo anterior se deduce: } \sigma_{MAX} = (1 / \Psi) \sigma_{MED} \quad \text{ó} \quad 2 (\Psi b_1) \sigma_{MAX} = 2 b_1 \sigma_{MED}$$

$$\sigma_{MIN} = \sigma_{MAX} (1,25\Psi - 0,25)$$

Para la ZONA DE VOLADIZOS se puede tomar la misma ley sustituyendo b_1 y x_1 por b_2 y x_2 y considerando:

Ψ' = Coeficiente de ancho eficaz para la relación b_2 / L_M (Existen Normas que efectúan, en los voladizos, una reducción del 15% al coeficiente Ψ' para considerar la mayor flexibilidad del ala: Véase Referencia 1).

Figura 1. Ley de tensiones en las alas.

2. TRATAMIENTO DEL PROBLEMA SEGUN LAS DISTINTAS NORMAS

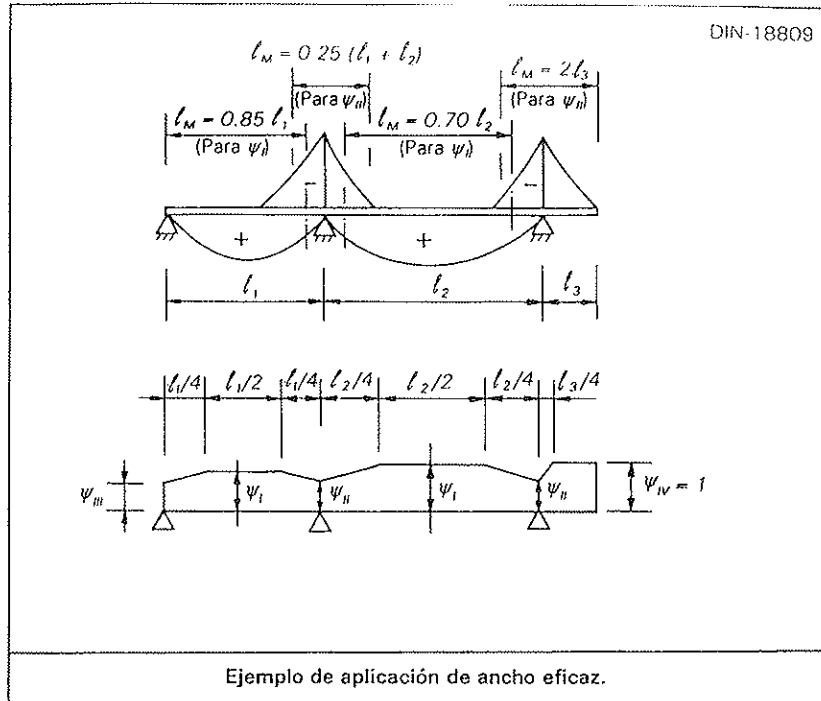
Todas las Normas específicas de Puentes de hormigón, estudiadas: alemana (Ref. 5), británica (Ref. 1), norteamericana (Ref. 4), y la parte publicada del Eurocódigo 2 (Ref. 6), obligan a considerar este fenómeno.

En todas ellas se obliga a hacer esta reducción del ancho eficaz, en las comprobaciones tensionales asociadas al Estado Límite de Servicio, tanto para la limitación de tracciones, en el caso de secciones pretensadas, como de compresiones en el hormigón ($0,4$ a $0,45f_{ck}$). El Eurocódigo 2, Parte 1, dedicado a edificación, elude alguna comprobación, obligando a considerar la sección reducida, también para las comprobaciones del Estado Límite Ultimo. El resto de Normas permite consi-

derar, en este Estado, la totalidad de la sección, aunque siempre obligando a las comprobaciones señaladas en ELS.

3. CUANTIFICACION DEL COEFICIENTE DE ANCHO EFICAZ

En la figura 2, se da el criterio que marca la Norma DIN 18809 (Ref. 2), adoptada para la redacción de las Recomendaciones para puentes metálicos (Ref. 3). No se utiliza la DIN 1075 (Ref. 5) por ser ésta más antigua y limitada. Los valores resultantes coinciden, de forma apreciable, con las que resultarían aplicando la Norma Británica (Ref. 1). Tiene, esta Norma, la ventaja de su fácil aplicación a base de fórmulas, como se deduce de esta figura 2.



Caso	Tipo de momentos	Coefficiente ψ
I Coefficiente para vigas isostáticas en centro luz		<ul style="list-style-type: none"> Si: $\frac{b}{l_M} > \frac{1}{20}$: $\psi_I = \frac{1}{1 + 6.4 \left(\frac{b}{l_M}\right)^2}$ Si: $\frac{b}{l_M} < \frac{1}{20}$: $\psi_I = 1$
II Coefficiente para momento negativo en apoyo		<ul style="list-style-type: none"> Si: $\frac{b}{l_M} > \frac{1}{20}$ $\psi_{II} = \frac{1}{1 + 6 \left(\frac{b}{l_M}\right) + 1.6 \left(\frac{b}{l_M}\right)^2}$ Si: $\frac{1}{20} \geq \frac{b}{l_M} \geq \frac{1}{50}$ Interpolar entre 0.767 y 1.0 Si: $\frac{b}{l_M} < \frac{1}{50}$: $\psi_{II} = 1$
III Coefficiente para extremo apoyado		$\psi_{III} = \left[0.55 + 0.025 \frac{l_M}{b}\right] \psi_I \geq \psi_I$
IV Coefficiente para extremo de ménsula		$\psi_{IV} = 1$

Coefficientes ψ en casos-tipo (DIN 18809).

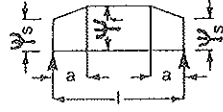
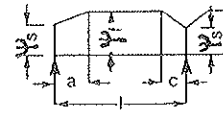
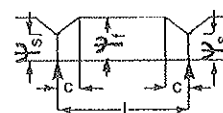
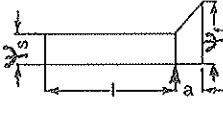
Figura 2. Obtención de coeficientes de ancho eficaz (ψ) según Norma DIN 18809.

En la figura 3, se da el criterio que fija la Norma AASHTO (Ref. 4).

En la figura 4 se considera un caso típico de puente de hormigón continuo, con sección en cajón, cuyas luces extremas son 0,7 veces la luz central. Se estudia, aplicando la DIN 18809, el ancho

eficaz en los puntos más característicos: Los puntos medios de la luz y los puntos de apoyo.

Por último, en la tabla de la figura 5, se compara para el mismo caso de viga continua, los valores de los coeficientes de ancho eficaz, según las dos Normas señaladas: Para valores bajos de la relación b/L se observa una gran diferencia entre ambas.

		1	2	3
		Sistema	Ley de $\Psi = b_m/b$	
1		Viga isostática		$L_M = L$
2	Viga Continua	Vano extremo		$L_M = 0.8 L$
3		Vano Central		$L_M = 0.6 L$
4		Ménsula		$L_M = 1.5 L$
$a=b$, no excediendo $0.25L$; $c=0.1L$; (*) Ψ , según líneas 1 ó 2				

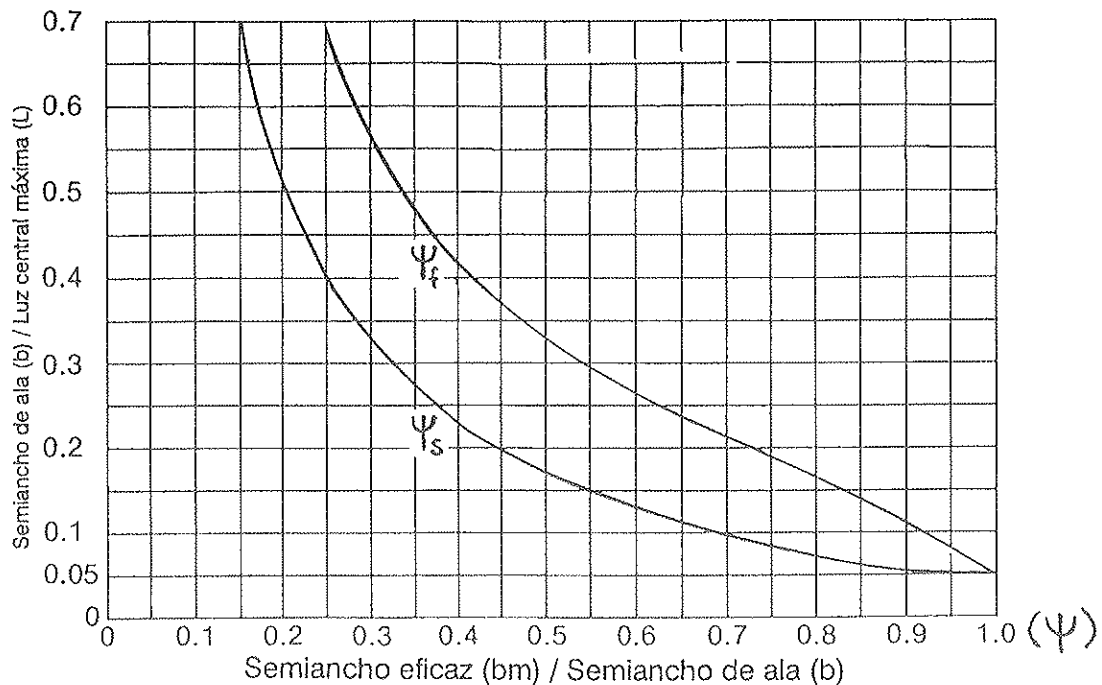
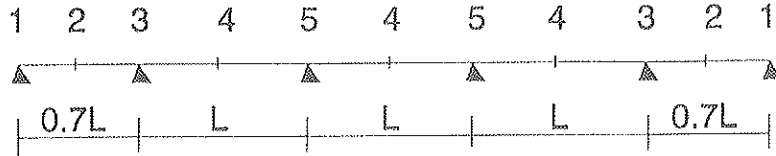
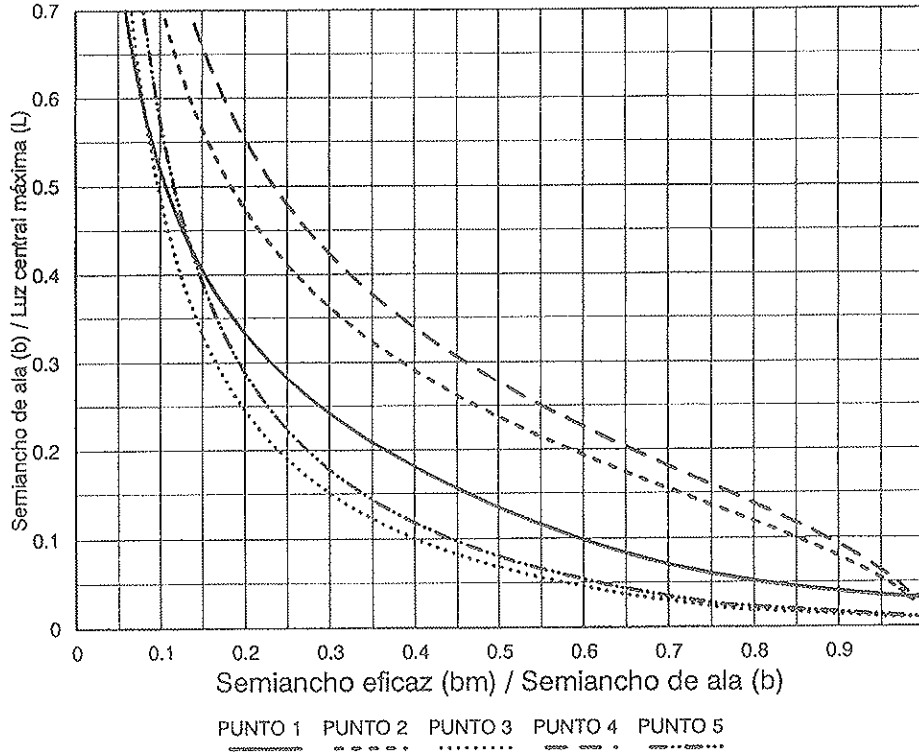


Figura 3. Obtención de coeficientes de ancho eficaz (Ψ) según norma AASHTO.

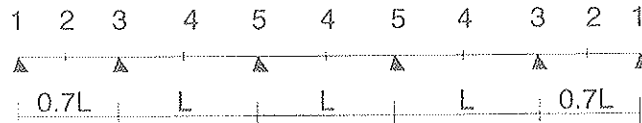


PUENTE DE VIGA CAJON CONTINUA
COEFICIENTES DE ANCHO EFICAZ



Semiancho (b): Es la mitad de la distancia entre aimas o el vuelo de la m6nsula

Figura 4. Coeficientes de ancho eficaz en distintos puntos de un tablero continuo de viga caj6n (Seg6n Norma DIN 18809).



b/L	Ψ_1		Ψ_2		Ψ_3		Ψ_4		Ψ_5	
	AASHTO	DIN	AASHTO	DIN	AASHTO	DIN	AASHTO	DIN	AASHTO	DIN
0.025	1	1	1	1	1	0.74	1	1	1	0.77
0.05	0.73	0.81	0.94	0.96	0.76	0.58	0.95	0.97	0.76	0.62
0.075	0.59	0.68	0.86	0.91	0.61	0.48	0.88	0.93	0.61	0.52
0.10	0.48	0.59	0.77	0.85	0.51	0.40	0.80	0.88	0.51	0.44
0.15	0.36	0.46	0.59	0.71	0.38	0.30	0.62	0.77	0.38	0.34
0.20	0.28	0.37	0.46	0.58	0.30	0.24	0.50	0.66	0.30	0.27
0.30	0.19	0.23	0.31	0.38	0.21	0.17	0.34	0.46	0.21	0.19

Figura 5. Comparaci6n de los valores del coeficiente de ancho eficaz (Ψ), seg6n las Normas DIN 18809 y la Norma AASHTO, en distintos puntos de un tablero continuo.

4. ANCHO EFICAZ EN UN PUENTE ATIRANTADO

Las tablas y fórmulas para hallar el ancho eficaz en un tablero, están preparadas para cargas uniformes y para las cargas puntuales introducidas por los apoyos, y se supone, de forma simplificada, que ese estudio es válido para cualquier situación de cargas (y, por tanto, de esfuerzos).

En realidad, cada hipótesis de carga, llevará asociada una ley de anchos eficaces. Así, para puentes singulares, como el caso que se presenta en las figuras 6 y 7, un puente atirantado con un cajón de gran anchura entre almas, se realizó un estudio algo más complejo, que se presentará en un próximo artículo. Nos limitamos, ahora, a presentar las conclusiones de ese estudio, en la zona atirantada:

- Cargas Permanentes: Dado que esta hipótesis es parecida a la de la viga continua, apoyada en los tirantes, y por tanto de muy poca luz, el coeficiente de ancho eficaz, Ψ , tiene valores muy pequeños, entre 0,18 y 0,25. No obstante, su incidencia es muy pequeña dado que el valor de los momentos también es muy bajo.
- Sobrecargas uniformes (Entre Estribo E1 y pilono, y entre pilono y primera pila P1): El arrastre del cortante sólo tiene un efecto significativo en torno al pilono y pilas P1 y P2, con un coeficiente de ancho eficaz, $\Psi = 0,46$ a $0,63$, afectando esta reducción a las zonas de tablero situadas a una distancia de \pm semiancho del ala, de estos puntos.

- Cargas puntuales (Carro puente): En las posiciones más desfavorables del carro, sólo tiene incidencia en los puntos más próximos al mismo, con un valor del coeficiente de ancho eficaz, $\Psi = 0,65$.

5. CONCLUSIONES

En los cálculos que se efectúan de los puentes de hormigón, normalmente, se dedica poca atención a las comprobaciones tensionales en el Estado Límite de Servicio, a las que obligan todas las Normas estudiadas. Para estas comprobaciones es necesario tener en cuenta la influencia del arrastre del cortante, mediante la consideración de la correspondiente sección eficaz.

La comprobación tensional no suele influir en secciones lógicas, bien diseñadas, mientras que suele penalizar los diseños no adecuados. Por ello, es más importante su consideración, cuanto menos apropiado sea el diseño de la sección transversal. Son, además, estas comprobaciones, garantía de durabilidad y buen comportamiento de la estructura.

6. REFERENCIAS

- (1) BS 5400, Part. 4: Code of practice for design of concrete bridges, 1984.
- (2) DIN 18809: Stählerne Strassen- und Wegbrücken (Bemessung, Konstruktion, Herstellung), Sep. 1987.

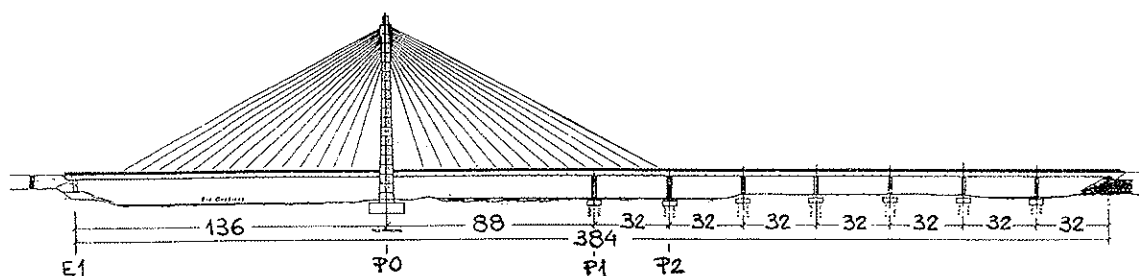


Figura 6. Puente de Badajoz: alzado.

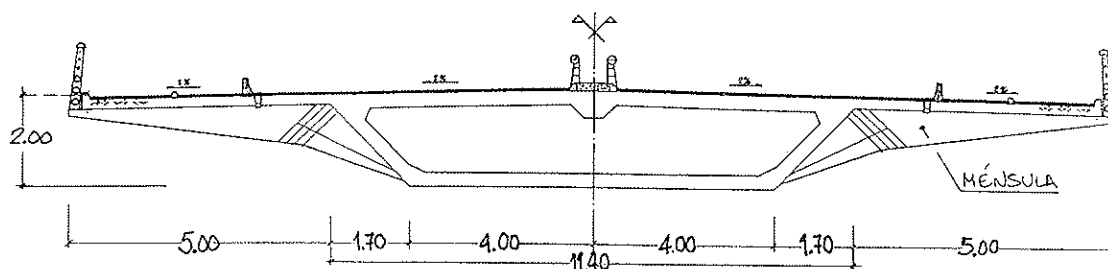


Figura 7. Puente de Badajoz: sección transversal.

- (3) ENSIDESA: Recomendaciones para el Proyecto de Puentes de Acero, Luis Viñuela, 1991.
- (4) Guide Specifications for Design and Construction of segmental Concrete Bridges, AASHTO, 1989.
- (5) DIN 1075: Concrete Bridges: Design and Construction, 1981.
- (6) Eurocódigo 2: Proyecto de Estructuras de Hormigón (Parte 1: Reglas Generales y Reglas para Edificación), Dic. 1991.

RESUMEN

En los cálculos que se efectúan de los puentes de hormigón, normalmente, se dedica poca atención a las comprobaciones tensionales en el Estado Límite de Servicio, a las que obligan las Normas específicas de Puentes de Hormigón. Para estas comprobaciones es necesario tener en cuenta la influencia del arrastre del cortante, mediante la consideración de la correspondiente sec-

ción eficaz. En este artículo se comparan, aplicado a un puente tipo, los anchos eficaces que resultan de la aplicación de la DIN 18809 y de la Norma AASHTO.

La comprobación tensional no suele influir en secciones bien diseñadas, siendo, además estas comprobaciones, garantía de durabilidad y buen comportamiento de la estructura.

SUMMARY

In concrete bridges little attention is actually given to stress calculations in Serviceability Limit State, although all code of practice required it. For this calculations allowance for in plane-shear flexibility in the flange (shear lag) should be made by using an effective breadth of flange (DIN 18809 and AASHTO).

Stress calculations don't influence the design of well designed sections, and they are a guarantee of durability and good behaviour of the structure.

* * *

SEMINARIOS TORROJA Tecnología de la Construcción y de sus Materiales Ciclo nº 19: Invierno de 1995

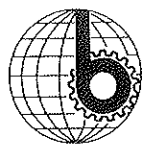
El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

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 decimonoveno ciclo, correspondiente al **invierno de 1995**, son los siguientes:

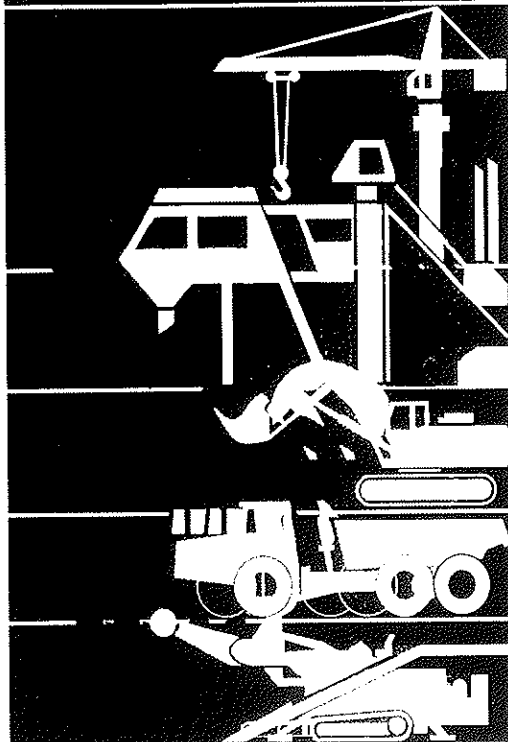
Fecha:	Ponente	Tema
16 Febrero	Manuel Olaya Adán Dr. en Derecho. Inst. E. Torroja. Javier Osorio Juan José Arquitecto Técnico. MAPFRE	<i>Seguridad en construcción. La problemática de la prevención de caídas. Bordes de forjado</i>
2 Marzo	Sagrario Martínez Ramírez Licenciada en Ciencias Químicas Instituto Eduardo Torroja	<i>Morteros de reparación basados en cal: Nuevos desarrollos</i>
16 Marzo	Florencio J. del Pozo Vindel Dr. Ing. de Caminos. Catedrático de la ETS de Ing. de Caminos de Madrid	<i>Nuevos métodos de cálculo de tableros de puentes</i>
30 Marzo	Pablo de la Torre González Moro Arquitecto Luis Caballero Zoreda Dr. Arqueólogo. Centro de Estudios Históricos, CSIC	<i>Análisis arqueológico y restauración arquitectónica</i>



bauma® 95

24 Salón Internacional

Múnich, 3-9 de abril



El Salón Mundial de Maquinaria para Obras y Materiales de Construcción

La oferta

1. Instalaciones para la reducción del nivel freático, bombas para obras
2. Máquinas e instalaciones para el tratamiento del acero de armadura
3. Encofrados y andamajes
4. Maquinaria para elevación y medios de transporte
5. Máquinas y equipos para la preparación, transporte y elevación de hormigón y mortero, compactación de hormigón
6. Excavadoras, cargadoras, excavadoras de arrastre y explanadoras
7. Máquinas y dispositivos para la construcción de galerías y túneles
8. Equipos de perforación, martinetes y útiles de embutición, sistemas de construcción y mantenimiento de canales
9. Compresores, herramientas neumáticas e hidráulicas
10. Máquinas compactadoras para las obras de tierra y carreteras
11. Máquinas y equipos para construcciones de hormigón, betón, vías fluviales y ferroviarias, para el mantenimiento y conservación de carreteras
12. Vehículos para obras
13. Equipos y herramientas, accesorios del ramo de la construcción
14. Máquinas y equipos para las industrias del cemento, cal, yeso, arena, arcilla, grava y balasto
15. Máquinas y equipos para el reciclado de materiales para la construcción
16. Máquinas y equipos para la fabricación de elementos y materiales de construcción con mortero de cal, cemento y yeso
17. Máquinas, equipos y aparatos para la extracción de piedra natural y para la elaboración de piedras naturales y hormigón
18. Técnica de comprobación, medición, control y regulación
19. Técnica de impulsión, técnica de los fluidos, grupos electrógenos para maquinaria de construcción y de materiales de construcción y vehículos para obras
20. Equipos, accesorios y elementos sometidos a desgaste para maquinaria de construcción y de materiales de construcción y vehículos para obras
21. Asociaciones del ramo, organizaciones, editoriales técnicas

Organizador:
Messe München GmbH
Messegelände
D-80325 München
Tel. (+49 89) 51 07-0
Fax (+49 89) 51 07-312

Análisis diferido de placas de hormigón armado y pretensado empleando elementos finitos mixtos

Juan Murcia
Dr. Ingeniero de Caminos. Profesor de Investigación del CSIC (ICMAB)

Luis M. Bozzo
Ingeniero Civil, Ph. D. Investigador del CSIC (ICMAB)

Ambos actualmente en el Dpto. de Ingeniería de la Construcción
(ETSICCP Barcelona). UPC

INTRODUCCION

El análisis de placas empleando elementos finitos tradicionales presenta varias dificultades que se examinan en detalle en la referencia 4. Entre ellas cabe resaltar la dificultad de proponer funciones de interpolación con continuidad entre elementos, tanto en la función como en sus derivadas. Además, el menor orden de aproximación en esfuerzos, comparado al orden de aproximación en desplazamientos, puede causar errores locales significativos en las leyes del equilibrio (que son las más importantes, de cara al proyecto de placas, en comparación a las leyes de la compatibilidad). Debido a su complejidad, el análisis de placas en la práctica profesional suele realizarse, de manera aproximada, empleando hipótesis más o menos ajustadas como, por ejemplo, el método de los pórticos equivalentes; algo similar ocurre al considerar las deformaciones diferidas, para lo cual se emplean métodos tales como el del módulo diferido equivalente del hormigón y otros.

Una formulación de elementos finitos alternativa, presentada en [3, 4], emplea el funcional de Reissner para obtener un elemento finito mixto de gran precisión, incluso para las leyes del equilibrio. El elemento finito utilizado es cuadrático tanto en momentos como en el desplazamiento vertical, aunque es relativamente sencillo el emplear funciones de interpolación de mayor orden. La formulación incluye deformaciones de cortante, por lo que es adecuada tanto para losas delgadas como gruesas. Usando esta novedosa formulación se pueden incluir los efectos diferidos del hormigón y las deformaciones impuestas de pretensado, de manera precisa, sin mayores hipótesis simplificadoras, excepto la condición de que las secciones de la placa permanecen planas; la cual, por otro lado, es ampliamente aceptada en el análisis de placas.

Dos ejemplos prácticos de losas, una mixta de

hormigón y acero (formando éste una malla tridimensional), apoyada en pilares y muros, y otra de hormigón pretensado, apoyada sólo en pilares, muestran el alcance y los resultados obtenidos con la metodología propuesta para considerar la retracción y la fluencia en estas estructuras.

PROCEDIMIENTO BASICO DE ANALISIS EN EL TIEMPO

Este trabajo plantea un procedimiento general de análisis estructural en el tiempo, adecuado a las placas de hormigón armado y pretensado (y también mixtas, como se verá más adelante), en condiciones de servicio, para tener en cuenta los diferentes efectos de la retracción y la fluencia del hormigón. Este procedimiento de análisis se plasma en un proceso en el que el tiempo queda discretizado en intervalos. Los efectos considerados como instantáneos (debidos al peso propio y a las restantes cargas que intervienen en el proceso) se producen siempre en el límite entre dos intervalos. Por otra parte, el mismo está basado en tomar tanto la retracción (deformación atensional) como la fluencia (deformación tensional), como acciones geométricas [3] que actúan a lo largo del tiempo: conocidas sus leyes (en función del tipo de hormigón, espesor o canto de la placa y de los factores ambientales), su incremento en cada intervalo es, en el caso de la retracción, un dato y, en el de la fluencia, una función de las tensiones previas. Se orienta así en una dirección similar a la del procedimiento general de análisis cuya síntesis se presenta en [8], empleado para estructuras lineales o de barras.

El hecho de introducir las citadas propiedades diferidas del hormigón fuera, y no dentro, del modelo del material, presenta la importante ventaja de que, a lo largo de todo o de una gran parte del proceso (según se considere el módulo E_c cons-

tante siempre o variable con la edad del hormigón, hasta un cierto instante en que ya sea constante) la estructura sobre la que se trabaja es la misma. Sobre esto se insistirá más adelante, al tratar del método de análisis.

Hagamos una breve revisión de las propiedades diferidas del hormigón. Como se sabe, la retracción es una deformación de contracción del hormigón que se expresa como una función conocida del tiempo. Las deformaciones que origina en la estructura son, en general, de obtención bastante inmediata. Por otro lado, las tensiones que la retracción produce en la misma, generan fluencia, por lo que ambas propiedades diferidas suelen interaccionar en mayor o menor medida.

Dado que la fluencia del hormigón introduce en el proceso una cierta mayor complejidad, se examina a continuación con un poco más de detalle. De entrada, como normalmente el análisis no se sale del rango de servicio, puesto que la fluencia implica sólo a las acciones con carácter de permanencia (fundamentalmente, peso propio y, en su caso, pretensado, al no ser en general muy grandes las restantes cargas permanentes), puede tomarse un comportamiento viscoelástico lineal para el material. Dicho comportamiento viene definido por

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot c(t, t_0) + \int_{t_0}^t \sigma'_c(\tau) \cdot c(t, \tau) \cdot d\tau \quad (1)$$

siendo t el tiempo; t_0 la edad de hormigón al comienzo del proceso tensional (τ es la misma para cualquier instante posterior); $c(t, t_0)$ su ley o función de fluencia, para las condiciones concretas del caso, y ε_c y σ_c , respectivamente, la deformación y la tensión en un punto genérico.

Por otro lado, en el hormigón la función de fluencia suele expresarse como

$$c(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c} \quad (2)$$

siendo $E_c(t_0)$ el módulo de deformación instantánea o módulo de elasticidad, variable con la edad, E_c el valor del mismo para una cierta edad fija (normalmente 28 días) y $\varphi(t, t_0)$ el coeficiente de fluencia.

Aunque el proceso admite el empleo de cualquier función de fluencia, en este caso se han tomado las expresiones del nuevo Código Modelo del CEB [6] para definir tanto la retracción como la fluencia del hormigón, puesto que no sólo sintetizan datos experimentales bastante actualizados [5] sino que además poseen expresión analítica, más sencilla de procesar. Se podría conseguir una mejora en la eficacia del proceso si se ajustase la citada función de fluencia en forma de suma de

términos de tipo exponencial, con lo que se conseguiría considerar la historia tensional, reflejada en la expresión 1 (y la de momentos, en las expresiones 3 y 4 más adelante), sin necesidad de conservarla entera en memoria [1]. Esto fue lo que se realizó, de hecho, en los primeros trabajos de la línea de investigación mencionada en [8], si bien tomando un modelo de fluencia más sencillo.

Insistiendo en el modelo del material, al proceder según lo dicho, en realidad se extrapola a dos dimensiones el comportamiento diferido unidimensional del hormigón (sobre todo, teniendo en cuenta que lo que se trata de resaltar aquí es básicamente el procedimiento de análisis en sí mismo), lo cual es práctica común por otra parte. Pero, por supuesto, el procedimiento admite perfectamente el empleo de un modelo bidimensional de fluencia, gobernado ya por dos coeficientes (como mínimo, cuando se dan las condiciones de isotropía) en lugar de uno.

Pero, como es habitual en estas estructuras, conviene trabajar directamente con los esfuerzos y deformaciones seccionales que resultan al integrar, respectivamente, las tensiones y deformaciones en el espesor de la placa.

Procediendo así, al igual que ocurre en las estructuras de barras, en una cierta dirección, para un momento M que aparece en t_0 y se mantiene en el tiempo, sobre la sección neta de hormigón se cumple que

$$\chi(t, t_0) = \frac{M(t_0)}{I_c} \cdot c(t, t_0) + \int_{t_0}^t \frac{M'(\tau)}{I_c} \cdot c(t, \tau) \cdot d\tau \quad (3)$$

donde χ es la curvatura e I_c la inercia de la sección neta de hormigón (por unidad de anchura).

Por tanto, si se supone que ya $E_c(t_0) = E_c$, al sustituir la expresión 2 en (3) se tiene

$$\chi(t, t_0) = \frac{M(t_0)}{E_c I_c} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \int_{t_0}^t \frac{M'(\tau)}{E_c I_c} \cdot [1 + \varphi(t, \tau)] \cdot d\tau \quad (4)$$

Para obtener los efectos diferidos de las curvaturas que van apareciendo en el tiempo, se actúa al final de cada intervalo con su incremento durante el mismo. Por tanto, en un cierto intervalo el incremento de curvatura es

$$\Delta\chi = \chi(t_n, t_0) - \chi(t_{n-1}, t_0) \quad (5)$$

Aunque cabría proceder, en este aspecto, en términos totales (esto es, hasta el instante consi-

derado) y no de forma incremental como se refleja en (5), el hecho de que el análisis diferido no tenga por qué ser globalmente lineal (por ejemplo, al considerar la variación del módulo $E_c(t_0)$ del hormigón con la edad de éste), y no sea posible superponer a este respecto, obliga de hecho a lo primero.

Otra cuestión importante es la relativa al efecto de las armaduras, activas o pasivas, con comportamiento diferente al del hormigón, al deformarse éste en el tiempo. Para incluirlo, existen diversas alternativas, de las cuales citaremos aquí dos [8]: a) considerar el incremento de fuerza ΔP que se produce en cada armadura al deformarse la sección neta de hormigón; b) introducir unos esfuerzos sobre la anterior, que anulen todas las deformaciones, y equilibrarlos sobre la sección total con los iguales y contrarios. Ambos son equivalentes y el tomar uno u otro depende de las condiciones particulares del proceso.

Dados los objetivos del trabajo, centrados sobre todo en conocer los efectos de la retracción y la fluencia en el tiempo, no tiene sentido práctico salirse del marco del análisis lineal. No obstante, para el hormigón armado normalmente sí que es preciso considerar la influencia de la fisuración del hormigón, lo que puede hacerse con bastante precisión sin salirse de tal marco considerando el factor λ que, en secciones fisuradas, relaciona las curvaturas instantáneas con las diferidas [7]. Este factor, entonces, viene a hacer, en secciones fisuradas, el papel del coeficiente de fluencia en secciones de hormigón sin fisurar, por lo que se tiene una expresión similar a (4) pero sustituyendo φ por λ .

En fin, el convenio de signos que se toma considera como momentos positivos los que generan compresiones arriba. Las curvaturas se toman en el mismo sentido que los momentos.

ANÁLISIS DE PLACAS USANDO ELEMENTOS FINITOS MIXTOS

En el análisis de placas es habitual el expresar los desplazamientos paralelos al plano de la placa en función de los giros de la superficie neutra (hipótesis de las secciones planas). Así, al formular elementos finitos basados en energía potencial aparecen términos en curvaturas, los cuales, en general, requieren funciones de interpolación con continuidad $C1$ (continuidad en la función y primera derivada); lo cual, estrictamente, es muy difícil de obtener.

El funcional de Reissner es un funcional mixto pues, al emplearlo en problemas de Elasticidad, las tensiones y desplazamientos son variables primarias e independientes. Este funcional se basa

en el de energía potencial pero forzando las condiciones de compatibilidad a través de multiplicadores de Lagrange [3, 4].

Mediante el empleo del funcional de Reissner se pueden realizar ciertas integrales por partes, que reducen el orden de las derivadas en desplazamientos, aumentando el orden de las derivadas en esfuerzos [3, 4, 9]. La disminución en el orden de las derivadas en desplazamientos reduce los requisitos de continuidad en las funciones de interpolación para desplazamientos, permitiendo una formulación teóricamente exacta que cumple estrictamente los requisitos de consistencia y continuidad, y por ello no requiere el «patch test» o prueba de la parcela. Con esta metodología se evita la integración reducida y se permite la formulación de un elemento general de gran precisión, aplicable al análisis de placas delgadas y gruesas. Además, permite fácilmente emplear funciones de interpolación de orden elevado, ya sea cúbico, de cuarto orden, etc., tanto para esfuerzos como para desplazamientos.

El funcional de Reissner particularizado para el análisis de placas, incluyendo deformación por cortante, se puede expresar en notación indicial como

$$\Pi_r(w, M_{ij}) = -U + \int_A (Q_i w_{,i} - \bar{q}v) dA + \int_{S_\sigma} \bar{Q}_n w dS + \int_{S_\mu} (M_{mn} \bar{\theta}_n + M_{ns} \bar{\theta}_s) dS \quad (6)$$

donde U es la energía elástica del sistema; Q_i es el cortante en la dirección i ; w es el desplazamiento vertical; \bar{q} es la carga por unidad de área; M_{mn} y M_{ns} son, respectivamente, los momentos normales y tangenciales en el borde; $\bar{\theta}_n$ y $\bar{\theta}_s$ son, respectivamente, los giros normal y tangencial; \bar{Q}_n es el cortante normal prescrito en el borde; S_σ y S_μ son los bordes donde, respectivamente, los esfuerzos o los desplazamientos están prescritos; y, finalmente, los parámetros con una barra superior indican valores conocidos. El término que representa la energía elástica del sistema (U) puede incluir deformaciones impuestas, en este caso curvaturas. Así, la energía elástica se representa en la forma

$$U = \frac{1}{2} \int_A M_{ij} M_{kl} S_{ijkl}^f dA + \frac{1}{2} \int_A Q_i Q_k S_{ikk}^c dA + \frac{1}{2} \int_A M_{ij} \bar{\chi}_{ij} dA \quad (7)$$

donde $\bar{\chi}_{ij}$ son las curvaturas impuestas o acciones geométricas; M_{ij} son los momentos flectores; S_{ijkl}^f es la matriz de flexibilidad que relaciona momentos y curvaturas y S_{ikk}^c es la matriz de flexibilidad entre cortantes y sus deformaciones. Debe indicarse que la expresión completa para la energía elástica incluye un término adicional constante,

función cuadrática de las curvaturas impuestas, el cual al derivarse es nulo y por ello no se incluye en (7).

La expresión 6 implica que las condiciones

$$M_{mn} = \bar{M}_{mn}; \quad M_{ns} = \bar{M}_{ns}; \quad w = \bar{w} \quad (8)$$

se cumplen externamente en S_σ y S_μ , respectivamente.

El elemento finito empleado durante el análisis es un cuadrilátero isoparamétrico de tres a ocho nudos: tres (las funciones de interpolación para un triángulo y para un cuadrilátero con un nudo repetido son las mismas) o cuatro nudos en las esquinas y los restantes nudos intermedios. Las funciones de interpolación corresponden a las de «serendipity», llamadas así por su exitosa y fortuita aplicación en muchos problemas [10]. El elemento es isoparamétrico, por lo que las mismas funciones de interpolación cuadráticas, que se usan para aproximar los momentos y el desplazamiento vertical, se emplean para transformar la geometría curva del elemento y simplificar las integraciones sobre el mismo [10].

Los desplazamientos, momentos, cortantes, giros y curvaturas impuestas en el interior de cada elemento finito se representan, respectivamente como

$$w = \{w\} = [N_1, N_2, \dots, N_8] \begin{Bmatrix} w_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ w_8 \end{Bmatrix} = N_x W^e \quad (9)$$

$$M = \begin{Bmatrix} M_{xx} \\ M_{yy} \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & \dots & N_8 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & \dots & 0 & N_8 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & \dots & 0 & 0 & N_8 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_{xx1} \\ M_{yy1} \\ M_{xy1} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ M_{xx8} \\ M_{yy8} \\ M_{xy8} \end{Bmatrix} = P_x M^e \quad (10)$$

$$Q = \begin{Bmatrix} Q_x \\ Q_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_{1,1} & 0 & N_{1,2} & \dots & N_{8,1} & 0 & N_{8,2} \\ 0 & N_{1,2} & N_{1,1} & \dots & 0 & N_{8,2} & N_{8,1} \end{bmatrix} M^e = R_x M^e \quad (11)$$

$$w_j = \begin{Bmatrix} w_{,1} \\ w_{,2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_{1,1} & N_{2,1} & \dots & N_{8,1} \\ N_{1,2} & N_{2,2} & \dots & N_{8,2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ w_8 \end{Bmatrix} = B_x W^e \quad (12)$$

$$\bar{\chi} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & \dots & N_8 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & \dots & 0 & N_8 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & \dots & 0 & 0 & N_8 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \chi_{xx1} \\ \chi_{yy1} \\ \chi_{xy1} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \chi_{xx8} \\ \chi_{yy8} \\ \chi_{xy8} \end{Bmatrix} = P_x \bar{\chi}^e \quad (13)$$

Considerando la siguiente convención

$$H^e = \int_A (P^T S^T P + T S^C P) dA \quad (14)$$

$$G^e = \int_A R^T B dA \quad (15)$$

$$F^e = \int_A N^T q dA \quad (16)$$

$$d^e = \int_A P^T P \bar{\chi}^e dA \quad (17)$$

el funcional de Reissner en notación matricial se puede reescribir, sin incluir giros o cortantes prescritos en los bordes, como sigue:

$$\Pi_r(w, M) = \Sigma^e \left\{ -\frac{1}{2} M^{eT} H^e M^e + M^{eT} G^e W^e - W^{eT} F^e - M^{eT} d^e \right\} \quad (18)$$

Al hacer estacionario este funcional se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} -H & G \\ G^T & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M \\ w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} d \\ F \end{Bmatrix} \quad (19)$$

Este sistema de ecuaciones, tal como está presentado, conduce a una matriz de coeficientes llena; sin embargo, si se agrupan los términos de momentos y desplazamientos correspondientes al mismo nudo, se obtiene una matriz del tipo banda similar a la obtenida usando formulaciones tradicionales.

Debe observarse que esta expresión es semejante a la de aquellos procedimientos de análisis que asimilen las deformaciones impuestas a cargas equivalentes. De hecho, al formular los elementos finitos, el término que incluye las deformaciones impuestas aparecerá en el «vector de acciones». Para elementos finitos basados en el funcional de energía potencial este vector corresponde a las cargas externas (sean estas directamente acciones externas o equivalentes mecánicas de deformaciones impuestas o movimientos de apoyos). Sin embargo, para formulaciones mixtas no existe tal vector único, sino un vector de acciones formado por dos subvectores: uno que incluye los movimientos de apoyos y deformaciones impuestas, y el segundo de cargas externas, tal como se aprecia en la expresión 19.

ANÁLISIS DE PLACAS SOMETIDAS A RETRACCIÓN Y FLUENCIA

Como queda dicho, estas propiedades diferidas del hormigón se consideran de manera incremental por medio de una discretización en el tiempo. Las expresiones, 13 y 17, obtenidas anteriormente para las curvaturas impuestas de sección, se emplean para determinar las acciones geométricas causadas por la retracción y la fluencia en cada intervalo de tiempo. Así, el análisis para estas acciones se simplifica al convertirse en una serie de evaluaciones a lo largo del tiempo.

Al objeto de simplificar el análisis, en la práctica, las propiedades del hormigón se toman constantes con el tiempo; por ejemplo, el módulo de elasticidad no se cambia en función de la edad del hormigón. En losas de hormigón armado, y debido a la poca cuantía de acero de refuerzo que suele emplearse en ellas, la fisuración es un factor importante que hay que considerar, principalmente de cara a la obtención de las flechas finales. Esta fisuración se tiene en cuenta empleando un canto, efectivo o equivalente, en cada punto de la malla de elementos finitos. Asimismo, como se verá más adelante, las losas mixtas pueden tratarse mediante un canto efectivo.

La matriz de coeficientes obtenida es constante con el tiempo y por ello su factorización sólo se realiza dos veces: una, al inicio del análisis bajo peso propio y resto de las cargas permanentes, para obtener el canto equivalente; y otra, empleando el mencionado canto equivalente para el análisis a lo largo del tiempo. Las diversas sollicitaciones se consideran simplemente como acciones, por lo que el análisis se reduce a una sustitución inversa por intervalo de tiempo; lo que es sumamente eficiente desde el punto de vista del tiempo de cómputo.

El procedimiento se representa por

$$\begin{bmatrix} -H & G^T \\ G & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta M \\ \Delta w \end{Bmatrix}_{t_i} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \Delta F \end{Bmatrix}_{t_i} + \begin{Bmatrix} \Delta d_r \\ 0 \end{Bmatrix}_{t_i} + \begin{Bmatrix} \Delta d_f \\ 0 \end{Bmatrix}_{t_i} \quad (20)$$

donde las acciones corresponden, respectivamente, a incrementos de cargas verticales, deformaciones por retracción y deformaciones por fluencia.

Las diversas acciones de tipo geométrico se obtienen empleando la expresión 17 y la correspondiente curvatura impuesta. Así, por ejemplo:

$$\Delta d_r = \int_A P^T P \bar{\chi}_r dA \quad (21)$$

donde $\bar{\chi}_r$ es la curvatura impuesta de sección, originada por retracción.

La acción del pretensado podría haberse incluido también, como alternativa a hacerlo a través de las cargas que produce en el hormigón, mediante deformaciones de los esfuerzos isostáticos de pretensado, añadiendo en el segundo miembro de la expresión 20 otro término (similar a los dos últimos), al comienzo del primer intervalo, para obtener los esfuerzos hiperestáticos de pretensado; y, a continuación, sumar los mencionados esfuerzos isostáticos. Sin embargo, en el ejemplo que se recoge en el siguiente apartado se han empleado las cargas de pretensado.

APLICACIONES

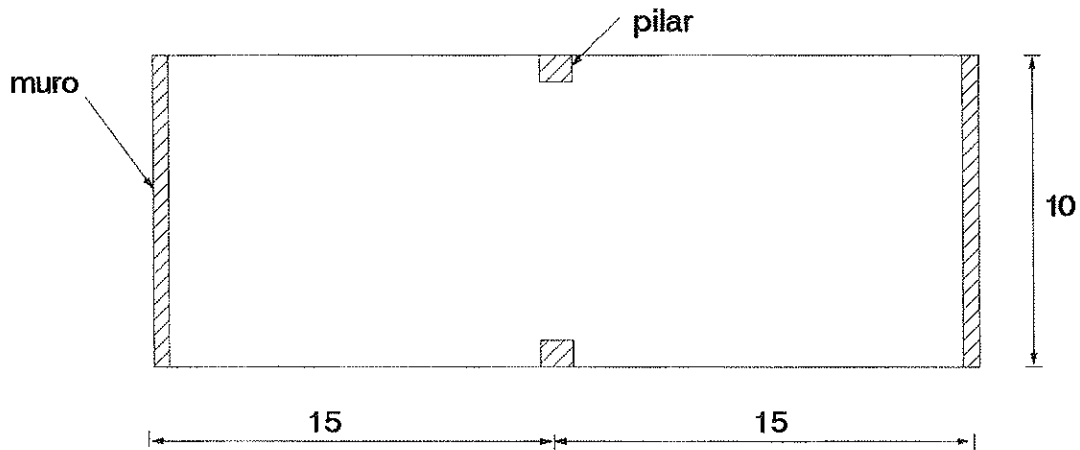
Con objeto de mostrar el alcance y los resultados del procedimiento propuesto para considerar la retracción y la fluencia, se presentan a continuación dos ejemplos de aplicación.

No se incluye ningún ejemplo en hormigón armado porque, de hecho, su tratamiento sería en todo similar al de una losa mixta como la propuesta a continuación, según se va a ver en seguida (y particularmente en el análisis diferido mediante el llamado factor λ), a excepción de ciertos aspectos que surgen si se plantea el análisis de manera rigurosa: por ejemplo, la anisotropía causada por la fisuración y el diferente armado normalmente existente en las distintas direcciones, lo que implica tanto al análisis instantáneo como al diferido. Se evita así tener que entrar en cuestiones que se muestran muy laterales al objeto primordial del trabajo.

Losa mixta de hormigón y acero

La figura 1(a) ilustra una placa simplemente apoyada en dos muros laterales y dos pilares centrales, de 30 m de longitud total y 10 m de anchura. En realidad, se trata de una estructura reticular compuesta o mixta –sistema patentado en España– formada por una malla espacial de acero (dos mallas paralelas unidas por diagonales) y una capa superior de hormigón [2]. En estas estructuras las diagonales transfieren el esfuerzo cortante y, en general, la malla inferior recoge las tracciones y la capa superior las compresiones; cerca de los apoyos se pueden presentar inversiones de esfuerzos, por lo que la capa superior ha de ir armada. En torno a los pilares suelen disponerse capiteles que, entre otras cosas, reducen las fuerzas axiales en las diagonales. Estas estructuras trabajan globalmente como losas, ya que, además, no suelen existir vigas intermedias.

El canto total de esta losa mixta es de 50 cm y el espesor de su capa de hormigón es de sólo 6 cm tal como se muestra en la figura 1(b). El peso por metro cuadrado de acero es, aproximadamente, de 25 kg, por lo que el peso propio total de



planta de la estructura reticular mixta

Fig. 1. (a)

la placa es sólo de 170 kg/m². La carga permanente considerada, a efectos de la fluencia, es de 0,45 t/m² (aunque, por supuesto, la carga total para la que está proyectada es superior).

El análisis se podría realizar empleando elementos finitos tipo barra para el reticulado y tipo placa para la losa de hormigón. Sin embargo, en la gran mayoría de los casos es más apropiado tomar una losa maciza equivalente [2], esto es, que tenga la misma rigidez; el canto que resulta entonces, para este ejemplo concreto, es de 30 cm.

No obstante, a efectos de las acciones a lo largo del tiempo, debe considerarse la sección real; y, en particular, que la única parte que fluye

y retrae es la capa superior de hormigón. Es posible entonces asimilar el comportamiento en el tiempo de la estructura, en cada dirección, al de una sección fisurada, en T o en cajón, de manera que se haga uso del factor λ [7], que pasa de la curvatura instantánea a la diferida, en lugar de emplear el coeficiente de fluencia ϕ .

En este caso, como la armadura de la capa de hormigón es inexistente (o muy pequeña) en casi toda la losa, y la zona de momentos negativos muy limitada, λ puede tomarse constante [7]:

$$\lambda = \frac{x - e}{d - \frac{e}{2}} \cdot \phi \quad (22)$$

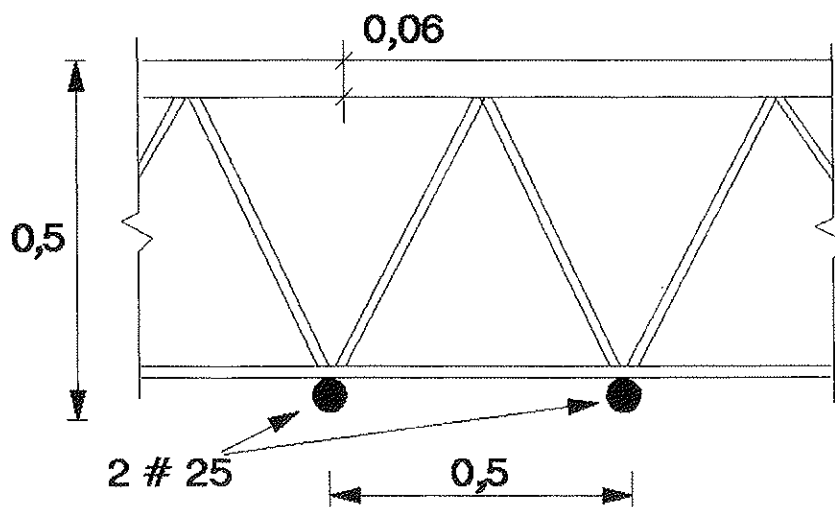


Fig. 1. (b)

donde e es el espesor de la capa de hormigón, x la profundidad de la fibra neutra y d el canto útil.

La retracción puede introducirse a través del factor anterior, añadiendo un término en la expresión 22 [7]; o bien hacerlo directamente, sin modificar dicha expresión, a través de las curvaturas que dicha deformación genera en cada dirección, que es lo que se hace aquí.

Dada la doble simetría de la estructura, basta con analizar un cuarto de ella. Su discretización en elementos finitos se realiza mediante diez elementos en cada dirección, generados por un mallador automático, con mayor concentración de elementos cerca de los pilares, donde se espera un mayor gradiente de esfuerzos. Los resultados que se muestran a continuación corresponden, por tanto, a un cuarto de la estructura (el inferior izquierdo).

La figura 2(a) presenta las curvas de nivel de las flechas iniciales (instantáneas) de la losa, en metros, para la citada carga permanente (0,45 t/m²). La máxima flecha alcanza cerca de 4 cm. Las figuras 3(a) y 3(b) muestran, respectivamente, las curvas de nivel de los momentos flectores M_x y M_y iniciales, en m.t. El máximo aparece en los M_x , sobre el pilar, y supera (en valor

absoluto) los -30 m.t. (valor teórico y cota superior, ya que el pilar se toma en el análisis como un punto).

La figura 2(b) presenta flechas diferidas de la losa (incrementos en el tiempo sobre las flechas iniciales), también en metros, para la misma carga, después de 3 años. La máxima flecha diferida en ese instante es algo superior a 1,5 cm. Debe tenerse en cuenta que la retracción y la fluencia afectan sólo a la parte de la sección que es de hormigón, que tiene un espesor mínimo.

Las figuras 3(c) y 3(d) muestran, respectivamente, las curvas de nivel de los incrementos en el tiempo de los momentos flectores M_x y M_y (redistribución diferida de momentos), en m.t., producidos hasta la misma fecha. Puede decirse que, en realidad, estos esfuerzos se deben en exclusiva a la retracción: la fluencia principal origina deformaciones compatibles, ya que las cargas se mantienen constantes sobre una estructura que tampoco se modifica. Ello explica su valor tan pequeño y su configuración tan distinta (prácticamente negativos en toda la losa, como respuesta a las curvaturas positivas de la retracción) a la de los iniciales de las figuras 3(a) y 3(b).

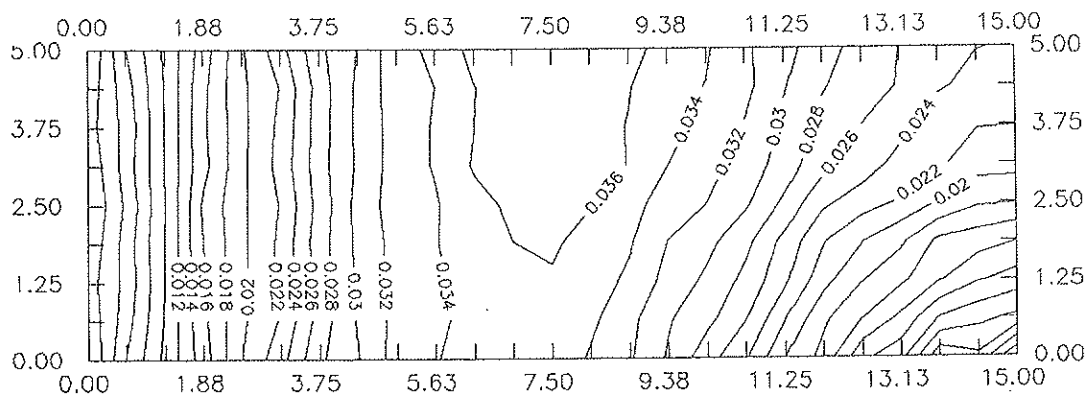


Fig. 2 (a)

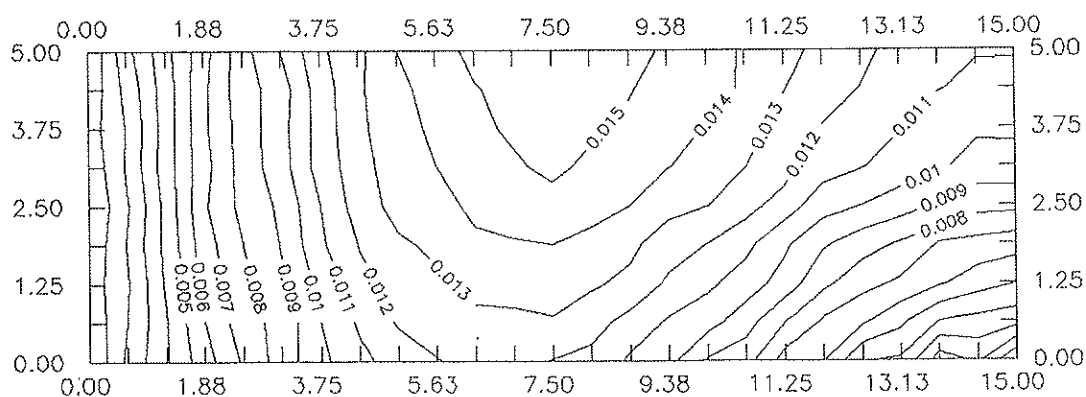


Fig. 2 (b)

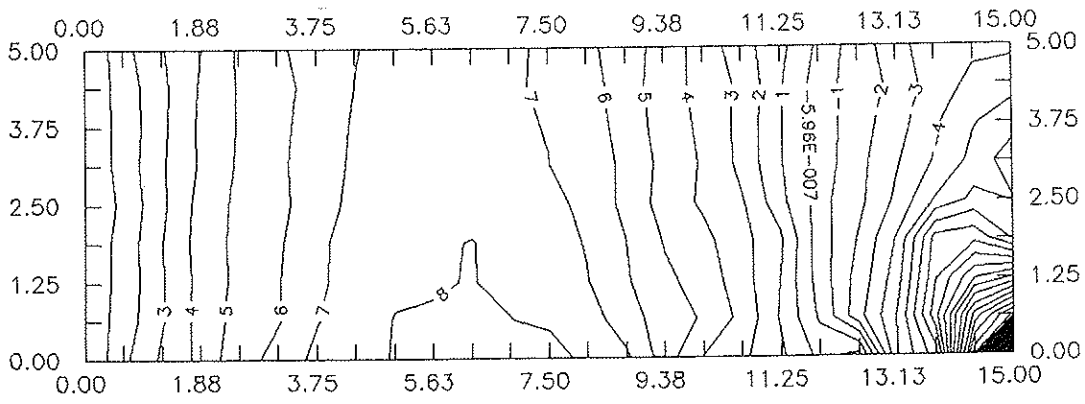


Fig. 3 (a)

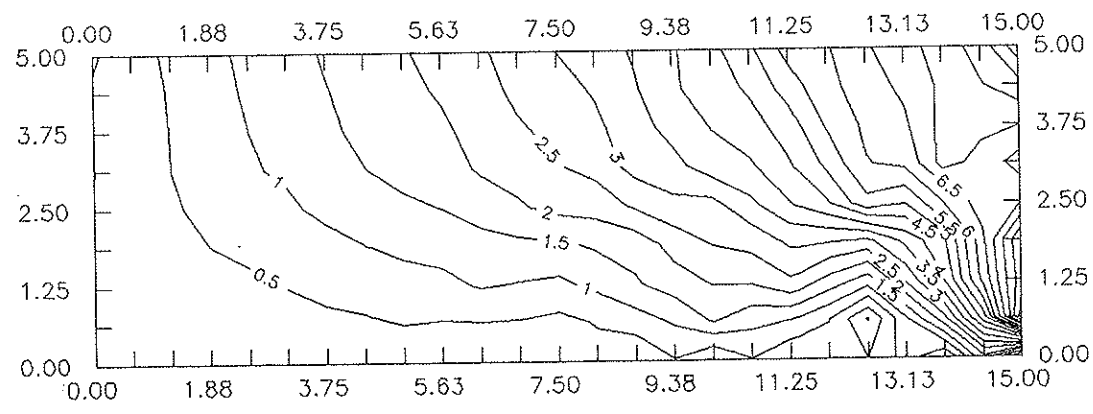


Fig. 3 (b)

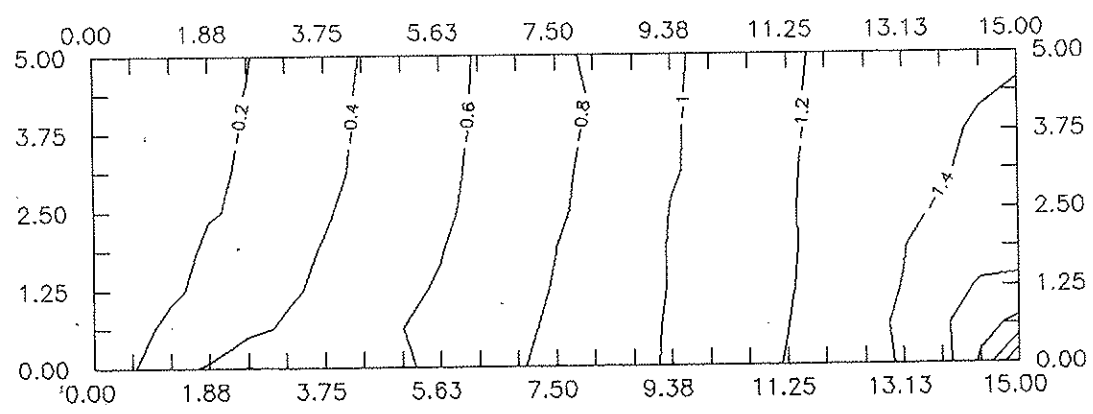


Fig. 3 (c)

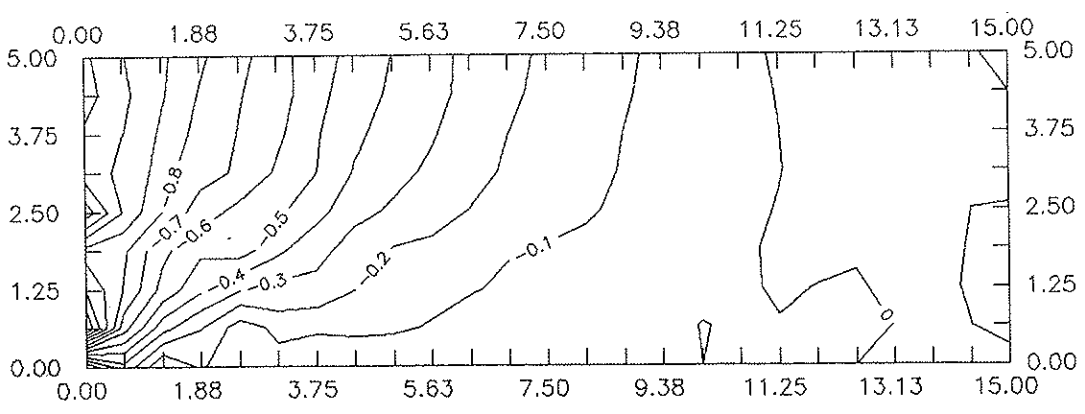


Fig. 3 (d)

Losa de hormigón pretensado

El segundo ejemplo corresponde a una estructura similar a la anterior, pero con una reducción proporcional de dimensiones (24 x 8 m) y apoyada solamente en pilares, cuatro de esquina y dos centrales, tal como se muestra en la figura 4. Se trata de una losa de hormigón pretensado, con tendones no adherentes, de 35 cm de canto. Los tendones longitudinales se concentran en las dos bandas de pilares (7 tendones de 0,6" en cada una de ellas) y tienen un trazado parabólico típico, con curvatura hacia abajo sobre el pilar central; los transversales están uniformemente repartidos (un tendón de 0,6" cada metro) y tienen un trazado parabólico simple. La fuerza de cada tendón es aproximadamente 20 t.

Según se advirtió ya, el pretensado entra en el análisis a través del sistema de cargas que el mismo crea sobre el hormigón. Este sistema, además de las cargas de compresión en el plano de la losa que actúan en sus bordes (y de unos momentos muy pequeños en ellos, por no estar los tendones del todo centrados en sus extremos), se compone, en la práctica, de: a) una carga uniformemente repartida de 0,5 t/m², hacia arriba y sobre toda la superficie, que procede de los tendones transversales; b) unas cargas repartidas, hacia abajo, sobre las líneas de los bordes largos y en el entorno de los pilares centrales, y unas cargas puntuales, hacia abajo, en las cuatro esquinas (que se transmiten a los pilares allí existentes), debidas a los tendones longitudinales. Las cargas repartidas hacia arriba de estos últimos, sobre las líneas citadas, se compensan con las cargas verticales extremas de los transversales. La resultante del sistema anterior es, por supuesto, nula.

En este caso, como para la situación relativa a las cargas permanentes la estructura no se fisura, se trabaja con toda la sección, la real, a todos los efectos; y, así, para determinar las acciones del análisis diferido se parte de la expresión 4, en función del coeficiente de fluencia ϕ . Los resultados mostrados a continuación se refieren, asimismo, a un cuarto de la losa (el mismo que antes).

La figura 5(a) presenta las flechas iniciales de la losa, en metros, para una carga permanente gravitatoria del 1 t/m² (que incluye, por supuesto, el peso propio) y el pretensado. La flecha máxima es de unos 12 mm. Las figuras 6(a) y 6(b) recogen, respectivamente, los momentos flectores de M_x y M_y iniciales, en m.t, producidos por dichas cargas. El máximo corresponde al M_x , sobre el pilar, con un valor aproximado de -30 m.t (valor teórico y cota superior, como antes).

La figura 5(b) muestra los incrementos de las flechas, en metros, después de actuar 3 años las mismas cargas; su máximo valor es algo menor de 2 cm. Se observa la proporcionalidad existente entre estas flechas y las instantáneas de la figura 5(a), precisamente en el valor del coeficiente ϕ (1,5 en dicho instante). Esto está en íntima relación con el hecho de que ahora los momentos permanecen en el tiempo prácticamente iguales a los iniciales (redistribución diferida nula); lo que era de esperar en un caso en que las cargas actuantes se mantienen casi constantes (constantes salvo las pérdidas de pretensado) y la retracción genera curvaturas prácticamente nulas. Por ello, no se muestran en esta ocasión los incrementos diferidos de los momentos.

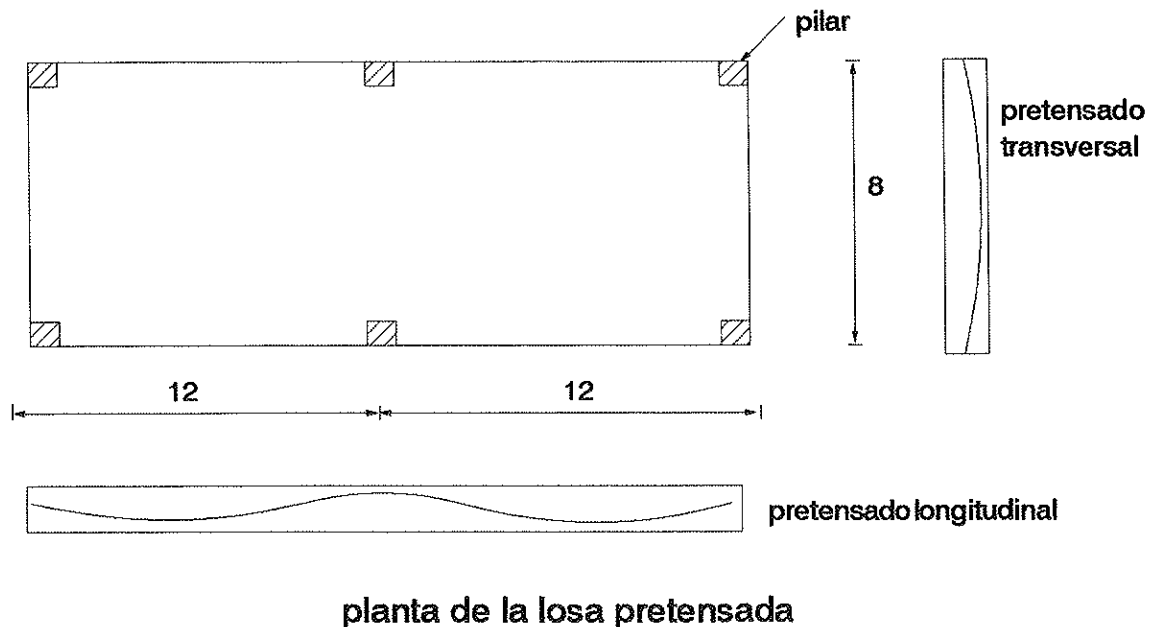


Fig. 4

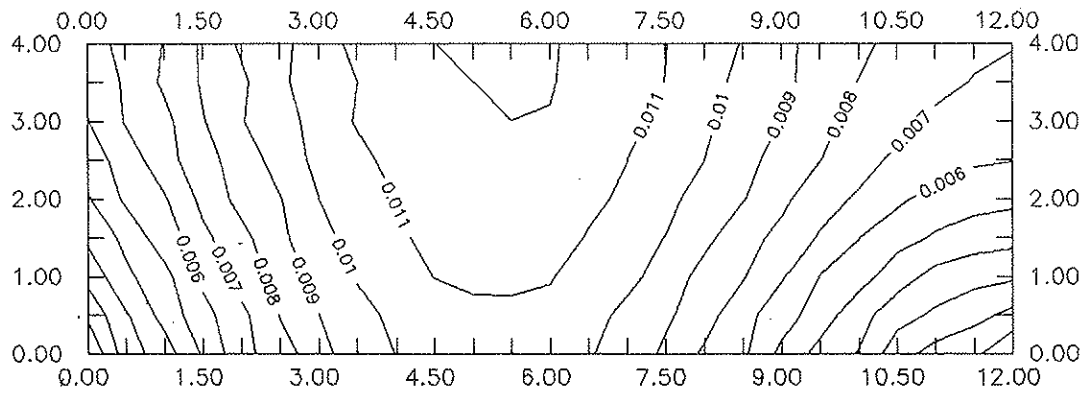


Fig. 5 (a)

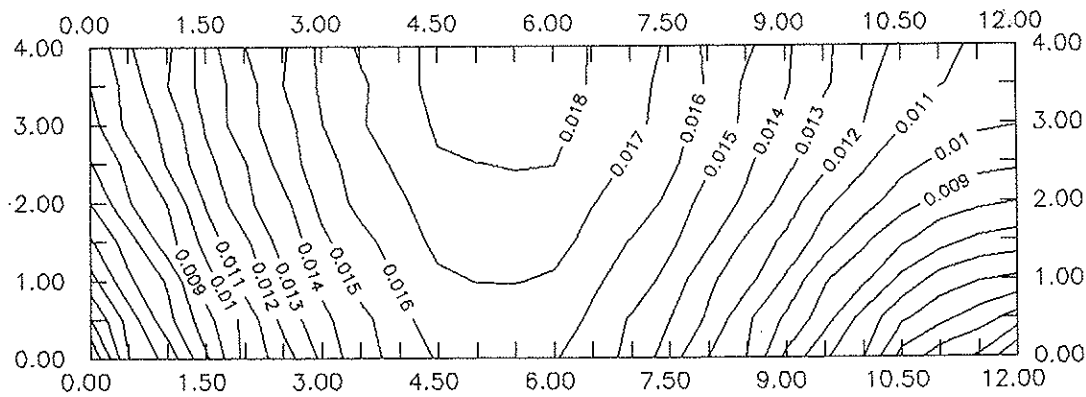


Fig. 5 (b)

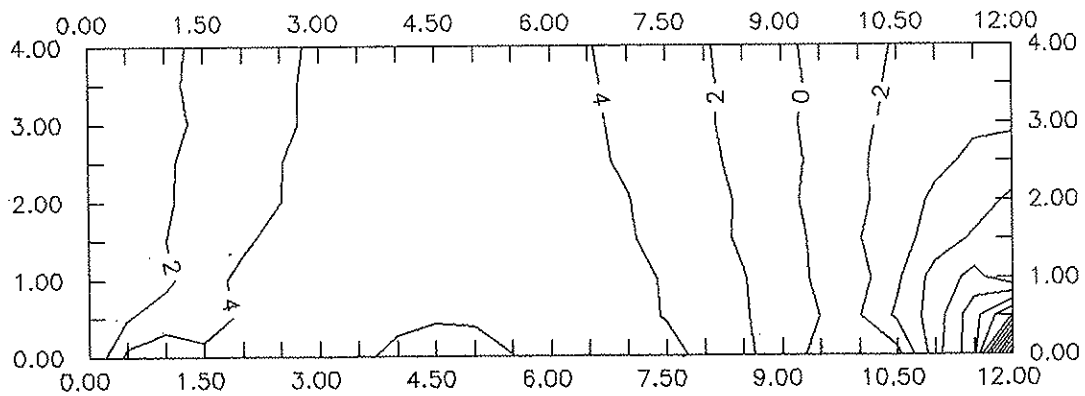


Fig. 6 (a)

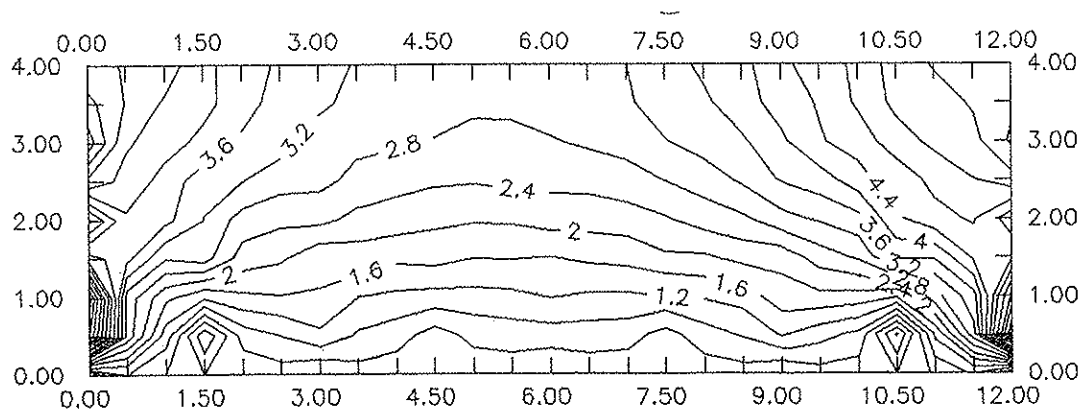


Fig. 6 (b)

CONCLUSIONES

Se ha presentado un procedimiento para el análisis en el tiempo de placas de hormigón, considerando de manera ajustada los efectos de las deformaciones diferidas producidas por la retracción y la fluencia. Para ello, dichas deformaciones se introducen como acciones geométricas en la estructura, en un proceso paso a paso en el tiempo, utilizando un método de análisis de placas no tradicional basado en el funcional de Reissner, muy adecuado para este tipo de estructuras. El hecho de considerar las citadas propiedades diferidas del hormigón fuera del modelo del material, presenta la manifiesta ventaja de que, a lo largo de todo o de una gran parte del proceso (según se tome el módulo E_c , con respecto a la edad del hormigón, siempre constante o variable hasta un cierto instante en que se considere ya constante) la estructura sobre la que se trabaja es la misma. Unido ello a la clara adecuación del método de análisis empleado para las placas, resulta en conjunto un procedimiento sumamente eficiente.

Por otra parte, el procedimiento permite considerar la fisuración del hormigón, así como el efecto de las armaduras activas y pasivas. Aunque el mismo admite perfectamente el empleo de un modelo bidimensional de fluencia (gobernado, al menos, por dos coeficientes), considerando que lo que se trataba de resaltar aquí era básicamente el procedimiento de análisis como tal, por simplicidad se ha extrapolado a dos dimensiones el comportamiento diferido unidimensional del hormigón; lo cual, por lo demás, es práctica común.

Al final, dos ejemplos prácticos diferentes han permitido ilustrar el gran alcance del procedimiento: se trata, por un lado, de una losa mixta de hormigón y acero y, por otro, de una losa de hormigón pretensado con tendones no adherentes. Para tener en cuenta que la retracción y la fluencia afectan sólo al hormigón, en el análisis diferido de la estructura mixta se ha asimilado ésta a una losa fisurada equivalente, de hormigón armado. Los resultados obtenidos son consistentes y concuerdan con lo que era de esperar.

REFERENCIAS

1. BAZANT, Z.P. and WU, S.T., Dirichlet Series Creep Function for Ageing Concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE)*, Vol. 99, EM2 (pp. 367-387). N.Y., 1973.
2. BOZZO, L. y BOZZO, M. *La estructura espacial compuesta*. Editorial Facultad de Teología. Lima, 1986.

3. BOZZO, L. y MURCIA, J. «Análisis de placas sometidas a deformaciones impuestas empleando una formulación de elementos finitos mixtos». *Hormigón y Acero*, n.º 188 (pp. 49-59). Madrid, 1993.

4. BOZZO, L. *Análisis, diseño y optimización de placas empleando elementos finitos mixtos*. Monografía CIMNE, n.º 24. Barcelona, marzo 1994.

5. CEB (MÜLLER, H.S., HILSDORF, H.K. et al.). *Evaluation of the Time Behavior of Concrete*. Bulletin d'Information n.º 199. Comité Euro-International du Béton. Lausanne, 1990.

6. CEB, *CEB-FIP Model Code 1990 (Final Draft)*. Bulletins d'Information n.ºs 203, 204, 205. Comité Euro-International du Béton. Lausanne, 1991.

7. MURCIA, J. «Análisis diferido en servicio de secciones en T y en cajón de hormigón armado. Factor práctico para el cálculo de flechas diferidas». *Hormigón y Acero*, n.º 183 (pp. 19-25). Madrid, 1992.

8. MURCIA, J. «Analysis of Creep and Shrinkage as Geometrical Actions in Evolving and Non-Evolving Structures», in *Creep and Shrinkage of Concrete* (Bazant, Z.P. & Carol, I., eds.) (pp. 543-554). E & F Spon. London, 1993.

9. TOTTENHAM, H. and BREBBIA, C. (eds). *Finite Element Techniques in Structural Mechanics*. Stress Analysis Publishers. Southampton, 1971.

10. ZIENKIEWICZ, O.C. and TAYLOR, R.L. *The Finite Element Method*. Vol. 1. Mc Graw Hill. London, 1988.

RESUMEN

La retracción y la fluencia son propiedades del hormigón que producen deformaciones diferidas, las cuales han de considerarse en el proyecto y la construcción de las estructuras de dicho material. En el caso de las placas, la complejidad de su análisis (instantáneo) lleva a que con frecuencia el mismo se realice de manera aproximada por medio de simplificaciones más o menos ajustadas (como el método de los pórticos equivalentes); y, por supuesto, en las de hormigón, ocurre lo mismo al contemplar el análisis diferido por retracción y fluencia (como el método del módulo diferido equivalente, etc.).

Este trabajo presenta un procedimiento para tener en cuenta de manera precisa los efectos de dichas deformaciones diferidas en placas de hormi-

gón, introduciéndolas como acciones geométricas en la estructura en un proceso paso a paso en el tiempo. Este análisis en el tiempo se establece normalmente en condiciones de servicio, por lo que se supone un comportamiento viscoelástico lineal para el hormigón, procediendo de forma que la fisuración del mismo y los efectos de las armaduras activas y pasivas puedan ser también considerados. Para ello, se utiliza el método de análisis de placas por elementos finitos basado en el funcional de Reissner, una alternativa muy adecuada para este tipo de estructuras pero hasta el momento no muy empleada. Uniendo todo, en especial la forma de introducir las propiedades diferidas del hormigón y el método de análisis, resulta un proceso muy eficiente.

Al final, dos ejemplos numéricos ilustran el gran alcance del procedimiento propuesto.

SUMMARY

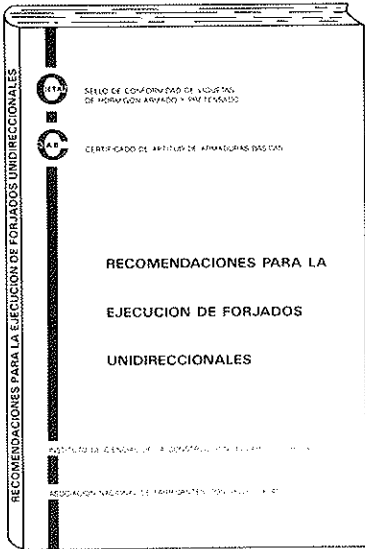
Shrinkage and creep are concrete properties which induce delayed deformations, that are usually important in the design and construction of concrete structures. The complexity in the ins-

tantaneous analysis of plates justifies the usual approximations performed in their analysis (such as, for example, the equivalent frame method, etc.). Certainly, this is also the case for time-dependent analysis of concrete plates (delayed effective modulus method and others being employed therein).

This work presents a procedure for taking accurately into account the effects of shrinkage and creep in concrete plates. The methodology introduces these deformations as geometrical actions in a step by step procedure. Linear viscoelasticity is assumed for concrete because time-dependent analysis corresponds usually to structural serviceability conditions. Besides, concrete cracking can be taken into account, as well as the effects of active and passive reinforcement. The finite element method is applied for the analysis using the Reissner functional, which is a very interesting alternative for plate analysis. Joining the procedure to introduce the delayed deformations and the method of analysis results in a very efficient methodology for a time-dependent analysis of plates.

Finally, two examples illustrate the possibilities of the procedure.

* * *



RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES (EDICION REVISADA)

La Asociación Nacional de Fabricantes con Sello CIETAN, en colaboración con el INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION "EDUARDO TORROJA", continuando con la labor divulgadora iniciada con la edición del libro "RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES", publica una segunda edición del mismo, revisada, adecuándola a la Normativa vigente.

El libro persigue un doble objetivo: El primero, informar y dar a conocer a los técnicos y constructores que intervienen en la realización de un forjado, las distintas soluciones constructivas idóneas de acuerdo con la vigente Normativa, según sean los diversos tipos de forjados y apoyos, desde un punto de vista eminentemente práctico, intentando paliar la escasez en España de bibliografía que lo aborde. El segundo es dar a conocer, a todos los sectores implicados en la ejecución de forjados, la existencia de productos con Sello CIETAN.

La obra ofrece un amplio y detallado compendio de soluciones constructivas, desarrolladas de forma gráfica para su mejor y más fácil interpretación. En su redacción han participado todos los sectores implicados: técnicos, fabricantes y organismos públicos y privados ligados a la construcción.

Los interesados en esta publicación deberán dirigirse a:

Secretaría Sello CIETAN
Instituto de Ciencias de la Construcción
"EDUARDO TORROJA"
C/Serrano Galvache, s/n.
28033 MADRID
Tel.: (91) 302 04 40

Evaluación experimental de la fisuración del hormigón producida por la corrosión de las armaduras

C. Alonso y C. Andrade
Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja".
CSIC. Madrid

J. Rodríguez, J. Casal y A.M. García
Geocisa. Madrid

INTRODUCCION

El óxido generado por la corrosión de las armaduras provoca una presión sobre el hormigón adyacente que, en la mayoría de los casos, da lugar a la fisuración del recubrimiento. Estas fisuras, que se desarrollan paralelamente a las armaduras, pueden afectar a la capacidad portante y a la aptitud al servicio de la estructura. En consecuencia, acortan la vida útil de la estructura, además de que abren un camino más rápido de llegada de los agresivos hasta la armadura.

La pérdida de sección debida a la corrosión, y la consecuente fisuración del recubrimiento, se relacionan con los estados límites últimos, ELU, cuando sus consecuencias afectan a la seguridad de la estructura por reducir su capacidad portante o la adherencia acero/hormigón. Se relacionan también, con los estados límites de servicio, ELS, por las fisuras generadas y el posible aumento de las deformaciones.

A pesar de los muy numerosos estudios sobre la corrosión de las armaduras, sorprende que haya muy pocos [1-5] que hayan abordado la cuantificación de la cantidad de corrosión que es necesaria para fisurar el recubrimiento, o cómo estas fisuras crecen en función del progreso de la corrosión. En realidad, esta ausencia de conocimientos es una de las principales razones por las que no se ha avanzado en la cuantificación de la vida residual de estructuras dañadas.

La velocidad a la que la corrosión se produce es el factor clave que controla la evolución, y por tanto la posibilidad de predicción, de la seguridad y aptitud al servicio residual de las estructuras de hormigón.

Los resultados que se aportan en el presente trabajo son parte del Proyecto Brite "The Residual life of Reinforced Concrete Structures", que trata de responder a la falta de conocimientos actuales en esta materia particular, mediante un estudio detallado sobre la influencia de diferentes variables sobre el tiempo que pasa desde la despasivación de la armadura hasta la fisuración del hormigón, y cómo estas fisuras progresan en función de la velocidad de corrosión. Las variables que se han estudiado son: relación recubrimiento/diámetro de armadura, relación agua/cemento, velocidad de corrosión, posición de la armadura, existencia de armadura transversal y el contenido en humedad del hormigón.

CONDICIONES EXPERIMENTALES

Materiales

Se han fabricado dos tipos de probetas o bloques, que se muestran en las figuras 1 y 2. Las de la figura 1 (Serie I) tenían unas dimensiones de 15x15x38 cm, excepto dos de ellas que se fabricaron de 20x20x20 cm, para ensayar las barras de 25 mm de diámetro o para usar un simulador mecánico de la expansión [6].

Se fabricaron un total de 28 probetas de este tipo. Los diámetros de las barras ensayadas fueron de 8, 10, 12, 16 y 25 mm. Las barras se embebieron centradas o en esquina, con recubrimientos de 10, 15, 20, 30, 50 y 70 mm. Un resumen de todas las condiciones experimentales de estas probetas se da en la tabla Ia.

Las probetas se fabricaron con cemento tipo I

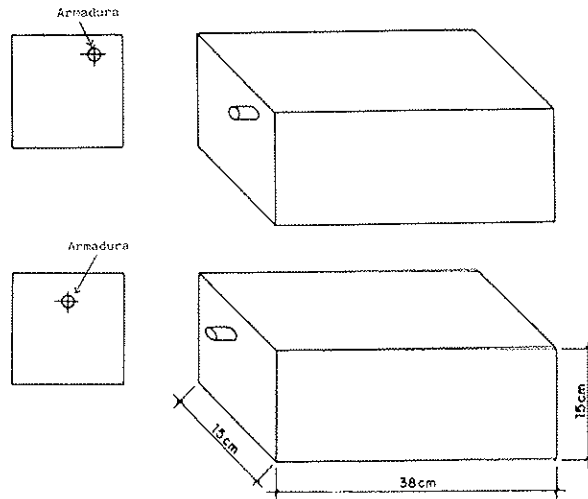


Fig. 1: Probetas de la Serie I

45A y áridos silíceos de machaqueo. La proporción de cemento utilizada fue de 370 y 270 kg/m³, con una relación a/c entre 0,52 y 0,65. El tamaño máximo de árido fue de 12 mm. La resistencia media a tracción, obtenida mediante ensayo brasiño, resultó de 3,2 - 4 MPa.

De las probetas mostradas en la figura 2 (serie II), se fabricaron un total de 45. Sus dimensiones fueron de 30x30x30 cm, la proporción de cemento, en este caso, fue de 350 kg/m³ y se utilizó una relación a/c = 0,50 (tabla Ib). Con las probetas de la serie II se estudió particularmente: a) la posición de la barra (parte superior o inferior) b) la relación recubrimiento/diámetro y c) la presencia de armadura transversal, como muestra la tabla Ib.

Después de fabricadas, todas las probetas de la serie I se curaron en los moldes, durante 24 h., a elevada humedad. Una vez desmoldadas se curaron adicionalmente, hasta 28 días, bajo agua. Después de este período se dejaron secar a la atmósfera de laboratorio (20 ± 2°C y HR ≈ 50%)

hasta el momento en que se les aplicaba la corriente y se les colocaban las galgas extensométricas. Las probetas de la serie II se curaron en el mismo lugar de fabricación, manteniendo la humedad cubriéndolas con plásticos, y, por tanto, simulando un curado en obra.

Método acelerado de corrosión

Se añadió un 3% de CaCl₂ en peso de cemento al agua de amasado, para provocar la corrosión activa. Para acelerar esta corrosión, se aplicó después una corriente (ensayo galvanostático) a la armadura, para hacerla actuar de ánodo. Este método acelerado ya se ha utilizado previamente [7]. Los contraelectrodos se colocaron en la parte inferior de la probeta (probetas serie I) o en los cuatro laterales (probeta serie II). El contacto de estos contraelectrodos con el hormigón se efectuaba a través de una esponja mojada.

Se aplicaron corrientes de 3, 10 y 100 μA/cm². Este último valor corresponde al máximo detec-

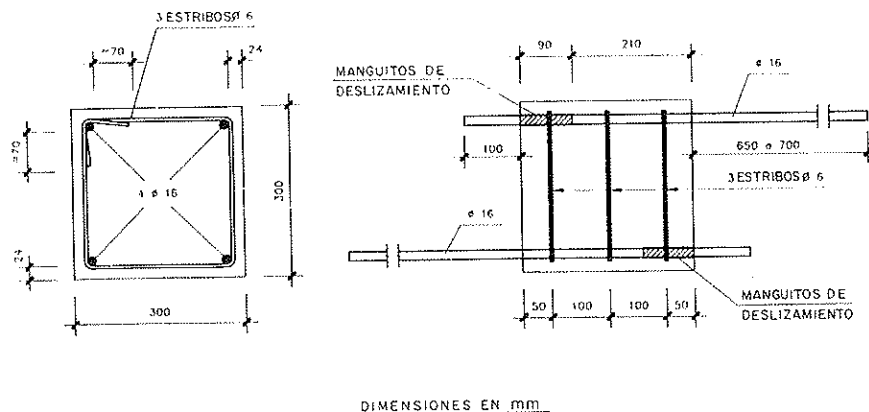


Fig. 2: Probetas de la Serie II (tipo 2)

TABLA Ia
Características de las probetas de la serie I

Probeta n°	Hormigón		Dimensiones Probeta (cm)	Armadura			Corrosión acelerada		
	Cemento kg/m ³	a/c		Posición	Recubrimiento	Diámetro	Tipo de acero	I μ A/cm ²	Condiciones
1	370	0.52	15x15x38	esq.	20S-30I	16	400	100	atmósfera
2	370	0.52	15x15x38	cara	20S	16	400	100	atmósfera
3	370	0.52	15x15x38	cara	30S	16	400	100	atmósfera
4	370	0.52	15x15x38	cara	20S	16	400	10	atmósfera
5	370	0.52	15x15x38	esq.	50S-50L	16	400	100	atmósfera
6	370	0.52	15x15x38	esq.	50S-70L	16	400	100	atmósfera
7	370	0.52	15x15x38	cara	20S	16	400	100	atmósfera
8	370	0.52	15x15x38	cara	30S	16	400	100	atmósfera
9	300	0.60	15x15x38	cara	20S	3	400	100	atmósfera
10	370	0.65	15x15x38	cara	30S	16	400	100	atmósfera
11	370	0.52	15x15x38	cara	50S-70LI	8	400	100	atmósfera
12	370	0.52	15x15x38	cara	20S	16	400	10	atmósfera
13	370	0.52	15x15x38	cara	20S	16	400	100	sem. sumer.
14	370	0.52	15x15x38	cara	15S	8	400	100	atmósfera
15	370	0.52	15x15x38	esq.	10S-15L	8	400	100	atmósfera
16	370	0.65	15x15x38	cara	30I	16	400	100	atmósfera
17	370	0.52	15x15x38	cara	50I-70HL	8	400	100	atmósfera
18	370	0.52	15x15x38	cara	20I	16	400	10	atmósfera
19	370	0.52	15x15x38	cara	20S	16	400	100	sumergido
20	370	0.52	15x15x38	cara	20S	16	400	3	atmósfera
21	370	0.52	15x15x38	esq.	50S-70L	16	400	10	atmósfera
22	370	0.52	15x15x38	esq.	50S-70L	16	400	3	atmósfera
23	370	0.52	15x15x38	esq.	50S-70L	10	500	100	atmósfera
24	370	0.52	15x15x38	esq.	50S-70L	12	500	100	atmósfera
25	270	0.52	15x15x38	cara	30S	16	400	100	atmósfera
26	270	0.65	15x15x38	cara	30S	16	400	100	atmósfera
27	370	0.52	20x20x20	cara	30S	25	500	100	atmósfera
28	370	0.52	20x20x20	cara	30S	útil	-	100	atmósfera

S - Distancia a cara superior

L - Distancia a cara lateral

I - Distancia a cara inferior

tado en experimentos naturales en agua de mar. La conversión de esta corriente aplicada, en pérdida de diámetro, se hace usando la fórmula [8] basada en la ley de Faraday:

$$\phi(t) = \phi(i) - 0,023 I \cdot t$$

donde $\phi(t)$ = diámetro de la barra (mm) al tiempo t; $\phi(i)$ diámetro inicial (mm); I = corriente aplicada, en μ A/cm²; t = tiempo de ensayo; 0,023 = factor de conversión de μ A/cm² en μ m/año, para el caso de corrosión homogénea.

TABLA Ib
Características de las probetas de la serie II

Tipo de probeta	N° de probetas	Hormigón			Detalle del armado			
		Cemento (Kg/m ³)	Agua/cemento (*)	Resistencia a tracción indirecta (MPa)	Armadura principal	Armadura transversal	Recubrimiento (mm)	c/ ϕ
1	6	350	0,5	3,9	4 ϕ 16	c ϕ 8/0,07 m	24	1,5
2	8	350	0,5	3,7	4 ϕ 16	c ϕ 6/0,10 m	24	1,5
3	8	350	0,5	3,6	4 ϕ 16	-	24	1,5
4	3	350	0,5	3,6	4 ϕ 16	c ϕ 6/0,10 m	40	2,5
5	3	350	0,5	3,8	4 ϕ 10	c ϕ 6/0,10 m	15	1,5

* Relación nominal agua/cemento, sin contar el agua aportada por los áridos, aunque éstos estaban prácticamente secos al hormigonarse en verano.

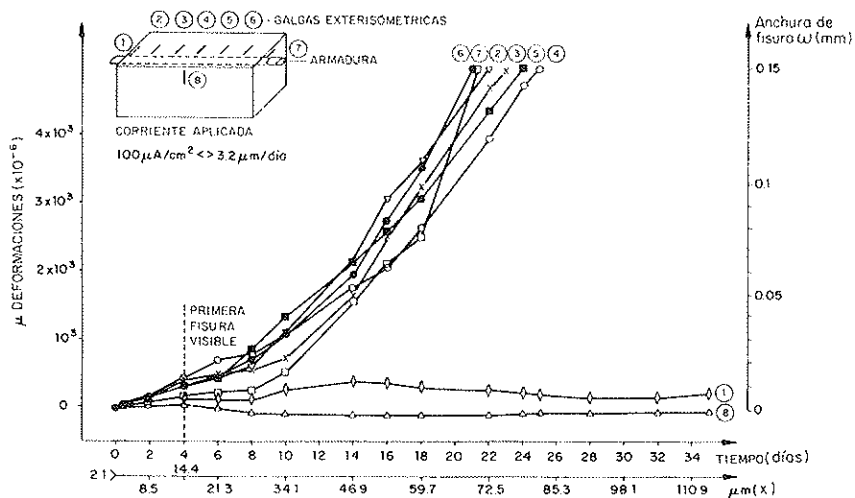


Fig. 3. Seguimiento del inicio y propagación de la fisura con galgas extensométricas.

Todas las pérdidas de radio se calcularon, en principio, siguiendo la ley de Faraday. Se supuso pues que toda la corriente aplicada se gastaba sólo en la oxidación del acero, es decir, que se producía una eficiencia de la corriente del 100%. Estas pérdidas así calculadas, se llamaron “pérdidas teóricas de radio”. Sin embargo, en las probetas de la serie I este comportamiento ideal no se produjo y las pérdidas fueron superiores al 100%. Este hecho se verificó comparando estos valores teóricos con las pérdidas gravimétricas que se midieron al final de cada ensayo. Esta discrepancia se razonará más adelante y se explicará cómo se calcularon las que se denominaron “pérdidas reales de radio”. En el caso de las probetas de la serie II, a veces las pérdidas gravimétricas resultaron menores, debido a que los cercos también se corroye-

ron en parte, a pesar de que se aislaron eléctricamente. Esta captación de corriente hace que la drenada por la armadura principal fuera menor que la teórica.

Dado que se añadió CaCl_2 al agua de amasado, la corrosión espontánea producida desde este momento hasta la aplicación de la corriente, fue medida, periódicamente, mediante la técnica de la Resistencia de Polarización [9] que ya se ha explicado en otros trabajos. La pérdida total producida es pues la suma, de la inicial producida espontáneamente por los cloruros añadidos, más la acelerada que se produce al aplicar la corriente.

Con las probetas de la serie I, cuando se alcanzó un cierto ancho de fisura se finalizó el en-

TIEMPO (días)	PENETRACIÓN DEL ATAQUE (μm)	CAMINO DE LA FISURA	ANCHURA DE LA FISURA (mm)
0	2.16		
4	14.96 1ª figura visible		≈ 0.05
6	21.36		$\approx 0.05-0.1$
14	46.96		0.05-0.1-0.2-0.05
35	114.16		0.3-0.3-0.2-0.35-0.3

Fig. 4. Fisuración en la probeta n.º 2 (Serie I).

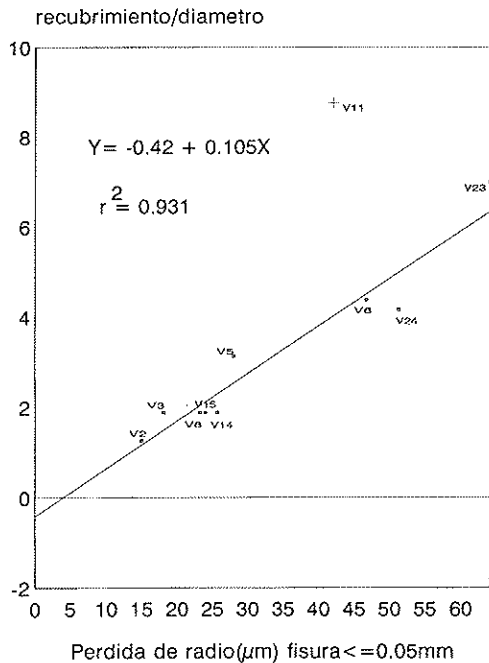


Fig. 5.- Pérdida de radio hasta aparición de fisura ≤ 0.05 , en función de la relación recubrimiento/diámetro.

sayo y se rompió la probeta, para observar la forma de producirse los óxidos, cómo éstos se difundían y el área total corroída, con la profundidad de picaduras producidas. Luego, las barras se limpiaron mediante decapado químico y se pesaron para obtener las pérdidas gravimétricas con relación al peso inicial. Igualmente se hizo con los bloques de la serie II, una vez que se habían utilizado para ensayos de adherencia [10].

Medida de las fisuras

Para detectar el inicio de las fisuras que aparecen en la superficie de las caras de las probetas, se pegaron en ellas galgas extensométricas, tal y como muestra la figura 3. El crecimiento de las fisuras se midió también mediante observación con un microscopio portátil (de 8 a 100 aumentos) que tenía una sensibilidad de 0,01 mm. La evolución de cada fisura se registraba conjuntamente

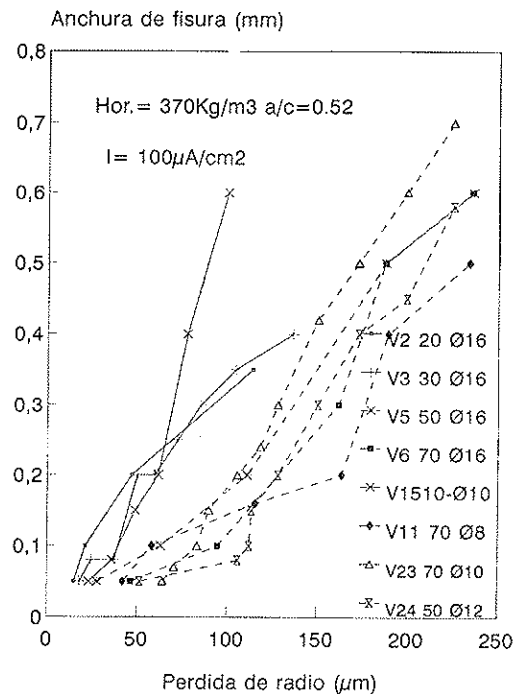


Fig. 6.- Evolución anchura de fisura-pérdida de radio según recubrimiento/diámetro.

con dibujos de cómo discurrían y las ramificaciones que se iban produciendo. (Fig. 4).

RESULTADOS

Sólo algunos de aquellos aspectos más importantes detectados en los ensayos, se pueden comentar en el presente trabajo, donde se intentará resumir el conjunto de los resultados y destacar las conclusiones más importantes.

Aparición de la primera fisura y evolución en el tiempo

Desde el momento en que las galgas son pegadas a la superficie de las probetas es posible seguir las deformaciones que se producen en el hormigón, tanto por efecto de la corrosión, como por la retracción por secado.

TABLA II
Ajuste por regresión lineal de los resultados entre pérdida de radio de armadura «X» y ancho de fisura «w» en el hormigón para 100 y 10 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ de velocidad de corrosión (Serie I)

Probeta N.º	Velocidad aplicada $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Recubrimiento Hormigón (mm)	Expresión de la recta obtenida	Coefficiente correlación (R^2)
2	100	20	$w = 0.003 + 0.003 X$	0.964
4	10	20	$w = 0.118 + 0.008 X$	0.957
12	10	20	$w = 0.109 + 0.009 X$	0.948
6	100	70	$w = -0.144 + 0.003 X$	0.947
21	10	70	$w = -0.355 + 0.017 X$	0.995

TABLA III
Pérdidas electroquímicas y gravimétricas de la armadura en los ensayos acelerados de corrosión en hormigón (Serie I)

Nº probeta	Ø mm	Acero	I $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Δp grav. g	Δp elec. g	Rend. %	Tiempo días
1	16	400	100	—	—	—	—
2	16	400	100	—	—	—	—
3	16	400	10	—	—	—	—
4	16	400	100	—	—	—	—
5	16	400	100	35.15	29.49	119	73
6	16	400	100	33.31	29.43	113	73
7	16	400	100	32.05	27.39	117	68
8	16	400	100	34.46	27.44	125	68
9	3	liso	100	4.51	5.62	80.3	75
10	16	400	100	32.99	29.06	113.5	72
11	8	400	100	13.49	14.85	90.8	72
12	16	400	10	11.15	7.81	142.76	190
13	16	400	100	32.53	28.91	112.52	71
14	8	400	100	23.24	22.61	102.78	112
15	8	400	100	14.97	14.71	101.76	71
16	16	400	100	51.27	42.00	122.07	103
17	8	400	100	21.66	20.76	104.33	103
18	16	400	10	12.76	9.02	141.46	221
19	16	400	100	36.68	36.53	100.40	91
20	16	400	3	—	—	—	—
21	16	400	10	11.63	7.60	153.02	190
22	16	400	3	—	—	—	—
23	10	500	100	19.15	17.27	110.90	70
24	12	500	100	22.65	21.04	107.65	70
25	16	400	100	37.59	28.70	130.97	70
26	16	400	100	42.59	28.50	149.43	70
27	25	500	100	35.93	36.50	98.40	70
28	útil	—	—	—	—	—	—

En cuanto la corriente se aplica, las expansiones se pueden seguir con claridad, y en la figura 3 se da un ejemplo de cómo evolucionan las galgas a lo largo del tiempo. Como es lógico, no todas ellas sufren los mismos alargamientos, ya que la fisura aparece en algunos tramos y la evolución de su anchura no es homogénea a lo largo de toda la cara, sino que, como se aprecia en la figura 4, el crecimiento de la anchura de la fisura es errático. En la mayoría de los casos, la fisura se ramifica al crecer.

Una vez que se produce la primera fisura visible y la energía se libera, el crecimiento de la anchura es lento, debido a que los productos de la corrosión se difunden fácilmente a través de la fisura y llegan a aparecer en la superficie. Se midió el pH de estos óxidos en el momento que aparecían, mediante un papel indicador, encontrándose que presentaban un valor de pH alrededor de 3, lo que es normal a pesar del medio alcalino del hormigón, ya que es conocido que la corrosión por cloruros acidifica el medio [11].

Efecto de la relación recubrimiento/diámetro (c/ϕ)

La mayoría de los ensayos efectuados se han dedicado a intentar ver la influencia de esta relación en la fisuración del recubrimiento. Como ya se ha mencionado, se utilizaron barras de 8, 10, 12, 16 y 25 mm, y recubrimientos que trataban de recoger la práctica habitual, es decir, de 10, 20, 30, 50 y 70 mm. En todos los casos, la fisura ha aparecido en la cara superior, excepto en los casos en esquina, en que aparece una fisura en una de las caras. También hay que destacar el caso de recubrimiento de 70 mm, en el que la fisura apareció primero en las caras laterales, a pesar de ofrecer éstas un recubrimiento todavía mayor.

En la figura 5 se resume la relación encontrada de recubrimiento/diámetro, para el momento de aparición de la primera fisura, cuando la corriente aplicada es de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Puede comprobarse que fisuras visibles de 0,05 mm, aparecen en algunos casos para pérdidas de radio de sólo $15 \mu\text{m}$. Se deduce también que existe una relación lineal

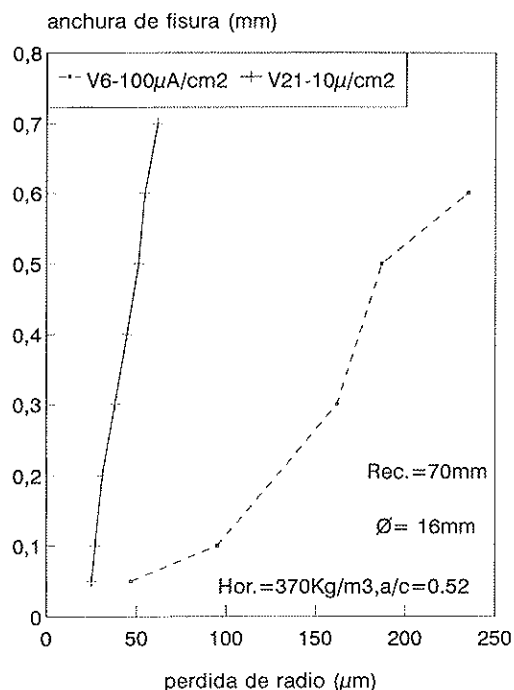


Fig. 7.- Evolución de la fisuración del hormigón en función de la velocidad de corrosión.

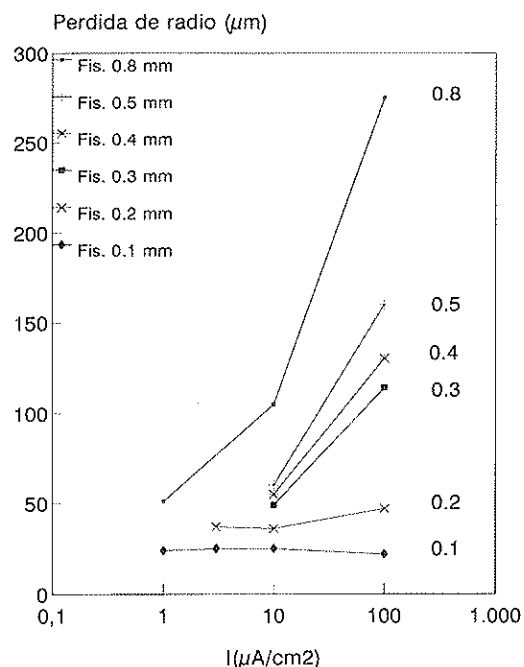


Fig. 8.- Evolución de la fisuración del hormigón en función de: pérdida de radio/velocidad de corrosión.

entre c/\varnothing y la pérdida de radio que provoca la aparición de la primera fisura. Para una relación c/\varnothing de 2-3 que es lo más habitual, sólo se necesitan penetraciones de la corrosión de entre 15-30 μm para provocar la fisura. Sólo una probeta no siguió este comportamiento general (n.º 11 de la serie I).

La figura 6 resume la evolución de la anchura de fisura con el tiempo, expresada en pérdida de radio teórica, para diversos casos ensayados. El

retraso en la aparición de la fisura para mayores recubrimientos se mantiene también en la etapa de propagación, ya que la fisura crece más lentamente, cuanto mayor es el recubrimiento. Sólo las probetas 7 y 14, de la serie I, no han seguido el comportamiento general. Todos los resultados se han podido ajustar a rectas del tipo $w=a + bx$, donde w = anchura de fisura y x = pérdida de radio. Todas las pendientes, en la serie I, resultan del mismo orden y alrededor de 0,003. Lo que va-

TABLA IV
Ajuste por regresión lineal de los resultados obtenidos con las probetas de la Serie II

Tipo de probeta	Posición de la barra	Ecuaciones de la recta de regresión	Coefficiente de correlación (R^2)
1	Superior	$w = 0.107 + 0.0056x$	0.87
	Inferior	$w = 0.22 + 0.0062x$	0.86
2	Superior	$w = 0.05 + 0.0045x$	0.91
	Inferior	$w = 0.19 + 0.0051x$	0.91
3	Superior	$w = 0.06 + 0.0043x$	0.93
	Inferior	$w = 0.14 + 0.0050x$	0.89
4	Superior	$w = -0.12 + 0.0049x$	0.98
	Inferior	$w = 0.09 + 0.0057x$	0.97
5	Superior	$w = 0.17 + 0.0031x$	0.82
	Inferior	$w = 0.23 + 0.0044x$	0.96

w: Ancho de fisura en mm

x: Penetración del ataque por corrosión (reducción del radio de la barra) en micras.

NOTA: Los ajustes se han realizado con los resultados obtenidos en todas las probetas de cada tipo y posición de la barra.

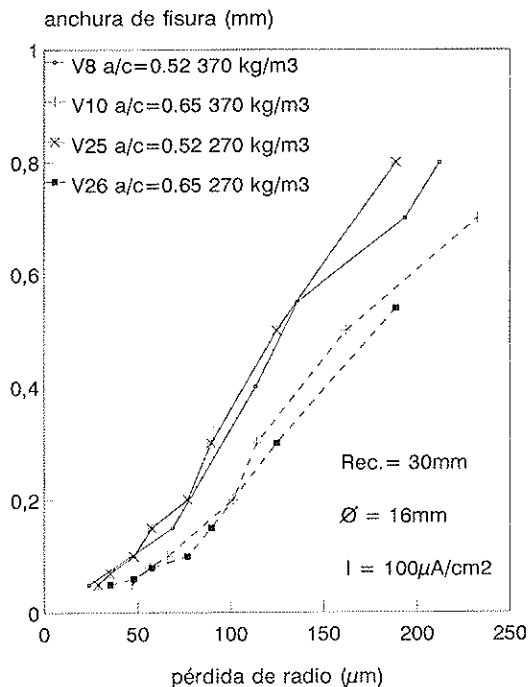


Fig. 9.- Evolución anchura de fisura-pérdida radio según calidad de hormigón

ría es la ordenada en el origen, que puede relacionarse con la pérdida de radio ocurrida antes de que se fisure el recubrimiento, (tabla: II).

En cuanto a las pendientes de la serie II, (tabla IV) éstas oscilan entre 0,003 y 0,005, para recubrimientos variables de 15 a 40 mm (barras en posición superior). Esta diferencia en el valor de la pendiente podría atribuirse a que las barras están situadas en las esquinas y, por tanto, enfrentadas a dos bordes, y tal vez, también, a que la co-

rriente drenada por la armadura principal debe ser menor de la teórica, al haberse corroído también los cercos.

Efecto de la corriente aplicada (velocidad de corrosión)

Cuando la corriente aplicada es de $10 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, estos resultados se modifican sensiblemente y permiten deducir que la velocidad de corrosión resulta un parámetro fundamental. A efectos mecánicos, la disminución de la velocidad de corrosión se ha interpretado como una disminución en la velocidad de aplicación de la "carga", [12] lo que es conocido que influye en los propios resultados que se obtienen de resistencias mecánicas. Es decir, aplicaciones de carga lentas producen menores resistencias y mayores deformaciones, lo que se traduce, en el presente caso, en un adelanto en la aparición de la primera fisura (figura 7).

En cuanto a su evolución en el tiempo, se mantiene la tendencia, y para los recubrimientos pequeños (2-3 cm), la anchura de fisura crece más deprisa con $10 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ que con $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. En la figura 8 se han resumido las pérdidas de radio necesarias para alcanzar diversas anchuras de fisura (de 0,1 a 0,8 mm), donde puede verse que son necesarias mayores penetraciones (más corrosión) aplicando $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ que aplicando $10 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, para alcanzar una determinada anchura de fisura.

Ajustando los resultados por regresión lineal, las pendientes que se obtienen con $10 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ son alrededor de tres veces mayores que con $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, para recubrimientos de 20 mm; y unas 6

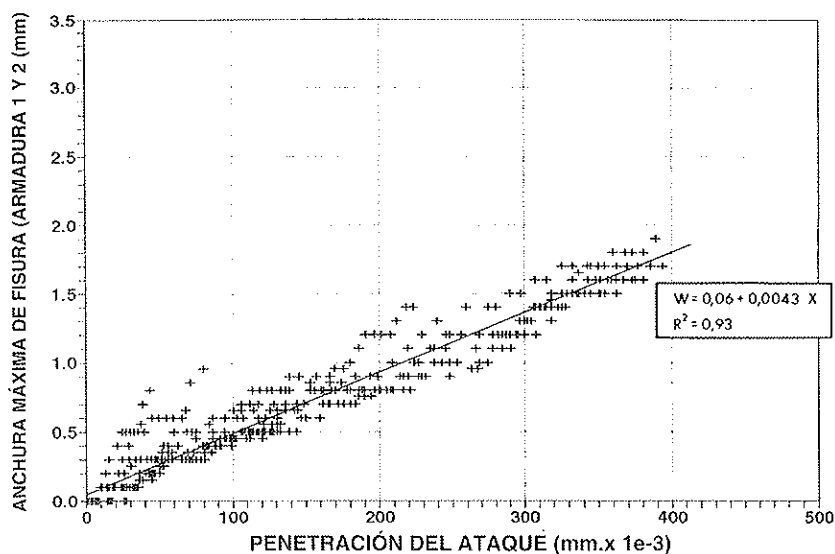


Fig. 10a.- Evolución de la fisuración del hormigón para las armaduras superiores de las probetas tipo 3 (serie II)

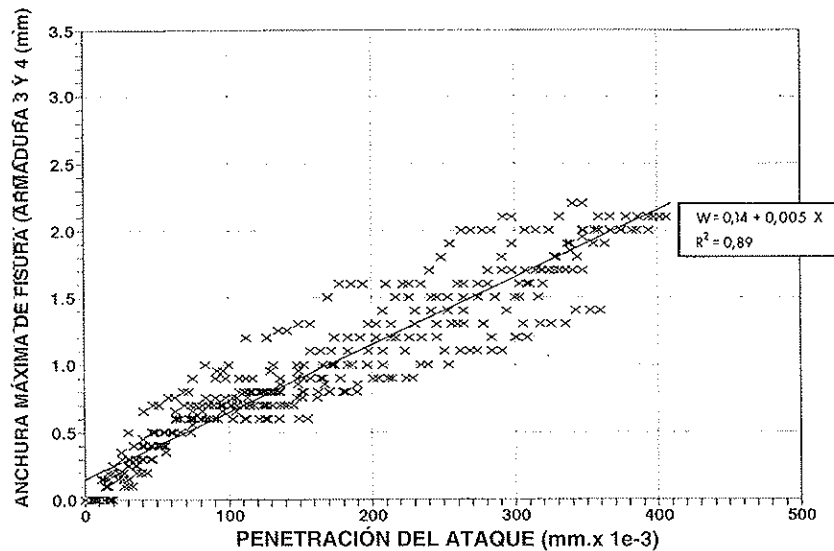


Fig. 10b.- Evolución de la fisuración del hormigón para las armaduras inferiores de las probetas tipo 3 (serie II).

veces mayores para el recubrimiento de 70 mm, como se comprueba en la tabla II.

Se puede pues deducir como resumen, que velocidades de corrosión pequeñas, que además son las más habitualmente encontradas en la práctica, propagan la fisura más rápidamente (mismo tamaño de fisura para menores pérdidas de diámetro). Esto confirma observaciones anteriores en casos de corrosión natural, donde se ha podido comprobar que con velocidades de corrosión del orden de 0,5-1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ se llega a fisuras del orden de 0,8-1 mm, con pérdidas de radio de sólo 30-50 μm , como se aprecia en la figura 8.

Esta constatación supone una clara limitación para el uso de ensayos acelerados del mismo tipo que el aquí realizado, con elevadas corrientes aplicadas, si no se consigue establecer una rela-

ción cuantitativa que permita extrapolar los ensayos acelerados con los niveles habituales de velocidad de corrosión (entre 0,1 y 1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$).

Efecto de la dosificación del hormigón y de la posición de la barra

Algunos ensayos se realizaron para conocer el efecto de la porosidad, en el tiempo para generar la primera fisura y en su propagación. Para ello, se cambió la dosificación del hormigón (270 kg/m^3 de cemento y relación $a/c = 0,65$), o se colocaron las barras cercanas a la cara inferior a la probeta, donde el hormigón es más denso al contener más áridos gruesos, y una menor relación a/c por efecto de la exudación de los finos hacia la superficie.

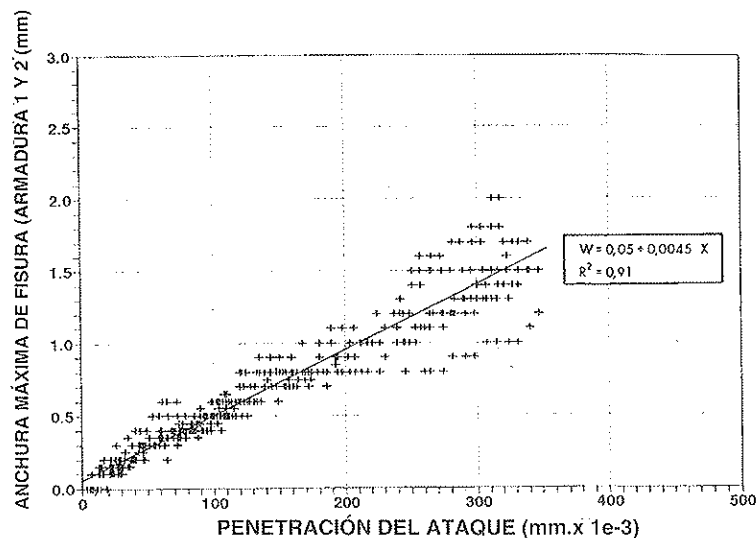


Fig. 11a.- Evolución de la fisuración del hormigón para las armaduras superiores de las probetas tipo 2 (serie II)

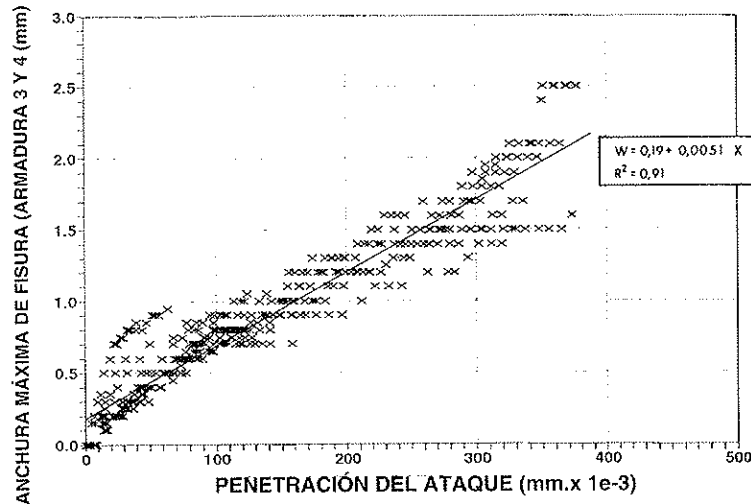


Fig. 11b.- Evolución de la fisuración del hormigón para las armaduras inferiores de las probetas tipo 2 (serie II)

En las probetas de la serie II (figura 2), lo que se hizo fue registrar la aparición y evolución de las fisuras, individualmente para cada una de las cuatro barras.

Un resumen de los resultados más significativos se muestra en las figuras 9 y 10. En la 9 se muestra el caso de las probetas de la serie I, con una sola barra y dos dosificaciones de hormigón. Se comprueba que el efecto del aumento de la porosidad es un retardo en la aparición de la fisura. Este hecho se explica por el mayor espacio vacío que encuentra el óxido que se genera, que así, al acomodarse mejor, genera una presión menor en el hormigón circundante.

En la figura 10a, se ha representado la anchura máxima de fisura en función de la penetración de ataque, para las dos barras superiores, en el caso de las probetas tipo 3 de la serie II (probetas sin cercos). En la figura 10b, se muestran los mismos resultados para las 2 barras inferiores, pudiéndose apreciar que se confirma una menor abertura de fisura, para igual penetración de ataque, para las barras situadas en la parte superior (hormigón más poroso).

Efecto de la armadura transversal

En cuanto a la presencia de armadura transversal, su efecto ha resultado no significativo, como se puede deducir de la comparación de las figuras 10 con las 11. En estas últimas, se han representado los valores de anchura máxima de fisura — penetración de ataque, para el mismo tipo de probetas que las de las figuras 10, pero con tres cercos de 6 mm de diámetro, situados a 10 cm de distancia entre sí. Esta prácticamente nula influencia de la armadura transversal, no se puede generalizar por el momento, ya que para que no se corroyeran los cercos, éstos se aislaron en sus

zonas de contacto con la armadura principal y por tanto, al anularse la adherencia cerco/hormigón en la zona próxima a la aparición de la fisura, su capacidad de confinamiento ha quedado reducida. El no aislamiento eléctrico de la zona de contacto, hubiera llevado a la corrosión de los cercos, habiéndose producido otro efecto adicional, que se quiso evitar en principio.

Relación entre las pérdidas de radio teóricas (electroquímicas) y gravimétricas: eficacia de la corriente aplicada

Un comportamiento idealmente faradáico supondría que para cada 96493 coulombios aplicados, se oxidan y reducen un equivalente-gramo de las sustancias involucradas en la reacción. Ahora bien, suele ser habitual que la eficacia de una corriente aplicada sea inferior al 100%, ya que se pueden producir pérdidas por calor. Sin embargo, en los bloques de la serie I apareció lo contrario, ya que se comprobó que los rendimientos de la corriente eran superiores al 100%, como se puede deducir de la tabla III. Es decir, que las pérdidas gravimétricas eran muy superiores (hasta del 150%) a las que se calculaban de la corriente aplicada.

Este resultado es sólo sorprendente en apariencia, ya que se puede explicar como debido a dos razones: a) la corriente aplicada provoca una acidificación progresiva del medio, que termina generando una corrosión espontánea superior a la inducida por la propia corriente aplicada; y b) que las inclusiones del metal se desprenden como "arrastradas", al disolverse electrofóticamente el metal que las circunda. Ambas razones podrían haber operado en los presentes ensayos.

En la serie II no ocurrió este fenómeno, posiblemente por lo mencionado de corrosión imprevista de los cercos.

Recálculo de las penetraciones de ataque

La verificación de esta discordancia implica, por un lado, la necesidad de realizar siempre medidas gravimétricas, con el fin de calcular la pérdida de radio real a partir de estos datos, y por otro, implica, en los presentes ensayos, la necesidad de recalculados todos los valores dados hasta ahora. Este recálculo se efectuó en las probetas de la serie I, suponiendo que, al principio (hasta que la fisura aparece y empieza a progresar $< 0,3$ mm), no hay desfase y el rendimiento de la corriente es del 100%, y que luego, el error se acrecienta progresivamente con el tiempo de ensayo. No se aportan aquí evidentemente todas las figuras recalculadas, pero, en general, se puede aceptar que para fisuras $> 0,3$ mm los valores de pérdida de radio deben multiplicarse por 1,5 veces.

En las probetas serie II, los datos se han dado ya recalculados (figuras 10 y 11).

DISCUSION

Una discusión detallada de todas las derivaciones que pueden deducirse de la vasta experimentación realizada, excede de los límites del presente trabajo, por lo que sólo se esbozarán aquellos aspectos más sobresalientes.

Metodología de ensayo

La metodología aquí utilizada difiere de lo publicado por otros autores [13-16], en que aquí se han utilizado ensayos galvanostáticos que permiten simular una velocidad de corrosión constante, mientras que si los ensayos fuesen potencioestáticos, la corriente realmente aplicada varía con la resistividad del hormigón y disposición geométrica de los electrodos. A pesar de la precaución de utilizar estos ensayos galvanostáticos, se ha comprobado la importancia de hacer verificaciones gravimétricas para calcular la pérdida de radio real producida.

También ha resultado una ayuda muy ilustrativa, el uso de galgas extensométricas para seguir la evolución de los alargamientos o acortamientos del hormigón durante los primeros estadios anteriores a la fisuración y para detectar el inicio de la misma.

Finalmente, se debe destacar la enorme incidencia de la corriente aplicada en todo el proceso de fisuración y que hace necesario utilizar bajas velocidades de corrosión, y por tanto, ensayos extremadamente largos, si se quiere reproducir la realidad, en la que las velocidades de corrosión no suelen sobrepasar los $5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Bajas velocidades de corrosión producen fisuras iguales con menor penetración de ataque.

Etapas del proceso

En la mayoría de los casos se pueden identificar dos etapas en el proceso: I) generación de la fisura y II) propagación de la misma con difusión de los óxidos a través de ella. En algunos casos, aparece una tercera etapa donde la pendiente anchura de fisura/pérdida de radio, deja de ser lineal para aumentar o decrecer exponencialmente.

La etapa segunda ha podido ser reproducida mediante un modelo numérico, en un trabajo anterior [17]. La modelización de la etapa primera y de la tercera, cuando aparece, no ha podido todavía efectuarse, por las dificultades que entraña la reproducción de todas las variables que influyen.

Se ha podido verificar que la porosidad del hormigón y su resistencia a la retracción, controlan la fase de generación de la fisura (etapa I), habiéndose podido establecer un "grosor crítico de óxido" a partir del cual la fisura aparece en la superficie de la probeta $< 0,05$ mm (entre 20 y 50 μm dependiendo del recubrimiento). Estos valores aparecen como consecuencia de considerar que el volumen del óxido es aproximadamente el doble que el del acero base. La etapa II, es controlada por la propia velocidad de corrosión y por el resto de las variables ensayadas: posición de la barra, armadura transversal, dosificación del hormigón, etc.

Relación pérdida de radio/anchura de fisura

En la serie I, suponiendo siempre una corrosión homogénea y generalizada de la armadura con una penetración de ataque de $3,2 \mu\text{m}/\text{día}$ ($100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$), en coincidencia con otros autores [18-21], se ha podido verificar que se producen fisuras de $\approx 0,1$ mm, con pérdidas de 50-100 μm dependiendo de la relación c/ϕ empleada.

Fisuras de 0,3 mm aparecen para pérdidas de radio de 100-200 μm , y se consiguen de 1 mm con pérdidas de alrededor de 300 μm . A partir de aquí, la evolución es muy errática, pues el óxido ya se puede difundir libremente por la propia fisura, generando menores presiones efectivas en la fisuración del hormigón.

En el trabajo anteriormente aludido [7], se había identificado una incidencia mucho más baja del parámetro recubrimiento/diámetro, tanto en la generación como en la progresión de la fisura. Aquí se ha podido comprobar que esto era debido a que las relaciones c/ϕ ensayadas eran todas ≤ 2 . Al ampliar este parámetro, ya se detecta su influencia en todo el proceso.

En la serie II, sistemáticamente se alcanzan iguales anchos de fisura para penetraciones menores, debido a que las barras están situadas en las esquinas, y a la posible menor corriente drenada por la armadura principal a causa de la corrosión

Variable	Tiempo de evolución del ancho fisura, para la misma pérdida de radio	
	generación	propagación
aumenta I_{corr}	indiferente	se retrasa
aumento c/ϕ	se retrasa	indiferente
aumenta f_c	se retrasa	se retrasa
aumenta porosidad	se retrasa	indiferente
armadura transversal (aislada eléctricamente)	indiferente	indiferente

de los cercos. Así se obtienen fisuras de 0,3 mm para pérdidas de radio de 50-100 μm , y de 1,0 mm para 200-270 μm .

Fisuración y vida útil y residual de las estructuras de hormigón

Ha podido confirmarse que el tiempo entre la despasivación de la armadura y la aparición de fisuras de 0,05 - 0,1 mm es comparativamente muy corto (etapa I).

Una vez generada la fisura, la evolución de ésta (etapa II) es relativamente lenta y es de prever períodos comparativamente más largos hasta llegar a provocar el desprendimiento del hormigón del recubrimiento (etapa III). En este desprendimiento influye notablemente la geometría de la pieza y la propia disposición de las armaduras.

Los resultados aquí obtenidos pretenden colaborar a la difícil tarea de cuantificar la vida útil y residual de las estructuras de hormigón. Por tanto, la incidencia de la fisuración del recubrimiento en los ELU y los ELS, habría que analizarla en conjunto con la posible disminución de la adherencia que estas fisuras pueden provocar [10]. Suponiendo que esta adherencia no se altera, la fisuración supone, al menos, la pérdida de capacidad portante de este recubrimiento y, por tanto, una disminución de la sección transversal del elemento. Todos estos aspectos están siendo estudiados dentro del proyecto Brite ya mencionado.

Igualmente, la pérdida de radio de las barras supone una disminución de capacidad portante, que se puede cuantificar para cada grado de corrosión, y predecir su evolución futura, si esta corrosión se mantiene constante.

CONCLUSIONES

En el cuadro siguiente se resumen las conclusiones más importantes que se pueden deducir de la experimentación desarrollada:

Además, puede también concluirse que:

1) En general, son necesarias pérdidas de radio por corrosión de 15-50 μm , para generar fisu-

ras de 0,05-0,1 mm, y que fisuras de 0,2-0,3 mm se obtienen con pérdidas de 100-200 μm , e incluso inferiores a 100 μm , para armaduras situadas en esquinas.

2) Se puede suponer una relación lineal entre anchura de fisura (w) y corrosión (x) del tipo $w = a + bx$, una vez que se genera la primera fisura, lo que permitiría cuantificar la vida útil desde la fase de proyecto, mediante expresiones matemáticas simples.

3) La velocidad de corrosión tiene una influencia notable en estos límites, provocando las velocidades lentas fisuramiento más temprano.

4) Finalmente, en cuanto a la metodología utilizada, es importante el uso de galgas extensométricas para seguir los movimientos del hormigón antes de que aparezca la fisura, y la utilización de ensayos galvanostáticos que permiten un control constante de la corriente aplicada. A pesar de ello, sólo medidas gravimétricas al final del ensayo son capaces de informar con exactitud y, por tanto, permiten calibrar las medidas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la DG-XII-Programas BRITE y a la CICYT, la financiación concedida para realizar el presente trabajo. Igualmente, agradecen a los otros socios del Proyecto [British Cement Association (U.K), Cementa (Sweden), Cement and Concrete Institute (Sweden) y Universidad de Lund (Sweden)] las fructíferas discusiones mantenidas sobre esta materia.

BIBLIOGRAFIA

1. BRAUN, K.: "Prediction and evaluation of durability of reinforced concrete elements and structures", Proceedings of 4th Conference on durability of Building Material and Components, Singapore, 1987, pp. 383-388.

2. ALLAN, M. L. and CHERRY, B.W.: "Factors controlling the amount of corrosion for cracking in reinforced concrete" Proceedings of Corrosion 91. NACE. Cincinnati, USA, March, 1991, Paper 125.

3. SYGULA, S. and RIZ, K.: "Longitudinal cracking and its relation to service life of reinforced concrete bridges". Proceedings of ACI-RILEM International Symposium on Long-term observation of Concrete Structures. Budapest, 1984, pp. 182-192.
4. RAVINDRARAJAH, R. and ONG, K.: "Corrosion of steel in concrete, in relation to bar diameter and cover thickness" ACI SP 100-84, 1968.
5. GRIMES, W. D., HARTT, W. H. and TURNER, D. H.: "Cracking of concrete in sea water due to embedded metal corrosion" NACE Corrosion 35 [7] 1979, 309.
6. ZAPICO, J. L., MOLINA, F. J., CASAL, J., RODRIGUEZ, J.: "Simulación mecánica de la corrosión de armaduras en elementos de hormigón" - Hormigón y Acero, nº 189, 1993, 67-77.
7. ANDRADE, C., ALONSO, C. and MOLINA, F. J.: "Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I. Experimental test" Materials and Structures, 26, 1993, pp. 453-464.
8. ANDRADE, C., ALONSO C., GONZALEZ, J. A. and RODRIGUEZ, J.: "Remaining service life of corroded structures", Proceedings of IABSE Symposium on Durability of Structures, Lisbon, September 1989, pp. 359-363.
9. ANDRADE, C. and GONZALEZ, J. A.: "Quantitative corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements". Werkst.Korros, Nº 29, 1979, pp. 515-519.
10. RODRIGUEZ, J., ORTEGA, L., CASAL, J., VIDAL, M. A.: "Disminución de la adherencia entre hormigón y barras corrugadas, debida a la corrosión". Hormigón y Acero, nº 189, 1993, 49-65.
11. GALVELE, J. R.: "Transport processes and the mechanism of pitting of metals" Journal of Electrochemical Soc. 123, nº 4, 1976, 464-474.
12. REINHARDT, H. and CORNELISSEN, H. K. W.: "Dauerstandzugfestigkeit von Beton Baustoff 85". Bauverlag, Wiesbaden, 1985.
13. UOMOTO, T. and MISRA, S.: "Behaviour of concrete beams and columns in marine environment when corrosion of reinforcing bars takes place". ACI SP-109, Proceedings of 2nd International Conference on Concrete in Marine Environment, St. Andrews-by-the-Sea, Canada, 1988, pp. 127-146.
14. SAEKI, N., FUJITA, Y., TAKADA, N. and OHTA, T.: "Control of rust damage of reinforced concrete in corrosive environment", ACI SP-109, Proceedings of 2nd International Conference on Concrete in Marine Environment, St. Andrews-by-the-Sea, Canada, 1988, pp. 163-178.
15. OKADA, K., KOBAYASHI, K. and MIYAGAWA, T.: "Influence of longitudinal cracking due to reinforcement concrete members", ACI Struct. J. March-april, 1988, p. 1134.
16. CABRERA, J. G., GHODDOUSSI, P.: "Bond in concrete" Intern. Conference, Riga, Latvia, October 15-17, 1992, 11-24.
17. MOLINA, F. J., ALONSO, C. and ANDRADE, C.: "Cover cracking as a function of bar corrosion. Part I. Experimental test" Materials and Structures, 26, 1993, 532-548.
18. TREADAWAY, K. W. J., COX, R. N. and BROWN, B. L.: "Durability of corrosion resisting steels in concrete" Proc. Inst. Civil Engrs Part I 86, 1989, 305.
19. TUUTTI, K.: "Corrosion of Steel in Concrete". Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.
20. MÜLLER, K. F.: "The possibility of evolving a theory for predicting the service life of reinforced concrete structures", Proceedings of QCI-RILEM International Symposium on Long-term Observation of Concrete Structures, Budapest, 1984, p. 9.
21. MANSOUR, T. J.: "Corrosion prevention for steel reinforcement of concrete", Doctoral thesis, El Cairo, 1989.

RESUMEN

La corrosión de las armaduras es una de las causas que provoca, con mayor frecuencia, la degradación prematura de las estructuras. Los productos generados por la corrosión del acero, ocupan un volumen mayor que el material del cual proceden, lo que genera una presión contra el hormigón colindante que, en la mayor parte de los casos, provoca su fisuración y rotura. Esta fisuración puede afectar tanto a la seguridad como a la funcionalidad de las estructuras de hormigón armado.

Aunque se han publicado trabajos que exponen modelos numéricos para evaluar esta fisuración, se ha realizado poca experimentación que los avale, y en muy pocas ocasiones se ha intentado cuantificar lo que esto significa en la práctica.

Recientemente, Geocisa e ICCET han iniciado un amplio trabajo experimental con el fin de estu-

diar el efecto de la corrosión de las armaduras en el hormigón que las recubre, dentro del proyecto BRITE/EURAM "The residual life of reinforced concrete structures".

Para ello, se ha puesto a punto un método acelerado de corrosión controlada, con el fin de obtener diferentes niveles de corrosión, en períodos de tiempo suficientemente cortos (varios meses).

En este trabajo, se analiza y cuantifica el efecto que tienen algunos parámetros, intrínsecos al hormigón o a la armadura, en la fisuración del recubrimiento, según el nivel de corrosión.

Los resultados indican que el proceso se desarrolla en dos etapas: generación y propagación de la fisura. La propagación se desarrolla primero, siguiendo un comportamiento del tipo: w (anchura de fisura) = $a + bx$ (pérdida de radio de la barra), con pendientes entre 0,003 y 0,018, dependiendo de la velocidad de corrosión, hasta que se alcanza un cierto nivel (200-300 μm) de daño. Pérdidas de radio de 15-50 μm son suficientes para generar la primera fisura visible (0,05-0,1 mm).

SUMMARY

Among the different distressing consequences of rebar corrosion the best known is the cracking of concrete cover. However, very few data have been reported in the literature on the amount of corrosion needed to induce this cracking. Due to this gap, the prediction of service life lacks of a proper quantification. In present paper it is summarized the results obtained under Brite/Euram funding which try to contribute to quantify the relationship between amount of corrosion and cover cracking. The variables studied were: cover/diameter ratio, proportions of cement, w/c ratio, position of the bar, stirrups presence and corrosion rate level. The corrosion is simulated by applying constant currents making the rebar to act as anode. The results indicate that the process develops in two steps: generation and propagation of the crack. The propagation evolves first following a behaviour of the type: w (crack width) = $a + bx$ (radius loss), with slopes between 0.003 and 0.018, depending on the corrosion rate, until a certain attack level (200-300 μm) is achieved. Radius losses of about 15-50 μm are necessary to generate the first visible crack (0.05-0.1 mm width).

* * *

TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION

EL INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA (ITEC) ha publicado el segundo fascículo de la colección "Papeles de la Construcción", en el que se describen varias tecnologías presentadas por la empresa japonesa Taisei Corporation en el transcurso de la Jornada celebrada en "Construmat-93".

Estar al acecho de lo que hacen otros países en una determinada rama de la industria, tendría que ser una constante. Las industrias de la construcción habitualmente se excusan con el argumento de que ellas siguen una dinámica propia en cada país. Es cierto que la construcción tradicional, como el idioma, se ha ido adaptando a la manera de ser de los diferentes países y acaba siendo un elemento casi tan diferenciador como aquél; pero hoy en día hay dinámicas considerables que impulsan hacia la homogeneidad y la estandarización en la industria de los materiales. La intervención de arquitectos y de constructores en concursos internacionales y, sobre todo, las limitaciones que impone un espacio económico que hoy se

extiende por todo el planeta, hacen que la tendencia a uniformizar los sistemas de construir sea incuestionable.

Este fascículo es una "mirada" hacia el Japón y a sus técnicas de construir. Una ojeada hacia un sistema constructivo que considera aspectos de industrialización, de monolitismo, (a causa de los sismos) y de robótica, muy por encima de lo que habitualmente hacemos nosotros. Sin embargo, se debe constatar que no hay nada que no hubiésemos podido desarrollar nosotros en nuestro marco tecnológico. Sólo ha faltado, para estar al mismo nivel, invertir un poco más de cero en investigación sobre métodos constructivos.

Los interesados en obtener esta publicación, deberán dirigirse a:

INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA
CONSTRUCCIO DE CATALUNYA
Wellington, 19
08018 Barcelona
Tel.: (93) 309 34 04
Fax: (93) 300 48 52

Incidencia de la adición de cenizas volantes en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado

C. Alonso
M. Acha
C. Andrade
J.L. Sagrera

Instituto de Ciencias de la Construcción «Eduardo Torroja» CSIC. Madrid

INTRODUCCION

Las cenizas volantes son subproductos de las centrales termoeléctricas que llegan a constituir en nuestro país uno de los problemas más acuciantes por las implicaciones medio-ambientales derivadas de su almacenamiento en escombreras.

España es uno de los países europeos con mayor producción de cenizas volantes (unos 10 Mt/año); sin embargo, su consumo es relativamente bajo (en torno al 20%) siendo su principal salida la aplicación en construcción.

La mayor experiencia dentro de la construcción con el empleo de las cenizas volantes se centra en la fabricación de grandes volúmenes de hormigón (presas) por su menor generación de calores de hidratación, como base y subbase de carreteras, o en la fabricación, en general, de hormigón en masa. La experiencia en este campo es satisfactoria; más incógnitas aparecen cuando se pretende extender su aplicación a estructuras de hormigón armado, ya que en estos casos es fundamental garantizar la protección de la armadura frente a la corrosión. En este sentido, la experiencia en relación a la incidencia de la adición de cenizas volantes en la vida útil de las estructuras es mucho menor.

El principal requerimiento por parte de la armadura hacia el hormigón es que éste sea capaz de garantizar la generación de una capa pasiva sobre la armadura (hecho que se consigue por la elevada alcalinidad del hormigón también con cenizas) y por una protección del recubrimiento frente a la penetración de agentes agresivos, tales como cloruros y carbonatación.

A pesar de que no son numerosos los estudios respecto al efecto a largo plazo de las adiciones de cenizas volantes en la resistencia a la corrosión de las armaduras, algunos autores han encontrado resultados incluso contradictorios [1, 2, 3]. En

este sentido, juegan un importante papel parámetros como: el porcentaje y tipo de ceniza (composición química y grado de finura), forma de adición, el tipo y tiempo de curado, etc.

La mayor parte de la investigación [4, 5, 6] coincide en afirmar que la adición de cenizas volantes al hormigón mejora el comportamiento frente a la corrosión en ambientes contaminados con cloruros.

La penetración de iones cloruro conduce a la despasivación de la armadura, incluso en condiciones de elevada alcalinidad. En este sentido, el pH del medio juega también un importante papel en el proceso de despasivación y es finalmente la relación $[Cl^-]/[OH^-]$ el parámetro limitante del inicio de la corrosión y que algunos autores [7-9] la han situado en torno a 0,6.

Sin embargo, no todos los cloruros que penetran en un hormigón están disueltos en la fase acuosa sino que parte se encuentran en forma combinada con los aluminatos de la parte cementicia, y no participan en el proceso de corrosión. Algunos autores consideran [9,10] que la relación entre $[Cl^-]_{libre}/[Cl^-]_{totales}$ tiene un rango entre 0,28-0,92 según el pH del medio, lo que indicaría que una vez alcanzada la saturación de un hormigón para combinar cloruros, la penetración posterior de más iones cloruro incidiría en aumentar el contenido en iones cloruro libres en la fase acuosa, los que posteriormente participan en el proceso de corrosión.

En el presente trabajo se ha querido estudiar el efecto que tiene el empleo de ceniza volante, adicionada en el proceso de fabricación de un hormigón, en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado cuando están expuestas a la acción del agua de mar. Se tienen en cuenta los cambios que en la fase acuosa y sólida introduce la penetración del cloruro y su incidencia en la velocidad de corrosión de la armadura.

METODOLOGIA EXPERIMENTAL

Los ensayos se realizaron en probetas de hormigón con una dosificación en cemento + ceniza de 300 Kg/m³ y relación a/c = 0,55-0,58, con el fin de conseguir igual trabajabilidad en todos los hormigones (cono 1). Los porcentajes de adición de ceniza fueron de 0,15 y 35%. Se empleó un cemento Portland I-45 resistente al agua de mar y a los sulfatos (I-45, SR-MR). La ceniza fue del tipo silico-aluminosa de bajo contenido en cal, que cumple la normativa vigente (UNE 83-415-87) para ser utilizada como sustituto del cemento en la elaboración del hormigón. Los resultados de los análisis químicos del cemento y la ceniza volante utilizados se dan en la Tabla I.

Tabla 1

	Cemento Portland	Ceniza Volante
	(%)	(%)
I.L.	153	577
I.R.	1,92	9,19
SO ₃	3,89	0,00
Si ₂ O ₃	19,89	46,89
Al ₂ O ₃	3,05	17,32
Fe ₂ O ₃	4,12	18,14
CaO	63,71	5,83
MgO	1,55	1,65
Na ₂ O	0,13	0,54
K ₂ O	0,45	2,30
Cl ⁻	0,02	0,00

Los ensayos se realizaron sobre probetas de hormigón a las que se sometió a un curado de 7 días bajo agua.

Se confeccionaron dos tipos de probetas, dependiendo del estudio que se iba a realizar:

Probetas Tipo I: Con el fin de determinar el grado de deterioro del hormigón provocado por el agua de mar (Durabilidad), se fabricaron probetas cilíndricas, de 15 x 30 cm, que fueron expuestas a la acción del agua de mar y de las mareas, en una playa de Huelva.

A varios tiempos de exposición se determinó:

- La resistencia a compresión
- La penetración de cloruros, tanto del interior (75 mm) como del exterior (5 mm), y
- La porosidad total al agua.

Probetas Tipo II: En esta ocasión, se fabricaron probetas prismáticas de 10 x 15 x 20 cm, con

armaduras embebidas a diferentes profundidades (0,5; 1,5; 2,5; 4,5 y 7,5 cm) dispuestas como se aprecia en la Figura 1. Estas probetas permitían ensayar la incidencia de la adición de cenizas volantes en el período de iniciación y propagación de la corrosión de armaduras causada por la penetración de cloruros.

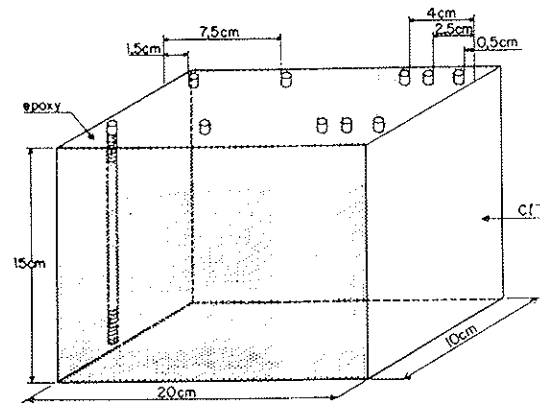


Fig. 1. Modelo de probeta empleada para los ensayos de corrosión de armaduras.

Las probetas se sometieron a ciclos de inmersión-secado del tipo: 7 días sumergidas en disolución con 0,45 M Cl⁻ + 0,03 M SO₄⁼, seguida de 15 días secándose en una estufa a 50° C. Este tipo de ensayo semiacelerado permitió acelerar la penetración de los iones cloruro y obtener información en períodos cortos.

Los parámetros de las armaduras sobre los que se hizo algún seguimiento fueron:

- La velocidad de corrosión (I_{corr}) dada en ($\mu A/cm^2$) y
- El potencial de corrosión (E_{corr}) en mV (ESC).

En los estudios de corrosión de armaduras, la técnica de medida empleada para hacer el seguimiento de la velocidad de corrosión, se basa en la Resistencia de Polarización, R_p . La medida de la R_p permite no sólo conocer la velocidad instantánea de corrosión de las armaduras, sino además su seguimiento continuo sobre una misma probeta, dado su carácter no destructivo.

Esta técnica consiste, básicamente, en la simple medida de la variación de la intensidad de corriente con el potencial en el entorno del potencial de corrosión (polarizando el metal ± 10 mV respecto del E_{corr}). La expresión matemática resultante se conoce como la fórmula de Stern [11]. A través de ella se puede calcular la Resistencia de Polarización (R_p) de cualquier metal/medio ambiente, según la expresión:

$$R_p = \frac{\Delta E}{\Delta I}$$

Finalmente, la intensidad de corrosión se calcula a partir de dato de Resistencia de Polarización, mediante la fórmula:

$$I_{corr} = \frac{B}{R_p}$$

B es una constante que depende de muchos factores, pero se ha visto que varía entre los límites de 13 y 52 mV. En hormigón se emplea generalmente B = 26 mV para la corrosión del metal en estado activo, y para el acero en estado pasivo B = 52 mV; aunque si se toma como único valor el de B = 26 mV, el error máximo por el que podría ir afectado la I_{corr} sería de un factor de dos [12].

En las representaciones I_{corr} vs tiempo que aquí se ofrecen, se marca la frontera entre corrosión despreciable y significativa del acero, como la zona rayada entre 0,1 y 0,2 µA/cm².

Esta delimitación equivale a penetraciones de 1,1 x 10⁻³-2,2 x 10⁻³ mm/año considerando un ataque distribuido sobre toda la superficie de armadura expuesta. De la misma manera, se ha tomado el rango de potenciales entre -250 y -350 mV como indicativo del inicio de la corrosión, tomando como corrosión activa valores más negativos que los indicados por estos límites.

RESULTADOS

Comportamiento frente a la corrosión de armaduras

En las figuras 2 y 3 se han resumido los resultados de las medidas del E_{corr} e I_{corr}, respectivamente, tomadas tras los ciclos de inmersión.

Las medidas de ambos parámetros aportan información similar en cuanto al inicio de la corrosión. Se destaca la condición de pasivación de todas las armaduras previo al inicio de los ciclos, midiéndose valores de E_{corr} e I_{corr} por encima o debajo de los límites definidos como de pasivación.

La despasivación de las armaduras se produce en corto espacio de tiempo para recubrimientos inferiores a 1,5 cm e independiente del porcentaje de adición de ceniza empleado. Sin embargo, la adición de ceniza se hace más efectiva en las armaduras con recubrimientos de 2,5 cm o superiores.

El inicio de la corrosión se retarda al aumentar el contenido en ceniza. Así, a los 10 ciclos ya se

han despasivado todas las armaduras embebidas en hormigón con 0% de adición (hasta 7,5 cm), [(a) en las figuras 2 y 3], mientras que para el mismo tiempo (10 ciclos), sólo se produce la despasivación hasta 2,5 cm con el 15% [(b) en las figuras citadas]. Con 35% de adición, (c), la despasivación de la armadura a 2,5 cm ocurre más tarde en el ciclo 13. Al final del ensayo (17 ciclos) las armaduras más profundas (situadas a 4,5 y 7,5 cm) aún permanecen pasivas con adición del 15 y 35% de cenizas.

Una vez iniciada la corrosión los E_{corr} se sitúan en torno a un rango de valores que oscila entre -550 y -650 permaneciendo constantes el resto del ensayo. Por el contrario, la velocidad de corrosión presenta un incremento continuo asociado al aumento de la concentración de cloruros en las inmediaciones de la armadura. Se llegan a medir valores máximos de I_{corr} de hasta 100 µA/cm² (en el caso de I-45), mientras que con adición de ceniza no se superan los 10 µA/cm². Estos resultados indican también una menor agresividad en el período de propagación de la corrosión provocada por los cloruros, cuando se emplea adición de ceniza.

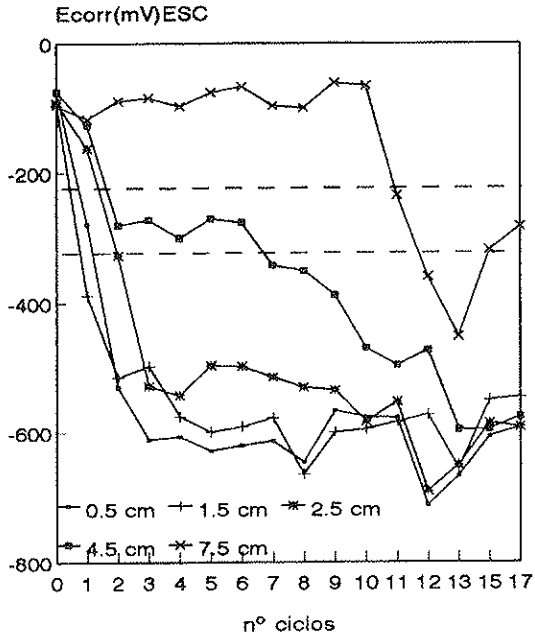
Comportamiento del hormigón con cenizas frente al agua de mar

Se cuenta únicamente con resultados para dos años de exposición natural a la acción directa del agua de mar. Tras los dos años de exposición se detecta un aumento de las resistencias a compresión, más significativo con adición de ceniza, como se aprecia en la Figura 4.

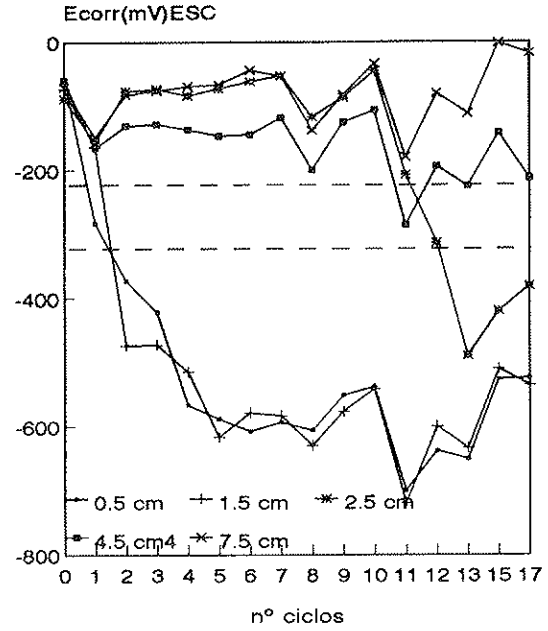
La penetración de cloruros para estas condiciones de exposición se da en la Figura 5, expresado el % en cloruro en peso cemento + ceniza. Se destaca un mayor contenido en cloruros con adición de ceniza a 0,5 cm; sin embargo, el fenómeno se invierte a 7,5 cm, al menos en las primeras edades de exposición. La penetración de cloruros aumenta, como era de esperar, con el tiempo de exposición.

Al hacer la Difracción de Rayos X, DRX, se determinaron los compuestos cristalinos que se presentan en la Figura 6; y en la Tabla II se han resumido los contenidos relativos de los más relevantes. Se destaca un descenso en el contenido en portlandita al aumentar la adición de ceniza y el tiempo de exposición (el progreso de la reacción puzolánica de las cenizas puede ser la explicación) frente a un aumento en Sal de Friedel, compuesto éste que resulta de la reacción de los aluminatos con los cloruros. Estos últimos resultados indican la reactividad de los aluminatos de las cenizas que permiten la combinación con los cloruros.

**Ecorr, I45 + 0% cenizas
inmersión/secado
(a)**



**Ecorr, I45 + 15% cenizas
inmersión/secado
(b)**



**Ecorr, I45 + 35% cenizas
inmersión/secado
(c)**

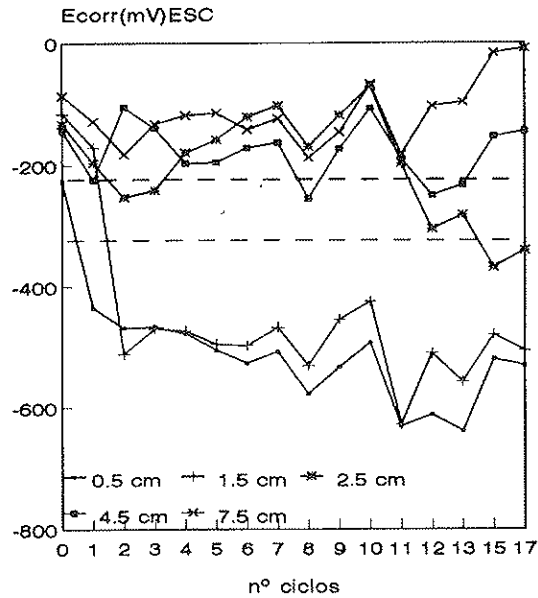
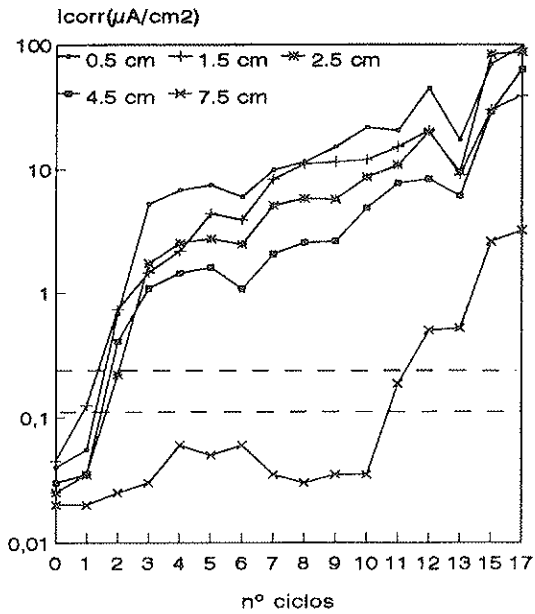
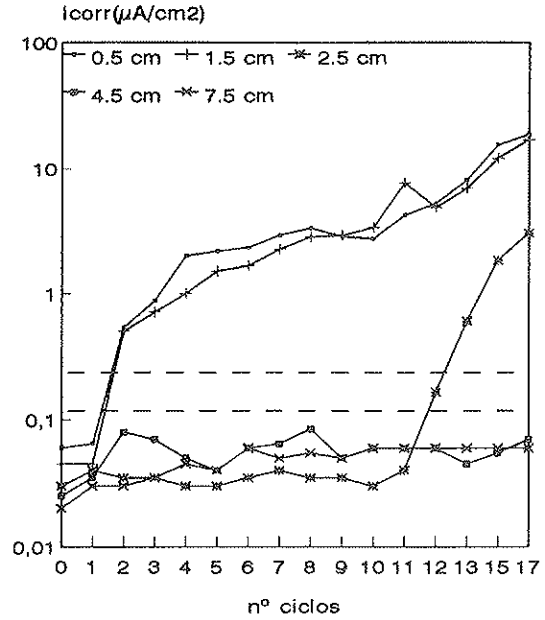


Fig. 2. Evolución del potencial de corrosión (E_{corr}) para los ciclos de inmersión/secado a distintas profundidades de la armadura y para los 3 porcentajes de adición: (a) 0%, (b) 15% y (c) 35%.

Icorr, I45 + 0% cenizas
inmersión/secado
(a)



Icorr, I45 + 15% cenizas
inmersión/secado
(b)



Icorr, I45 + 35% cenizas
inmersión/secado
(c)

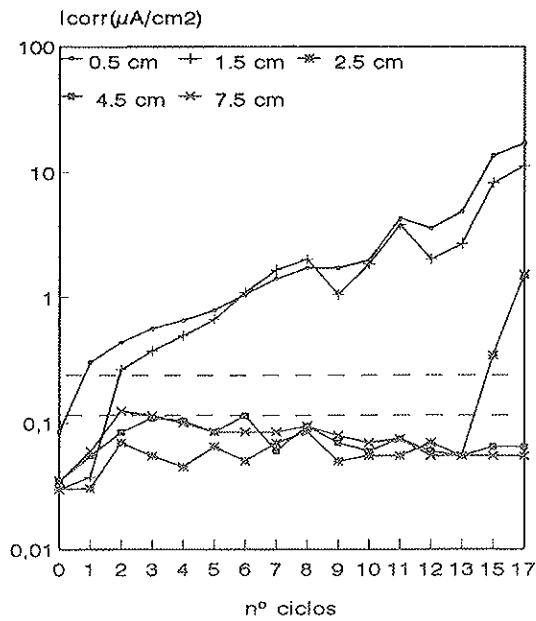


Fig. 3. Evolución de la intensidad de corrosión (I_{corr}) para los ciclos de inmersión/secado para varias profundidades de armaduras y % de adición de ceniza.: (a) 0%, (b) 15% y (c) 35%.

Rc Hormigón con cenizas (agua de mar)
curado 7d bajo agua

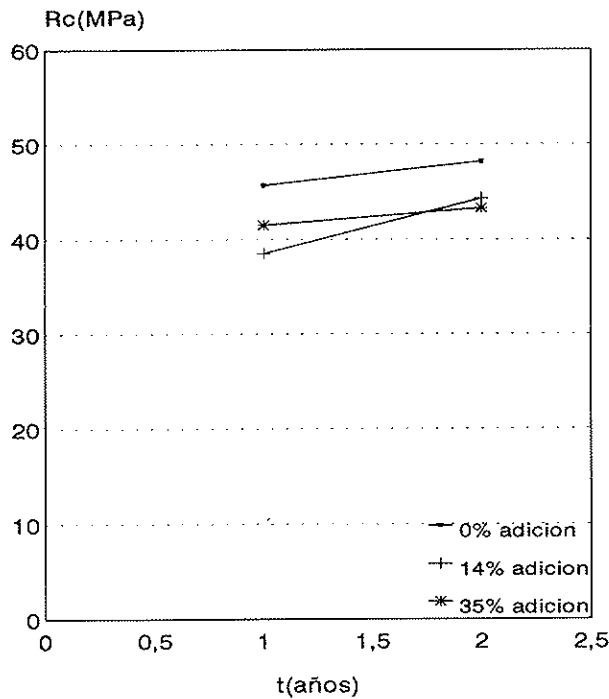


Fig. 4. Resistencias a compresión de probetas cilíndricas de 15 x 30 con 0,15 y 35% de adición de cenizas, expuestas al agua de mar durante 2 años

% Cloruros peso cemento + ceniza
curado 7d bajo agua

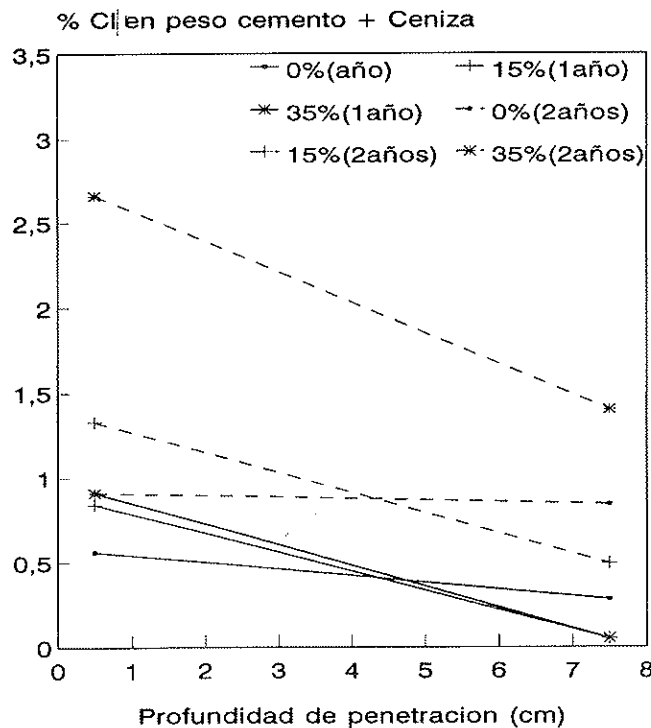


Fig. 5. % en cloruros totales en peso de cemento + ceniza a 1 y 2 años de exposición al agua de mar.

HORMIGON (300kg/m³, a/c= 0.55)

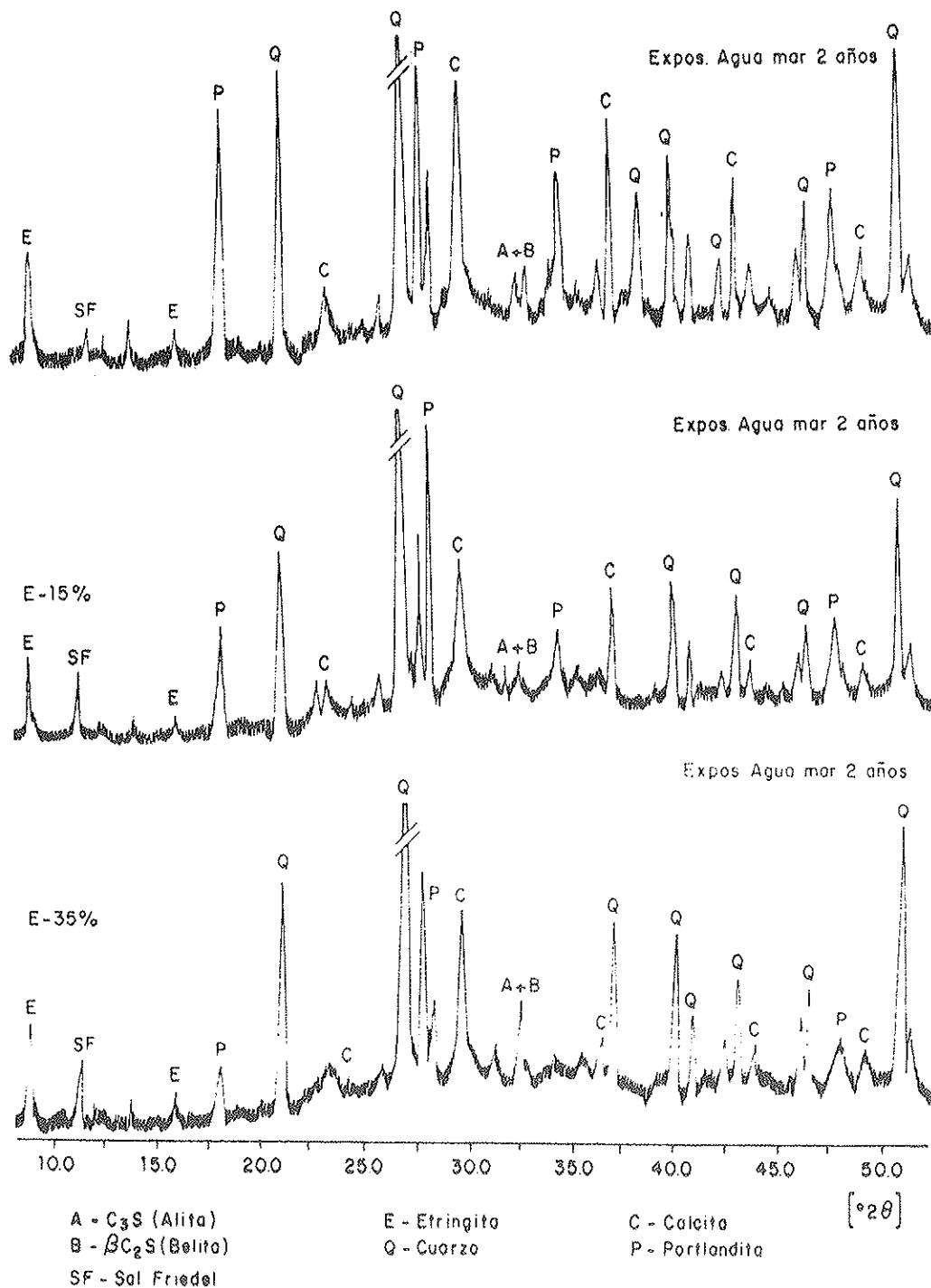


Fig. 6. Difractogramas de hormigones con 0,15 y 35% de cenizas a 2 años de exposición al agua de mar.

Tabla 2

Estimación semicuantitativa de los compuestos cristalinos determinados por DRX en probetas de hormigón con y sin cenizas, expuestas al agua de mar.

	t (años)	Cuarzo	Calcita	Etringita	S. Friedel	Portland	Alita + Belita
I-45	1	X	> 100	2	2	9	4
I-45	2	X	43	3	2	21	4
+ 15% ceniz.	1	X	44	3	6	10	4
+ 15% ceniz.	2	X	27	3	8	9	5
+ 35% ceniz.	1	X	44	3	6	Desprec.	3
+ 35% ceniz.	2	X	28	3	7	Desprec.	10

DISCUSION

La adición de cenizas al hormigón durante el propio proceso de amasado, da como resultado un material que mejora sus prestaciones en los ambientes marinos o contaminados por cloruros, cuando se hace una aplicación correcta (buen curado) y se emplea una dosis adecuada de cemento+ceniza.

Se justifica así el empleo de cemento+ceniza en estructuras de hormigón armado expuestas a la acción de los cloruros, puesto que la adición de ceniza protege a la armadura frente al inicio de la corrosión, sobre todo si se cuenta con recubrimientos mínimos de 2 cm, aconsejables en ambientes agresivos, como el marino.

La protección para las armaduras aportada por las cenizas en presencia de cloruros ha sido también confirmada por otros autores [5, 6, 13] mediante medidas de Ecorr, impedancia o cálculo de velocidades de corrosión. La mayor parte de los estudios se limitan exclusivamente al tiempo para el inicio de la corrosión [6,13,10]. En el presente trabajo se ha podido conocer la velocidad de corrosión para un instante dado y su evolución en el tiempo, no sólo para el inicio de la corrosión sino también en el período de propagación, detectándose un efecto beneficioso de la adición de ceniza para ambas etapas.

Sin embargo, como se ha visto al analizar los resultados, la causa de este mejor comportamiento frente a la corrosión de armaduras, en presencia de cenizas, no es explicable por una menor penetración de cloruros, como iones agresivos para las armaduras, ya que en muchos casos es mayor con adición de ceniza. La explicación debida a este hecho se asocia con el menor contenido en cloruros libres determinado y dado en la Tabla III.

El mayor contenido en aluminatos que aporta la adición de ceniza y su reactividad con los cloruros es la causa de ese menor contenido en cloruros libres en la fase acuosa y el causante de la corrosión de armaduras. Al menos inicialmente, la relación $[Cl^-]/[OH^-]$ limitante del inicio de la corrosión según [7, 8] es menor en presencia de cenizas.

Por otro lado, la relación Cl_{sol}^-/Cl_{tot}^- es mucho menor en el caso de la ceniza sin haberse llegado al límite de saturación según [9, 10].

Otro punto que hay que destacar es la durabilidad del propio hormigón y la mejora en sus prestaciones mecánicas, más significativa con la adición de ceniza, atribuible a dos causas:

- 1) por un lado, al progreso de la reacción puzolánica. Trabajos previos [14] indicaron que en presencia de álcalis agua de mar, aumenta la cinética de la reacción puzolánica, reacción entre los silicatos de las cenizas con la portlandita procedente de la hidratación del cemento portland. Este hecho explica la disminución del contenido en portlandita detectado con la adición de ceniza y el tiempo de exposición dado en la Tabla II, según DRX;
- 2) y por otro lado, a la mayor precipitación en las paredes de los poros de Sal de Friedel con adición de ceniza.

Ambos procesos conducen a un aumento en la compacidad del hormigón, como se detectó con los ensayos de porosidad indicados en la Tabla III. La disminución en la porosidad contribuye también a un retardo en la penetración posterior de cloruros, lo que conduce, con el tiempo de exposición, a un material durable frente a la acción del medio ambiente agresivo.

Tabla 3

Análisis de Cl⁻ y OH⁻ en la fase acusa, de los poros de probetas de hormigón con cenizas, a los dos años de exposición al agua de mar y % de porosidad al agua

	Cl ⁻ totales (% mat. cem.)	Cl ⁻ solub. (% mat. cem.)	Cl ⁻ _{sol} / Cl ⁻ _{tot.}	[OH ⁻]	[Cl ⁻] / [OH ⁻]	% porosidad H ₂ O
I-45	0,84	0,252	0,3	0,046	0,26	6,58
35% ceniz.	1,40	0,056	0,04	0,03	0,01	6,69

CONCLUSIONES

Las cenizas volantes pueden ser empleadas como adición en el proceso de fabricación de hormigones, aumentando la vida útil de las estructuras en ambientes contaminados con cloruros, ya que:

- 1) La exposición directa al agua de mar de hormigones con cenizas acelera la reacción puzolánica y aumenta la formación de Sal de Friedel que resulta en un material más compacto y durable frente a dicho ambiente agresivo.
- 2) La adición de cenizas volantes al hormigón armado protege a la armadura al retardar el inicio de la corrosión, y
- 3) El proceso de propagación de la corrosión provocada por los cloruros también resulta más lento en presencia de cenizas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a las empresas eléctricas: Asinel, Ocide, Ocicarbón, Unesa y Endesa por la financiación aportada para el desarrollo del proyecto.

BIBLIOGRAFIA

1. HAQUE, M.N. Y KAWAMURA K. Carbonation and chloride induced corrosion of reinforcement in fly-ash concrete. ACI Mater. Journals. Jan. Feb. (1992) 41-48.
2. ANDRADE, C. Effect of fly-ash in concrete on the corrosion of steel reinforcement. CANMET/ACI Conference. Ed. V.M. Malhotra, vol. 2. Madrid (1986) 608-620.
3. BERKE, N.S.; SCALI, M.J.; REGAN, J.C. y SHEN D.F. Long term corrosion resistance of steel in silica fume and/or fly ash containing concretes. CANMET/ACI conference. Edt. V.M. Malhotra, vol. I, Canadá (1991) 393-422.

4. THOMAS, M.D.A.; MATTHEWS, J.D. y HAYNES, C.A. Chloride diffusion and reinforcement corrosion in marine exposed concretes containing pulverized fuel-ash. Corrosion of reinforcement in concrete. Ed. C.L. Page K.W.J. Treadaway y P.B. Bamforth. SCI. (1990) 198-212.

5. ANDRADE, C.; ALONSO, C.; GOÑI, S. y BACLE B. Five years study of rebar corrosion in concrete fabricated with blended cements immersed in natural sea water. Blended cement in construction. Elsevier Ed. R.N.Swamy (1991) 429-441.

6. KOULOUMBI, N.; BATIS, G. y MALAMI CH. The anticorrosive effect of fly ash and slag in reinforced concrete. Progress in the understanding and prevention of corrosion. Edt. Inst. of Materials (Londres) Vol. I (1993) 619-628.

7. TUUTTI, K. Corrosion of steel in concrete. PHD, CBI Stocolomo (1982).

8. GOÑI, S y ANDRADE, C. Synthetic concrete pore solution chemistry and rebar corrosion rate in the presence of chlorides. Cement and concrete research, vol. 20. (1990) 525-539.

9. GAY, Y. y CORNET, I. Penetration of hardened concrete by seawater chloride with and without impressed current. Corrosion (NACE), Vol. 41 (1985) 93-99.

10. KOULOMBI, N. y BATIS, G. Chloride corrosion of steel rebars in mortars with fly ash admixtures. Cement and concrete composites, Vol. 14 (1992) 199-207.

11. STERN, M. and GEARY, A.L. A theoretical analysis of the Shape of polarization curves. J. Electroch. Soc. Jun. (1957) 56.

12. ANDRADE, C.; CASTELO, V.; ALONSO, C. y GONZALEZ, J.A. The determination of the corrosion rate of steel embedded in concrete by the polarization resistance and AC. Impedance Methods. Corrosion of rebars in concrete. Edt. V. Chaker, ASTM-STP 906 (1984) 43-63.

13. MONTEMOR, M.F.; SIMOES, A.M.P.; SALTA, M.M. y FERREIRA, F.G.S. Electrochemical behaviour of Fly Ash containing concrete by Impedance Spectroscopy Progress in the understanding and prevention of corrosion. Edt. Inst. of Materials (Londres) Vol. I (1993) 642-651.

14. LORENZO, M^a PAZ. Influencia de dos tipos de cenizas volantes españolas en la microestructura y durabilidad de la pasta de cemento portland hidratado. Tesis Doctoral. Universidad Complutense. Madrid (1993).

RESUMEN

Una de las principales causas de deterioro de una estructura de hormigón armado es la corrosión de sus armaduras, debido a la pérdida de eficacia del recubrimiento de hormigón que las protege. Habitualmente, los principales agentes que desencadenan un proceso de corrosión son los iones cloruro y/o la neutralización del recubrimiento, causada por el CO₂ atmosférico, agentes que, por lo general, provienen del exterior.

El empleo de cenizas volantes, como sustituto parcial del cemento y adicionadas directamente en el proceso de hormigonado, es una práctica que ha aumentado mucho en los últimos años. Las prestaciones de estos materiales dentro del campo de la durabilidad no están estudiadas suficientemente.

En el presente trabajo, se ha considerado la incidencia de la adición de cenizas volantes en la durabilidad de las armaduras y del hormigón frente a la penetración de los iones cloruro en un medio agresivo, como es el agua de mar.

Los estudios se han realizado en probetas de hormigón en exposición natural y en el laboratorio.

Los resultados obtenidos indican el efecto beneficioso que aporta la adición de cenizas volantes frente a la penetración de iones cloruro. Se observa un retardo del inicio de la corrosión y menores velocidades de propagación, en los materiales elaborados con adición. Este fenómeno se

explica por el contenido del ión cloruro soluble en la fase acuosa, para formar la Sal de Friedel. A la vez, estos productos que se forman van rellenando los poros; lo que se traduce en una menor velocidad de penetración del ión cloruro con el tiempo, en los hormigones elaborados con cenizas, un refinamiento de la porosidad y, como consecuencia, un aumento en la durabilidad del material.

SUMMARY

One of the main causes of the damage of concrete structures is the corrosion of its reinforcements, due to the loss of effectiveness of concrete protection. The main agents responsible for reinforced corrosion are usually the chloride ions and/or the concrete carbonation caused by atmospheric CO₂. Both agents generally come from the outside.

The use of flyashes as partial substitute for cement, added directly during the casting process is a practice which has increased a lot in recent years. The performance of these materials within the field of durability are not still well understood.

This paper brings a study of the incidence of the addition of flyashes on the durability of reinforcements and concrete against the penetration of chloride ions in aggressive surroundings, namely sea water.

The studies have been carried out on specimens exposed both to the natural process and to laboratory conditions.

The obtained results show a beneficial effect of the addition of flyashes against the penetration of chloride ions. A delay in corrosion initiation as well as lower corrosion rates were noticed. This phenomenon is explained by the lower contents of the soluble chloride ion in the pore water phase as a consequence forming the Friedel Salt. At the same time, these products gradually fill the pores, which results in: eventual lower rate of penetration of the chloride ion in the concretes elaborated with flyashes; porosity refinement and as a consequence an increase of the material durability.

Programa de ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior

Angel C. Aparicio Bengoechea
Gonzalo Ramos Schneider
Juan R. Casas Rius
M.^a Dolores Gómez Pulido
Cátedra de Puentes

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

1. INTRODUCCION

Una de las líneas de investigación que nuestro grupo de trabajo viene desarrollando durante estos últimos años es la relativa a la aplicación del pretensado exterior al campo de los puentes.

Esta labor continuada ha dado ya algunos frutos, destacando entre ellos el estudio del estado actual de esta técnica para puentes de carretera, estudio realizado para el MOPTMA, recientemente publicado [1], y la Tesis Doctoral realizada por el segundo firmante del artículo sobre la respuesta estructural a flexión de puentes con pretensado exterior sometidos a estados avanzados de carga [2].

El trabajo experimental que aquí describimos se plantea precisamente para confirmar la validez de determinados criterios de proyecto y modelos de análisis, que predicen el comportamiento a flexión y cortante en estados avanzados de carga de estructuras lineales pretensadas con tendones exteriores, no adherentes con el hormigón, aspectos sobre los que las actuales normativas son discrepantes.

Alguno de los criterios que se recogen provienen de la experimentación norteamericana sobre losas postesadas con tendones no adherentes, cuyos resultados defendemos que no pueden extrapolarse a los puentes, donde el efecto escala y la tecnología empleada producen sustanciales modificaciones de comportamiento de los tendones no adherentes.

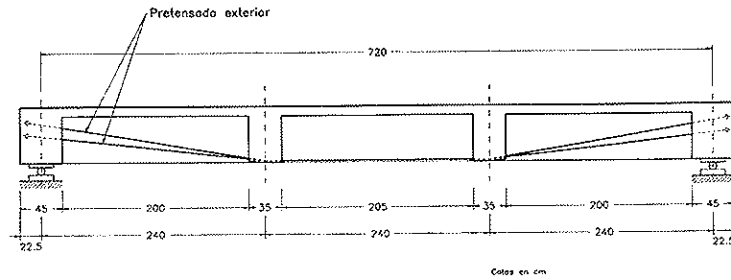
2. PLANTEAMIENTO DE LOS ENSAYOS Y OBJETIVOS

Los ensayos que se iban a realizar queríamos que cumplieran una serie de requisitos:

- i) Que cubrieran el máximo espectro posible de soluciones estructurales concebidas con pretensado exterior, por tanto:
 - Deberían plantearse construcciones monolíticas —sin ningún tipo de junta—, con armadura pasiva longitudinal en toda su longitud.
 - Deberían plantearse, también, vigas concebidas como yuxtaposición de dovelas prefabricadas, con juntas conjugadas y llaves de cortante.
- ii) Los esquemas estáticos abarcarían tanto las vigas isostáticas como las vigas continuas.
- iii) Los ensayos deberían contemplar tanto el comportamiento a flexión como el comportamiento a cortante, aspecto este último de fundamental importancia en el caso de vigas por dovelas yuxtapuestas con juntas no encoladas, y pretensadas mediante tendones externos a la sección y no inyectados, cuyo comportamiento a cortante no sigue el clásico modelo de Ritter - Morsch y sobre los que no existe gran experimentación.
- iv) La realización de ensayos en laboratorio de elementos pretensados con armaduras postesadas no es trivial, si se quiere aprovechar al máximo la excentricidad de los tendones para conseguir cargas últimas elevadas. Ocurre, debido al efecto escala, que, en la condición de peso propio y pretensado inicial, éste es importante y aquél pequeño, con lo que hay que actuar de algún modo para evitar tracciones en las fibras menos comprimidas.

Se puede recurrir a pretensar por fases el ele-

VIGAS ISOSTATICAS MONOLITICAS (vigas "M")



<u>TIPOS DE ENSAYO</u>	- Rotura por flexión	(M4) 2x2 \varnothing 0,6"
		(M6) 2x3 \varnothing 0,6"
		(M8) 2x4 \varnothing 0,6"
<u>INSTRUMENTACION</u>	- Fuerzas	
	- Deformaciones	ϵ_c
	- Movimientos	ϵ_s ϵ_p

Figura 1.

mento, alternándolas con secuencias intermedias de carga en los gatos de ensayo; a utilizar un pretensado provisional que centre la resultante en esta situación inicial, o bien, lo que resulta más cómodo —y es lo que hemos hecho— recurrir a diseñar elementos con elevado rendimiento seccional (gran altura de núcleo central).

- v) Los elementos que se iban a ensayar deberían tener una magnitud relevante para que fueran representativos, al tiempo que pudieran ser "manejables" en el Laboratorio de ensayos disponible, y esto relativo no sólo a dimensiones geométricas sino también a las magnitudes de las fuerzas que habría que introducir durante el ensayo.

Planteados todos estos requisitos de carácter general, los ensayos deberían abarcar unos objetivos muy concretos que se centraban en:

- Verificar experimentalmente los incrementos de tensión en el acero de pretensado no inyectado cuando se somete a las vigas a niveles elevados de carga, y esto para **todos los esquemas constructivos**, —monolíticos y de dovelas—, y **esquemas estáticos** —isostático o continuo— considerados.
- Verificar experimentalmente la respuesta a cortante en las vigas formadas por dovelas yuxtapuestas con juntas conjugadas no encoladas.
- Contrastar experimentalmente todos los parámetros de comportamiento estructural a flexión con el modelo teórico desarrollado en [2].
- Debería quedar abierta una vía para experimentar la posibilidad de empleo de técnicas

no convencionales de pretensado o refuerzo mediante la aplicación de fibras de alta resistencia (FRP), [3] y [4].

Así pues, para cubrir todos los requisitos y objetivos propuestos, se planteó la realización de una campaña de ensayos sobre tres tipos de vigas:

- a) Vigas isostáticas monolíticas.
- b) Vigas isostáticas formadas por dovelas prefabricadas.
- c) Vigas continuas monolíticas.

3. VIGAS MONOLITICAS ISOSTATICAS (VIGAS M)

Las vigas diseñadas (figura 1) tienen 7,20 m de luz y un canto de 60 cm. Su sección transversal es en cajón (figura 2) discurrendo los tendones de pretensado exteriormente al hormigón y a la sección con el objeto de que sean accesibles para su instrumentación. Estos tendones, de número variable, anclan en traviesas de 0,45 m de espesor, dispuestas en los extremos de las vigas, desviándose a tercios de la luz mediante los desviadores oportunos, que están constituidos por medios tubos metálicos, de 3 mm de espesor y 0,9 m de radio de curvatura, apoyados sobre las correspondientes traviesas de hormigón armado. (Figura 3).

El número total de vigas con esta configuración es de tres, y los ensayos previstos son los siguientes:

Viga	Modo de rotura	Pretensado
M4	Flexión	2x2 \varnothing 0,6"
M6	Flexión	2x3 \varnothing 0,6"
M8	Flexión	2x4 \varnothing 0,6"

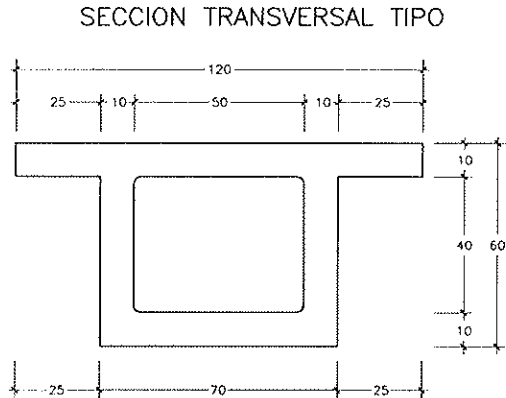


Figura 2.

La puesta en carga de estas vigas se realiza mediante gatos de 60 t, gatos que se apoyan en un sistema de dinteles y pórtico de reacción debidamente anclado a la losa del laboratorio. (Foto 1).

En cuanto a la instrumentación, los parámetros que hay que medir son los siguientes:

i) **Fuerzas**

La medición de las fuerzas de los **gatos de carga** se realiza de un doble modo:

- mediante transductores de presión intercalados en los manguitos de entrada de aceite de los gatos.
- mediante células de carga, previamente taradas.

La variación de fuerza en los **cordones de pretensado** durante el ensayo se mide también mediante células de carga situadas en los anclajes extremos de una pareja de torones.

En cuanto a las **reacciones de apoyo**, está previsto emplear células de carga, bajo un eje de apoyo, con objeto de comprobar el error total en la suma de cargas actuantes.

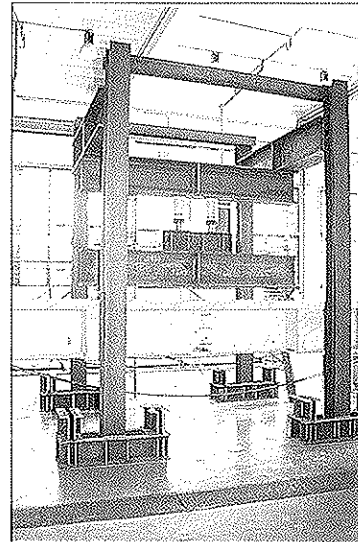


Foto 1.: Pórtico de carga utilizado en el ensayo.

ii) **Deformaciones**

- Del acero pasivo longitudinal, mediante bandas extensométricas.
- Del acero de los cercos de cortante, también mediante bandas.
- Del acero de pretensado, en cada tramo, mediante transductores de desplazamiento inductivos (LVDT) y bandas extensométricas.
- Del hormigón en compresión, mediante bandas.

iii) **Movimientos**

- Giros en los extremos de las vigas, mediante clinómetros.
- Flechas en el centro del vano, mediante transductores de desplazamiento inductivos. (LVDT).

SECCION TRANSVERSAL POR DIAFRAGMAS DE DESVIACION

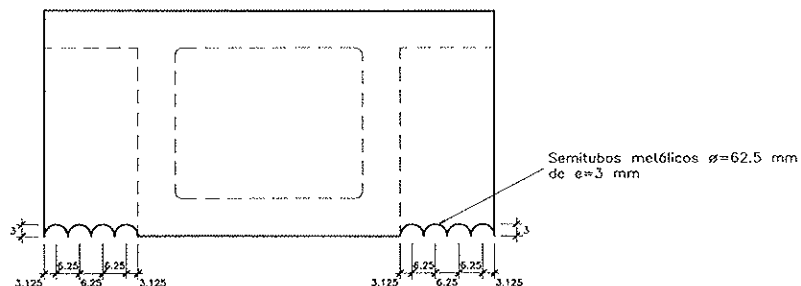
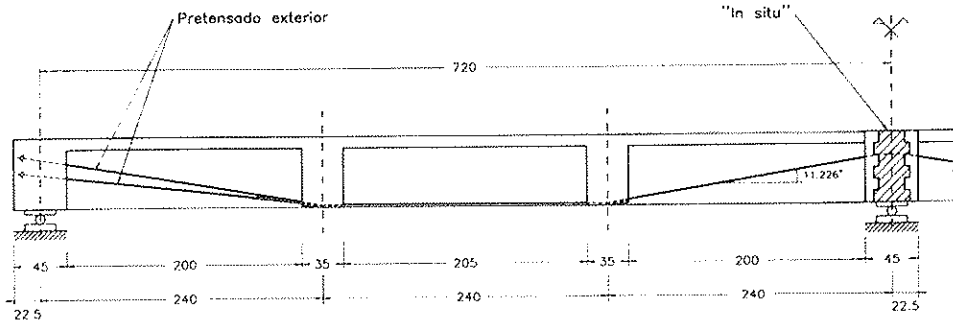


Figura 3.

VIGAS CONTINUAS MONOLITICAS (vigas "C")



TIPOS DE ENSAYO	→ Vigas CPS		→ Cables pasantes
	→ Vigas CPN		→ Cables pasantes
	→ Vigas CAN		→ Cables anclados
INSTRUMENTACION	<ul style="list-style-type: none"> - Fuerzas - Deformaciones - Movimientos 		

Figura 4.

El resumen de todo lo anteriormente dicho sobre el programa de ensayos de estas vigas, queda recogido en la figura 1, mostrándose en las fotos 2 a 4 diversos aspectos de las vigas.

4. VIGAS MONOLITICAS CONTINUAS. VIGAS C

En este ensayo está previsto llevar hasta rotura tres vigas continuas de dos vanos de 7,20 m de luz cada uno, de igual sección transversal que las vigas descritas en el apartado anterior. (Figura 4).

Como su longitud total es de 14,85 metros, con objeto de facilitar su transporte y su manipulación en laboratorio, se han construido en dos tramos separados, para, una vez situadas en posición en la losa de carga, proceder a hormigonar un dia-

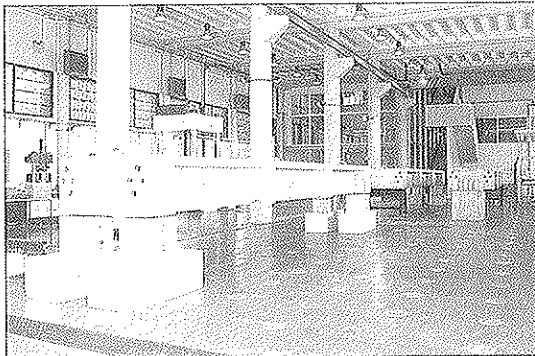


Foto 2.: Alzado lateral de una de las vigas isostáticas monolíticas.

fragma "in situ" que les dé continuidad, al tiempo que sirva como traviesa de apoyo y desviador del pretensado exterior continuo.

Estas vigas disponen de la armadura pasiva longitudinal inferior estricta para soportar, con la seguridad adecuada, su propio peso y las incidencias de transporte y montaje. Con objeto de poder controlar en cada ensayo la cuantía de armadura pasiva resistente a momentos negativos sobre la sección de apoyo, cada una de las semivigas se ha construido con la cuantía máxima, disponiéndose

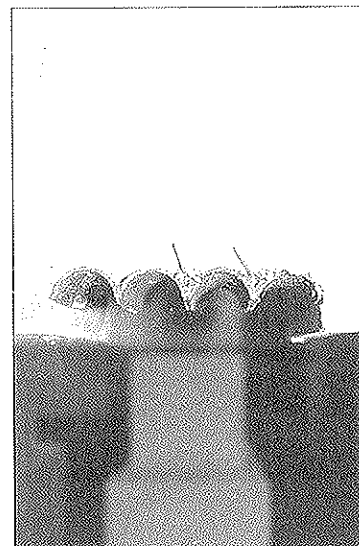


Foto 3.: Detalle de los tubos de desviación del pretensado (Máximo; cuatro cordones 0,6" por lado de la viga).

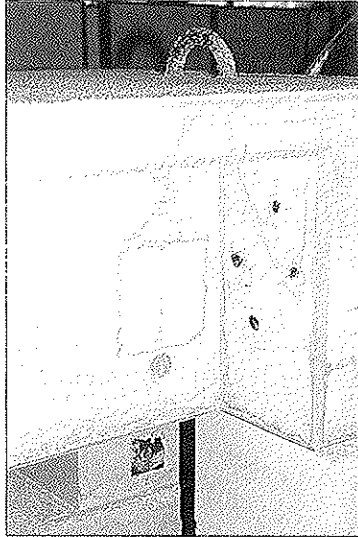


Foto 4.: Cajetin formado con porexpan, para la posterior instrumentación de un cerco próximo a travesa de apoyo.

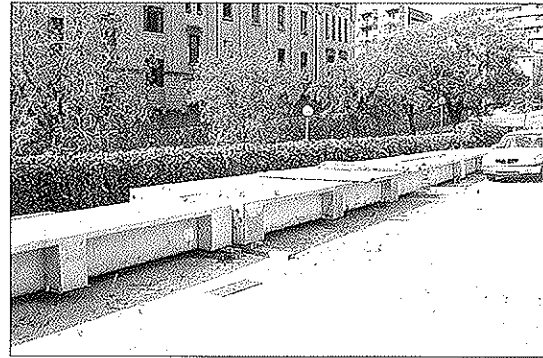


Foto 5.: Tramos de las vigas continuas acopiadas a la entrada del laboratorio.

donde:

- $\Delta\sigma_p$ = Incremento de tensión en el acero activo
- E_p = Módulo de elasticidad del acero activo
- ΔL = Incremento de longitud del tendón
- L = Longitud del tendón entre anclajes

en el ensayo correspondiente los redondos de empalme que sean necesarios.

Los ensayos previstos para estas vigas continuas son los que figuran en el cuadro n.º 1, donde la referencia de cordones "pasantes" o "anclados" se refieren a si "pasan" o "anclan" en el diafragma del apoyo intermedio, aspecto que puede tener influencia sobre el incremento de tensión de los mismos en el proceso de carga con fuerza en un solo vano, según exista deslizamiento, ("pasan"), o no, ("anclan"), sobre el mencionado diafragma.

En efecto:

El incremento de tensión en el acero de pretensado será:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\Delta L}{L} E_p$$

Dado que en los ensayos CPN y CAN, ΔL será aproximadamente el mismo (puesto que dependerá fundamentalmente de la flecha última que alcance el primer vano), el incremento de tensión $\Delta\sigma_p$ dependerá, de modo inverso, de la longitud del tendón, L , que en el ensayo CPN alcanzará un valor de $2 \times 7,20$ m si no existe rozamiento en la travesa y que, en el ensayo CAN —Viga Continua tendones Anclados, carga No simétrica—, el mencionado valor de L será igual a $7,20$ m.

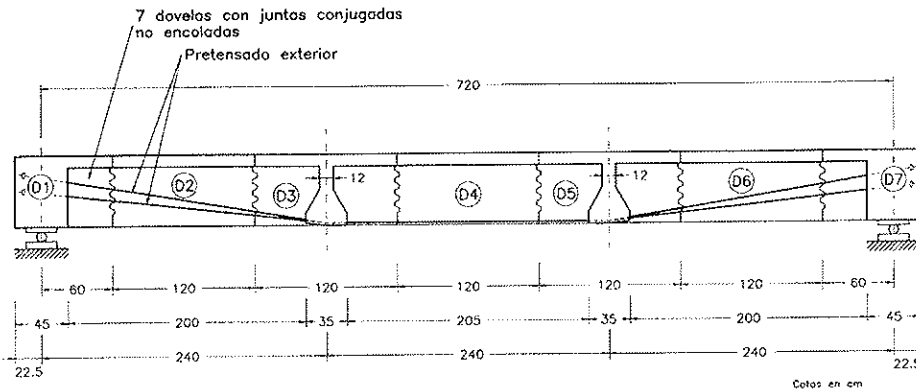
En cuanto a la instrumentación de este ensayo, será la misma que la dispuesta para las vigas isostáticas, ampliándose en dos aspectos:

- Medición de las reacciones en los tres ejes de apoyo, con objeto de controlar, no sólo el cierre de errores de fuerzas, sino la redistribución de momentos. (Se emplearán células de carga).

Cuadro n.º 1

Viga	Tipo de rotura	Esquema de carga	Pretensado
CPS	por flexión		2x3 ϕ 0,6" cordones pasantes
CPN	por flexión		2x3 ϕ 0,6" cordones pasantes
CAN	por flexión		2x3 ϕ 0,6" cordones anclados

VIGAS ISOSTATICAS por DOVELAS (vigas "S")



TIPOS DE ENSAYO

Flexión	2x3 ø 0.6"	(DF)
Cortante	2x3 ø 0.6"	(DV1) (Mcomp, Vmax)
Cortante	2x3 ø 0.6"	(DV2) (Mmax, Vcomp)

INSTRUMENTACION

- Fuerzas
- Deformaciones
- Movimientos
- Apertura de juntas

Figura 5.

- Medición de los deslizamientos de los cordones sobre los desviadores de vano y apoyo, en los ensayos CPN y CPS.

Un resumen del programa de ensayos de estas vigas continuas se recoge en la figura 4 mencionada, pudiéndose ver varios aspectos de las mismas en las fotos 5 y 6.

Viga	Tipo de rotura	Pretensado
DF	Flexión	2x3 ø 0,6"
DV1	Cortante (V_{max} , M_{comp})	2x3 ø 0,6"
DV2	Cortante (V_{comp} , M_{max})	2x3 ø 0,6"

5. VIGAS ISOSTATICAS FORMADAS POR DOVELAS PREFABRICADAS

Las vigas diseñadas tienen también 7,20 m de luz y la misma sección transversal que las anteriores. Están configuradas por siete dovelas prefabricadas con juntas conjugadas y llaves de cortante múltiples de 1,20 m de longitud las cinco centrales y 0,825 m las extremas, y que poseen su correspondiente traviesa de anclaje. Las dovelas de vano D3 y D5 (véase figura 5) se fabrican también con su correspondiente traviesa de desviación.

El montaje de dovelas se efectuará en su posición de ensayo en el laboratorio, siguiendo la misma técnica que la empleada en este tipo de puentes, —montaje de cada dovela sobre tres patines, reglables altimétricamente, que pueden deslizar sobre un perfil metálico— realizándose el pretensado sobre el conjunto sin empleo de resina epoxi en las juntas (juntas secas).

Los ensayos que se iban a realizar se resumen en el cuadro siguiente:

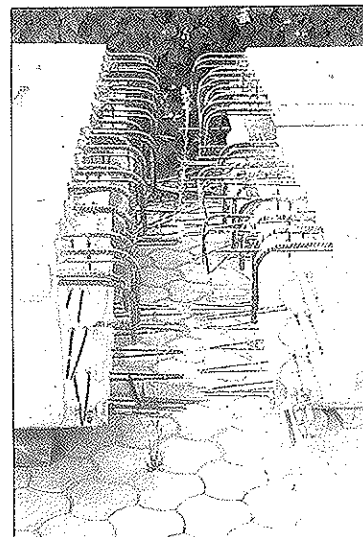


Foto 6.: Vigas continuas. Detalle de la armadura pasiva de negativos, en la zona de apoyo, cuya traviesa se hormigonará "in situ".

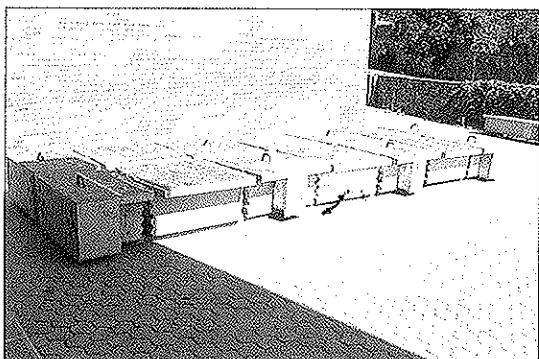


Foto 7.: Alzado lateral de una viga isostática formada por dovelas.

En cuanto a la instrumentación, la propuesta es utilizar una que sea idéntica a la empleada en las vigas isostáticas monolíticas, complementada con la medición de apertura de las juntas mediante unos transductores de apertura de fisuras.

En las fotos 7 a 10 pueden verse varios aspectos de las vigas acopiadas, y en la mencionada figura 5 se resume el programa de ensayos que se iban a realizar.

6. CONCLUSION Y PERSPECTIVAS DE FUTURO

El programa de ensayos presentado es ambicioso y cubre aspectos hasta ahora no bien conocidos. Además de lo anteriormente expuesto, tenemos la idea de evaluar las posibilidades de las fibras de alta resistencia (FRP) en reparaciones, tanto como armadura activa como pasiva.

El empleo de estas fibras como armadura activa presenta la ventaja de su magnífica resis-

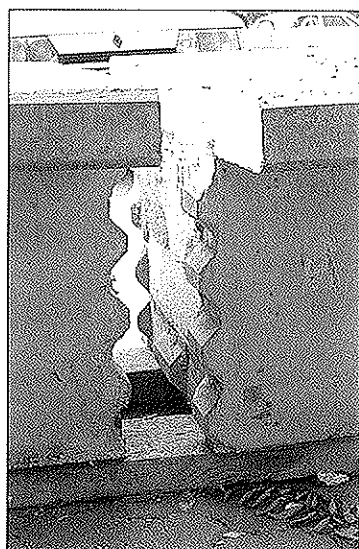


Foto 8.: Aspecto de una junta entre dovelas. Puede observarse el rectángulo de porexpan que aligera la sección.



Foto 9.: Aspecto de la dovela con desviador.

cia frente a la corrosión. Asimismo, su empleo como armadura pasiva de refuerzo permitiría, en el caso de puentes por dovelas con pretensado exterior, incrementar el momento último respuesta de las secciones críticas, al poder establecer una continuidad entre las dovelas mediante tiras o bandas de FRP que cruzan las juntas de las secciones críticas, y se adhieren a las dovelas mediante un pegamento adecuado. Cuando baje el coste de estos materiales, esta técnica podrá ser empleada, dada la simplicidad constructiva. Una vez montado el puente y confiriéndole el pretensado exterior resistencia suficiente frente a sollicitaciones en servicio, podrían reforzarse cómodamente las juntas críticas con FRP frente a Estados Límites Últimos.

Igualmente, podrían reforzarse mediante fibras de alta resistencia las juntas críticas a cortante, donde las bandas actuarían frente a una eventual apertura de la junta y movilizarían el mecanismo de cortante-fricción entre dovelas conjugadas con llaves de cortante múltiple.

Estos aspectos son los que pretende cubrir la tesis doctoral del último firmante del artículo.

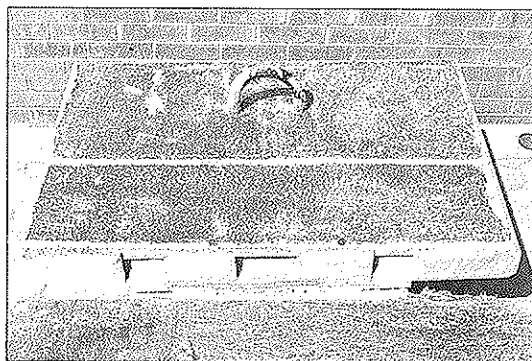


Foto 10.: Viga isostática por dovelas. Llave de centrado en el forjado superior.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean manifestar públicamente su agradecimiento a las siguientes Entidades y personas:

- MEC, DGICYT, por la financiación de todos los aspectos científicos y de laboratorio del presente Programa, a través del proyecto de investigación PB 90-0612.
- FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A., por su contribución en la construcción de las vigas descritas, especialmente a los señores D. José Manuel López Saiz y Carles Blay.
- BBR por el suministro del acero de pretensado y la realización del mismo, en especial al señor D. José Manuel Illescas.
- A todo el personal del laboratorio de Tecnología de las Estructuras de nuestro Departamento, señores D. Miguel Angel Martín, D. Carlos Hurtado y D. Camilo Bernad y de modo especial al Dr. Ravindra Gettu.

8. REFERENCIAS

1. APARICIO, A. C.; RAMOS, G.: "*El Pretensado Exterior en Puentes de Carretera. Estado actual de la técnica*". Serie Monografías. MOPTMA. Madrid 1993.
2. RAMOS, G.: "*Estudio del comportamiento en servicio, prerotura y rotura, de puentes de hormigón con pretensado exterior*". Tesis Doctoral. E.T.S.I.C.C.P. Barcelona, Abril, 1994.
3. CASAS, J. R.; APARICIO, A.C.: "*A full-scale experiment on a prestressed concrete structure with high strength fibres: the North Ring Road in Barcelona*". FIP Notes, Journal of the Federation Internationale de la Précontrainte, 1991/4, pp. 11-14.
4. MEIER, U.: "*Carbon Fiber Reinforced Polymers: Modern Materials in Bridge Engineering*". Structural Engineering International, Vol 2, nº 1. IABSE, Zurich, 1992.

RESUMEN

Dentro de la línea de investigación que sobre el

pretensado exterior tenemos planteada en nuestro grupo, se están desarrollando una serie de ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior. Las vigas son de sección cajón y está planteado ensayar 9 vigas distintas:

- 3 vigas isostáticas, monolíticas, de 7,20 m de luz, con diversas cuantías de pretensado.
- 3 vigas isostáticas, constituidas por dovelas prefabricadas, de 7,20 m de luz con diversas cuantías de pretensado y diferentes esquemas de carga.
- 3 vigas continuas, monolíticas, de 7,20 + 7,20 m de luz, con distintos esquemas de carga y cuantías de pretensado.

En la comunicación se presenta el programa de ensayos, sus objetivos, y se describen las vigas ya construidas así como los medios auxiliares, de puesta en carga e instrumentación que se van a emplear.

SUMMARY

The research team of the Bridge Section of the Technical University of Catalunya has been developing in the recent years a topic related with external prestressing in bridges.

As a part of this research program we are now involved in the testing up to failure in the Laboratory of a set of scaled concrete beams with external prestressing. The cross-section is box-girder and it is intended to carry out the tests on 9 different beams:

- 3 simple supported, without construction joints and with 7,20 m span-length and different amount of external prestressing.
- 3 simple supported made of several precast segments, with 7,20 span-length and different amount of prestressing.
- 3 continuous (two-span) beams, without construction joints and span lengths of 7,20m, with different load configuration and amount of prestressing.

In the paper, the planned testing program and the objectives, jointly with the full description of the specimens to be tested and the equipment facilities (instrumentation, data acquisition and loading patterns) to be used, are fully described.

Avance del documento de recomendaciones sobre pretensado exterior de la A.T.E.P.

**Grupo de trabajo de la A.T.E.P.
Coordinador: Santiago Pérez-Fadón
Secretario: J. Emilio Herrero**

1. INTRODUCCION

La Asociación Técnica Española del Pretensado ha constituido un Grupo de Trabajo con el objetivo de añadir a su colección de manuales uno sobre Pretensado Exterior. La necesidad de este documento parece evidente ya que, en el momento en que se puso en marcha esta iniciativa, no existía ningún tipo de recomendación o normativa específica sobre el particular en España. Por otra parte, es claro que el Pretensado Exterior tiene una serie de particularidades en: diseño, cálculo, ejecución y conservación, que lo diferencian del Pretensado Interior.

La primera reunión tuvo lugar el día 30 de septiembre de 1992. En ella se propuso como objetivo «ideal» terminal el manual en un año de trabajo. Hasta la fecha actual se han celebrado cuatro reuniones y, aunque los trabajos están muy avanzados, el manual no estará totalmente acabado antes de 1995.

2. CONTENIDO DEL DOCUMENTO

El último borrador del manual está dividido en una Introducción y cuatro capítulos: Materiales y Sistemas; Bases de cálculo; Disposiciones constructivas y Montaje; Durabilidad e inspección.

Cada capítulo tiene asignado un Responsable que cuenta con un subgrupo de trabajo para la elaboración del mismo.

Una vez terminado el manual, se contempla la posibilidad de elaborar un Anejo que incluya ejemplos prácticos, con comparaciones entre Pretensado Exterior y Pretensado Interior Adherente.

En lo que sigue se hace una descripción somera del contenido de los diferentes capítulos del manual en preparación.

2.0 Capítulo 0: Introducción

La introducción establecerá el campo de aplicación del documento, e incluirá una descripción general de la técnica de pretensado exterior.

El Pretensado Exterior se utilizó en los comienzos del pretensado, debido a que el Pretensado Interior estaba bajo patente. Así, existen en España algunos puentes de aquella época, realizados con Pretensado Exterior. En 1955, se construyó el Puente de Almarail sobre el río Duero, en Soria, de Eduardo Torroja. En 1957, A. Martínez Santonja proyectó, como obra provisional, el puente de Valdecañas sobre el río Tajo, con mazos de alambres exteriores a las vigas prefabricadas; y en 1967 se protegieron las armaduras para dar carácter definitivo a la obra. Los tableros de dos puentes gemelos, sobre los ríos Guadalete y San Pedro, en la CN-IV, en la provincia de Cádiz, tuvieron que ser sustituidos debido a la fuerte corrosión de la armadura exterior. No obstante lo anterior, hay que apresurarse a decir que los medios actuales para proteger los cordones de acero de pretensar, frente a la corrosión, nada tienen que ver con los que se empleaban en aquella primera época.

Actualmente, se ha retomado la técnica del Pretensado Exterior, no sólo como una técnica de reparación o refuerzo de estructuras de hormigón, sino también en obras nuevas, por su ventaja cara a la inspección y conservación de las estructuras, así como por su extraordinaria utilidad en la técnica de dovelas prefabricadas. Como queda dicho, este resurgir está apoyado por el avanzado estado del conocimiento en los medios de protección frente a la corrosión de los cables de pretensar.

Se pretende que el manual esté dirigido hacia obras de nueva construcción. El campo de los refuerzos y reparaciones no se trata específicamente, por considerar que su casuística es muy amplia y por tanto difícil de tipificar. Sin em-

bargo; en aquellos aspectos comunes entre obras nuevas y reparaciones, será posible su utilización, siempre bajo el criterio y responsabilidad del Ingeniero Autor del Proyecto.

2.1 Capítulo I: Materiales y Sistemas

El Capítulo I: Materiales y Sistemas, tratará de las características exigibles a los materiales que componen los distintos elementos de un sistema homologable de Pretensado Exterior, así como las que deben cumplir los propios elementos del sistema, aisladamente o en su conjunto. Entre otros temas se tratarán los siguientes:

La clasificación del Pretensado Exterior en no adherente o adherente; según la unión con la estructura se produce únicamente en los anclajes, o también en desviadores y otros dispositivos intermedios.

La clasificación del Pretensado Exterior según las posibilidades de sustitución que ofrece.

Los tendones exteriores están formados por distintas combinaciones de los materiales siguientes:

1. *Acero de pretensar*: alambre o cable simple; alambre o cable galvanizado; monocordón con protección flexible (grasa, cera...) y recubrimiento plástico; alambre, cable o barras con recubrimiento epoxídico.
2. *Vainas*: tubo metálico rígido o corrugado; de polietileno o polipropileno; tubo de polietileno reforzado con camisa de chapa.
3. *Materiales de protección contra la corrosión*: lechada de cemento; grasa; cera o parafina; alquitrán-epoxy; productos bituminosos; cemento de poliuretano.
4. *Vaina en zona de anclaje*: tubos de acero, polietileno de alta densidad (P.A.D.) o combinación de ambos materiales.
5. *Desviadores*: tubos de acero, P.A.D., o combinación de ambos materiales; «peines» o «rastrillos» de acero, hierro de fundición u hormigón prefabricado; alambre curvado con asiento elastomérico y piezas deslizantes.
6. *Anclajes*: hay que tener en cuenta que, mientras que en el caso de tendones interiores, la movilización de la adherencia entre acero y hormigón es de gran ayuda, en el Pretensado Exterior no adherente el anclaje soporta por sí solo la fuerza del tendón. Por lo tanto es necesario garantizar la

estabilidad en el tiempo de los anclajes, mediante ensayos previos e inspecciones posteriores.

Las *especificaciones* que deben cumplir los materiales que componen los sistemas de Pretensado Exterior son las mismas que se exigen para un pretensado adherente interno. Además se debe tener en cuenta:

- El monotorón se debería considerar como un material en sí mismo, no como la combinación de acero, grasa, plástico, etc.
- Sólo se contempla la utilización de cordones formados por siete alambres. El uso de otro tipo de cables, alambres o barras no se rechaza, pero no se trata en este manual.
- Las vainas de protección unitaria serán de polietileno de alta densidad y con espesor mínimo de la pared de 1,5 mm.
- Los rellenos entre vainas individuales y cables serán grasas, ceras y resinas epoxy.
- Las vainas de polietileno serán de alta densidad y tendrán un espesor mínimo de pared de 3,5 mm.
- Las vainas de acero tendrán un espesor mínimo de pared de 3,0 mm.
- Los elementos de conexión de las vainas pueden ser cinta adhesiva, cinta termorretráctil, etc.
- La inyección de lechada de cemento será de cemento Portland, y no contendrá, en peso, más del 0,02% de cloruros, ni más del 0,01% de sulfuros. El agua de amasado no tendrá un contenido de ión cloro mayor de 250 p.p.m.
- Se especificarán las condiciones que deben cumplir las grasas y ceras utilizadas en la inyección de vainas.
- Los tubos y vainas utilizados en desviadores dispondrán medidas especiales de protección: galvanizado, pintura, etc.

Los *ensayos* específicos de los sistemas de pretensado exterior serán:

- Prueba de fatiga.
- Ensayo de comportamiento de los elementos de anclaje.
- Ensayo de montaje-desmontaje.
- Ensayo a tracción de la cuña con inyección.

Algunos sistemas de Pretensado Exterior desa-

rollados hasta ahora por las distintas empresas especializadas son:

– *Pretensado Exterior adherente a la estructura:*

La vaina en la zona de anclaje suele ser metálica y está empotrada en el hormigón. En los tramos rectos, la vaina es generalmente de Polietileno Alta Densidad (P.A.D.), aunque también puede ser de Polipropileno o Metálica. Hay que cuidar el detalle de unión entre el acero y el Polietileno utilizando bridas o manguitos termorretráctiles. Una vez montada la vaina se enfilan los cables, y se procede a la inyección con lechada de cemento.

– *Tendones sustituibles inyectados con lechada de cemento*

Se utiliza doble vaina en zonas de anclaje y desviadores. Se dispone un conducto continuo, normalmente de P.A.D., a lo largo de todo el tendón, que entra en un tubo de encofrado perdido, normalmente metálico, en las zonas de anclaje y desviadores.

Es especialmente delicado el detalle de la zona de anclaje. Un sistema habitual consiste en colocar una trompeta de polietileno, interior a la trompeta de fundición del anclaje.

En los desviadores se producen concentraciones de presión importantes. Por ello, las vainas de P.A.D. deben tener una resistencia mínima, nominal, de 6 atmósferas. El espesor suficiente de la pared de la vaina permite además, mediante el aplastamiento local, suavizar puntos angulosos por desviaciones parásitas.

– *Tendones sustituibles inyectados por un producto flexible:*

El primer conducto flexible utilizado para inyección es la grasa. Esta tiene tendencia a exudar y a escaparse por las juntas. Su inyección se puede hacer a alta presión o a alta temperatura. Ultimamente, se han puesto a punto formulaciones de ceras petrolíferas, de composición homogénea, sólidas a temperatura ambiente, y que además se pueden poner en obra mediante equipos portátiles. Tanto la grasa como la cera tienen un coeficiente de dilatación del orden de 10 veces el acero y el hormigón por lo que es necesario tener previstos vasos de expansión.

Las vainas son metálicas o de P.A.D. Las vainas de P.A.D. de 6 atmósferas han dado buenos resultados para la inyección de grasas o ceras a alta temperatura. Para resolver el detalle en desviadores se puede optar por disponer vaina de P.A.D. sólo en tramos rectos y tubo encofrado

metálico en las zonas curvas. También se puede utilizar la vaina de P.A.D. continua, reforzando con tubo metálico en las zonas curvas.

La inyección con producto flexible permitiría reglaje de fuerzas de tesado y destesado completo del tendón sin recurrir a procedimientos destructivos para el cable.

– *Tendones sustituibles formados por cordón galvanizado desnudo:*

Debido a las incertidumbres sobre la integridad de la galvanización en toda la longitud, y sobre la durabilidad de ésta, el empleo de cordón galvanizado desnudo está en desuso o asociado a una vigilancia periódica.

– *Tendones sustituibles formados por cordón envainado protegido:*

Las ventajas de este sistema son principalmente la reducción del coeficiente de rozamiento por la lubricación de la grasa o cera, y la facilidad del tesado mediante gatos monocordón.

La vaina individual que protege cada cordón tiene un espesor pequeño, y es necesario el aislamiento de cada cordón en las zonas con curvatura. Cuando los cordones van al aire en los tramos rectos, se puede disponer un sistema de tubos en los desviadores. Si los cordones van envainados, se inyecta la vaina con lechada de cemento o resina epoxy, una vez enfilados los cordones pero antes del tesado; y es la propia inyección la que actúa como separador entre cordones. El enfilado es una operación delicada por la necesidad de no dañar la vaina individual.

La protección de la zona de anclaje se consigue con una inyección de grasa o cera de las zonas expuestas.

2.2 Capítulo II: Bases de Cálculo

Una característica de las estructuras con Pretensado Exterior es que su dimensionamiento a flexión viene condicionado por el Estado Límite Último (E.L.U.) en lugar de por el Estado Límite de Servicio como ha sido habitual entre nosotros, durante los últimos años, para el Pretensado Interior Adherente. Por otra parte, el dimensionamiento a cortante en E.L.U. tiene algunas particularidades que no permite seguir aplicando el modelo de celosía de Ritter-Mörsch cuando hablamos de Pretensado Exterior. Estas diferencias se hacen especialmente críticas cuando el Pretensado Exterior se utiliza en conexión con dovelas prefabricadas. Finalmente, el estudio de las regiones «D» (aquéllas en las que no se cumple el prin-

cipio de Saint Venant y, como consecuencia, no se puede aplicar la Resistencia de Materiales) se vuelve especialmente necesario cuando se trata de los bloques de anclaje o desviación para el Pretensado Exterior.

El Capítulo II pretende dar recomendaciones concretas en estos tres grandes apartados.

Así, en el tema de dimensionamiento a flexión en E.L.U., propondrá tres niveles o modelos de cálculo, de menor a mayor exactitud y complejidad:

- Nivel I, *método simplificado*. Se evalúa la respuesta a nivel seccional, sin considerar incremento de tensión en rotura del Pretensado Exterior (Alternativamente se propone un valor experimental del incremento de sobretensión). En el caso de estructuras de dovelas con juntas encoladas se desprecia la posible colaboración resistente de la resina. En estructuras de dovelas con juntas no encoladas se limitará a 0,002 la deformación del hormigón trabajando a flexocompresión, o bien se aplicará al momento último obtenido un coeficiente de valor 0,85.
- Nivel II, *cálculo plástico*. Se obtiene la deformada total de la estructura en situación de colapso, suponiendo incluso la formación de rótulas plásticas en determinadas secciones críticas. A partir de esta deformada se determina el incremento de tensión en rotura del Pretensado Exterior dentro de cada tramo libre. Es importante tener en cuenta la posible pérdida de brazo del pretensado en el centro de vano. Este proceso es iterativo y en él se considera el Pretensado Exterior como una acción externa. En el caso de estructuras de dovelas se admite la apertura de algunas juntas. Para evaluar el valor de esta apertura se utilizarán diagramas experimentales momentos-apertura, o bien diagramas momentos-curvatura. En la obtención de los diagramas momentos-curvatura no se tendrá en cuenta la colaboración de la resina, si ésta existe; y si las juntas no son encoladas se limitará la deformación en flexocompresión del hormigón a 0,002.
- Nivel III, *análisis no lineal*. Se considera el Pretensado Exterior como una acción externa a la sección, con conexión en puntos fijos. Se tiene en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura, geométrica y mecánicamente. En el caso de estructuras con juntas sin armadura adherente pasante es necesario un modelo explícito del comportamiento de la junta, comprobado experimentalmente.

En el tema de dimensionamiento a Cortante en E.L.U. se pretende dar un modelo lo más concreto posible para emplear en lugar de la celosía de Ritter-Mörsch.

En el tema de las regiones «D» se desarrollarán cálculos estándar por el método de bielas y tirantes, tan de moda en la actualidad desde su introducción hace unos años por el Profesor Slaich.

Además, en la verificación de los *estados límites de servicio* se destaca, por una parte, la necesidad de controlar directa o indirectamente la fisuración para los bloques de anclaje y desviadores. Y por otra, el estado límite de vibración para el que se debe comprobar que la frecuencia de vibración de los tramos libres de tendones de Pretensado Exterior están alejados de la primera frecuencia fundamental de la estructura, con un factor superior a 2. Para alejar los períodos de vibración de cable y estructura se pueden disponer puntos fijos, a intervalos irregulares, que impidan el desarrollo de vibraciones, especialmente si los cables son exentos.

Se tiene previsto la posibilidad de incluir un Anejo o un segundo Manual en el que se desarrollen ejemplos concretos de cálculo de todos los modelos propuestos.

2.3 Capítulo III: Disposiciones constructivas y Montaje

Al realizar el proyecto de una estructura con Pretensado Exterior es muy importante el adecuado diseño de los *detalles* constructivos correspondientes; vainas, desviadores y zonas de anclaje. El Capítulo III tratará precisamente de establecer algunas reglas para que el proyectista pueda diseñar adecuadamente estos elementos de hormigón que alojan al sistema de pretensado.

Los *desviadores* son elementos, generalmente de hormigón, rara vez metálicos, que marcan el cambio de dirección de los cables de Pretensado Exterior. Por un lado, los desviadores actúan como *elementos de transmisión* de las fuerzas de desviación del cable a la estructura; por otro lado, son *elementos geométricos*, marcando el trazado del cable sin producir puntos angulosos.

En cuanto al *número* de desviadores que se deben disponer, es necesario mantener un equilibrio entre conseguir un cableado óptimo, y reducir al mínimo la cantidad, debido a la complejidad de ejecución y el peso adicional que suponen.

En su función de elementos de transmisión, los desviadores pueden ser:

- *Traviesas* que ocupan toda la sección transversal entre almas, con hueco de paso.

Transmiten las fuerzas fundamentalmente por compresión y limitan la distorsión del tablero. Peso elevado.

- *Costillas*, elementos lienes adosadas a las almas en toda su altura. Transmiten las fuerzas fundamentalmente por compresión. Menor peso que las traviesas.
- *Bloques aislados* adosados a las losas de la sección, preferiblemente cerca de las almas. Transmiten las fuerzas fundamentalmente por tracción, por lo que conviene su hormigonado simultáneo con el resto de la sección. Si el puente es de trazado curvo es conveniente colocar un nervio de enlace transversal entre los bloques simétricos.

Los elementos geométricos pueden ser:

- *Conductos cilíndricos*, generalmente tubos de acero, embebidos en el hormigón y conectados directamente con la vaina mediante manguitos. Es necesaria una colocación muy cuidadosa para evitar puntos angulosos.
- *Elementos de forma tubular*. Algunos procedimientos para prevenir puntos angulosos en los extremos son: hendiduras longitudinales, si el tubo sobresale del desviador; aislamiento de los extremos mediante un dispositivo deformable; disminución del radio de incurvación.
- *Elementos de forma más elaborada*, por ejemplo, de forma tórica, con abocinamiento en los extremos, etc.
- *Elementos móviles* durante el tesado de los cables, permitiendo una autocorrección en su posicionamiento y orientación antes de la inyección.

El trazado del cable cumplirá unos *radios mínimos* en la zona de desviadores. Se incluirán cuadros que, dependiendo de los tendones utilizados, van desde 2 metros para 7T15, a 5 metros para 37T15.

Para *definir la posición* de los desviadores se utilizan las coordenadas de los puntos de entrada y salida y el punto medio del elemento sobre la línea teórica de contacto cable-desviador. En el posicionamiento, se establecen unas *tolerancias*, en valores absoluto, relativo y angular.

Los *anclajes* pueden ser fijos o sustituibles. Para que un anclaje sea sustituible deben estar fijadas en proyecto las medidas necesarias: inyección no adherente, longitud mínima de colas de los cables, espacio suficiente para colocación de gato.

En Pretensado Exterior, las fuerzas de anclaje

se dirigen hacia el vacío, por lo que las zonas de anclaje son *elementos fuertemente solicitados*. Son muy adecuadas para esta misión las traviesas de apoyo, siendo más anchas que lo necesario en puentes con pretensado interior.

Las zonas de anclaje pueden simultáneamente actuar como desviadores, debiendo cumplir las condiciones geométricas que se establecerán en los oportunos cuadros para el tramo comprendido entre la salida de la trompeta de anclaje y el final de la traviesa.

En algún caso, se han situado los anclajes saliendo por la parte superior de la losa. Esta posición es muy favorable para las operaciones de montaje, y para la actuación de la fuerza de anclaje. En contrapartida, tiene el inconveniente de ser un punto débil en cuanto a entrada de agua, por lo que hay que cuidar especialmente los sistemas de protección.

2.4 Capítulo IV: Durabilidad e inspección

El Capítulo IV tratará de los problemas de Durabilidad del Pretensado Exterior. Tema de indudable dificultad pero que no se puede obviar por haber sido las antiguas y deficientes protecciones las que obligaron a abandonar su uso. Se pretende en este capítulo dar una idea de la Durabilidad de las nuevas protecciones contra la corrosión de los cables. En particular se tratarán temas como:

Clasificación de daños en cables y anclajes

Los tendones de Pretensado Exterior deben ser protegidos para evitar la corrosión en condiciones de servicio. La protección estará compuesta por combinación de varias barreras. Estas *barreras* pueden ser: envainado, inyección, galvanizado.

En cuanto a durabilidad, las *vainas* para los tendones exteriores deben satisfacer los siguientes requisitos:

- Resistencia contra ataques medio-ambientales en toda la longitud. Los puntos de conexión son puntos críticos.
- Impermeabilidad.
- Compatibilidad química entre el acero de pretensar y el producto de inyección.
- Resistencia contra el daño en montaje.
- Resistencia contra el daño en servicio.
- Protección contra el fuego, si ha lugar.
- Buen comportamiento frente a la retracción del producto de inyección.

- Resistencia frente a las fuerzas transversales.
- Reemplazabilidad.

Los *productos de inyección* deben cumplir las siguientes condiciones:

- Llenar completamente la vaina.
- Vinculación al acero de pretensar en toda la longitud del tendón.
- Actuar como capa continua dúctil sobre el acero, sin estar afectados por la deformación longitudinal de los tendones u otras deformaciones reológicas o de temperatura.
- Compatibilidad química con la vaina y el acero.
- Permitir la reemplazabilidad de los tendones.

Inspección. (En preparación)

Sustitución de cables. (En preparación)

3. CONSTITUCION DE LOS GRUPOS DE TRABAJO

En el momento de redactar este avance, los diferentes grupos de trabajo estaban formados por las siguientes personas:

- Introducción
Redactor: Santiago Pérez-Fadón (FERROVIAL).
- Materiales y sistemas
Redactor: Jorge Moreno (FREYSSINET)
Vocales: Juan Ayats (C.T.T.), Antonio Gil (TECPRESA), Javier Ripoll (MEKANO 4) y Ernesto Wuhrmann (VSL IBÉRICA).
- Bases de cálculo
Redactor: Angel C. Aparicio. (E.T.S.I.C. de la Universidad Politécnica de Cataluña)

Vocales: Hugo Corres (FHECOR), José Manuel López Saiz (FCC), Antonio Marí y Gonzalo Ramos (E.T.S.I.C. de la U.P.C.), Francisco Millanes (IDEAM) y Olga Calvo (MC2).

- Disposiciones constructivas y montaje
Redactor: Florencio J. del Pozo (PROES).

Vocales: Manuel Juliá (CUBIERTAS), Juan Moreno (SIEGRIST Y MORENO) y José M^a Villar (TORROJA O.T.)

- Durabilidad e inspección
Redactor: Juan Luis Alcalá (CEDEX)

Vocales: Ramón del Cuvillo (MOPTMA), J. Emilio Herrero (FERROVIAL), Jorge Nasarre (RENFE) y Rafael Piñero (ATEP).

RESUMEN

La Asociación Técnica Española de Pretensado, A.T.E.P., ha constituido un grupo de trabajo cuyo objetivo es la preparación de un Manual sobre Pretensado Exterior. El grupo se ha reunido en cuatro ocasiones en sesión plenaria, estando los trabajos en avanzado estado de elaboración.

Se hace una descripción del contenido del documento. Se detallan aspectos particulares del uso de cordones autoprotegidos, y se comentan singularidades en el cálculo.

SUMMARY

The Spanish Technical Association of Prestressing, A.T.E.P., has constituted a working group, which main purpose is to prepare a Manual on External Prestressing. This group has plenary met in four occasions, and works are very advanced by now.

A description of the contents is included. Some particulars of the auto-protected strand are detailed, and some singularities of design are commented.

Losa postensada con cables no-adherentes, para Aparcamiento, en el Cinturón Litoral de Barcelona

Javier Rui-Wamba Martija
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO

Miguel Angel Fernández Gómez
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
ESTEYCO

Juan Luis Bellod Thomas
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO

1. INTRODUCCION

En la comunicación se describe un aparcamiento en el Cinturón Litoral de Barcelona, realizado con una losa postensada con cables no-adherentes.

En su primera parte se hace una sucinta descripción de las características geométricas más notables y la tipología estructural considerada.

En su segunda parte nos referimos a un desgraciado error que provocó la rotura parcial, en una zona muy concreta, de 3 de los 24 módulos de que consta la estructura. En modo alguno, esta experiencia puede suponer una pérdida de confianza hacia una técnica de amplia difusión en el mundo.

2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Formando parte de las obras que se realizaron para el Cinturón Litoral de Barcelona, se proyectó y construyó un aparcamiento situado en el lateral del tronco de dicho Cinturón y bajo el paseo peatonal que lo delimita por el lado montaña y lo separa de la avenida que forman las calzadas laterales. Este paseo cuenta con dos pasarelas peatonales que comunican las playas con la zona urbana.

El alcance del proyecto recogía dos apartados claramente diferenciados:

- Infraestructura del aparcamiento, de unas 650 plazas, incluyendo preparación del terreno, cimentaciones, encepados y riostras, muros y petos, pilares, losas postensadas, soleras, drenaje, impermeabilización, cierres con Cinturón Litoral, rampas y salas para centros de transformación.
- Urbanización de la rambla situada sobre el aparcamiento, con pavimentos sobre soleras, gradas, petos y barandillas, iluminación, bancos, mobiliario urbano, pérgolas, marquesinas de autobuses, accesos al aparcamiento, etc.

La obra, como es lógico, tiene un marcado carácter lineal, con una longitud próxima a los 800 metros y un ancho de 16,5 metros que se mantiene constante, excepto en la parte inicial que se ensancha hasta los 40 metros, de una forma gradual, en 1/3 de su longitud aproximadamente.

Longitudinalmente, el aparcamiento queda dividido por juntas de dilatación, formando módulos independientes de 30 metros, excepto 2 módulos especiales de 50 metros de longitud coincidentes con el desembarco de las pasarelas sobre el Cinturón. En sentido longitudinal, la disposición de pilares determina luces de 7,4 metros, excepto en los dos módulos especiales ya citados.

Transversalmente, la disposición de luces en la zona de 16,5 metros de ancho es 4,35 - 7,60 - 4,40.



Figura 1.

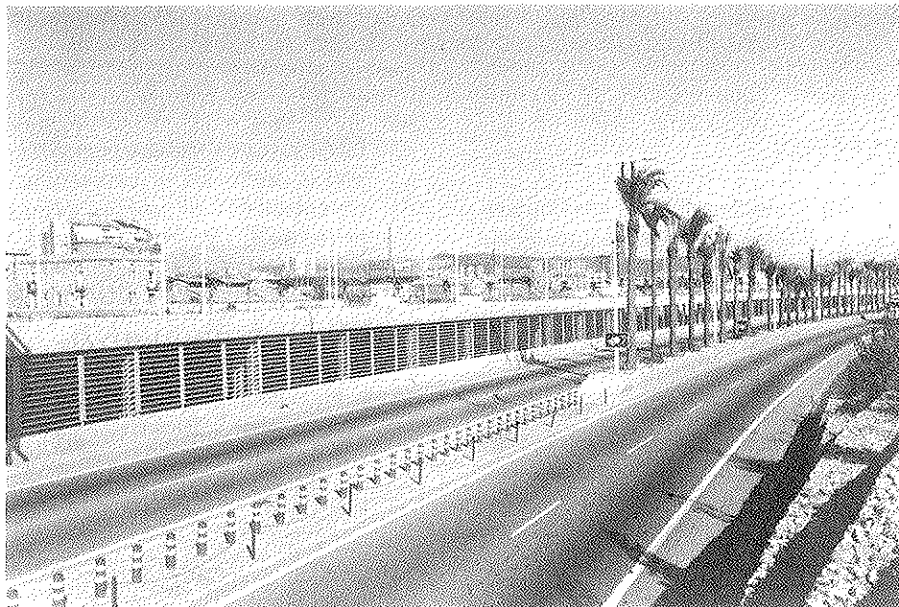


Figura 2.

Las cargas de proyecto eran las siguientes:

Peso propio $\cong 0,75 \text{ t/m}^2$.

Carga muerta $\cong 0,30 \text{ t/m}^2$.

Sobrecarga $\cong 1,00 \text{ t/m}^2$.

Estas cargas tan importantes venían determinadas por la urbanización que se iba a realizar con posterioridad a la construcción del aparcamiento,

y los usos y prescripciones impuestos por la Propiedad.

La estructura se resolvía por medio de una losa de 30 cm de espesor constante. Longitudinalmente, se disponían los cables agrupados en la zona de pilares, y transversalmente se disponían, parte repartidos uniformemente y parte agrupados en la zona de pilares.

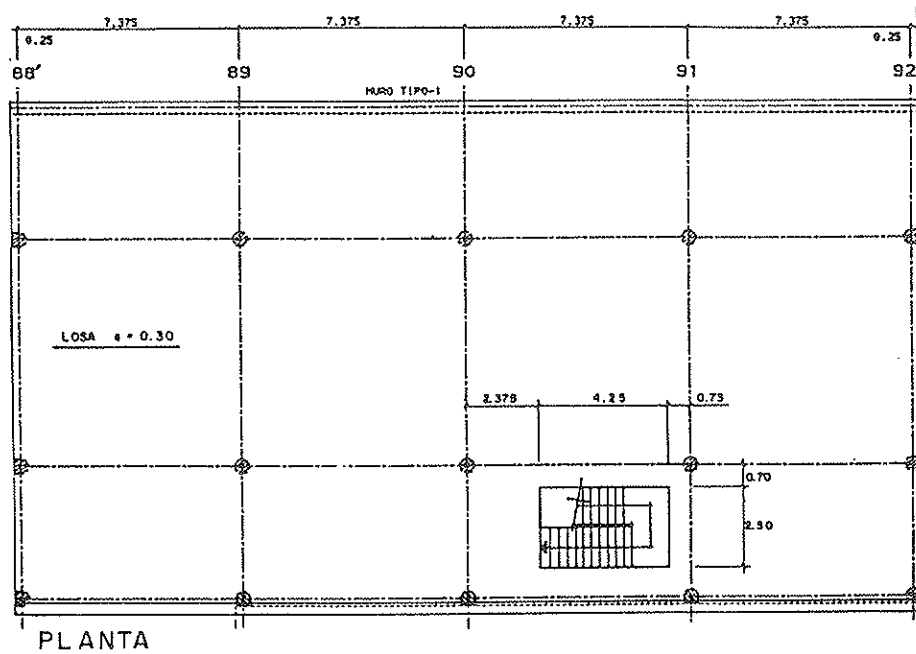


Figura 3.

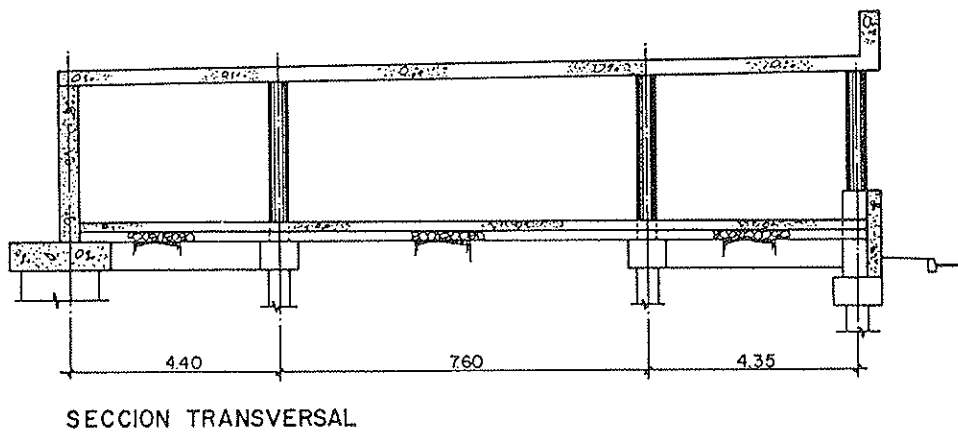


Figura 4.

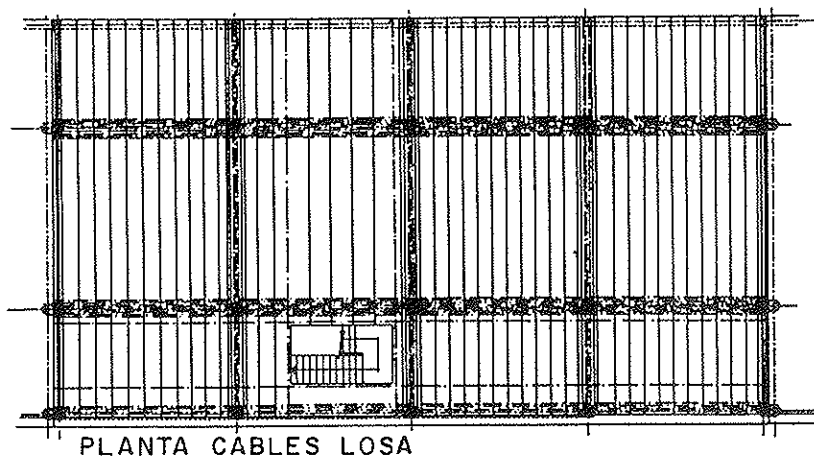
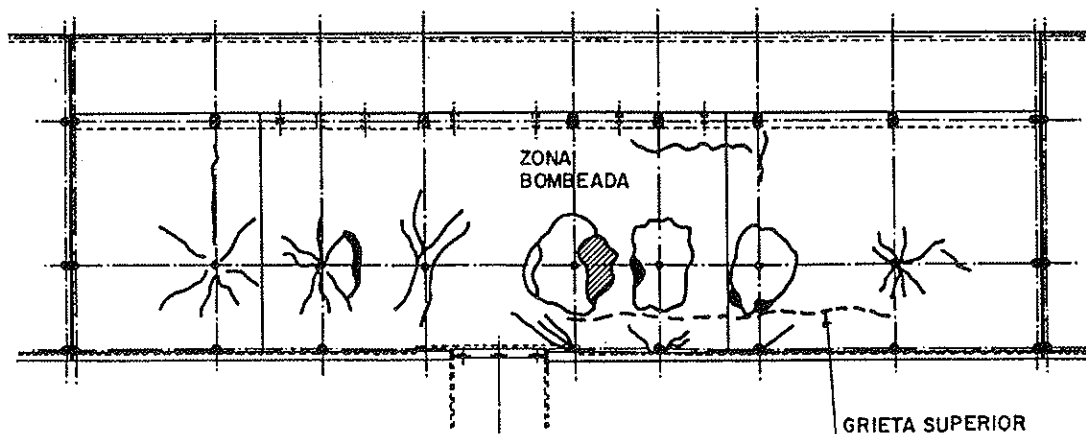


Figura 5.



ESQUEMA DE FISURAS

Figura 6.

3. DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE LA PATOLOGÍA ESTRUCTURAL

En los módulos coincidentes con el desembarco de las pasarelas, existían importantes diferencias con relación al resto:

- Transversalmente, los tres vanos se reducían a dos, estando uno de los bordes empotrados o libres, según coincidiese o no con la rampa de acceso.
- Longitudinalmente, la presencia de un colector obligaba a modificar las luces.

La patología que se produjo la podemos describir distinguiendo:

- Fisuras radiales en la cara inferior de la losa, partiendo de las intersecciones con los pilares.
- Grietas circunferenciales en la cara inferior de la losa, rodeando el pilar a una distancia aproximada de 1,7 metros, cerrándose, en algún caso, completamente.
- Grieta longitudinal en la cara superior de la losa, entre las alineaciones más próximas.
- Rotura del hormigón en la zona de la losa sobre pilares.

Del estudio posterior realizado, y a modo de síntesis, nos podemos referir a los siguientes hechos:

- La causa fundamental que originó la rotura parcial de las losas postensadas en tres módulos fue un exceso de curvatura en los cables transversales, en el tramo corto, de los dos que conforman el esquema estático de dichas losas.

- El efecto del exceso de curvatura y de los empujes ascensionales que generan, se amplificó por la disposición de numerosos cables transversales en el entorno de la línea de apoyos.

- La ausencia de armaduras pasivas transversales en la parte central de la cara superior del tramo corto de las losas dañadas, fue el factor determinante de la rotura de la losa, que no tuvo capacidad para resistir los empujes ascensionales generados por los cables postensados.

- En la *figura 7* se muestra el mecanismo de rotura de la losa.

Bajo el empuje ascensional, concentrado en la línea de los soportes, se produjeron esfuerzos en la parte central de la losa que superaron su capacidad resistente, que a estos efectos se comportaba como una sección sin armar. Alcanzada la tensión máxima en tracción en el hormigón de la cara superior de la losa, se produjo la fisuración brusca de la sección. La losa se transformó en una estructura con una rótula en el centro del vano corto, incapaz de continuar transmitiendo empujes ascensionales. Inmediatamente, se produjo la segunda rótula, necesaria cinemáticamente, junto al apoyo central en la parte adyacente al vano lateral. Convertida la losa en un mecanismo con dos rótulas, se produjo su movimiento ascensional. Simultáneamente, los cables fueron perdiendo curvatura, se fueron enderezando y, por tanto, fue disminuyendo el empuje que había originado el mecanismo. El importante movimiento ascensional de la losa, concluyó cuando la geometría de los cables se transformó, prácticamente, casi en una recta, lo que, en efecto, corresponde con la flecha del orden de la decena de centímetros constatable en obra. La rótula en la zona de pilares, produjo un claro plano de rotura coincidente con

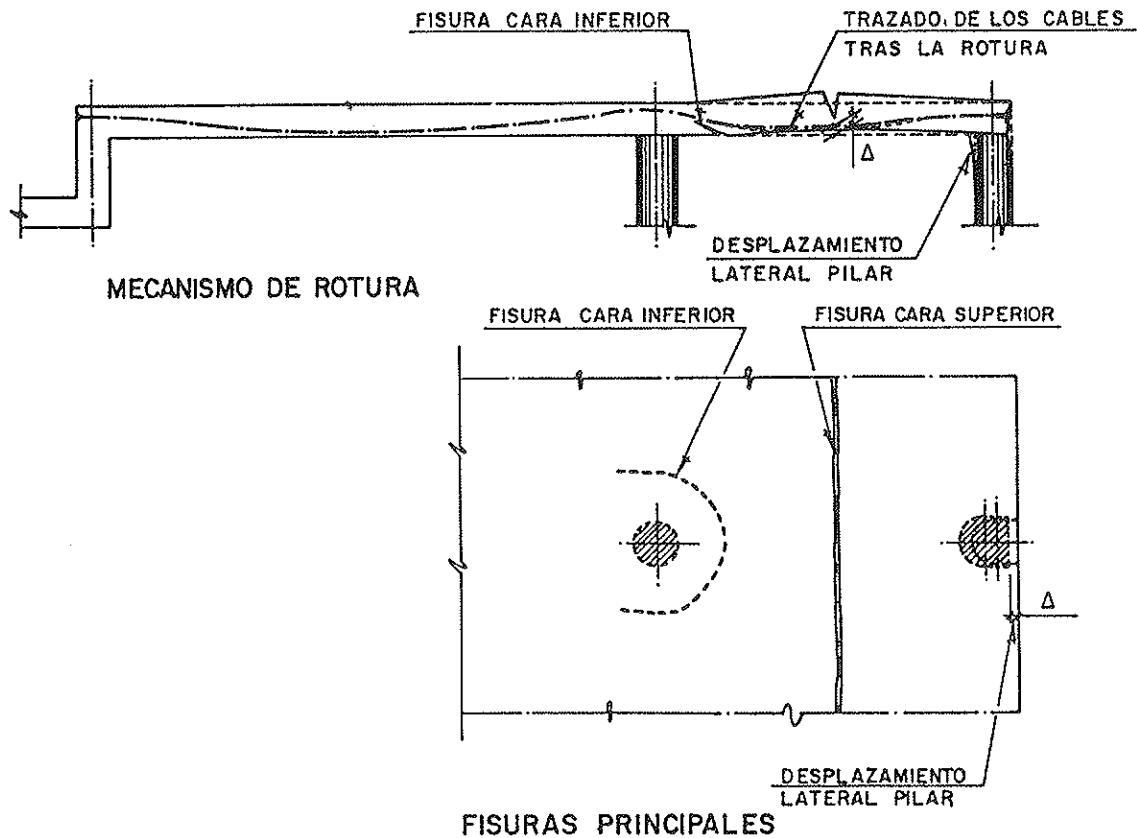


Figura 7.

el plano inclinado del paquete de cables en la zona del punto de inflexión. Dicho plano, debilitado por las vainas plásticas de los cables, no tuvo capacidad para "arrastrar" en su movimiento a la cuña inferior de hormigón y rompió antes de provocar una rótula "clásica" con fisuras verticales junto a la cara interna del pilar.

- El mecanismo de rotura de las tres losas fue similar; sin embargo, en dos de ellas, en las áreas dañadas, la distancia transversal entre pilares era sensiblemente menor, del orden de 4,50 metros, frente a los 7,50 metros del resto, siendo el mismo el número de cables transversales. Por consiguiente, el efecto de concentración de los empujes ascensionales era menor en este último caso. Ello explica que los daños constatables fueran menores.
- Las losas dañadas corresponden a módulos con rampas de acceso al aparcamiento. El resto de las losas tienen un esquema estático más compensado, con dos vanos laterales cortos y uno central más importante. En estos casos, el número de cables transversales es menor y están sensiblemente menos concentrados en las líneas de pilares.
- De acuerdo con los cálculos realizados, se puede establecer que la tensión de tracción en la superficie del hormigón del vano lateral de

las losas más dañadas, alcanzó puntas del orden de 38 kp/cm², con valores medios de 27 kp/cm² en el momento de la tensión.

En el caso de la otra losa, dichas tensiones puntas fueron del orden de 35 kp/cm², y los valores medios de 15 kp/cm². Como se ve, en este último caso, la punta de tensiones se concentra en una zona mucho más reducida y la tensión media es mucho menor.

- Los valores de la tensión característica de tracción de un hormigón H-300 tiene, tanto según el Código Modelo CEB-FIP 1990, como el Eurocódigo 2, un valor medio de 29 kp/cm² y un valor máximo de 38 kp/cm².
- En el caso de las losas coincidentes con las pasarelas, las tensiones medias eran del orden de la tensión de tracción característica del hormigón, y las tensiones puntas eran, asimismo, análogas a los valores máximos esperables para la tensión de tracción del hormigón. Es evidente, por tanto, la situación de precariedad de estas losas. Si dicha rotura no se produjo, lamentablemente, tras el tesado de la primera de ellas, fue probablemente debido a que la resistencia a tracción del hormigón, en el momento de tesado, superaba ligeramente los valores citados. Efectos adicionales como los de retracción y variaciones

de temperatura, fueron con posterioridad el factor desencadenante de la rotura.

- En el caso de la tercera losa, las puntas de tensiones eran mucho más concentradas y ligeramente más bajas que en los otros módulos dañados. Además, debido a la mayor separación entre pilares, las tensiones medias de tracción eran del orden del 50% de las correspondientes a los módulos anteriores. Esta es la razón por la que el resto de módulos no sufrieron daños. Es previsible, por tanto, que hubiese una causa diferencial, como podría ser una menor resistencia de hormigón en el momento de su puesta en tensión.
- En vista de la situación de riesgo en el resto de los módulos de rampa, con un dimensionamiento análogo al del tercer módulo, pero en los que no se habían manifestado daños, se ordenó el destesado de 12 de los 20 cables transversales que se habían concentrado en la línea de apoyos. En estas condiciones, los coeficientes de seguridad a rotura se mantienen por encima del 1,6, mientras que los valores de las tensiones de tracción en la cara superior de las losas se reducen sustancialmente. Sin sobrecarga, esto es, prácticamente en la situación frecuente de servicio, las tensiones medias de tracción en el hormigón serán del orden de 8 kp/cm², con puntas localizadas de tensiones en torno a los 12 kp/cm². En la situación excepcional de una sobrecarga de 1.000 kp/m² actuando exclusivamente en el vano más largo, las tensiones medias de tracción se sitúan en el entorno de los 15 kp/cm², con puntas localizadas de tensiones del orden de los 18 kp/cm². El efecto de un camión de 38 toneladas circulando por el centro del vano mayor de la losa, eleva de 8 kp/cm² a 12 kp/cm² las tensiones medias de tracción en el hormigón, y de 12 a 16 las puntas de tensiones. Por tanto, en condiciones frecuentes, las losas se encuentran con tensiones de tracción muy bajas, e incluso para casos de sobrecargas excepcionales, las tensiones puntas de tracción se sitúan por debajo de la tensión característica mínima del hormigón en tracción, que según el Código Modelo y el Eurocódigo es de 20 kp/cm².
- El análisis realizado en los módulos alejados de las rampas, pone de manifiesto que con la disposición de cables proyectados, las tensiones medias de tracción en la cara superior de los vanos laterales de la losa, se sitúan también, como en el caso anterior, en el entorno de 8 kp/cm², con puntas de tensiones del orden de los 13 kp/cm². Cuando se aplica la sobrecarga excepcional de 1.000 kp/m² extendida exclusivamente al vano central, la tensión media pasa a los 15 kp/cm², con puntas localizadas de 18 kp/cm². Por tanto, la

situación es similar a la descrita anteriormente para las losas y los módulos influenciados por rampas de acceso al aparcamiento.

- En la parte inferior de la losa, en el entorno de los apoyos centrales, se manifestaron fisuras con aperturas, en general, comprendidas entre 0,05 y 0,10 mm. Estas fisuras son consecuencia de la concentración de tensiones de tracción que se producen en el entorno de los pilares, como consecuencia de que los empujes ascensionales debidos a los cables postensados supera el peso propio de la losa. La impermeabilización de la losa y la colocación de mortero de protección a la espera del solado definitivo, ha supuesto una carga adicional de casi 250 kp/m² que ha ayudado a cerrar las fisuras, que no tienen, por otro lado, importancia práctica.
- El refuerzo dispuesto en las zonas dañadas de las losas 11 y 23, consistió en una losa de hormigón armado dispuesta por debajo de la losa existente. Por tratarse de una zona con el techo elevado en relación con el resto del aparcamiento, se dispuso un gálibo suficiente. No ocurrió así en el caso del módulo 6, donde los daños, por otra parte, son menores y están más localizados. En este caso, se procedió a destesar también un grupo de cables transversales y se construyó una losa de 15 cm por encima de la existente, adherida a ésta por medio de resina epoxi. Además, se saneó y se reconstruyó el hormigón dañado en el entorno de los pilares.
- Todas las medidas anteriores aseguraron el correcto funcionamiento estructural de las losas del aparcamiento, lo que se confirmó con las pruebas de carga que se realizaron con posterioridad.

4. CONCLUSIONES

Las prisas y los excesos de confianza incrementan significativamente las posibilidades de errores. No hay estructura sencilla. Todas necesitan ser analizadas cuidadosamente. Las patologías estructurales son la forma en que nuestras estructuras manifiestan su disgusto por el trato que han recibido durante el proyecto o la construcción.

La "cultura" del hormigón armado (cuanto más armaduras, más seguridad), no es extrapolable al hormigón pretensado (un exceso de armadura postensada puede provocar daños en una estructura).

Cuando el empuje ascensional del postensado supera el peso propio de la estructura (como en el caso de estructuras con sobrecargas importantes o bien de estructuras con vanos contiguos con luces

muy diferentes), hay que analizar cuidadosamente la losa, en particular, en fase de construcción, cuando actúa solamente el pretensado y el peso propio de la losa.

Cuando dejamos una zona de losa sin armadura pasiva, estamos creando una sección "frágil" para determinadas solicitaciones. Por ello, hay que analizar con atención la posibilidad de que se generen tracciones en zonas de hormigón sin armaduras. Los criterios de limitación del valor de las tracciones, que se recogen en las normas para estos casos, parece que deberían mejorarse con ayuda de la mecánica de fractura.

El desarrollo del proyecto y la dirección facultativa de las obras fue realizada por ESTEYCO.

La obra fue ejecutada por FERROVIAL.

5. RESUMEN

La comunicación que se presenta recoge la experiencia de proyecto y construcción de un aparcamiento, de unas 650 plazas, adosado al Cinturón Litoral de Barcelona y situado bajo el paseo peatonal de la calzada lateral.

El aparcamiento tiene un marcado cariz lineal, con una longitud cercana a los 800 metros, y un ancho de 16,5 metros que se mantiene constante, excepto en la parte inicial que se ensancha hasta los 40 metros.

La cubierta se resuelve por medio de una losa maciza, de 0,30 metros de espesor, con cables no adherentes, apoyada sobre un muro lateral y empotrada en los pilares.

La estructura está muy modulada y no presenta diferencias apreciables en sus diversas zonas, salvo dos módulos especiales sobre los que desembarcan dos pasarelas que cruzan el Cinturón Litoral. En una zona singular en la que la existencia de dos colectores obligaba a separar dos de las alineaciones de apoyo, reduciendo significativamente la luz de uno de los vanos, se produjo,

durante los trabajos de construcción, la rotura parcial de la losa en las proximidades de los pilares.

En la comunicación, se analizan las causas del accidente y se exponen algunos criterios que deben ayudar a que, en circunstancias parecidas, no se vuelva a producir. Además, se repasan algunos conceptos de la técnica del hormigón pretensado que expresan muy claramente la diferencia con el hormigón armado.

SUMMARY

The communication presented collects the experience of the project and construction of a car park with 650 places, placed under one of the lateral roadways of the Littoral Ring Road of Barcelona.

The car park has mainly a linear aspect with a total length of almost 800 meters, and a width of 16.5 meters that is constant except for its initial part that is 40 meters width.

The roof is solved by using a 0.30 meters thickness solid slab with unbonded tendons, simply supported on a lateral wall and encased in the pillars.

The structure is very modulated and has not appreciable differences between its different zones, except for a couple of special modules that two footbridges that crosses the Littoral Ring Road join over. In a special zone where the existence of two mainsewers forced to separate two of the alignment reducing appreciably the length in one of the spans, a partial breaking in the slab was produced close to one of the pillars, during the construction labours.

The causes of the accident are analyzed in the communication and some criteria are shown that may help to avoid similar accidents. Moreover, some concepts of the prestressed concrete technology are revised, that express clearly the difference with the reinforced concrete.

Simposio Internacional sobre HORMIGON ESTRUCTURAL FABRICADO CON ARIDOS LIGEROS 20 al 24 de Junio de 1995 Sandefjord, Noruega

INTRODUCCION

Este Simposio Internacional sobre HORMIGON ESTRUCTURAL FABRICADO CON ARIDOS LIGEROS, LWA, tendrá lugar en Sandefjord, Noruega, aproximadamente a unos 100 Kms. al sur de Oslo, durante los días 20 al 24 de junio de 1995.

El Simposio cubrirá varios aspectos del hormigón LWA, incluyendo los últimos avances logrados en lo referente a la tecnología del material, sus propiedades mecánicas y sus aplicaciones. Se presentarán diversos ejemplos de estructuras excepcionales construidas utilizando el hormigón LWA y se discutirán sus aplicaciones prácticas, a la vista de los actuales conocimientos.

El Simposio está patrocinado por diversas organizaciones nacionales e internacionales.

Se invita a los investigadores, proyectistas de estructuras, constructores y fabricantes de hormigón, así como a los usuarios del hormigón LWA, a que aprovechen esta ocasión para conocer a colegas de todo el mundo. Es una oportunidad excelente para intercambiar experiencias, hacer amigos y crear importantes contactos de negocios que más tarde podrán utilizar a su favor en sus actividades diarias.

Además, se puede aprovechar esta oportunidad para visitar los lugares turísticos, culturales e históricos del área. Lo más importante del programa social será un viaje en barco, en una noche de verano, por el idílico escenario de las islas, pudiendo participar en las tradicionales celebraciones de las noches de verano con fuegos artificiales y bailes.

PROGRAMA TÉCNICO

En este Simposio se expondrán los más recientes estudios e investigaciones realizados sobre el proyecto y construcción de estructuras utilizando los hormigones LWA. Se hablará de los problemas que plantea el proyecto y la construcción de edificios, puentes, estructuras marítimas y otras, a base de elementos prefabricados o construidos in situ con estos hormigones. Se tratarán también los aspectos económicos, que son importantes a la hora de elegir el hormigón LWA. Se comentarán las ventajas e inconvenientes que tiene este material, en cuatro sesiones principales, durante las cuales se presentarán varias comunicaciones, seguidas de coloquios.

Los temas seleccionados para este Simposio son:

1.-Proyecto: Nuevos conceptos, métodos de cálculo, investigaciones recientes y en curso de realización, Normas y especificaciones.

2.-Construcción: Realizaciones, nuevas técnicas y aplicaciones.

3.-Materiales: Aridos ligeros, fabricación del hormigón con áridos ligeros, propiedades mecánicas y durabilidad.

4.-Fabricación del hormigón, transporte y colocación.

Los interesados en recibir más información sobre este Simposio, deberán dirigirse a:

Norwegian Concrete Association
P.O. Box 2312 Solli,
N-0201 Oslo
Norway
Fax: + 47 22 94 75 02

Nuevo Viaducto de Teruel

M. Juliá Vilardell y L. Carrillo Gijón
Dres. Ingenieros de Caminos

En 1920, se presentaba el proyecto de viaducto y variante de la carretera Sagunto-Burgos, con el fin de evitar la cuesta del Carrajete y favorecer el ensanche de la ciudad de Teruel. Su autor era D. Fernando Hué.

El viaducto, terminado en 1929, con su arco central de 80 m, llegó a convertirse, por su situación, dimensiones y acabado ornamental, en uno de los símbolos arquitectónicos representativos de Teruel, junto con las cuatro torres mudéjares de la Catedral, S. Pedro, S. Salvador y S. Martín (Figura 1). Al mismo tiempo, la previsión de que sirviera para el crecimiento de la ciudad hacia el Este, se cumplió; por lo que su ancho total de 8 m entre barandillas, con 5 m de calzada, quedaban insuficientes para el tráfico existente, ya en 1961. Desde esas fechas comienzan a realizarse diversos estudios y anteproyectos con dos posibles soluciones: la ampliación del viaducto, o la construcción de uno nuevo en paralelo al existente. Pero no es, sino hasta 1989, en el que gracias a la gestión y tenacidad del ingeniero turolense D. Jesús Iranzo, se llega, tras el correspondiente concurso público, a la adjudicación de la realización del proyecto y ejecución de las obras de un nuevo viaducto.

La solución adoptada convierte al antiguo viaducto de Hué en peatonal de recreo, llevando al

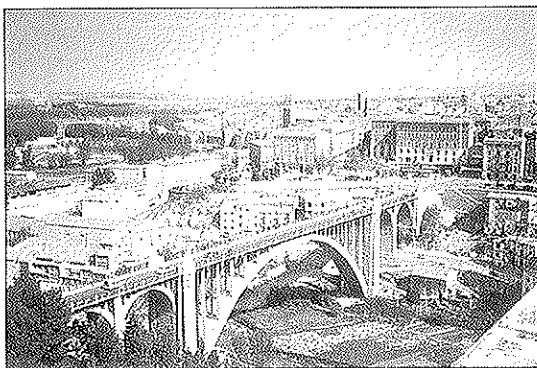


Foto 1

nuevo todo el tráfico rodado y peatonal de paso del casco antiguo al ensanche. Por ello, el ancho del tablero se ha fijado para dos carriles, de 3,50 m en cada sentido de circulación, separados por mediana de 1 m, con dos aceras de 2,70 m de ancho, lo que da un total, para el tablero, de 20,40 m, suficiente para las previsiones futuras de tráfico entre ambos barrios de la ciudad.

El puente, aunque pertenece al M.O.P.T. y se encuentra en la antigua carretera Sagunto-Burgos, al haberse resuelto la travesía de esta carretera, en Teruel, mediante una vía de circunvalación, queda, prácticamente, sólo para el tráfico local entre ambos barrios, separados por la depresión de la rambla de S. Julián. Además, por su ubicación en el centro de Teruel, se convierte en un puente eminentemente urbano. La solución estructural estaba, por tanto, condicionada por este aspecto.

La situación de los edificios y calles situados bajo el viaducto, obligaba a una posición fija de pilas y estribos, así como a sistemas constructivos que independizasen del suelo la ejecución de la superestructura (Figura 2). Al mismo tiempo, la referencia del viaducto de Hué, a menos de 50 m del proyectado, también establecía restricciones en la posición de pilas y en la distribución de luces posibles. De ahí que, en las bases del concurso, ya quedarán definidas (Figura 3). Se fijaba un tablero de 3 vanos, con luces de 51 + 117 + 63 m. Además, el ancho de la plataforma previsto, 20,40 m, debía resolverse con un único tablero, con el fin de no duplicar el número de fustes por cada pila.

La panorámica, desde el antiguo viaducto, del paisaje montañoso del Norte de Teruel forzaba, para no ocultarla, a que la solución fuera esbelta, con cantos mínimos, e incluso, a que la rasante del nuevo viaducto quedara horizontal y situada por debajo de la del antiguo, lo que obligaba a introducir en los entronques de la obra con el viario existente, rampas de pendiente apreciable, dado



Foto 2.

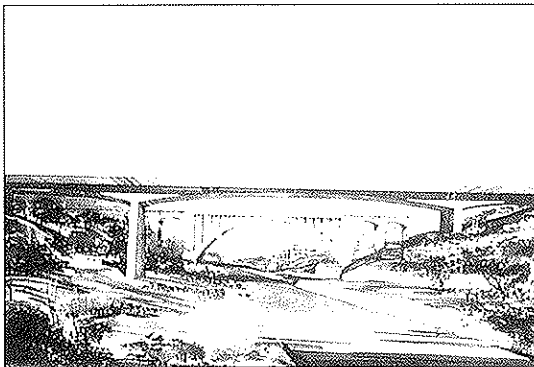


Foto 3.

que la topografía de la zona hubiera requerido una rasante más elevada e inclinada.

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Bajo estos condicionantes, sólo se ha podido actuar sobre la tipología de la sección transversal, forma de las pilas, condiciones de apoyo y proceso constructivo, resultando una estructura consistente en un pórtico continuo de 3 vanos, con las luces fijadas, empotrado en las dos pilas y apoyado en estribos, de canto variable parabólicamente, entre los 2,50 m en el centro del vano principal y en estribos, hasta los 6,00 m en el empotramiento con las pilas, que representa una variación de la relación luz/canto, entre 48 y 20 (Figura 4).

La sección transversal se organiza en cajón monocelular, trapecial, de cuyo lado superior, de 10 m de ancho, arrancan voladizos, de 5,00 m de longitud, para alcanzar el ancho total exigido de 20 m. La elección del cajón monocelular único, presenta un mejor aspecto estético, con relación a la solución con duplicidad de cajón, al mismo tiempo que permite reducir el plazo de ejecución. Tal idea ya estaba recogida en las bases del concurso, pero, se puede conseguir una mejora mayor si se inclinan las almas, lo que se ha preferido en este caso. En efecto, el canto aparente de la estructura disminuye cuando se inclinan los paramentos exteriores verticales, aumentando la sensación de esbeltez.

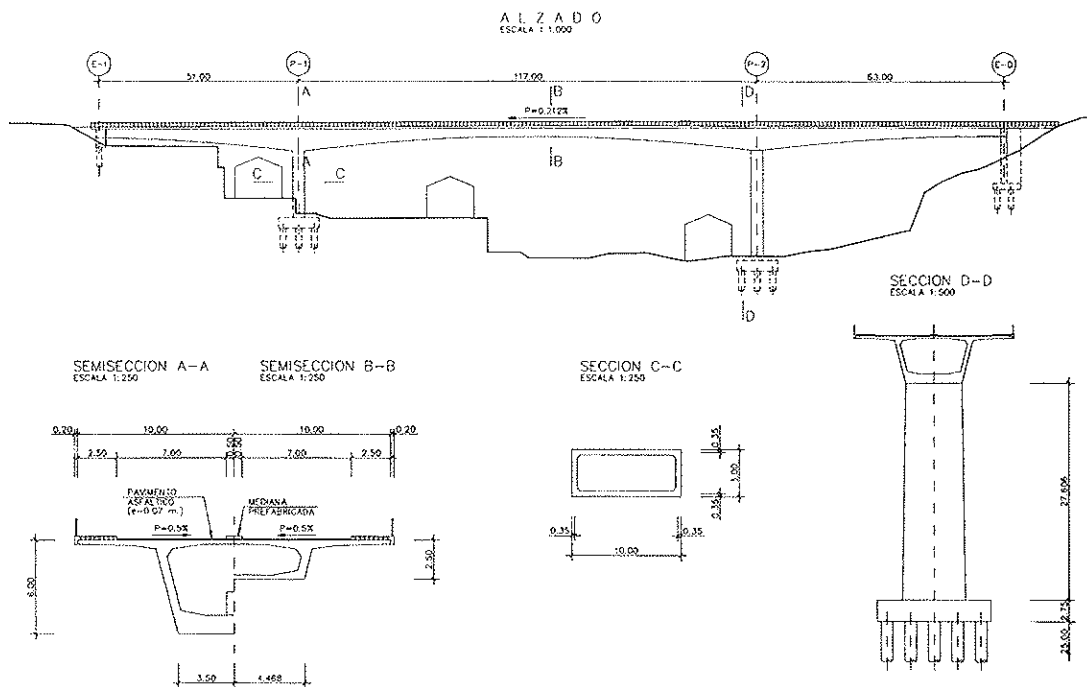


Fig. 4. Plano general del puente.

De las dos soluciones posibles para la inclinación, con ángulo constante, lo que implica variar el encho inferior del cajón, o con ángulo variable para mantener constante el ancho, se ha preferido la primera alternativa por la sencillez de los encofrados necesarios, y por dar lugar a un ancho inferior decreciente hacia las pilas, lo que permite disminuir el ancho de éstas, en su enlace con el tablero. Esta reducción permite disponer un talud transversal en las pilas, sin llegar a dimensiones excesivas a nivel del suelo, aumentando la sensación de estabilidad y seguridad de la pila alta.

Como consecuencia de la inclinación constante de las almas y la variación de anto, el ancho inferior varía entre los 7,00 m en empotramiento sobre pilas, hasta 9,00 m, aproximadamente, en el centro del vano. El espesor de las almas es constante, igual a 55 cm.

La losa superior del cajón tiene una sección constante en toda la longitud de la estructura, con su tramo central, de 5,00 m de longitud y 28 cm de espesor, doblemente acartelado en sus dos extremos. El canto máximo de las cartelas es de 55 cm, tanto en los encuentros de este tramo central con las almas, como en los arranques de los voladizos. Estos son también de canto variable, con dos planos de inclinación, desde el máximo en el arranque hasta los 26 cm del extremo.

En cuanto a la losa inferior, es de espesor variable, con un máximo de 1,50 m en el encuentro con la pila, y un mínimo de 0,25 m en el centro del vano principal y en estribos, buscando el mayor aligeramiento posible de peso propio en el centro, y la sección necesaria para resistir el ele-

vado flujo de compresiones de esta losa, en la unión con las pilas.

El pretensado longitudinal del tablero está constituido, todo él, por cables de 12 torones, de 15 mm de diámetro, descompuesto en 15 familias de cables de voladizo, situadas en la losa superior del cajón; un pretensado de continuidad en la losa inferior, en la zona central del vano principal, formado por 7 familias de cables; y un pretensado de refuerzo, en los vanos laterales, dispuesto en las almas y losa inferior del cajón.

Por la longitud de los vuelos de la losa superior, 5 m, y su canto en arranques, reducido a 55 cm, por razones estéticas y de aligeramiento, se decidió resolver las flexiones transversales de esta losa mediante un pretensado transversal, de extremo a extremo de la losa, y en toda la longitud de la estructura, formado por cables de 6 torones, de 13 mm de diámetro, separados entre sí a una distancia media de 70 cm.

Las distintas longitudes de dovela, junto con la variación del trazado en plana de unas familias a otras de los cables de voladizo, obligó al estudio y dibujo de 258 secciones transversales diferentes del cajón, en las que se situaba cada uno de los cables del pretensado transversal, con el fin de adaptar el trazado de éstos para eliminar los encuentros con los de las familias de voladizo (Figura 5). El dibujo de todas estas secciones fue posible gracias a un programa comercial de CAD, reformado con unas aplicaciones de desarrollo, que permitían automatizar el proceso. Al final, el trazado de los 346 cables transversales se pudo resolver con siete tipos diferentes, únicamente.

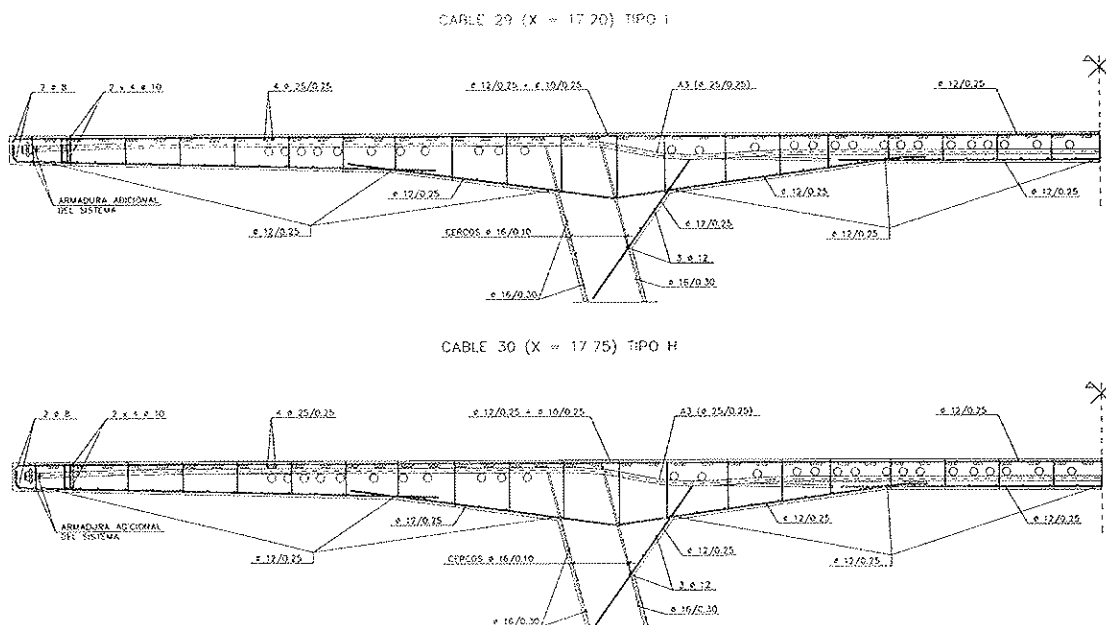


Fig. 5. Sección longitudinal cable de pretensado transversal.

Respecto a las pilas, sus fustes son de 17,90 y 27,60 m de altura, respectivamente. La sección transversal es un cajón monocelular, rectangular, con la dimensión coincidente con el eje del puente, constante de 3,00 m, y la transversal al puente ataluzada, con inclinación de las caras de 26/1, resultando una dimensión mínima de 7,00 m en coronación y unos máximos de 8,0 y 8,5, respectivamente, en las bases. El espesor de las paredes es constante, de 35 cm en toda su altura, con cartelas de 20x20 en las cuatro esquinas interiores del cajón.

Dentro del tablero, en correspondencia con las caras transversales de las pilas, se dispusieron dos diafragmas de rigidización verticales, de 70 cm de espesor, provistos de un paso de hombre para permitir el acceso y visita al interior de todo el tablero. La elección de la disposición vertical de estas riostras, frente a las inclinadas, formando celda triangular con la zona de losa inferior situada entre ellas, viene impuesta por su mayor facilidad de ejecución, unido a que, para la morfología de pila utilizada, la celda triangular no presenta ninguna ventaja apreciable, respecto a la solución de riostras verticales, para los estados tensionales que se van a producir en el encuentro pila-dintel.

La cimentación de las pilas y estribos se realizó mediante encepados apoyados, sobre 15 pilotes, de 1,50 m de diámetro y 25 m de longitud media, para las pilas; 4 pilotes de 1,25 m de diámetro y 20 m de longitud, para el estribo izquierdo, y 12 pilotes, de 1,25 m de diámetro y 25 m de longitud, para el estribo derecho.

El cálculo de la estructura se efectuó teniendo en cuenta, además de las acciones indicadas en la Instrucción de puentes, la acción del paso, seis veces al año, por el viaducto, de un tropel incontrolado, ya que el Nuevo Viaducto servirá también para el paso de los típicos encierros del "Toro enmaromado" de Teruel, sustituyendo también en esta labor al viaducto de Hué.

PROCESO CONSTRUCTIVO

Los estribos se realizaron con encofrados tradicionales, mientras que para las dos pilas se utilizaron encofrados trepantes, con altura de puesta de 5 m, por lo que fueron necesarias 4 y 6 puestas, respectivamente, para cada pila.

La dovela 0, de 10 m de longitud total, se hormigonó mediante cimbra apoyada directamente en la coronación de las pilas, en unas ventanas dejadas para ello, y que posteriormente servirán para alojar los focos de la iluminación ornamental inferior del puente.

El resto del tablero se construyó por avance en

voladizo, mediante 15 pares de dovelas, hormigonadas in situ, con longitudes variables de 3,00 a 4,25 m. Se apoyó en estribos mediante dos dovelas de 2,50 y 6,00 m de longitud, hormigonadas sobre cimbra tradicional, y se cerró la clave mediante la dovela central, de 3 m, hormigonada utilizando los propios carros de avance de los voladizos (Figura 6).

Las cuantías de los materiales utilizados en el tablero han sido:

Hormigón:	0,82 m ³ /m ² .
Acero Activo:	40 Kg/m ² .
Acero Pasivo:	102 Kg/m ² .

PROYECTO DE ORNAMENTACION

El cierre en clave y por tanto la terminación de la estructura, se realizó en noviembre de 1991, 25 meses después de su comienzo.

En el proyecto de ejecución, se definía un acabado final de la plataforma, utilizando para los elementos ornamentales, tales como farolas, impostas y barandillas, elementos sencillos del mismo tipo de los utilizados por el Excmo. Ayuntamiento de Teruel, en las zonas próximas al viaducto, de forma que se integraran en el conjunto, consiguiendo un aire moderno en armonía con la estructura construida y que no pretendieran competir con sus homólogos del viaducto de Hué, de formas más clásicas y consonantes con el magnífico arco central que lo caracteriza.

Se pretendía, en suma, una ornamentación que no desfigurase la morfología de la nueva estructura y que, al mismo tiempo, ocultase lo menos posible la panorámica, desde el viejo viaducto, del paisaje Norte que circunda a la Ciudad, lo que había obligado ya a bajar su rasante.

Sin embargo, polémicas locales de orden estético, surgidas en contra de la nueva obra, han llevado a la realización de un nuevo proyecto de ornamentación del Nuevo Viaducto, en el que con criterios opuestos a los mantenidos en el proyecto de ejecución, se ha sometido al viaducto a una de-

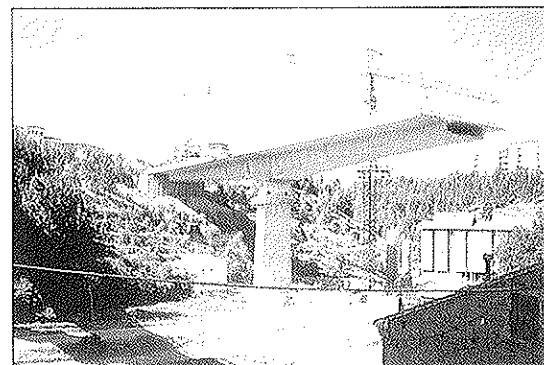


Fig. 6.

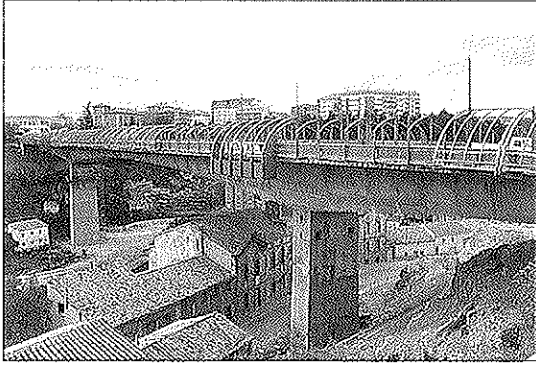


Fig. 7.

coración de escasa armonía con la idea estructural construida (Figura 7).

EQUIPO TECNICO

Autores del Proyecto:
M. Juliá Vilardell y L. Carrillo Gijón.
Director de Obra:
D. Jesús Iranzo.
Empresa Constructora:
Cubiertas y MZOV, S.A.
Sistema de Pretensado:
Freyssinet
Asistencia Técnica:
Servicio Técnico de Cubiertas.

RESUMEN

Se describe el Nuevo Viaducto de Teruel construido por el método de avance en voladizo, con dovelas hormigonadas "in situ". Consta de tres vanos, de luces 51 x 117 x 63 m, con dos pilas de 17,9 y 27,60 m de altura. El canto del tablero varía entre 2,50 y 6,00 m.

La singularidad de la obra reside en la anchura del tablero, de 20 m, resuelto con un solo cajón monocelular, con la losa superior formada por un vano central, de 10 m de ancho, y dos voladizos de 5 m, a ambos lados. La flexión transversal de esta losa superior se soluciona mediante pretensado transversal.

SUMMAR

The New Teruel Viaducto is described, constructed by the balanced cantilever method with in situ concrete segments. The three spans have lengths of 51 m + 117 m + 63 m, with two piers 17,90 and 27,60 m in height. The deck depth varies between 2,50 m and 6,00 m.

The point of interest of this structure lies in the 20 m wide deck formed by a single 10 m wide box girder with 5 m cantilevers on each side. Transversal prestressing was used for the transverse bending.

* * *

NUEVA PUBLICACION DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE

"INDICES DE DISPOSICIONES RELACIONADAS CON LA EDIFICACION. Legislación de las Comunidades Autónomas"

Esta publicación mantiene la idea básica de recoger toda la normativa vigente relacionada con la edificación, pero en esta octava edición, y dado el enorme material normativo procedente de las Comunidades Autónomas, se ha considerado oportuno elaborar dos publicaciones independientes: una dedicada a la legislación del Estado, que se presentó el pasado mes de enero, y otra dedicada a la legislación de las Comunidades Autónomas, que es la que ahora se presenta.

Este trabajo, que actualiza la edición anterior,

pone a disposición del profesional un índice selectivo de la legislación vigente que afecta al sector de la edificación.

Ordenado alfabéticamente por Comunidades Autónomas, cada una de ellas se estructura en varios apartados, cuya denominación coincide con los apartados en los que se ordena la legislación del Estado.

Los interesados en adquirir este libro, deberán dirigirse, por escrito o telefónicamente, a:

"Centro de Publicaciones del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente".
Paseo de la Castellana, 67
28071 Madrid
Tel.: 597 64 49

NUEVA PUBLICACION
MANUAL H.P.7-92
**RECOMENDACIONES PARA LA
CONSERVACION DE PUENTES
PRETENSADOS**

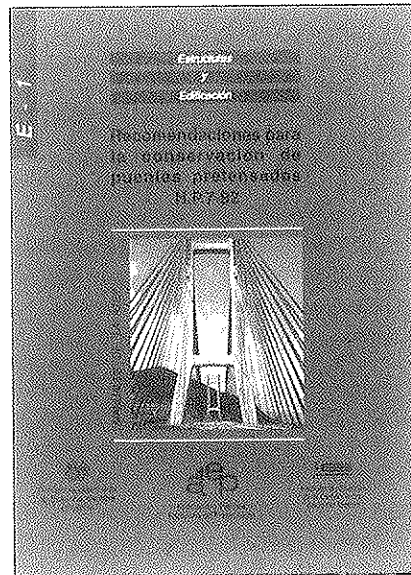
Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las obras pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio, se ha editado ahora el Manual H.P. 7-92, con el título "Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados".

La necesidad de la conservación de las obras, cualquiera que sea su tipo y el material utilizado en su construcción, nace del inevitable deterioro que sufren en el transcurso del tiempo, y de las propias deficiencias inherentes, tanto a su proyecto como a su construcción, que se ponen de manifiesto, así mismo, a lo largo del tiempo. Por otra parte, la conservación permite también evitar la progresión de los daños hasta situaciones en que puede llegar a ser muy costosa, o incluso imposible, la reparación de la obra.

Pero no es esto sólo. Ocurre, además, que la conservación, tomada en su más amplio sentido, es fuente importantísima de enseñanzas para el proyecto, la construcción y la propia conservación de las futuras obras, evitando la repetición de errores.

Por todo ello, y a falta de una normativa oficial específica sobre el tema, se ha considerado de la mayor importancia preparar este Manual, con las recomendaciones necesarias para conseguir una buena conservación de los puentes pretensados, salvándose así la laguna hasta ahora existente en nuestro país en relación con este problema que en la actualidad tanto preocupa a todas las naciones del mundo, como lo demuestra la numerosa bibliografía existente sobre el particular y el que, en diversas Organizaciones y Reuniones Internacionales, la conservación de estas construcciones se haya elegido como tema fundamental de estudio.

Por otra parte, se ha estimado también interesante recoger en este Manual las oportunas recomendaciones para la mejor



aplicación de la técnica del pretensado en la realización de reparaciones y refuerzos de puentes.

Es evidente que, en numerosas ocasiones, se recurre a este tipo de actuaciones como a una operación más de la conservación. Y también lo es que la utilización del pretensado en estos casos, constituye uno de los medios más eficaces y de más creciente uso, con amplias aplicaciones en estructuras construidas con toda clase de materiales.

El precio de este Manual, de 166 páginas, tamaño DIN-A 4, con numerosas fotografías y tablas, es de DOS MIL QUINIENTAS PESETAS, IVA incluido, (VEINTIUN DOLARES USA, para el extranjero). No obstante, como siempre, a los Miembros de la A.T.E.P. se les concede un sensible descuento y podrán adquirir cuantos ejemplares deseen, al precio especial de MIL QUINIENTAS PESETAS, IVA incluido, (TRECE DOLARES USA, para el extranjero) cada uno.

Los pedidos deben dirigirse a esta Asociación Técnica Española del Pretensado, Apartado 19002, 28080 Madrid.

Debe tenerse en cuenta que, de conformidad con las normas al efecto establecidas, sólo podrán ser atendidas aquellas peticiones que vengan acompañadas, bien de cheque extendido a nombre de la Asociación por el importe total del pedido formulado, o bien de copia de la correspondiente orden de transferencia efectuada a la cuenta que la A.T.E.P. tiene abierta, con el número 1560/271, en la sucursal de Potosí, calle Bolivia nº 11, 28016 Madrid, del Banco Español de Crédito.

Viaducto de La Cartuja

José Ignacio González Esteban
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Servicio técnico F.C.C.

Entre las obras de infraestructura realizadas en Sevilla con motivo de la celebración de la Expo'92, se encuentra el cierre de la autovía de circunvalación S-30. Formando parte de la misma, se construyó el acceso Camas-San Lázaro II, que cruza la isla de La Cartuja, en el que se encuentra el tramo denominado Paso del Alamillo, en el que se incluyen dos puentes singulares, el puente del Alamillo, sobre el Meandro de San Jerónimo, y el viaducto de la Cartuja, objeto de esta comunicación, en la isla de La Cartuja.

El trazado del Paso del Alamillo discurre frente a la puerta Norte de la Exposición Universal, separando a ésta del parque metropolitano situado al norte de la isla, estando situada la rasante a unos diez metros por encima del terreno; por lo que, para no dividir en dos la isla, se planteó la construcción de un viaducto, que evitara dicho corte.

El proyecto base del mismo es de Santiago Calatrava. Previamente a la construcción se realizó, por el servicio técnico de FCC, un proyecto constructivo, con el fin de mejorar determinados aspectos estructurales, de simplificar las operaciones constructivas, y de permitir una construcción sistematizada, que permitiera la realización del mismo en un corto espacio de tiempo, ya que la obra debía de cumplir los plazos condicionados por la exposición.

Con una longitud de 526,5 m, el viaducto de la Cartuja está constituido por 24 vanos, distribuidos en 20 tramos centrales de 24 m, dos laterales de 18 m, y dos voladizos extremos de 5,25 m, no existiendo juntas intermedias. El canto del tablero es de 4,3 m (figura 1)

En sección transversal, el tablero queda configurado por un arco circular, de 10,6 m de radio interior, que se completa con cuatro voladizos: dos, en la parte superior, forman la calzada, con dos carriles por sentido, y un ancho total de 26,10 m; otros dos voladizos, en la parte inferior, sirven de pasos peatonales, con una anchura de 4,4 m cada uno (figura 2).

El tablero conforma una bóveda cilíndrica, que presenta dos grupos de perforaciones cilíndricas. El primer grupo se sitúa en la mediana, con perforaciones de 1,80 m de diámetro y 3,0 m de separación entre ejes; el segundo está situado en las almas, con perforaciones horizontales de igual diámetro y separación (figura 3).

Tanto la bóveda como los voladizos son de espesor fuertemente variable, oscilando, en la bóveda, entre 1,5 m en riñones y 0,3 en clave; y en los voladizos, entre 1,0 y 0,3 m el superior y entre 0,8 y 0,15 el inferior.

El tablero se apoya sobre parejas de pilas, de unos 6 m de altura, inclinadas 53° con la horizontal, de sección elíptica variable, entre 1,4 y 3,5 m, empotradas en sendas cimentaciones formadas por dos elementos de pantalla, en las que los empujes horizontales se autoequilibran mediante tirantes pretensados que unen cada pareja de cimentaciones. La separación transversal entre apoyos del tablero es de 18,6 m, siendo la separación entre arranques de pilas variable entre 24,5 y 27,4 m (figura 4).

El pretensado del tablero está formado por tres familias de cuatro tendones, de 12 ϕ 0,6 por familia, que debido a la peculiar geometría del tablero presenta curvaturas importantes.

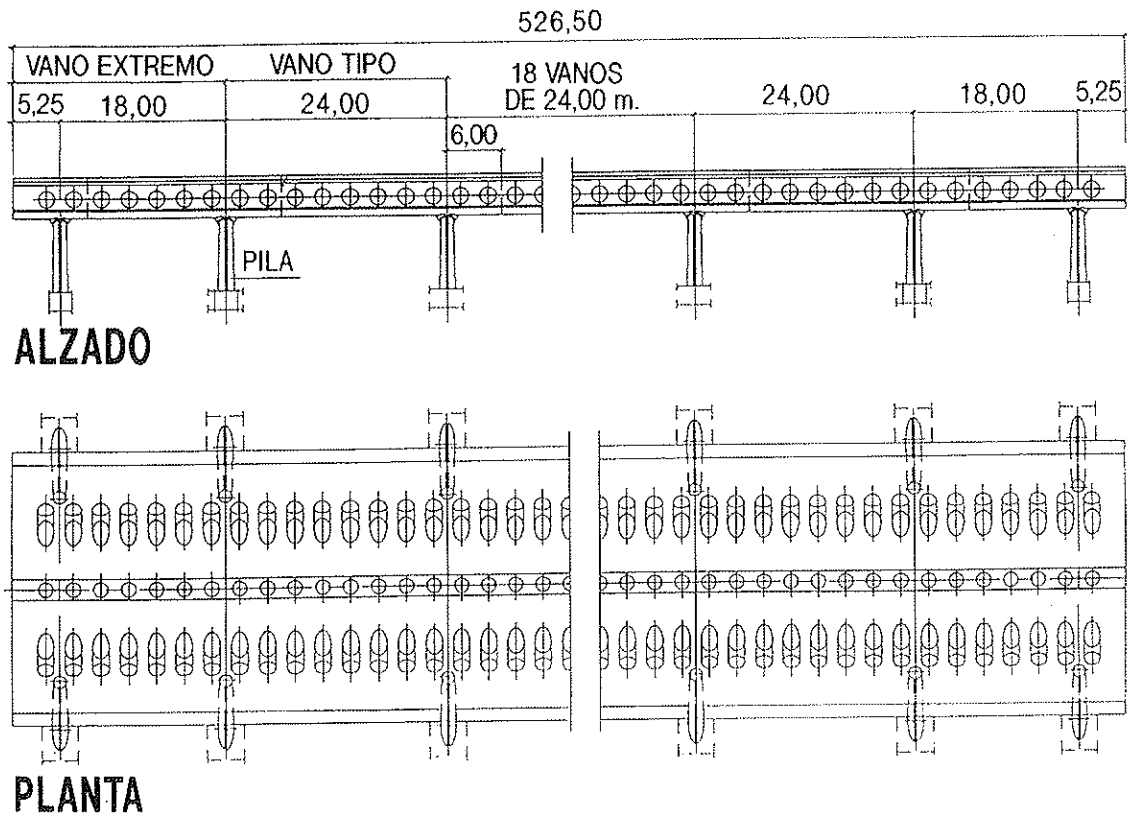


Figura 1. Planta y alzado.

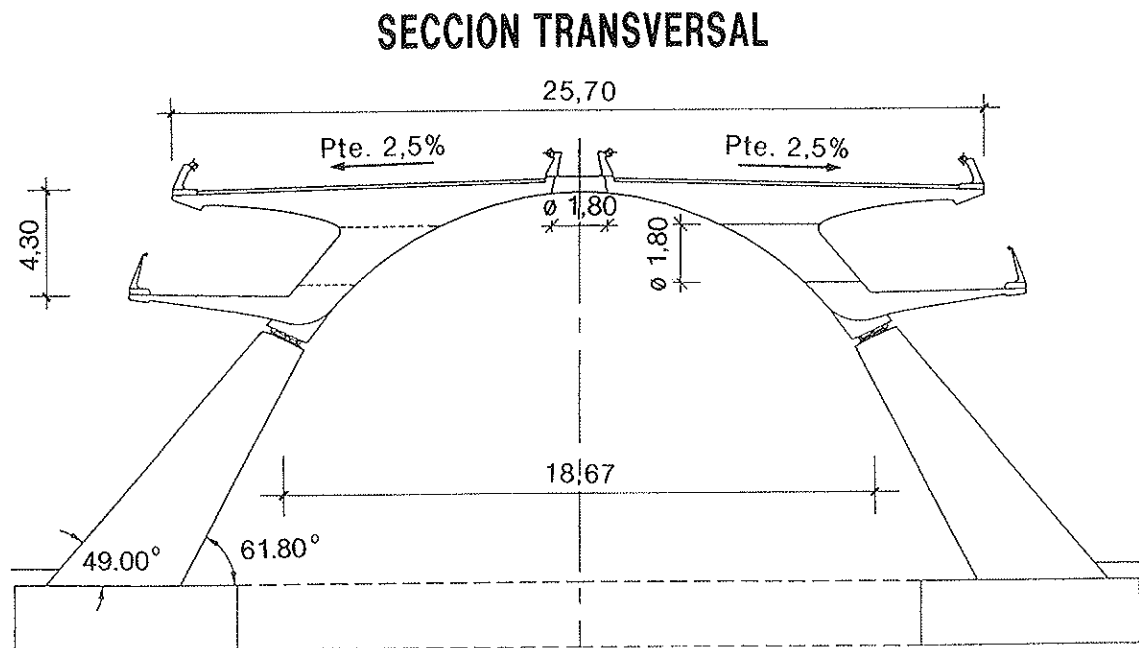


Figura 2. Sección transversal.



Figura 3. Vista inferior.

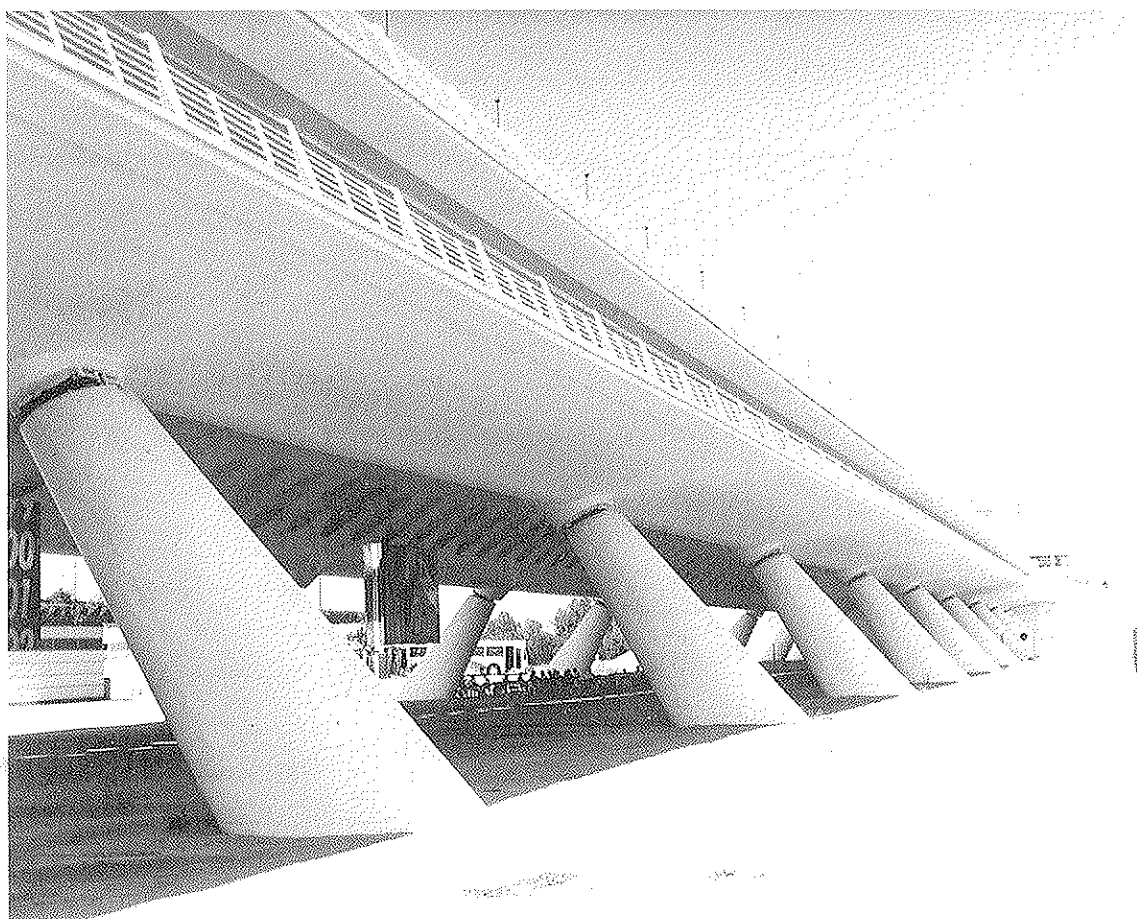


Figura 4. Vista lateral.

Debido a la longitud del viaducto y a lo complicado de la geometría de sus elementos, la construcción del mismo se planteó intentando sistematizar al máximo todas las operaciones constructivas.

Con este fin, se realizó un proyecto de construcción con el objetivo de simplificar la misma, produciendo elementos repetitivos y maniobras sencillas, evitando singularidades, permitiendo ciclos constructivos reducidos y aprovechando al máximo la repetición de fases que presentaba el tablero.

Las modificaciones principales respecto del proyecto base fueron:

Supresión de las juntas de dilatación intermedias, eliminando dos fases singulares que presentaban una especial complicación, debido a la existencia de apoyos a media madera, inclinados, mejorando el aspecto estético del puente.

Racionalización y simplificación del pretensado; se diseñó un pretensado nuevo en el que se unificaron trazados de tendones, evitándose las discontinuidades existentes en el trazado original,

mejorándose la accesibilidad de los anclajes y reduciéndose a la tercera parte su número, manteniendo la potencia de los tendones, con la correspondiente reducción del tiempo de tesado y de los puntos singulares en el encofrado y ferrallado.

Se modificaron las formas de algunos elementos para mejorar las operaciones de encofrado y desencofrado, sin alterar la estética del puente. Los cambios principales correspondieron a los aligeramientos de almas y clave.

Como consecuencia de la supresión de juntas, resultó un tablero de 526,5 m, con movimientos en apoyos de hasta 27 cm, y que debían de absorber los esfuerzos sísmicos del tablero en dirección longitudinal y funcionar como rótulas en dirección transversal.

El condicionante de desplazamiento longitudinal, llevaba a apoyos deslizantes en las pilas extremas; por lo que se eligieron para las mismas apoyos de neopreno confinado, deslizantes (pot).

Para las pilas centrales se estudió una solución de apoyos de neopreno; pero concentraban en pocas pilas el esfuerzo sísmico de todo el tablero, y

eran incapaces de resistirlo. Al no encontrarse una solución satisfactoria, se diseñó un apoyo especial, igual para todas las pilas.

El apoyo consiste en un pot unidireccional, para conseguir la articulación transversal en el que se disponen, entre la placa superior y la inferior del apoyo, cuatro muelles de neopreno que actúan en dirección longitudinal (figura 5).

Los muelles permiten desplazamientos importantes, absorbiendo los esfuerzos sísmicos longitudinales, siendo de rigidez variable, con el fin de controlar los esfuerzos inducidos en las pilas. La variación de la rigidez se obtiene variando la dureza de la goma.

2. CALCULO

2.1. TABLERO

El viaducto tiene una tipología singular que impide realizar un cálculo convencional. El tablero, en sección abovedada, con apoyos puntuales y una relación luz/ancho próxima a 0,8, obliga a realizar un cálculo mediante el método de los

elementos finitos (M.E.F.), necesidad que se ve aumentada por la existencia de los aligeramientos existentes en almas y clave.

Con el fin de analizar las tensiones que aparecen en los puntos críticos del tablero, se realizó pues un análisis por el M.E.F. para las hipótesis más desfavorables.

Dada la laboriosidad de este estudio, se optimizó el procedimiento de cálculo teniendo en cuenta que:

- La estructura es igual en todos los vanos intermedios, lo que permite el análisis de uno de ellos y la aplicación de condiciones de borde de simetría y antimetría, para simular el efecto de cargas, en el resto.
- Para la obtención de esfuerzos con un mínimo de fiabilidad es necesaria una discretización fina, que conlleva a un elevado número de elementos.
- El número de hipótesis de carga necesarias para analizar las distintas hipótesis de sobrecarga mediante simetrías y antimetrías, especialmente en el caso del carro, crece al disminuir el tamaño de la estructura analizada.

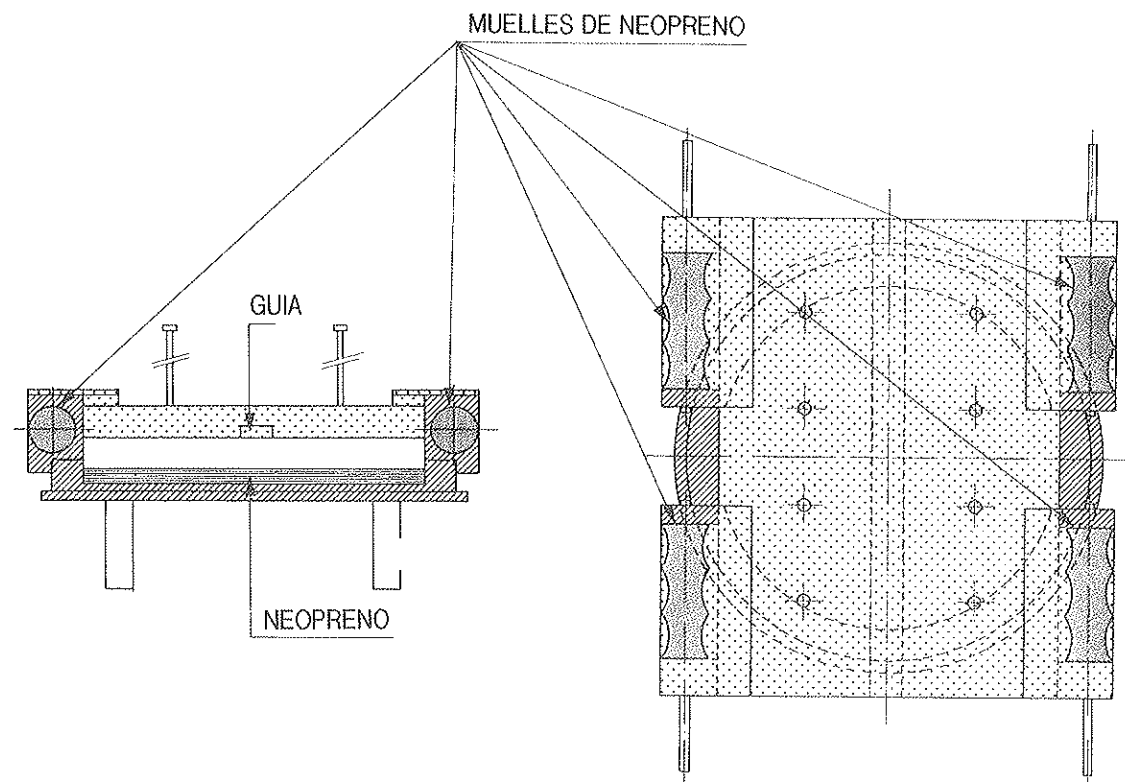


Figura 5. Aparato de apoyo.

Con el fin de lograr un equilibrio entre los distintos factores que intervenían en el proceso de cálculo, se procedió al análisis de una longitud de tablero correspondiente a tres vanos, mediante una malla de elementos poco tupida, de forma que el número de hipótesis de simetría y antimetría necesaria se reducía al mínimo. A continuación, se analizó una subestructura de la misma, correspondiente a un cuarto del vano (cortado por el eje longitudinal y los planos transversales por pilas y centro de la luz) con una malla más fina, aplicando en los bordes de la subestructura los desplazamientos obtenidos para cada hipótesis en la estructura global, es decir, fijando las condiciones de contorno deducidas del cálculo general.

De esta forma se obtiene, para los tres vanos, la misma precisión de cálculo que con malla fina, limitando el número de hipótesis de carga y el número máximo de elementos, que en nuestro caso llega a 2156 en el modelo global y 1890 en la subestructura.

Los resultados obtenidos se representaron gráficamente, procesándose numéricamente mediante varios programas auxiliares, específicamente realizados para este proyecto, lo que permitió tratar varios miles de resultados en un corto espacio de tiempo.

Las singularidades más importantes del cálculo fueron:

- Empleo de subestructuras.
- Aplicación de pretensado curvo a un modelo de Elementos Finitos, para lo que se realizó un programa específico.
- Obtención gráfica de tensiones y desplazamientos (figura 6).
- Obtención automática, en los puntos de cálculo, de:

Envolveres de tensiones.

Armadura necesaria en rotura por flexión.

Tensiones tangenciales y armadura necesaria en almas y voladizos.

Algunos de los resultados gráficos se recogen en la figura adjunta, en la que puede observarse:

- En una sección transversal, las tensiones se concentran en las zonas de cabeza de almas, apareciendo una variación tensional importante entre estas zonas y los extremos del voladizo superior.

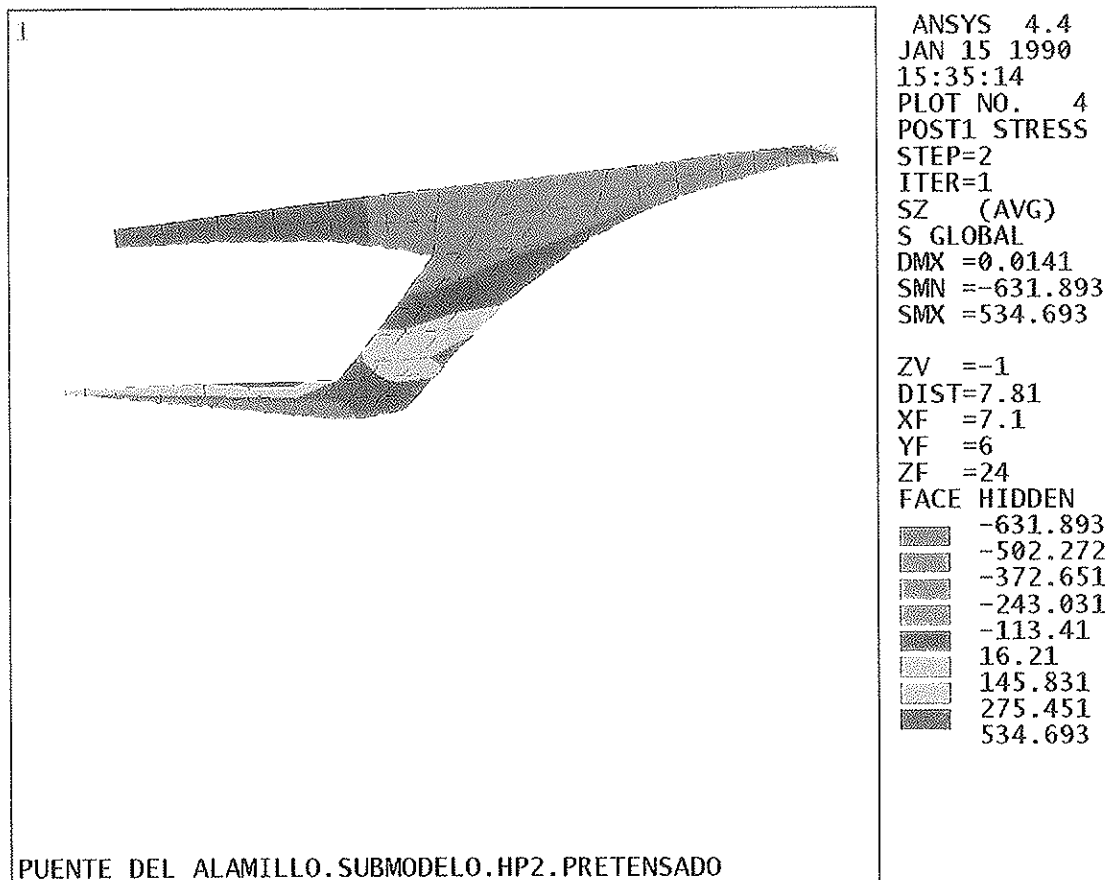


Figura 6. Tensiones longitudinales de pretensado

- En el voladizo inferior, se detectó una flexión horizontal importante que originaba que las variaciones de tensión entre la punta y el empotramiento del voladizo fueran del mismo orden de magnitud que entre la fibra superior e inferior del alma.
- Las compresiones longitudinales en el alma, debidas al pretensado, no se transmiten a las zonas entre aligeramientos, que quedan prácticamente sin tensión.
- La distribución de tensiones longitudinales y verticales se ve fuertemente afectada por la presencia de aligeramientos, detectándose tracciones en extremos diametrales de éstos y apareciendo también importantes concentraciones de tensiones en la zona próxima a apoyos de pila.
- En general, puede decirse que las variaciones locales de esfuerzos llegan a tener valores superiores a las debidas por flexión general de la estructura.

2.2. Pilas

El análisis de las pilas, que requería su dimensionamiento para varias alturas, así como la introducción de hipótesis de carga (sismo, viento, etc.) no consideradas para el tablero, se realizó mediante la modelización de un pórtico plano, correspondiente a la sección transversal de un vano, contrastándose con el estudio del tablero las hipótesis que coincidían en ambos.

De este análisis cabe destacar la gran sensibilidad de la estructura, ya que funciona transversalmente como un arco triarticulado en clave y apoyos, con una luz máxima de 30,8 m, modificándose sustancialmente los esfuerzos en pilas, tanto por la variación de la rigidez de la clave originada por la fisuración en la misma, como por los posibles giros o desplazamientos transversales de los encepados de la cimentación.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

3.1. Cimentación

Los módulos portantes tienen una sección de 3 x 0,8 m², con longitudes que varían, según los espesores de gravas, entre 9 y 16 metros. Las pilas 2 a 9 llevan tres elementos portantes; el resto, dos elementos.

Debido a la inclinación de las pilas y la conicidad de las mismas, las barras de espera debían de colocarse, cada una con la inclinación adecuada. Además, al ser de Ø32, sería problemático llevar-

las a su sitio posteriormente. Para solucionar esta dificultad se realizaron unas plantillas, separadas un metro, con los alojamientos de cada barra; de esta forma se hormigonaba con la seguridad de estar en el lugar y con la inclinación correcta y se evitaba que se moviesen durante el hormigonado. Debido a la fuerte inclinación de los fustes, tanto el encofrado como la armadura debían de mantenerse en posición, anclándolas al terreno mediante cable y tráctel.

3.3. Tablero

3.3.1. Sistemas de cimbra y encofrado

El elemento más característico y diferencial en la ejecución de un puente es la solución adoptada para el conjunto encofrado-cimbra que ha de soportar y moldear el hormigón del tablero.

Pronto se vio que la solución más idónea era la ejecución vano a vano, con cimbra trasladable; es decir, la adopción de un carro portaencofrado (figura 7), en base a que:

- La longitud del puente era relativamente alta.
- El número de vanos elevado.
- La sección transversal uniforme.
- La elevación sobre el terreno reducida.
- El plazo de ejecución bastante estricto.
- Se facilitaba el replanteo de los numerosos elementos singulares existentes, como los aligeramientos, tapas, etc.

Existía, no obstante, una cierta problemática en algunos puntos, como por ejemplo:

- La ejecución en una sola fase de los dos voladizos de cada lateral, al quedar ubicados a distinto nivel.
- El obstáculo que representaba, para el movimiento del carro, la inclinación y ubicación de las pilas bajo el tablero.
- La deficiente calidad del terreno superficial como soporte de las cargas concentradas del carro y la repercusión estructural de los asientos correspondientes.
- El desnivel diferencial entre rasante y terreno.

Por ello, los voladizos se resolvieron ejecutando, en segunda fase, el superior, con lo cual se evitaba la adopción de un carro de mayor complejidad; se mejoraba la accesibilidad, tanto para el

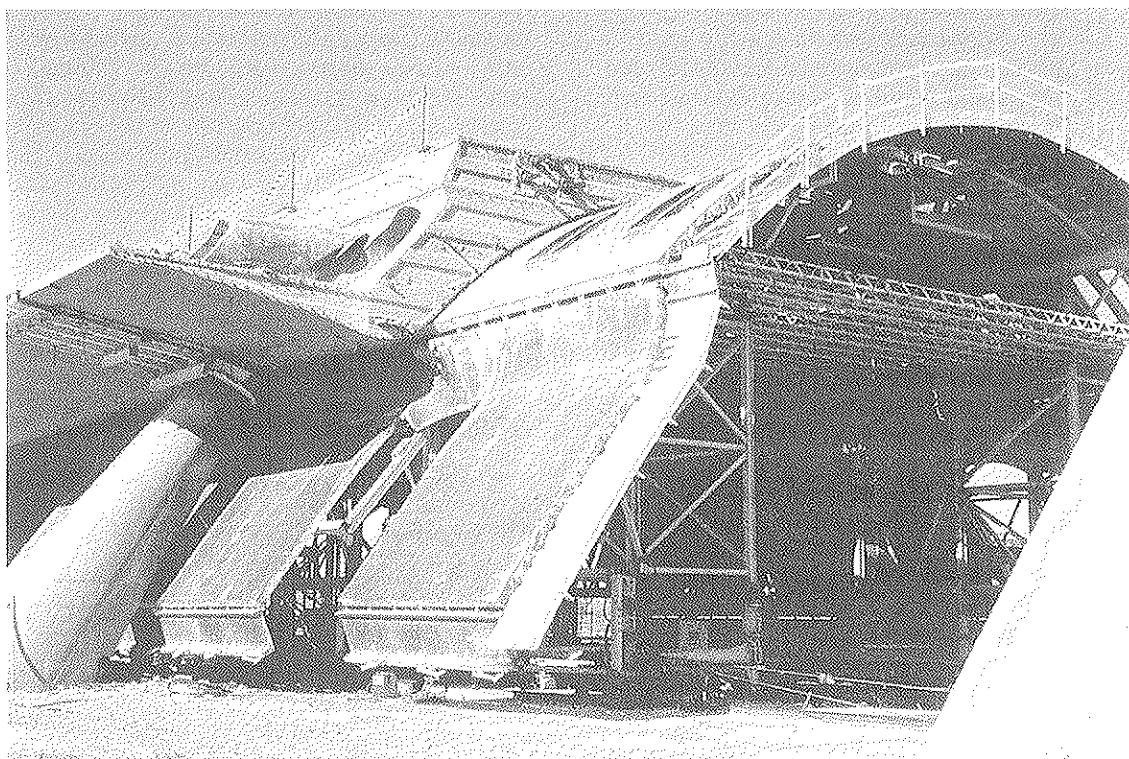


Figura 7. Carro porta encofrado.

montaje de la ferralla del voladizo inferior y del alma, como para el manejo del encofrado de los aligeramientos; se reducía al 80% el elevado volumen a hormigonar en una fase, 714 m³, repercutiendo en una menor necesidad de planta; se reducía también el plazo de ejecución del tablero, y, en fin, se incrementaba la mecanización de muchas de las operaciones repetitivas.

El obstáculo que suponían las pilas se solucionó, al menos parcialmente, abatiendo el encofrado del voladizo peatonal hasta poder salvarlas.

La cimentación de las elevadas cargas puntuales del carro, se resolvió mediante placas prefabricadas de hormigón, colocadas sobre la explanada compactada.

Por ello, las primeras pilas se instrumentaron, al objeto de conocer durante el hormigonado la transferencia de cargas existente sobre ellas; transferencia motivada por el asiento de la cimentación donde se apoya el carro portaencofrado.

Para la ejecución del voladizo superior se diseñó un pequeño carro que se trasladaba rodando directamente sobre el voladizo inferior. Durante el hormigonado, se sujetaba al hormigón del alma, mediante pernos de anclaje, colocados en la primera fase de hormigonado, y se apoyaba en una única fila de apoyos, próxima al empotramiento del voladizo inferior, por consideraciones

de resistencia. Para evitar giros de conjunto que incrementasen la flecha en el voladizo, se dispusieron inferiormente unas ruedas telescópicas, que reaccionaban contra el hormigón del alma, colocándose también unos puntales, a borde de voladizo, para controlar la flecha y alineamiento.

3.3.2. Posicionado del carro

El desplazamiento del carro se realiza, de forma automática, mediante cilindros hidráulicos acoplados entre ruedas delanteras y carril de rodadura.

Una vez desplazada la cimbra a su nueva posición, se procede al levantamiento del carro mediante el accionamiento de gatos hidráulicos, se colocan debajo de los apoyos los gatos de arena y, posteriormente, los voladizos laterales se levantan mediante cilindros hidráulicos.

La cimbra se ancla al tramo anteriormente hormigonado, para evitar el escalonamiento en la junta.

3.3.3. Ferrallado

Es claro que, en una obra tan repetitiva como la que nos ocupa, conviene mecanizar el proceso

todo lo posible, tanto el cimbrado como la colocación de ferralla, y ello especialmente porque, además de racionalizar la ejecución, el ferrallado es la actividad donde, dada su duración, más se pueden recortar los plazos críticos de la obra. En consecuencia, se prefabricó al máximo la ferralla realizando un premontaje parcial en tramos de 12 m, 50% del vano, sobre camas dispuestas en los laterales de la traza (figura 8).

Se prefabricaron tanto las jaulas de almas, con sus vainas de postesado incluidas, como las de las losas de voladizos, resolviendo además, indirectamente, los fuertes problemas de accesibilidad existentes en algún caso en el supuesto de ferrallado «in situ». El montaje de los paneles se realizó mediante balancín, ejecutándose ya «in situ» los solapes y montaje de la armadura complementaria.

Los solapes de armadura en juntas de construcción se eliminaron mediante la colocación de manguitos tipo Lenton en todos aquellos casos de diámetros altos o de ubicaciones molestas para el montaje de la ferralla prefabricada.

3.3.4. Hormigonado

Se realizó con dos bombas sobre camión, controlando que la cantidad que se vertía a cada lado era la misma y simétricamente dispuesta.

El hormigonado comenzaba por las almas, hasta una altura superior a la de los aligeramientos; a continuación, se hormigonaba el voladizo lateral inferior y posteriormente se completaba la bóveda, hasta coronación, por bandas transversales.

El volumen que había que hormigonar en esta primera fase era de 570 m³ por vano, realizándose su puesta en obra en 10 horas. En voladizos superiores, correspondientes a segunda fase, era de 144 m³.

3.3.5. Tesado

El pretensado de cada vano está formado por 12 tendones, cada uno formado por 12 torones de 0,6", y con una longitud de 32 a 37 metros.

Los torones que había que tesar se enfilaban previamente al hormigonado. En los conductos que no se tesaban ni enfilaban, por corresponder la mayor parte de su trazado al tramo siguiente, se tenía la precaución de colocar, por su parte interior, una tubería de polietileno, de diámetro similar al de la vaina, a fin de evitar que una perforación inutilizase el conducto rellenándolo de lechada.

Las resistencias que se obtenían a las 60 horas eran superiores a los 250 Kp/cm², momento en el que se realizaba el tesado al 60% de la carga, procediéndose a continuación al descimbrado.

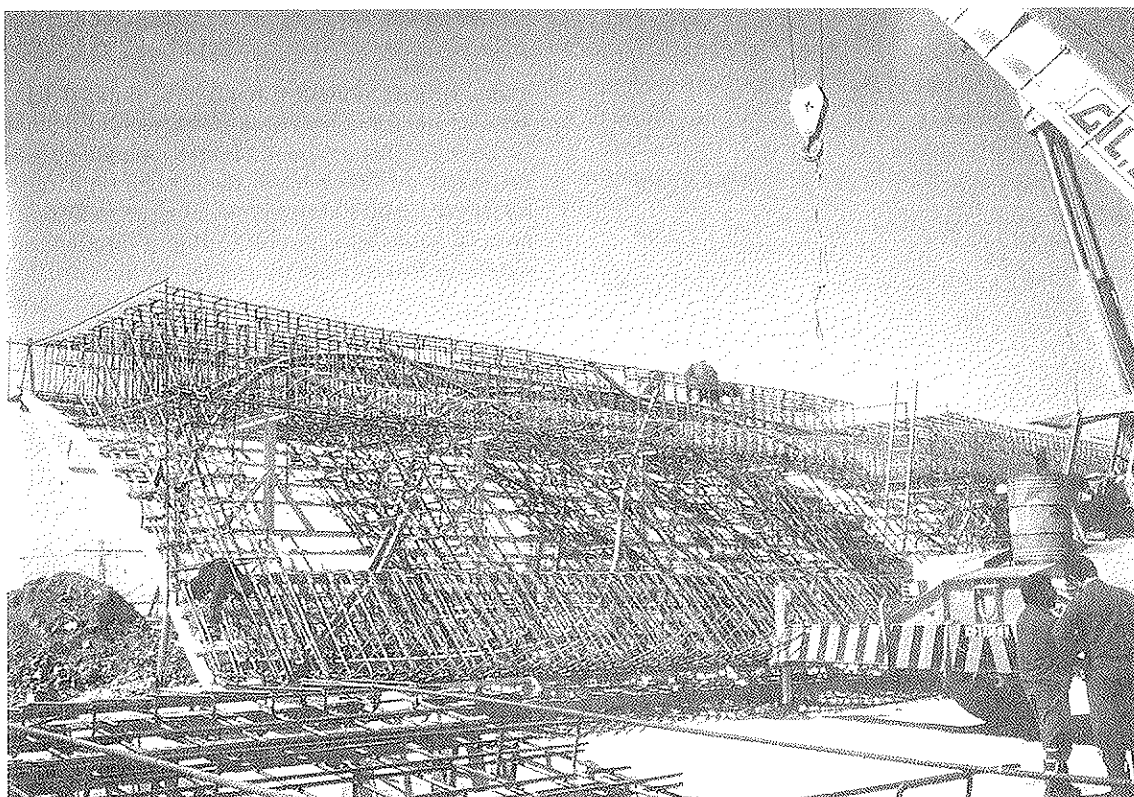


Figura 8. Prefabricación de ferralla.

4. INSTRUMENTACION Y CONTROL

4.1. Transferencia de cargas tablero-pilas

Según se comentó anteriormente, se instrumentó una pareja de pilas, al objeto de determinar la influencia del asiento del carro portaencofrados en la transferencia de carga sobre las pilas durante el hormigonado.

Las pilas instrumentadas fueron las P-2, colocando dos extensómetros de cuerda vibrante por pila, en las generatrices de máxima y mínima pendiente. Se apreció la reducida influencia del asiento del carro durante el hormigonado, así como el lógico incremento de carga tras las operaciones de descimbrado, en especial tras la apertura de los gatos de arena.

4.2. Movimientos de pilas

La acusada sensibilidad de la estructura a los movimientos de la cimentación aconsejó establecer, en todas las pilas, el control de giros del encepado y el control de desplazamientos transversales en cabeza y arranque de pila.

El control de movimientos verticales (giros encepado) se ha realizado por topografía y el de desplazamientos transversales relativos, mediante medidas de convergencias con cinta invar.

5. RESUMEN DE MATERIALES

Hormigón	=	0,812 m ³ /m ²
Armadura activa	=	5,94 Kg/m ²
Armadura pasiva	=	88,4 Kg/m ²

Administración propietaria: Junta de Andalucía.

Constructora U.T.E.: Fomento de Construcciones y Contratas, S.A. y Dragados y Construcciones, S.A.

Proyecto: Santiago Calatrava.

Proyecto de Construcción: José Ignacio González Esteban. Fomento de Construcciones y Contratas. Servicio Técnico.

RESUMEN

El viaducto de la Cartuja forma parte de las obras de infraestructura realizadas en Sevilla con motivo de la Expo'92, estando situado en la isla de la Cartuja, frente a la puerta norte de la exposición.

El viaducto tiene una longitud de 526,5 m, con vanos de 24 m, sin juntas en toda la longitud.

El tablero está formado por una bóveda cilíndrica con cuatro voladizos: dos, en la parte superior, forman la calzada, con un ancho de 26,10 m; otros dos, en la parte inferior, sirven para pasos peatonales. Las pilas, de sección elíptica variable, están inclinadas 53 grados con la horizontal.

La construcción del tablero se ha realizado vano a vano mediante carro portaencofrado; habiéndose realizado un estudio previo para la sistematización de todas las operaciones constructivas que se repetirían, idénticamente, en las 22 fases constructivas del tablero.

SUMMARY

The Viaducto de la Cartuja is part of the infrastructure works undertaken in Sevilla on occasion of the Expo'92. It is located on the Cartuja island in front of the north gate of the exposition.

The Viaduct has a length of 526,5 m, with 24 m spans, without structural joints in the whole length. The deck is formed of a cylindrical vault with four cantilevers, two in the upper side, support a dual carriageway with a width of 26,1 m; other two in the lower side perform as pedestrian passages. The piers of variable elliptical transverse section are inclined 53 degrees with the horizontal.

The deck construction was carried out span by span, by means of a running formwork; it has been made a previous study in order to standardize the operations that were repeated identically in the 22 constructive phases of the deck.

El puente sobre el Guadiana en Mérida

José E. Bofill de la Cierva
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Jesús J. Mateos Hernández-Briz
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Servicios Técnicos- Fomento de Construcciones y Contratas

INTRODUCCION

El fuerte crecimiento de la ciudad de Mérida desde su designación como capital de la Comunidad Autónoma de Extremadura planteó la necesidad de mejorar la comunicación entre las dos márgenes del río Guadiana ya que, aparte de la variante de la carretera N-V, sólo se disponía del Puente Romano como acceso desde el casco antiguo de la ciudad a la orilla opuesta, donde se está desarrollando la zona residencial de la nueva Mérida.

Debido a ello, la Consejería de Obras Públicas, Urbanismo y Medio Ambiente de la Junta de Extremadura convocó un Concurso de Proyecto y Obra en mayo de 1988 para la construcción del «Nuevo Puente sobre el río Guadiana y accesos en la travesía de Mérida».

Este concurso fue adjudicado a FCC con un proyecto del Ingeniero D. Santiago Calatrava Valls, con quien colaboró el Servicio Técnico de FCC realizando el desarrollo de ingeniería de proyecto y el proceso constructivo.

El proyecto no sólo recoge la necesidad de una obra de ingeniería que cumpla la función de conexión entre las márgenes del río, sino que, debido a su situación próxima al Puente Romano, la Alcazaba y otros monumentos históricos de la ciudad de Mérida, se debe integrar como parte del con-

junto artístico y convertirse en un símbolo de la nueva Mérida.

DESCRIPCION GENERAL

Debido a su carácter de Puente urbano, el diseño del Puente da una gran importancia a la calzada peatonal, de 5,50 m de ancho, que se sitúa elevada 1,60 m sobre las calzadas para vehículos, de forma que éstos no suponen obstáculo visual para el peatón, que dispone de una amplia vista del conjunto urbano y del Puente Romano situado próximo al nuevo Puente.

Estructuralmente es un Puente continuo de siete vanos, tres de acceso a cada lado, de aproximadamente 45 m de luz, y un vano central, en arco, de 189 m. (Figura 1).

La tipología de los vanos de acceso es de puente continuo de tramo recto, de hormigón postesado. Unido a ellos con continuidad está el vano central que cuelga de un arco metálico en celosía que utiliza el propio tablero postesado como tirante.

El arco metálico está conformado por tres cordones principales tubulares, de acero de alta resistencia, de 900 mm de diámetro y espesores de pared de 40 a 90 mm, curvados para ajustarse a la

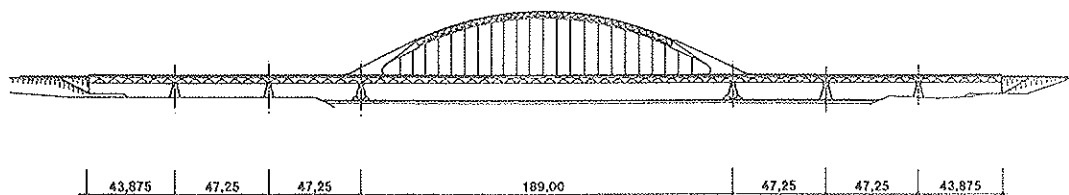


Fig. 1. Sección longitudinal

directriz parabólica. Estos cordones se unen por montantes y diagonales tubulares de acero, de menor diámetro y espesor, constituyendo una celosía espacial.

Los arranques del arco se resuelven mediante macizos de hormigón de gran dimensión que sirven de transición entre la sección triangular del arco y la sección rectangular de anclaje en el tablero. En la base de los arranques se sitúan los pasos abovedados que permiten la continuidad del paseo peatonal.

El cuelgue del tablero en el vano central se consigue mediante 23 parejas de péndolas de cable de acero, con vaina de acero inoxidable, que tienen su anclaje activo en el tablero bajo el paso peatonal, y se fijan al cordón inferior del arco mediante anclajes pasivos.

Transversalmente, la sección resistente está formada por un cajón de hormigón, sobre el que se sitúa el paseo peatonal. Las calzadas para vehículos se sitúan sobre unos voladizos laterales, unidos al cajón mediante un apoyo inferior articulado y un tirante superior de hormigón armado, situados cada 6,75 m, proporcionándose a estos apoyos una precompresión por medio de cables de pretensado pasantes. (Figura 2).

Al cajón se encomiendan, por tanto, los esfuerzos de flexión en los dos planos verticales, los de torsión y la absorción de la componente horizontal de la reacción del arco. Los tableros soportan la flexión local, transmiten los esfuerzos transversales al cajón y, conjuntamente con éste, forman una gran viga en el plano horizontal.

La parte inferior de los voladizos se configura como una repetición de tornapuntas en arco, que componen el aspecto característico del tablero.

Todo el conjunto del tablero descansa sobre pilas de hormigón armado, cimentadas mediante pilotes en el cauce del río. El puente no tiene juntas de dilatación intermedias, por lo que todos los aparatos de apoyo sobre pilas y estribos, menos uno, son de tipo deslizante, para absorber los mo-

vimientos del Puente por efecto de la temperatura, retracción y fluencia.

CALCULO

La complejidad propia del esquema estructural del Puente obligó a un cálculo que se abordó mediante análisis con programas de cálculo de barras y elementos finitos de las distintas partes constituyentes de la estructura.

El comportamiento de los tableros laterales y el dimensionamiento de las piezas prefabricadas que conforman el vuelo se analizó mediante un modelo tridimensional de elementos finitos que representa tres vanos de tablero entre piezas prefabricadas (3 x 6,75 m). Sobre este modelo se introdujeron las posibles posiciones de sobrecarga, con lo que se obtuvo la envolvente de esfuerzos en las piezas y la envolvente de reacciones sobre el cajón, necesarias para el análisis transversal del mismo.

Este se realizó mediante un modelo sencillo de barras, donde cada una de las paredes del cajón estaba representada por una de ellas, y otro de elementos finitos que representaba medio tramo central.

Se obtuvieron de esta forma los esfuerzos de flexión transversal, los esfuerzos combinados de torsión y cortante, los efectos de las fuerzas de pretensado transversal y los del tiro localizado de las péndolas.

Se dispuso pretensado horizontal y vertical mediante barras, para reducir a valores insignificantes las tracciones principales, con objeto de eliminar la fisuración por torsión que provocaría una reducción importante de la rigidez del cajón.

El análisis longitudinal de la estructura se realizó mediante un modelo tridimensional mixto de barras y elementos finitos. El tablero se modelizó mediante una barra, con las características mecánicas del conjunto cajón+tableros laterales. El arco se modelizó representando cada barra de la celosía espacial.

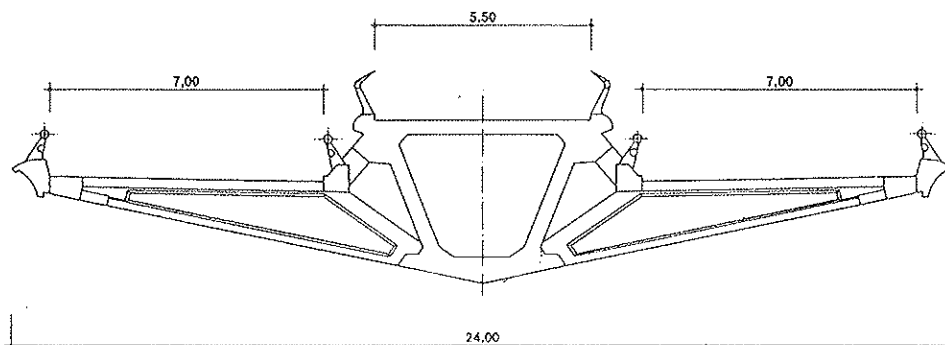


Fig. 2. Sección transversal.

El punto complejo del modeló fue la discretización de los nudos de arranque del arco mediante elementos finitos y la unión con la barra que modeliza el tablero, de forma que se consiguiera representar convenientemente la rigidez en tres dimensiones del nudo.

Sobre este modelo se introdujeron las distintas posiciones de carro y cargas uniformes que dieron como resultado las envolventes de esfuerzos de sobrecarga que se compusieron con los esfuerzos de cargas permanentes, peso de tableros y superestructura, así como los del pretensado longitudinal, obtenidos mediante la acumulación de los calculados para las distintas fases de ejecución (18 en total) que definen el proceso constructivo del Puente.

Por otro lado, se realizaron distintas hipótesis de comportamiento en rotura, teniendo en cuenta efectos de segundo orden por grandes desplazamientos e introduciendo en el cálculo los posibles errores de ejecución, que se acumularán a los desplazamientos por viento y cargas gravitatorias.

Se consideró un desplazamiento inicial de la clave del arco de 36 cm, tanto en el plano horizontal como en el vertical.

Con todos estos resultados se procedió al dimensionamiento longitudinal del cajón, así como al dimensionamiento de la celosía del arco, mediante un proceso iterativo.

Se estudiaron diversas opciones para la composición de la celosía del arco.

En el proyecto original se habían diseñado los cordones con redondos macizos, de 500 mm de espesor, de acero A52.

Se preveía realizar las uniones de estos elementos, sometidos fundamentalmente a compresión, por contacto mediante mecanizado de las superficies y unión por soldadura de una corona exterior con capacidad para el 50% de la carga admisible de los redondos, siguiendo las especificaciones de AASHTO. Esta unión se realizó y ensayó, así como la soldadura total, por el procedimiento aluminotérmico. Esta última era posible en taller pero no con la estructura sobre cimbra, porque no admite movimiento diferencial alguno durante la ejecución.

Se analizó la posibilidad de realizar los cordones mixtos mediante una camisa de acero A52 y núcleo de hormigón de alta resistencia, para lo que se desarrolló un programa de ensayos para obtener hormigón de 80 MPa de resistencia a los 60 días bombeable

Finalmente, se estudió la utilización de tubo de acero de alto límite elástico (St-E-500 de $f_y=500$ MPa).

Se consideró esta solución la más segura desde el punto de vista de calidad de ejecución, dado que podían ser uniones soldadas de penetración total y se podían conseguir cordones más esbeltos que con la solución mixta.

Tras el proceso iterativo de dimensionamiento y comprobación de esfuerzos con cálculo de segundo orden, se llegó a un diámetro de 900 mm y espesores de pared variables entre 40 y 90 mm. Los montantes y diagonales se dimensionaron con tubo de menor calibre y espesor, de acero A52.

Las uniones entre elementos de celosía y cordones se diseñaron a tope y soldadura de penetración completa, siguiendo el método de AWS para estructuras tubulares.

Para determinar el efecto que la flexibilidad radial de los tubos pudiera tener en la rigidez de la celosía, se realizó un modelo en elementos finitos de un nudo, modificando en el modelo de segundo orden el área de montantes y diagonales para conseguir una rigidez más próxima a la real.

Por último, se realizó el análisis del nudo de arranque del arco y su unión con el cajón. Para ello, se preparó un modelo de elementos finitos sólidos, que representa la geometría real del nudo con los huecos pasantes para peatones y galería interior del cajón, de forma que se obtuvieran las distribuciones de tensiones más ajustadas a la realidad.

Del modelo global se obtuvieron las condiciones de borde que había que aplicar al modelo parcial para cada una de las hipótesis calculadas.

Se trataba de determinar la interacción arco-tablero, especialmente para comprobar las tensiones principales de compresión.

La unión de cada uno de los cordones del arco metálico con el arranque del hormigón se realizó mediante placa de anclaje de acero St E-500 de gran espesor (230 mm). La sección de contacto se calculó como una sección de pilar de hormigón, considerando las barras de anclaje (ϕ 50) como la armadura del pilar.

Las tracciones producidas en el macizo, debidas a las compresiones localizadas de los tres cordones, se absorbieron mediante pretensado con barras en tres direcciones.

PROCESO CONSTRUCTIVO

Cimentaciones

El terreno de cimentación, en el cauce del Guadiana, está formado por depósito de aluviones, de espesor variable entre 3,10 y 9,60 m, una capa de jabre de espesor reducido, del orden de 1 m, ex-

cepto en uno de los sondeos que alcanza 7,50 m, y el sustrato rocoso formado por granodiorita con diferentes grados de meteorización.

La cimentación se realizó por medio de pilotes, de diámetros 1,50 y 2,00 m, empotrados en la granodiorita un diámetro como mínimo, excavados con camisa de acero en la zona de acarreo.

Se dejaron cuatro tubos durante el hormigonado hasta 1 m por encima de la punta del pilote.

Posteriormente, se perforó a través de ellos hasta medio metro dentro de la roca, lavando con agua a presión para eliminar detritus e inyectando lechada de cemento.

La forma y dimensiones de las pilas estaban previstas para eliminar el encepado, manteniendo la forma hidrodinámica hasta la cara inferior del hormigón pobre, eliminando la necesidad de profundizar la excavación por debajo del cauce para dejar enterrada una gran losa de hormigón (Figura 3).

La excavación se pudo hacer con medios normales de agotamiento, protegiéndola perimetralmente con arcilla.

En los estribos se construyó un encepado por encima del cauce, protegiéndolo posteriormente de las avenidas mediante una losa de hormigón sobre el terreno.

Pilas y estribos

Las pilas, de forma elíptica apuntada en la base, se transforma en dos elementos, troncocóni-

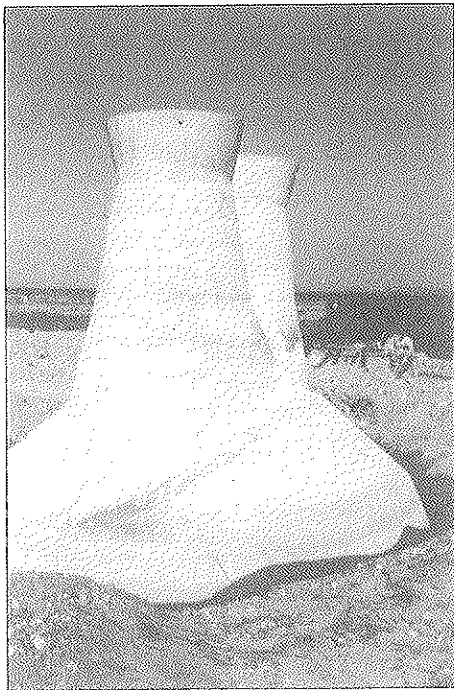


Fig. 3. Vista de una pila.

cos en la zona de apoyos, mediante unas superficies de doble curvatura variable.

Se construyó en encofrado metálico y se homigonaron en cuatro tongadas debido a la densidad de armadura.

Se utilizó H-300 en el cuerpo de la pila y H-400 en las zonas de apoyo.

Los estribos no tenían dificultad especial.

Viga cajón

La viga cajón se ejecutó mediante dos carros de encofrado, trasladables sobre cimbra que se apoyaba sobre un relleno ejecutado en el cauce del río.

El primer carro encofraba la parte inferior del cajón, tanto interior como exteriormente, dejando ya ejecutados los alojamientos para las piezas prefabricadas de tableros.

El segundo carro completaba la sección total del cajón con las esperas para los tirantes de fijación de los tableros laterales (Figura 4).

Debido a la gran variabilidad de la sección interior del cajón, los encofrados interiores eran regulables, para adaptarse a las distintas secciones tipo.

La longitud del carro era de 22 m, por lo que cada vano lateral se ejecutaba con dos puestas de cada carro.

Una vez ejecutado el cajón en cada vano lateral se procedía al tesado de los cables de postensado

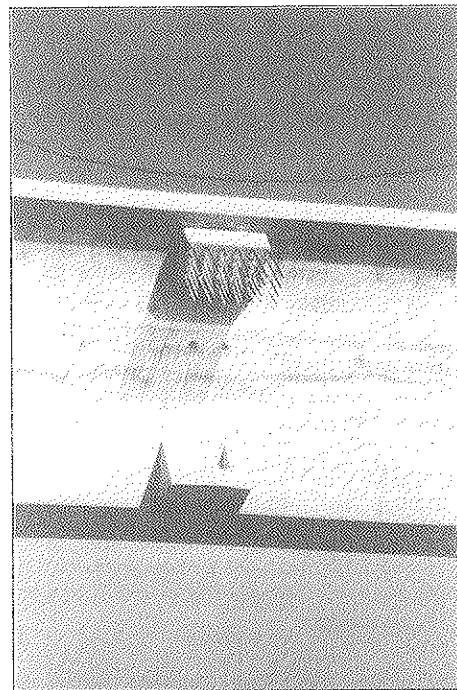


Fig. 4. Cajón de hormigón con anclajes para tablero lateral.

en las fases marcadas, con objeto de descimbrar el tramo.

El cajón en el vano central se construyó con la misma técnica, apoyando cada 22 m en unas pilas provisionales, también pilotadas, entre las que el cajón funcionaba como viga continua armada hasta la finalización de las operaciones de puesta en carga del arco.

El apoyo del cajón sobre las pilas provisionales se diseñó de forma que permitiera el movimiento longitudinal de la estructura, mediante unas cuñas de hormigón sobre apoyos de teflón y con alojamiento para gatos hidráulicos, de forma que su retirada fuera una operación sencilla.

Sobre el cajón se construyeron los arranques del arco mediante encofrados convencionales, con la dificultad de la altura de puesta en obra y la inclinación del fondo de encofrado para los grandes volúmenes a hormigonar.

Todo el hormigón se fabricó, en una planta dispuesta en la propia obra, con cemento blanco por condición de diseño, y con resistencias características entre 200 y 400 Kg/cm². La puesta en obra se realizó mediante bombeo.

Tableros laterales

Una vez tesado y descimbrado cada vano y según el orden marcado en el proceso constructivo, se procedió a la ejecución de los tableros laterales.

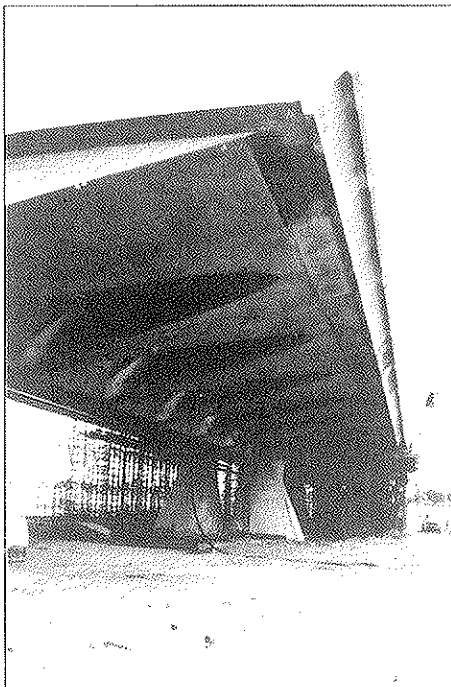


Fig. 5. Vista inferior de tablero lateral.

Estos tableros se componían de unas grandes piezas, prefabricadas en la propia obra, de 6,75 x 10 m y 25 t de peso, que forman las arcadas inferiores del tablero y sus nervios centrales resistentes (Figura 5).

Estas piezas se colocaban con grúa, apoyadas por un extremo en el alojamiento previsto en el cajón y sobre cimbra en el otro.

Sobre estas piezas se disponían unas losetas resistentes, de 6,75 m de luz, que actuaban como encofrado y como parte resistente del tablero final.

Sobre ellas y con unos carros de encofrado que formaban la punta en «uña» del tablero, se hormigonaba éste con la pendiente transversal del 2%. Una vez hormigonado, se procedía al tesado de los cables transversales pasantes que conferían resistencia al conjunto, pudiéndose entonces retirar la cimbra, quedando el tramo de tablero completo.

Arco metálico

Como ya se ha dicho, el arco metálico está formado por tres cordones principales, de tubo de acero de 900 mm de diámetro, curvados para conseguir la directriz parabólica del arco y unidos por una celosía de tubos metálicos de menor calibre (figura 6).

La construcción de la celosía se realizó en taller, dividiendo el arco en doce segmentos, de 14 m de longitud máxima, 6 m de ancho y 3,50 m de

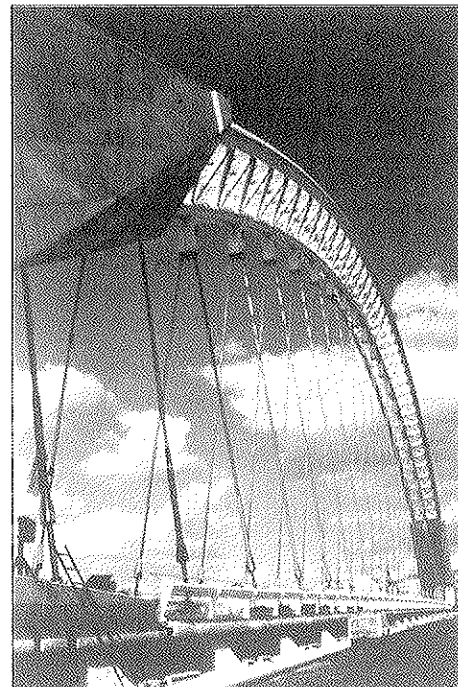


Fig. 6. Vista del arco metálico y péndolas de cuelgue.

alto, con un peso máximo de 45 t, que se transportaron en góndolas desde Bilbao hasta Mérida.

La fabricación de taller fue compleja, debido a la geometría (curvado de tubos con radio variable, cortes elípticos en montantes y diagonales para acoplamiento a los cordones, etc), así como a los materiales utilizados (aceros de alto límite elástico, en sección de gran espesor) en cuanto a procedimientos de soldadura y tratamiento térmico para distensionado, operación para la cual fue necesario construir un horno para el tratamiento de los tramos completos fabricados.

El montaje en obra se resolvió mediante el izado de los tramos fabricados en taller utilizando una grúa móvil de celosía de 300 t. Los tramos se depositaban sobre una cimbra cuajada que disponía de unos aparatos de apoyo regulables en altura y posición para conseguir el correcto replanteo del tramo.

Las transición entre hormigón y estructura metálica se consigue mediante placas de anclaje de gran espesor (230 mm) ancladas con barras de acero corrugado, de diámetro 50 mm, fijadas a la placa mediante manguitos roscados soldados a aquellas. Los tramos de arranque se montaron sin haber hormigonado la última dovela del tramo de hormigón, con objeto de hacer un último hormigonado que incluyera todos los elementos de anclaje.

La secuencia de avance del montaje fue simétrica desde ambos extremos, para cerrar con un último tramo cuya longitud se ajustó en obra para adaptarse al espacio real existente. No obstante este ajuste, fue necesario un control exhaustivo de la topografía de replanteo con objeto de asegurar, tanto en planta como en alzado, el correcto enfrentamiento de los tubos en la última soldadura que había que realizar.

Para la operación de cierre del arco por la ejecución de la última soldadura y con objeto de evitar tensiones en la misma, se previó un sistema de fijación provisional de los dos tubos adyacentes a cada soldadura, mediante orejetas y puentes de perfil, de forma que absorbiera los esfuerzos producidos por variaciones de temperatura en el momento del cierre.

La operación de colocación de estas fijaciones se ejecutó a primera hora de la mañana, en el momento más frío del día, con objeto de asegurar que los esfuerzos inducidos por temperatura fueran de compresión y nunca de tracción.

Las soldaduras de las uniones de continuidad entre tramos de los cordones principales de la celosía, debido a la calidad del material y a sus espesores, se sometieron a tratamiento térmico para distensionado.

El resto de las soldaduras de obra no afectaba a

los tubos principales, ya que las diagonales comunes a dos tramos venían de taller cortadas por el centro y sus extremos soldados al tramo correspondiente.

PROCESO DE PUESTA EN CARGA DEL ARCO

Una vez que el arco metálico estuvo cerrado, se acometió el proceso de puesta en carga y cuelgue del vano central.

Dado el diseño del Puente con tablero continuo usado como tirante del arco, no fue necesario un complejo sistema de puesta en carga, ya que el propio arco levanta el tablero al proceder al postesado longitudinal.

La secuencia seguida fue la siguiente:

En primer lugar, se colocaron las veintitrés parejas de péndolas con el anclaje pasivo en su parte alta, dejándolas sueltas en el anclaje activo inferior.

Una vez cerrado y descimbrado el arco metálico, se procedió a dar un tensión inicial mínima a las péndolas (2 t por torón) con objeto de asegurar el correcto anclaje de las mismas y su inmediata respuesta ante movimientos del arco. Esta tensión inicial se dio mediante gato unifilar con dos vueltas completas por anclaje, que aseguran un correcto reparto de carga entre todos los torones.

Con las péndolas tensadas inicialmente y el cajón apoyado aún sobre las pilas provisionales y sin montar tableros laterales, se iniciaron los trabajos de tesado de 35 familias de cables de las 39 que componen el postesado del vano central (dos se tesaron previamente para soportar el peso propio del arco y las otras dos se tesaron posteriormente con objeto de precomprimir los tableros laterales).

La compresión producida por el postesado, necesaria para la función de tirante del arco, al producirse con el arco ya completo y las péndolas dispuestas para entrar en tensión, tiene el efecto de cerrar la distancia entre apoyos del arco y hacer que éste suba, haciendo entrar en carga las péndolas y levantando el cajón, que se despegó, como estaba previsto, de sus apoyos en todas las pilas provisionales, menos en las extremas, en las que, por efecto del gran peso de los arranques de hormigón, se previeron cargas remanentes de 800 t, aproximadamente.

Con la fase del postesado completa, se procedió a retirar las cuñas de hormigón de apoyo de las 7 pilas provisionales centrales, restando exclusivamente las dos extremas sobre las que aún cargaba el cajón.

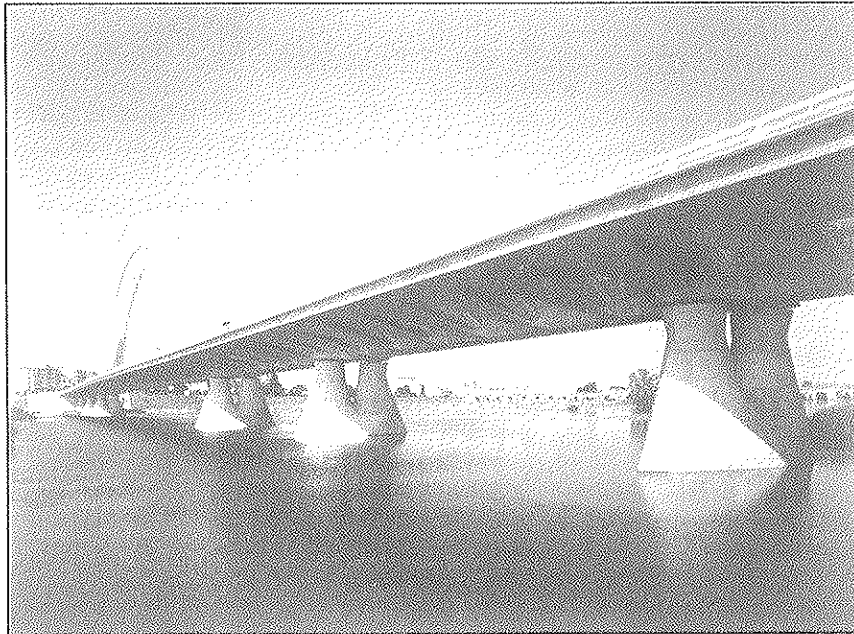


Fig. 7. Vista del puente terminado.



Fig. 8. Vista del puente terminado.

Para retirar estos apoyos se previó un sistema de gatos hidráulicos que actuando entre el dintel de la pila y las cuñas de hormigón levantaron éstas y con ellas el cajón en la cuantía suficiente para poder retirar los apoyos de neopreno dispuestos entre dintel y cuñas. Una vez retirados los neoprenos se procedió a descender el conjunto, operando con los gatos hasta que el Puente quedó realmente suspendido y las cuñas se despegaban del cajón, momento a partir del cual se pudieron retirar.

Esta operación se realizó independientemente para cada una de las pilas extremas, quedando al

final el cajón colgado del arco.

Posteriormente, y controlando las flechas producidas en el cajón para ajustar la altura de las cimbras dispuestas en punta, se colocaron las piezas prefabricadas y se hormigonaron los tableros laterales, con lo que se completó el sistema estructural del puente (figuras 7 y 8).

CONTROL DE EJECUCION

Para el control de geometría del puente, tanto para replanteo como para el seguimiento de los

desplazamientos durante la puesta en carga y la prueba de carga de la estructura, se estableció una red topográfica completa que permitió, usando distintos métodos topográficos (radiación, biseción, nivelación de precisión, etc.), hacer un seguimiento intenso de la estructura en cuanto a su comportamiento en las distintas fases de ejecución (asientos de pilas, deformaciones del arco, etc.) datos con los cuales se verificó el ajuste del comportamiento real con los valores teóricos obtenidos en el cálculo.

El control dimensional tanto de fabricación como de montaje fue estricto dadas las tolerancias milimétricas que se permitían en el ajuste de uniones, lo que obligó a la presentación en taller de cada tramo de celosía con los adyacentes. La tolerancia angular de montaje se estableció en 1/1000.

El control de ejecución de soldaduras de taller y de obra se realizó al 100% con inspección superficial y ultrasonidos.

Asimismo, se realizó un intenso control de recepción del material base, tanto en aspectos de características mecánicas y geométricas como en la inexistencia de defectos o imperfecciones de laminación perjudiciales en aquellas zonas en las que, por aparecer esfuerzos en dirección perpendicular a la laminación (nudos, etc), se pudieran producir problemas de desgarro laminar, para lo cual se efectuó una campaña de inspección, mediante ultrasonidos, de las zonas críticas.

Dentro del control de características mecánicas, se exigió certificado de resistencia y alargamiento en dirección perpendicular al plano de laminación, también con el objeto de prevenir el desgarro laminar.

Asimismo, y con objeto de asegurar el mantenimiento de las características mecánicas de los aceros después de los distintos tratamientos térmicos a los que fueron sometidos posteriormente (curvado, soldadura, distensionado, etc.) se exigieron ensayos mecánicos después de una simulación de estos ciclos térmicos, dentro de los ensayos de recepción del material.

RESUMEN DE MATERIALES

Hormigón	17.200m ³
Armadura activa	400.000 Kg
Armadura pasiva	3.600.000 Kg
Acero en arco	600.000 Kg

RESUMEN

El puente, situado junto al centro histórico de la ciudad de Mérida, estructuralmente es un puente continuo de siete vanos, tres de acceso a cada lado, de aproximadamente 45 m de luz, y un vano central, en arco, de 189 m.

La tipología estructural de los vanos de acceso es de puente continuo de tramo recto. Unido a ellos con continuidad, está el vano central que cuelga de un arco metálico en celosía que utiliza el propio tablero como tirante.

El cuelgue del tablero se consigue mediante parejas de péndolas de cable de acero, revestidas por tubo de acero inoxidable, que nacen del paseo peatonal y se anclan en el cordón inferior del arco.

Transversalmente, la sección está formada por un cajón resistente, de hormigón, sobre el que se sitúa el paseo peatonal. Las calzadas para vehículos se sitúan sobre unos voladizos laterales unidos al cajón.

SUMMARY

The bridge, located close to the town centre, structurally speaking is a seven-span continuous bridge, three of which are approach spans at either end and one centre span 189 m in length.

The typology of the Bridge approach spans is that of a continuous span post-tensioned concrete frame. The central span hanging from a trussed or braced arch is joined to these spans in an uninterrupted connection and uses its own post-tensioned bridge deck as a horizontal tie bar.

The bridge deck on the central span is hunged on 23 pairs of steel-wire rope suspension cables sheathed in stainless steel tubing and having their active anchorage in the bridge deck below the pedestrian footwalk.

Cross-sectionally the bridge is made up of a stiffening concrete box girder on which the pedestrian footwalk is laid. The carriageways are situated on lateral cantilevers joined to the box girder.

IV Puente sobre el río Guadiana en Badajoz

José Luis Álvarez Poyatos
Ingeniero de Caminos
José I. González Esteban
Doctor Ingeniero de Caminos
Servicio Técnico de F.C.C.

Introducción

El puente se sitúa al oeste de la ciudad de Badajoz en una zona de nueva urbanización, aguas abajo de los tres puentes existentes, teniendo como finalidad el reducir los niveles de saturación de los mismos.

La obra, promovida por la Junta de Extremadura, se adjudicó en 1992 a la U.T.E. formada por FOMENTOS DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS y DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, con un proyecto realizado por los Servicios Técnicos de FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS.

De acuerdo con el Pliego del Concurso se presentó una solución variante a la Base, con un único pilono central, y una fila de tirantes simétrica respecto al pilono, manteniendo con ello el espíritu del proyecto Base del Ayuntamiento de Badajoz, que considera el carácter emblemático que para la ciudad supone la introducción de un elemento identificable. A partir de este punto, los Servicios Técnicos de FCC han proyectado una variante con unas dimensiones totalmente diferentes a las de la Base, adecuándolas a la geometría del cauce y con un proceso constructivo acorde a los medios de la empresa, unificando procesos

para el viaducto de acceso y la zona atirantada, lo que ha implicado un nuevo proyecto del puente.

Al finalizarse la obra, la Junta de Extremadura la cederá al Ayuntamiento de Badajoz, habiéndose terminado en el mes de Diciembre de 1994.

Descripción del Puente

Se trata de un puente atirantado, de luces 136+88+32 m que se prolonga sin solución de continuidad con un viaducto de acceso formado por 6 vanos de 32 m totalizando una longitud de 448 m. (Fig. 1).

El ancho del tablero es de 23 m, con 2 calzadas de dos carriles de 3,25 m cada uno, arcenes a cada lado de 0,20 m, mediana central de 1 m, dos carriles para bicicletas de 1,40 m y dos pasos peatonales de 1,95 m. (Fig. 2).

El atirantamiento está formado por 28 tirantes con disposición en abanico corregido, situados en un único plano central, anclados en el eje del tablero y en la coronación del pilono que tiene forma de Δ , con una altura de 81,2 m sobre cimentación.

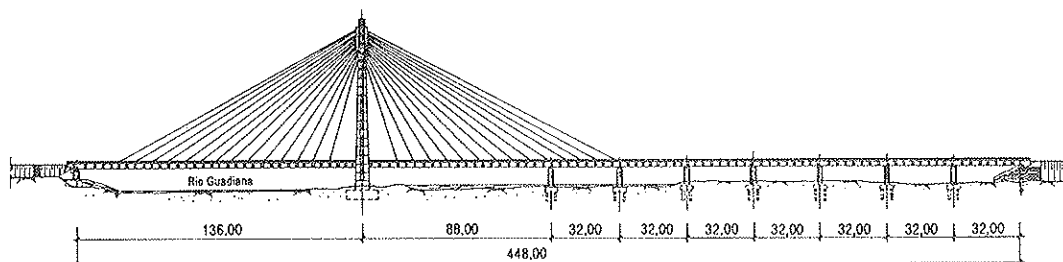


Figura 1. Alzado.

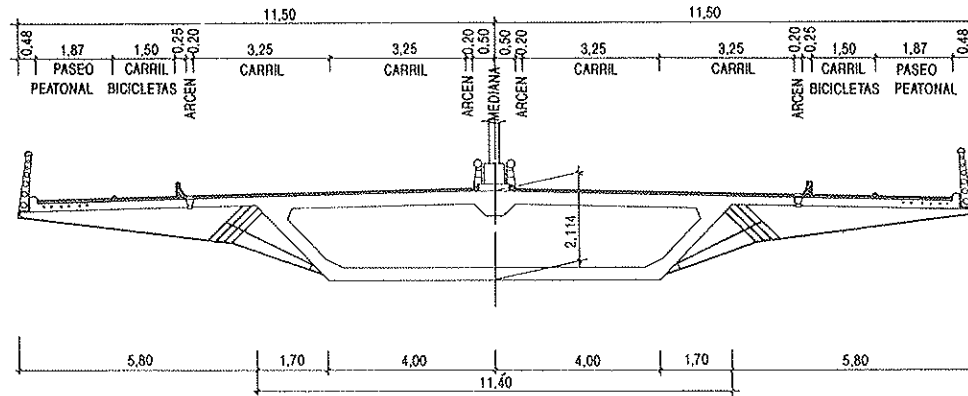


Figura 2. Sección transversal.

El puente se sitúa en prolongación de la calle Sinfiriano Madroñero, eje del ensanche de la ciudad, y proporciona un nuevo acceso a la Universidad. El carácter del mismo es urbano, lo que queda claramente reflejado en la distribución de usos de la plataforma, en la que se ha dado una gran amplitud a los usos peatonales.

La asimetría del cauce principal del río dentro de la canalización de avenidas, condujo a la distribución de luces, en la que el vano principal se encuentra en un extremo del puente, situándose el pilono en una isla ubicada en medio del cauce.

Se ha realizado un tratamiento de formas y materiales, con el fin de cuidar la estética del puente, utilizándose en toda la estructura hormigón blanco, y situándose el atirantamiento en un plano único para evitar las interferencias ópticas que aparecen en el caso de disponerse los tirantes en dos planos.

Tablero

El tablero está constituido por un cajón de hormigón H-400 de 8,00 m en cara inferior y 11,40 m en cara superior, con almas a 45°. La plataforma se completa mediante dos voladizos de 5,80 metros cada uno hasta el extremo de la barandilla. El canto del cajón es de 2,114 m en el eje. En la zona atirantada el cajón es monocelular, con un nervio central longitudinal en la losa superior. En los vanos de acceso el cajón es bicelular, con un alma central de 0,40 m de espesor, manteniendo la geometría exterior.

Los anclajes de los tirantes, situados cada 8 m, se recogen en el eje del tablero mediante unos mogotes de anclaje que transmiten la compresión a la losa superior del cajón y reparten la reacción vertical del tirante mediante una riostra de hormigón, de 80 cm, pretensada transversalmente con un cable de 31 ϕ 0,6".

Los grandes voladizos laterales se resuelven mediante costillas mixtas de acero A-52, cada cuatro metros, conectadas al cajón. Sobre estas costillas se construye una losa de hormigón armado, constituida por prelasas semiresistentes, de 6 cm de espesor, sobre las que se hormigona "in situ" una losa de 14 cm.

La conexión de la costilla al cajón se realiza en la parte inferior mediante soldadura a una placa situada en el cajón. En la parte superior se realiza un anclaje parcial durante construcción, mediante 2 barras Gewi que se atornillan en la cara superior de la costilla metálica. La conexión se completa mediante armadura pasiva anclada en la losa del voladizo.

En los vanos de acceso, el tablero está pretensado longitudinalmente mediante 10 cables de 19 ϕ 0,6" que discurren por las almas; en la zona atirantada el pretensado se sitúa en las losas superior e inferior, siendo el número de tendones variable según la zona, estando formado por unidades de 12 ϕ 0,6" y 19 ϕ 0,6".

Pilas

La pila principal, realizada en hormigón, está constituida por un pórtico en delta, de 39,568 metros de ancho en la base y 81,20 metros de altura. Los fustes son de sección cajón, de ancho variable entre 5 y 3 m, con un rehundido en las caras laterales. (Fig. 3).

La parte superior de la pila está coronada por dos grandes bloques de hormigón que abrazan una célula metálica, de 14,88 m de altura y 1,5 m de ancho, en la que se alojan los anclajes superiores de los tirantes. La conexión de la célula al hormigón se realiza mediante más de 4.000 conectores flexibles tipo STUD ϕ 19.

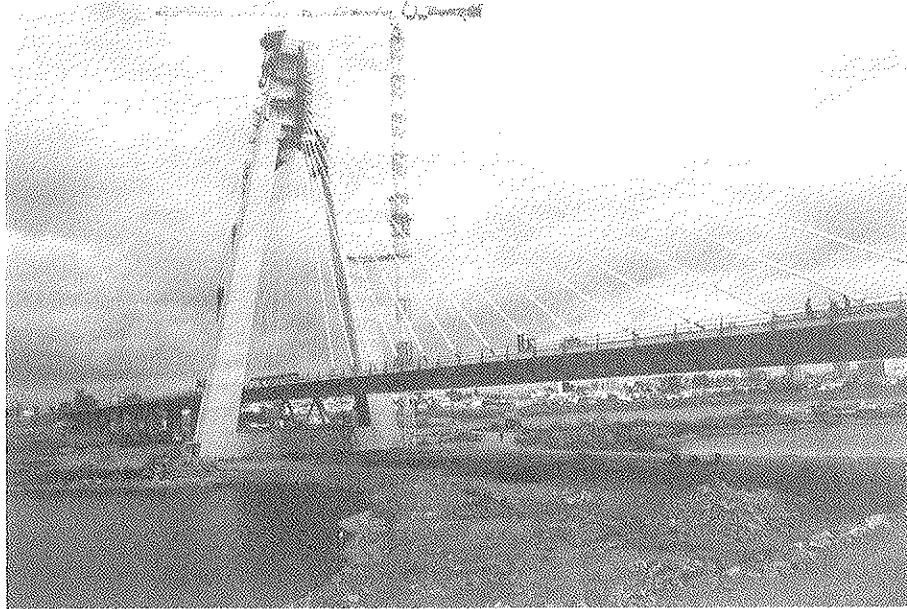


Figura 3. Vista del puente terminado.

En su parte inferior, los dos fustes de la pila se unen mediante un gran travesaño de hormigón armado, de sección trapezoidal, con 5,00 metros de canto y 5,80 metros de ancho medio.

Dada la disposición del atirantamiento en plano único, para recoger la torsión del tablero, a la altura de la pila principal se realiza un apoyo en la misma mediante dos celosías metálicas piramidales, que se conectan al tablero y al travesaño inferior de la pila principal mediante placas de anclaje. Este punto de apoyo sirve también como punto fijo para recoger las fuerzas longitudinales y las transversales de viento.

Además de la pila principal el puente tiene siete pilas más, formada cada una por dos fustes cuadrados, separados 5,00 m entre ejes, de altura variable entre 8 y 11 m. Las pilas P-1 y P-2 hacen la función de anclar los tirantes de retenida, por lo que en ellas se ancla el tablero mediante tendones de pretensado.

Debido al proceso constructivo del puente es necesaria la construcción de seis pilas provisionales, formada cada una por dos fustes circulares, de 1,20 m de diámetro, separados 6,00 m entre ejes.

Tirantes

Para los tirantes se ha adoptado la disposición en abanico corregido, con una separación entre anclajes en tablero de 8 metros y una separación vertical entre anclajes en célula, del orden de 0,80 metros, disponiéndose los 28 tirantes en un solo plano central.

Los cables están formados por cordones paralelos, en vaina de polietileno de alta densidad, negra en su parte interior, coextrusionada con otra exte-

rior blanca. La protección de los cables se complementa con inyección de lechada de cemento. El tesado se realiza desde la célula metálica situada en coronación de la pila.

El número de torones que componen cada cable oscila entre 35 y 76 ϕ 0,6".

Cimentaciones

La cimentación de la pila principal es directa, mediante una gran zapata circular, de 18,00 m de diámetro y 4,50 m de canto, por fuste, sobre la roca, con una tensión media admisible de 4,5 kg/cm². Para la ejecución de esta zapata se ha construido un recinto de pantallas de hormigón armado que garantiza la posibilidad de trabajo en seco.

La zapata se ha proyectado de forma circular para evitar los arriostramientos de la entibación, ya que al ser estable por forma, el arriostramiento de las pantallas se reduce a un zuncho en cabeza y otro a media altura, no existiendo ningún apuntalamiento adicional.

El resto de las pilas definitivas se cimentan mediante cuatro pilotes de 1,50 m de diámetro; teniendo dos pilotes las pilas provisionales.

La cimentación por pilotes tiene como finalidad evitar la excavación en zohorras bajo el nivel freático, hasta alcanzar la cota de cimentación.

Proceso Constructivo

El proceso constructivo aprovecha que el río

Guadiana, en el tramo en que se encuentra el puente, se encuentra muy regulado, con lo que la probabilidad de avenidas es pequeña, existiendo por lo tanto la posibilidad de ocupar una parte importante del cauce y trabajar en seco, siendo suficiente mantener un cauce permanente de unos treinta metros.

La construcción del tablero no necesita independizarse del cauce del río, no siendo por lo tanto precisa la construcción del mismo por avance en voladizo desde el pilono, habiéndose construido sobre apoyos provisionales, procediéndose al atirantamiento del mismo una vez terminada su construcción.

Este sistema constructivo facilita mucho la construcción, pues el hormigonado del tablero, en lugar de hacerse por dovelas de unos cuatro metros, se ha realizado por vanos de 32 m, simplificándose así los controles de geometría del tablero en construcción y de las fuerzas en tirantes; ya que al efectuarse las operaciones de tesado de tirantes sobre la estructura completa, su ejecución y control es más sencillo, resultando además más económico al concentrarse éstas operaciones en un menor período de tiempo. Permite además una mayor rapidez de ejecución ya que para comenzar el tablero no es necesario haber terminado la construcción del pilono.

La construcción del tablero se ha realizado vano a vano, mediante cimbra autolanzable, por fases de 32 m de longitud, apoyando el mismo sobre las pilas definitivas en la zona correspondiente a viaducto de acceso y sobre pilas provisionales, con la misma separación, en los vanos atirantados. El número de fases constructivas ha sido 14. (Fig. 4).

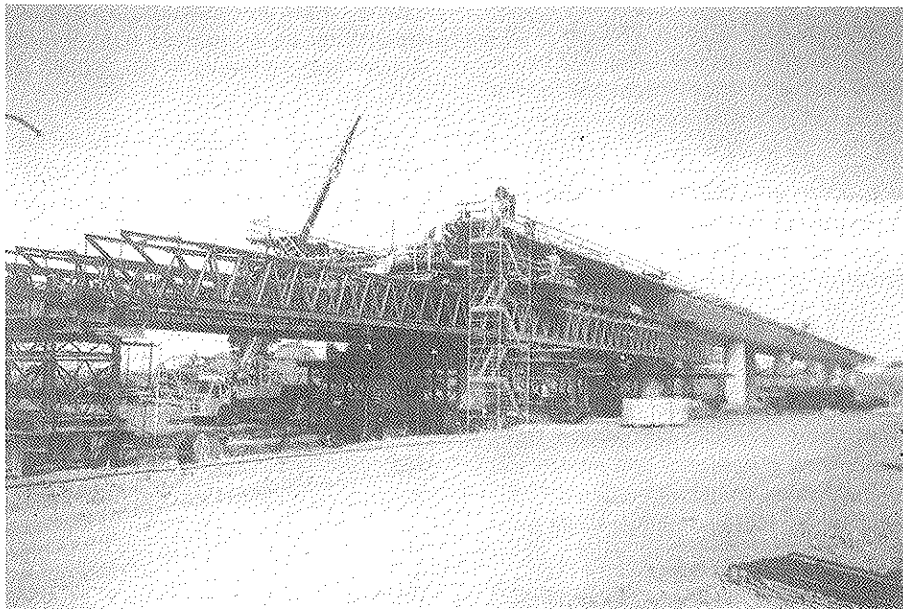


Figura 4. Cimbra autoportante.

En cada fase de ejecución se completa un vano y un voladizo de 7,5 m del vano siguiente, dándose continuidad a la totalidad de los tendones de pretensado mediante acopladores. En esta fase se construye únicamente el cajón central, realizándose el hormigonado en dos etapas; en una primera etapa se hormigona la losa inferior y las almas y en una segunda etapa se hormigona la losa superior.

La ferralla se montó directamente sobre el encofrado, ya que debido a las dimensiones del tablero los medios auxiliares necesarios para el movimiento de los paneles de ferralla no hacían rentable la prefabricación de la misma. Las rios-tras, que eran las zonas más complejas de ferrallar, se prefabricaban en las proximidades del tablero, colocándose en posición mediante grúa automóvil. (Fig. 5).

Tras el tesado de la fase construida se procede al movimiento de la cimbra autolanzable para la construcción de la siguiente. La cimbra se apoya en soportes de celosía situados sobre los encepados de las pilas y se cuelga del extremo del voladizo de la fase anterior, no precisándose cimentaciones adicionales para la misma, salvo en las fases correspondientes al pilono y estribo del vano principal, en las que debido a los mayores espesores del tablero se superaba la capacidad resistente de la cimbra, con luz de 32 m.

En las fases que no presentaban elementos singulares importantes, el ciclo de construcción fue de tres semanas para la zona de vanos de acceso y de cuatro en la zona atirantada.

Una vez terminada una fase del cajón, con un desfase de dos o tres vanos, se colocan las costi-

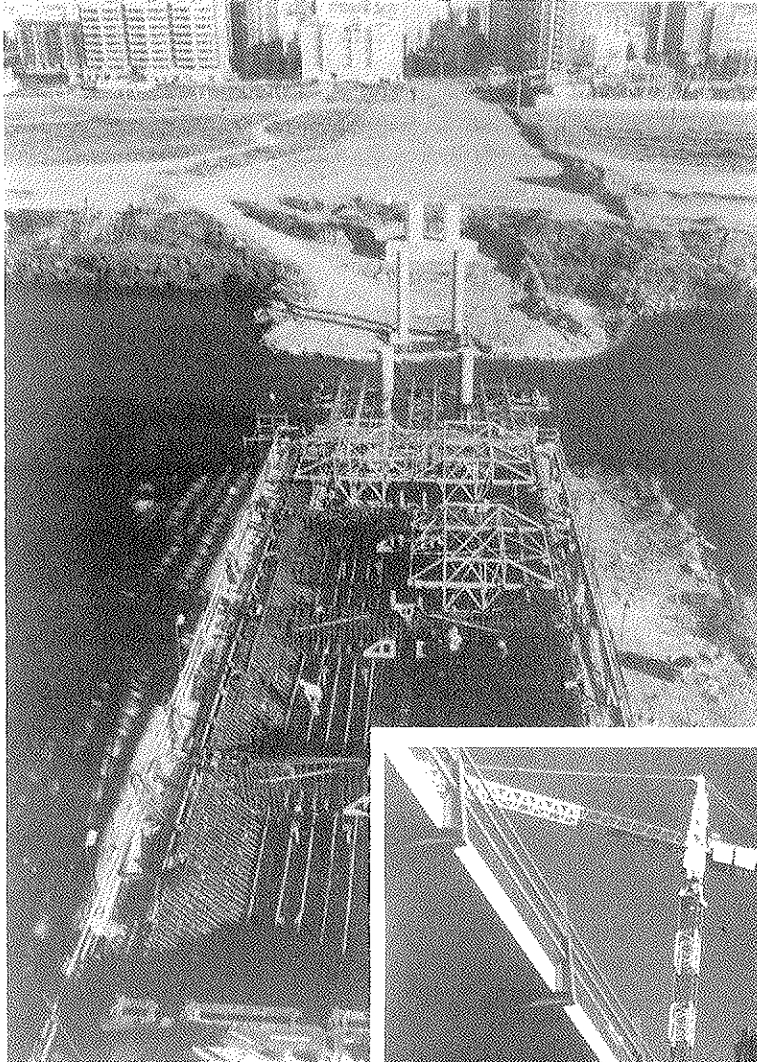


Figura 5. Montaje de ferralla y encofrados interiores.

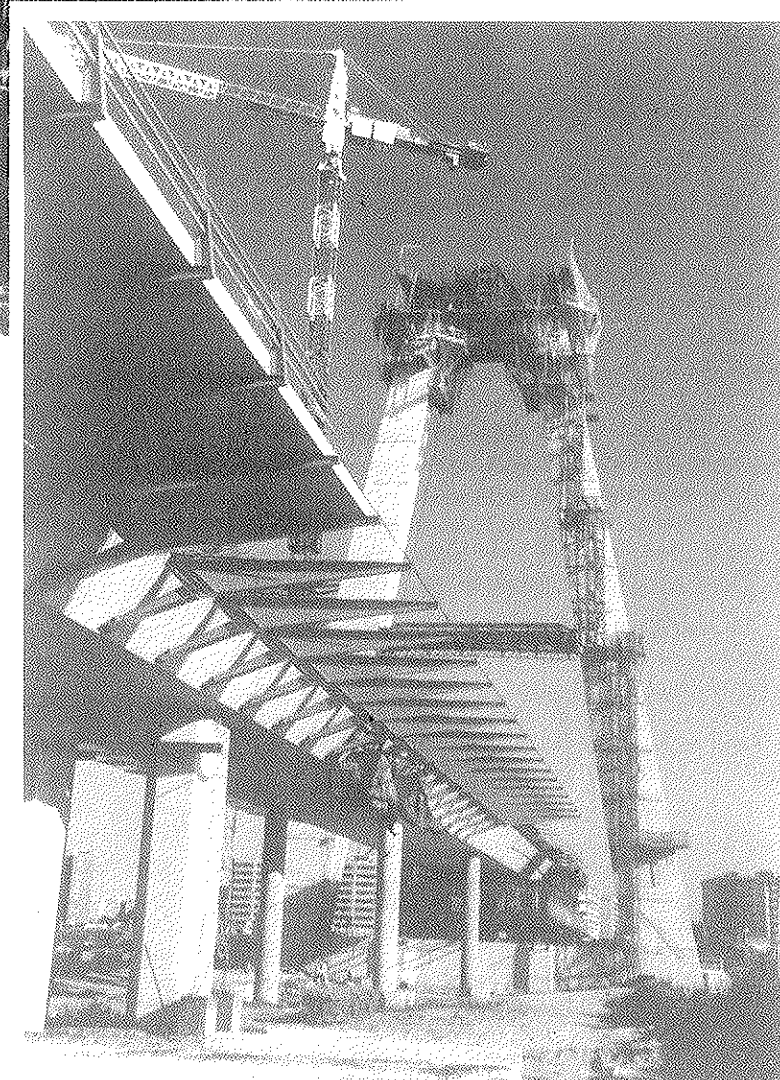


Figura 6. Montaje del primer elemento de la célula metálica del pilono y montaje de voladizos del tablero.

llas de los voladizos, sobre las que se montan las prelosas de hormigón armado y se hormigona el resto de la losa.

Para colocación de las costillas se dispone en la placa de anclaje un apoyo provisional para el puntal inferior; a continuación, se nivela mientras está colgada de la grúa, fijándose mediante las tuercas de regulación de las barras Gewi del anclaje superior. Una vez niveladas se suelda el apoyo inferior a la placa de anclaje.

Las prelosas están formadas por una sola pieza para cada elemento, de 4 x 5,5 metros.

Debido a que el funcionamiento de un puente atirantado se basa en el equilibrio entre peso de tablero y fuerzas de tirantes, ha sido necesario realizar un control cuidadoso de los espesores del tablero en construcción y corregir las fuerzas de tesado de tirantes en función del peso estimado del tablero construido, que ha sido un 10% mayor que el teórico.

Paralelamente a la construcción del tablero se ha realizado la del pilono, construyéndose los fustes mediante encofrados trepantes, siendo la altura de cada trepa de 4,07 m en cada fuste, y 3,55 m en la coronación (Fig. 6).

Debido a que todas las caras de los fustes son variables, reduciéndose línealmente, el encofrado tiene, en cada paramento, unos elementos con un ancho igual a la disminución de dimensión del mismo en cada fase, que se retiran en cada trepa, por lo que ha sido necesario bajar al suelo el encofrado cada dos puestas, para ajustar las dimensiones.

La ferralla se prefabrica totalmente en una banca, lo que ha permitido mantener un ritmo de una trepa a la semana, a pesar de la complejidad de la armadura y de la variación de las dimensiones del encofrado.

La construcción del pilono se realiza, en una primera fase, hasta la altura del bloque superior; una vez terminada ésta, se procede a la retirada de los encofrados, y al montaje de la célula metálica de anclaje de tirantes, mediante una estructura metálica auxiliar que apoya en los fustes.

La elevación de la célula se ha realizado dividiéndola en ocho secciones horizontales, que con un peso máximo de unas 14 toneladas cada una, se colocan en posición con la grúa torre utilizada para el resto de las operaciones, evitándose la utilización de medios auxiliares extraordinarios.

Una vez posicionada cada fase sobre la anterior, se procede a su unión mediante soldadura de penetración total. Paralelamente al montaje de los elementos de la célula, prosigue el hormigonado del bloque superior del pilono.

Una vez completada la construcción de tablero y pilono se realiza el montaje y tesado de tirantes.

Los tirantes se tesan desde el anclaje superior, situado en la célula del pilono, realizándose el

tesado cordón a cordón mediante gato unifilar. En primer lugar se procede al levantamiento de la vaina con el primer cordón del tirante; a continuación se montan los cordones portadores que son aproximadamente un tercio del total. Estos cordones se tesan directamente a continuación de enfilar cada uno. En último lugar se enfila el resto de los cordones, tesándose después de enfilar todos.

Una vez terminado el tesado del tirante se comprueba la tensión de un 20% de los cordones, mediante el levantamiento de las cuñas.

En los primeros tirantes tesados se comprobó la tensión total del tirante mediante un gato de 1.200 toneladas. Esta comprobación dejó de realizarse al obtenerse una buena correlación entre la fuerza del gato de 1.200 t y la estimada en el levantamiento de cordones con el gato unifilar.

La tensión a la que se debe de tesar cada tirante es función de las deformaciones impuestas a los distintos elementos de la estructura por efectos térmicos. Por esta razón es necesario conocer la temperatura de tirantes, tablero y pilono y los gradientes térmicos en tablero y pilono en el momento del tesado. Con este fin se ha realizado una instrumentación del puente como se explica posteriormente.

Una vez conocidos los parámetros térmicos de la estructura se determina la tensión de tesado del tirante y, a continuación, la fuerza de tesado de cada uno de los cordones del tirante, ya que ésta es distinta en cada uno con el fin de que quede a la misma tensión que los previamente tesados, tensión que va variando por efecto del tesado de los nuevos cordones.

La realización de estos cálculos se lleva a cabo mediante programas realizados específicamente para este puente y que al contener todos los datos de la estructura en los 34 esquemas estáticos por los que va pasando, permite la obtención de las tensiones de tesado casi instantáneamente, sin necesidad de suministrar más datos que los parámetros térmicos existentes en el momento del tesado.

El tesado de tirantes se ha llevado a cabo durante los meses de Agosto y Septiembre de 1994. A causa de la poca inercia térmica de los tirantes, la temperatura de los mismos evoluciona prácticamente con la temperatura ambiente, mientras que las variaciones térmicas en tablero y pilono están más amortiguadas. Con el fin de evitar que la temperatura de tirantes varíe mucho durante el proceso de tesado, éste se ha llevado a cabo entre las once de la noche y once de la mañana aprovechando el valle térmico nocturno y evitando las rápidas variaciones térmicas por efecto del soleamiento.

Durante el proceso de tesado de cada tirante se van realizando comprobaciones de la fuerza teórica de tesado del tirante con los parámetros témi-

cos existentes en cada momento. En el caso de que la fuerza teórica difiera en más del 1,5% de la prevista al comenzar el tesado, se dan a los operarios unos nuevos datos de fuerzas.

Con el tesado de tirantes tiene lugar el levantamiento progresivo del tablero de las pilas provisionales. Para controlar mejor el tesado de los tirantes, cuando durante el tesado de alguno va a tener lugar el levantamiento de alguna pila, se procede al desapeo de la misma, previo al tesado del tirante, mediante el vaciado de unas cajas de arena situadas en coronación de los fustes de las pilas provisionales.

Una vez finalizado el tesado de tirantes, se ha procedido al despegue de los mismos para contrastar los resultados con los de la instrumentación y con los teóricos de cálculo, a fin de decidir sobre la posibilidad de un retesado. En base a lo anterior y al estar el puente dentro de los márgenes previstos, se decidió no retesar.

Al finalizar el tesado de tirantes se procede a completar el pretensado del tablero, la inyección de las vainas, ejecución de acabados del tablero, eliminación de las pilas provisionales y terminación de las márgenes del río.

Instrumentación

Con el fin de controlar las operaciones de tesado de tirantes se ha instrumentado el puente para determinar las siguientes variables:

- Temperatura ambiente.
- Temperatura de pilono, tablero y tirantes.
- Tensiones en tirantes.
- Reacciones en pilas.
- Tensiones en el apoyo del tablero en el pilono.
- Tensiones en la célula de anclaje superior.
- Deslizamiento en la conexión célula-hormigón.
- Difusión de tensiones de anclaje de tirantes en el hormigón.

La recogida de información suministrada por los distintos aparatos de medida se efectúa en un ordenador que realiza registro de los mismos y permite su tratamiento en tiempo real.

La medida de temperaturas se realiza mediante termómetros eléctricos. Se han instrumentado tres secciones del tablero, tres secciones de cada fuste del pilono y cuatro tirantes, con un total de de 56 termómetros.

A partir de los datos de temperaturas, el ordenador suministra la temperatura media de pilono, tablero y tirantes y los gradientes térmicos en pilono y tablero, lo que se utiliza para obtener, en el momento del tesado de cada tirante, las correcciones que hay que efectuar en la fuerza de tesado con el fin de que la tensión de cada tirante corres-

ponda con la teórica a la temperatura de referencia.

Las tensiones en tirantes se controlan mediante strain-gages, colocándose nueve por tirante.

Se han medido reacciones en las dos pilas de retenida, en el estribo correspondiente al vano atirantado y en tres pilas provisionales. La medición se realiza mediante apoyos de neopreno confinado, instrumentados con un captador de presión.

La determinación de reacciones en apoyos sirve para controlar el peso del tablero y ajustar las fuerzas de tesado de tirantes.

El control de reacciones se complementa con la determinación de tensiones en el apoyo metálico del tablero en el pilono, que se realiza mediante strain-gages.

Además de la instrumentación utilizada para el proceso de tesado, se ha realizado un control suplementario del comportamiento tensional del puente en algunos detalles.

Se han instrumentado dos secciones del puente, para comprobar la difusión de la fuerza de un tirante en la losa superior, para lo que se han instalado ocho strain-gages por sección.

Se han colocado veinte strain-gages en la célula metálica de anclaje de tirantes, con el fin de analizar el comportamiento tensional de las caras laterales de la misma.

Se han colocado cuatro comparadores entre la célula metálica y el hormigón del pilono, para comprobar el deslizamiento entre ambos y para evaluar la rigidez de los conectores STUD.

La precisión de los esfuerzos obtenidos por la instrumentación se sitúa en el entorno de $\pm 5\%$ para reacciones de pilas, y $\pm 10\%$ para esfuerzos en tirantes, por lo que los resultados obtenidos son más cualitativos que cuantitativos y han servido, principalmente, para comprobar la evolución del comportamiento del puente; aunque para conocer las tensiones finales en tirantes es necesario el control de los mismos mediante levantamiento con gato, una vez completo el tesado.

- Administración Propietaria: **Junta de Extremadura**
- Director de Obra: **D. Antonio Gómez.**
- Asistencia Técnica: **IDEAM.**
- Proyecto de construcción de la estructura: **SERVICIOS TECNICOS. FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.**
- Constructor: **FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**
- Sistema de pretensado: **BBR.**
- Sistema de atirantamiento: **CTT.**

RESUMEN

El cuarto puente de Badajoz es un puente atirantado, con un vano principal de 136 m y vanos de compensación de 88 y 32 m, que incluye un viaducto de acceso formado por seis vanos de 32 m que es estructuralmente continuo con el puente principal.

El tablero tiene un ancho total de 23 m y está formado por un cajón central de hormigón pretensado, de 11,4 m de ancho y voladizos laterales de 5,8 m.

La suspensión consiste en 28 cables anclados en el eje del tablero; el pilón tiene forma de delta con una altura de 81,2 m.

La construcción del tablero se realiza, por fases de 32 m sobre apoyos provisionales, mediante cimbra autolanzable, colgándose del tablero una vez terminado.

Summary

It is a cable-stayed bridge with a main span of 136 m and compensating spans of 88 and 32 m, that includes a six-span viaduct each one of 32 m, structurally continuous with the main bridge; the deck is 23 m wide, consisting of a central prestressed concrete box girder 11,4 m wide and side cantilevers of 5,8 m.

The suspension is achieved by 28 stay cables anchored in the center of the bridge deck in a single plane.

The pylon is A shaped with a height of 81,2 m. The construction of the deck has been carried out span by span on temporary piers, and hunged from the cables once finished.

* * *

PUBLICACION Nº 14 DE LA FEDERACION NORDICA DEL HORMIGON

El Comité Investigador de la Federación Nórdica del Hormigón, ha editado el Volumen Nº 14 de la "Investigación Nórdica del Hormigón", NCR 1994:1. Contiene una selección de artículos relativos a investigaciones sobre hormigón en curso de realización o concluidas durante 1993, en los cinco países nórdicos: Dinamarca, Finlandia, Islandia, Noruega y Suecia.

El Comité Investigador tiene, como uno de sus cometidos, el incrementar el contacto profesional entre los investigadores del hormigón en los países Nórdicos, y fomentar el contacto entre ellos y los científicos del hormigón de todo el mundo. Se espera que esta publicación pueda actuar como vínculo mundial entre los investigadores del hor-

migón en los países Nórdicos y el resto del mundo.

Esta publicación invita a todos los científicos a una discusión sobre los artículos presentados. La discusión y la réplica de los Autores serán publicadas en el próximo número de NCR.

Los interesados en adquirir esta publicación, deberán dirigirse a:

Norsk Betongforening
Postboks 2312, SOLLI
0201 OSLO (Noruega)
Tel.: +47 22 94 75 00
Fax: +47 22 94 75 02

Puentes prefabricados monoviga de canto variable parabólico

J. Montaner Fragüet
J. L. Lleyda Dionis
ALVISA

INTRODUCCION

El plan de autovías desarrollado en España en los últimos años ha llevado consigo la realización de un número muy importante de pasos superiores para los que, en algunos tramos, se han desestimado soluciones con vigas prefabricadas alejando determinados criterios estéticos.

Buscando un mejor servicio, y tratando de colaborar al máximo con la industria de la construcción, en su momento, la prefabricación aportó soluciones con vigas-artera que conseguían un efecto visual diferente al ya conocido y, quizás, demasiado prodigado, de vigas doble T.

El resultado ha tenido buena aceptación, en general, por los Directores de Obra pero, con el fin de responder plenamente a los requerimientos de la Administración, ante la realización de futuros tramos de autovías y autopistas, ALVISA ha desarrollado una nueva tipología que se ajusta perfectamente a las especificaciones más exigentes en cuanto a calidad estética, resistente y condiciones de durabilidad.

Para llegar a esta solución, la prefabricación ha seguido una serie de pasos, a lo largo del tiempo, avanzando a medida que se conseguían mayores logros en el diseño de moldes y en la utilización de medios cada vez más potentes y sofisticados tanto en fabricación como en transporte y montaje.

Esta evolución queda esquemáticamente reflejada en la figura nº 1.

SOLUCION ACTUAL:

De esta manera, surge una tipología constituida fundamentalmente por:

- **2 Pilas** prefabricadas de fácil montaje y con morfología a gusto del proyectista.

- **1 viga-cajón única, con directriz parabólica**, montada en 3 piezas: 2 laterales y 1 central, que se unen entre sí mediante barras pretensadas, dando lugar a una viga continua de 3 vanos.

- **Losa superior semielaborada** cuya terminación en obra es elemental y no requiere medios materiales ni humanos especializados: La ferralla que hay que disponer en obra está constituida por barras rectas y, prácticamente, no se precisa ningún encofrado para poder proceder al hormigonado que creará el monolitismo y pondrá punto final a la estructura.

- **Terminación sin juntas intermedias, con continuidad total entre las 3 piezas de la viga.**

- **Muros-estribo** prefabricados con paneles de una pieza para toda la altura, o bien a base de durmientes prefabricados que se montan en la coronación del terraplén.

Todo ello queda reflejado en la figura nº 2 que muestra la sección transversal y el alzado, orientativos.

Hasta el momento, esta solución se ha plasmado en diferentes realizaciones ya en servicio (Variante de Estepona, Autovía de Navarra, tramo Irañeta-Lacunza) con variedad de luces y anchuras, lo que se ha conseguido gracias a:

- La utilización de moldes muy costosos, diseñados especialmente para conseguir gran versatilidad de longitudes y, por lo tanto, fácilmente reutilizables.
- Uso de hormigones en la gama H-500, H-700.
- Medios para la manipulación en fábrica de grandes cargas.

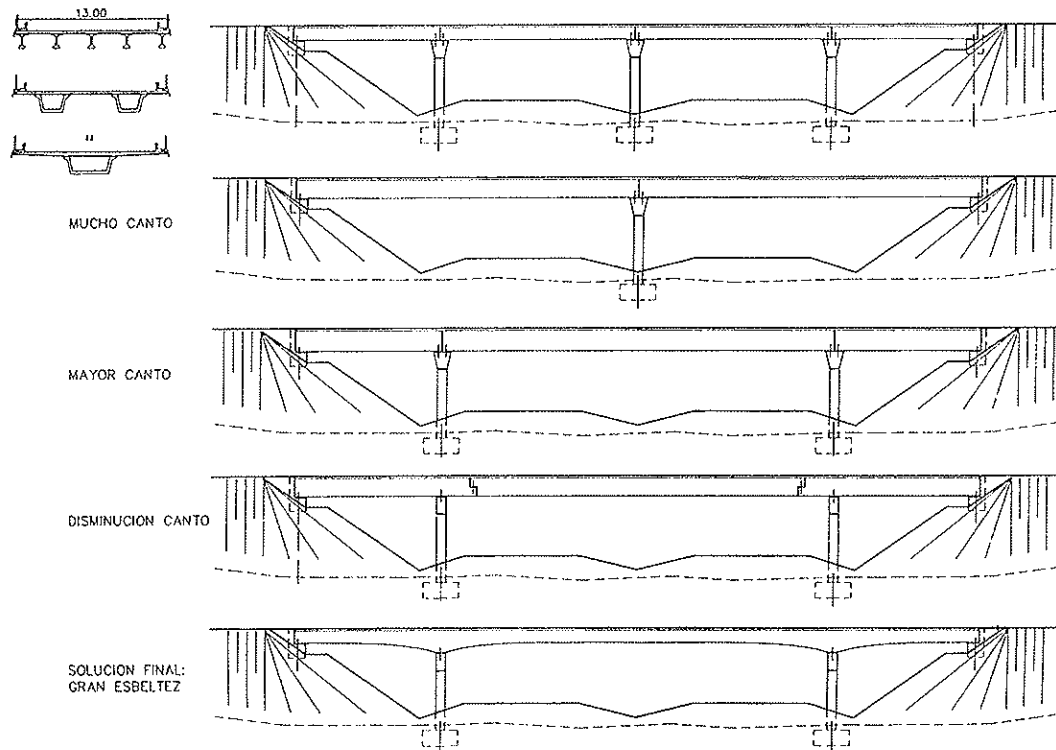


Figura 1. Evolución de los pasos superiores prefabricados.

- Vehículos de transporte para piezas de gran longitud y pesos superiores a 100 toneladas.
- Equipos de montaje de gran potencia: grúas de 400 y 800 t de capacidad (que permiten manejar 100 t, con 24 m de radio).
- Equipo humano altamente especializado en la ejecución de elementos pretensados con hormigón de alta resistencia.

Para pasos de 3 vanos, habitualmente las luces oscilan entre 10 y 20 m en los vanos laterales, y entre 25 y 40 m para el central, siendo de 10 a 13 m las anchuras más frecuentes del tablero, con cantos de viga que pasan de 1,10 m en el centro del tramo principal, a 1,70 m sobre apoyos en pilas. Estos cantos aumentan a 1,20 - 1,80 m para luces de 44 m y a 1,30 - 2,30 m para luces de 55 m, que corresponden a los ejemplos incluidos a continuación (Figuras nº 3 y 4).

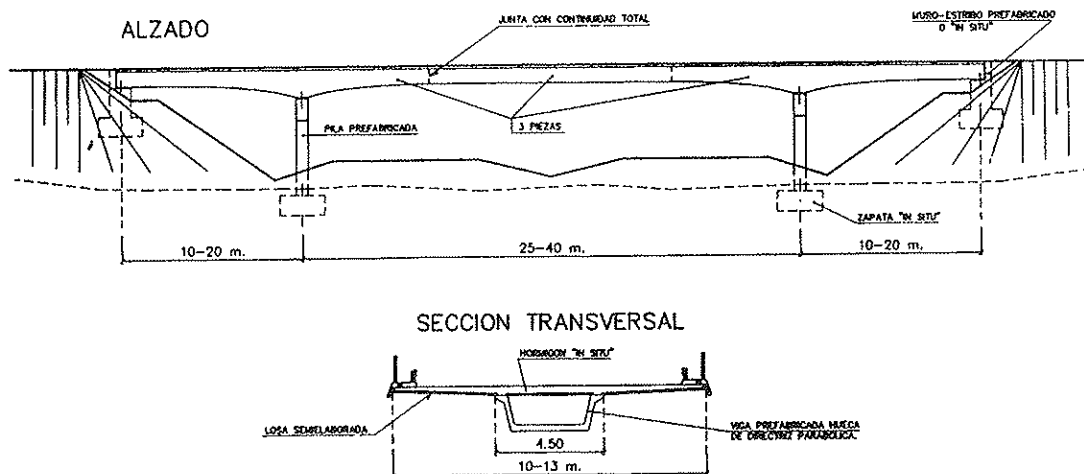


Figura 2. Definición del paso superior.

VENTAJAS SOBRE LA EJECUCION «IN SITU»

Evidentemente, la morfología expuesta no supone, en absoluto, una innovación en el campo de las estructuras.

Hace muchos años que puentes de estas características se construyen con éxito en las carreteras españolas, producto de proyectos perfectamente elaborados y ejecuciones «in situ» de gran calidad, llevadas a cabo por empresas constructoras con gran experiencia.

La novedad radica en aplicar la técnica de la prefabricación para su construcción, con las ventajas inherentes a la misma:

1. Garantía de un buen resultado, gracias al uso de materiales de alta resistencia, moldes estudiados, equipo humano especializado y control intenso en fabricación.
2. Menor costo real, totalmente fijo desde el momento de la contratación, sin posibilidad de incertidumbres a causa de problemas ambientales, laborales, etc.
3. Rapidez de ejecución. Como ejemplo, podemos indicar un paso superior, en la variante de Estepona, construida por LAIN, S.A., e inaugurada hace unos meses:

Se tardó 4 semanas desde la contratación hasta que se obtuvo el visto bueno de los planos y cálculos. Este plazo puede fácil-

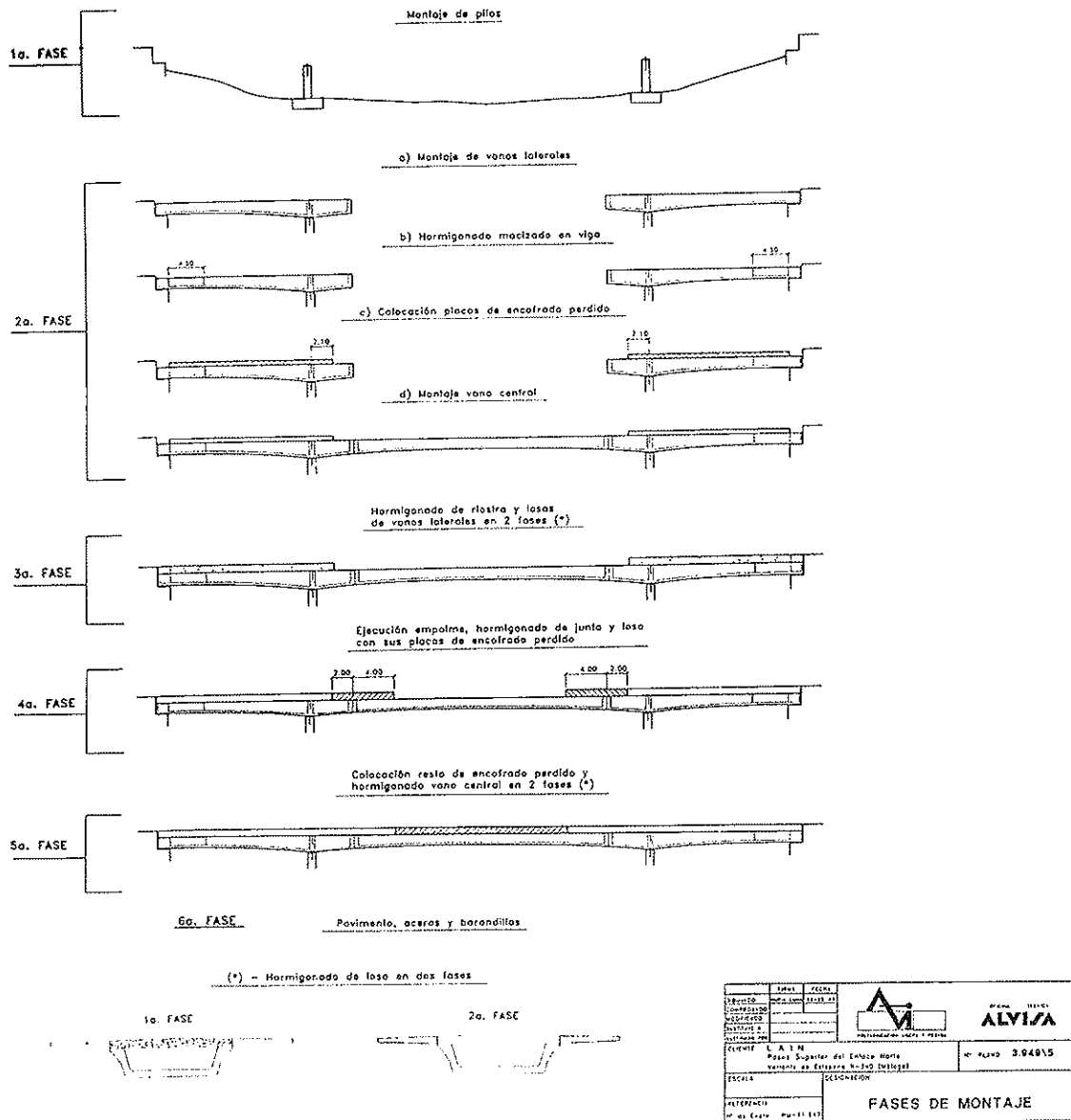


Figura 5. Fases de montaje y hormigonado

mente reducirse a unos días, una semana como máximo, si la urgencia de la obra lo requiere.

A partir del visto bueno, se utilizaron 5 semanas en la fabricación de pilas, vigas, placas semielaboradas del tablero, montaje de todo ello y hormigonado parcial del tablero, terminando con ello la ejecución completa de la estructura. La construcción de la cimentación de pilas y alzado de muros-estribo, se hizo en obra simultáneamente a la fabricación de pilas y vigas en factoría.

Este plazo, que de por sí ya es atractivo, puede optimizarse, en caso de necesidad, reduciéndolo a 2 ó 3 semanas, con lo que puede conseguirse un plazo total inferior a un mes, desde la contratación hasta la terminación de la estructura completa, incluyendo todas las fases que se indican en la figura nº 5.

4. Menores interferencias con la actividad en el entorno de la obra:

En el caso de pasos superiores sobre vías ya en servicio, los montajes pueden reducirse a unas horas, en los espacios de menor tráfico (nocturnos si es preciso), con lo que la interrupción o afectación del tráfico existente resulta casi imperceptible para el usuario. Ejemplo indiscutible de esta ventaja es el puente de los 3 ojos, en la M-30 de Madrid: Se trata de un paso superior, en autopista urbana, con cargas de ferrocarril, constituido por un tramo central de 50 m de luz y dos laterales de 15 m. En principio, fue construido «in situ» sobre cimbras que estrechaban el gálibo de la autopista, creando importantes trastornos de tráfico,

con atascos continuos, durante un período de tiempo extraordinariamente dilatado, superior a un año. En su momento, se planteó la ampliación de 2 nuevas vías, para lo que era preciso ensanchar el tablero. Se exigió, naturalmente, que la ampliación tuviese exactamente la misma forma exterior y dimensiones de la 1ª fase. Tras el estudio de su viabilidad se consiguió obtener una solución prefabricada, con vigas pretensadas huecas, de canto variable, cuyo peso superaba las 150 t y que mantenían idéntico aspecto que la parte existente. Las interrupciones de tráfico, con esta solución, se redujeron a un espacio de 3 ó 4 horas, durante tres noches, en las que se procedió a montar las vigas. Prácticamente, los usuarios de la autopista pudieron ver cómo surgía la obra, sin sufrir los atascos que, inevitablemente, se habrían producido si la ampliación hubiese sido ejecutada por el procedimiento tradicional, «in situ».

5. Ninguna necesidad de personal especializado en obra: sólo la cimentación de las pilas, ejecución de muros-estribo en su caso y hormigonado parcial del tablero (sin necesidad de encofrados, sopandas, cimbras, etc.) es lo que hay que llevar a cabo para poder disponer de la estructura terminada.

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Las siguientes fotografías dan idea del proceso constructivo de estos puentes, ofreciendo imágenes de las distintas fases hasta llegar a la obra terminada.

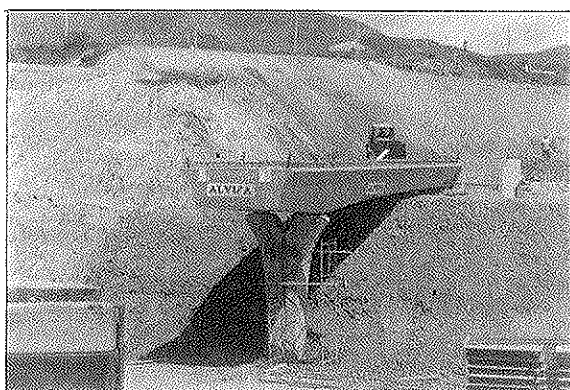


Foto 1. Viga lateral, de trazado parabólico, montada sobre pila prefabricada tipo «Palmera»

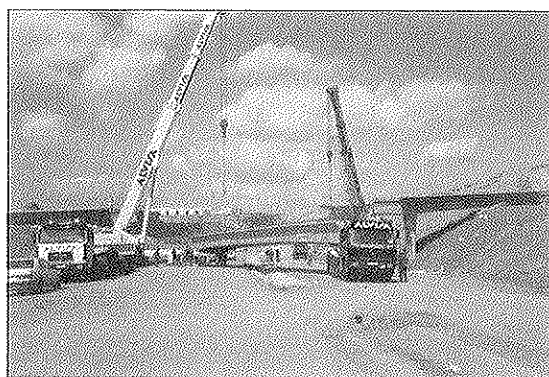


Foto 2. Llegada a obra del tramo central, una vez montados los laterales y las placas transversales correspondientes

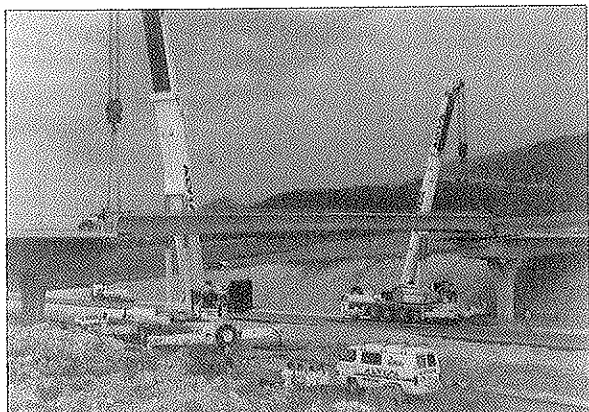


Foto 3. Fase de montaje del tramo central, mediante dos grúas de 400 t de potencia.

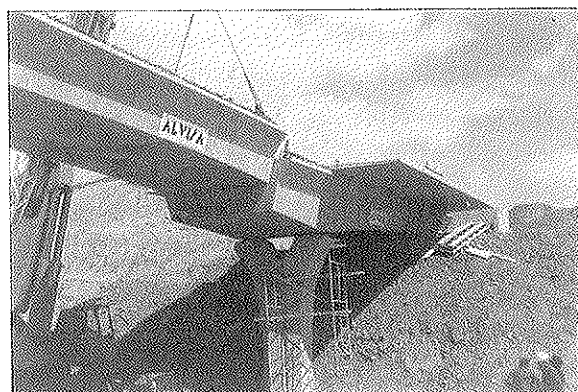


Foto 4. Detalle durante el montaje del tramo central.

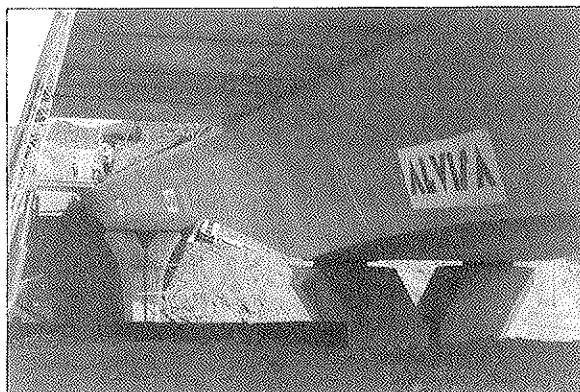


Foto 5. Viga principal, totalmente montada.

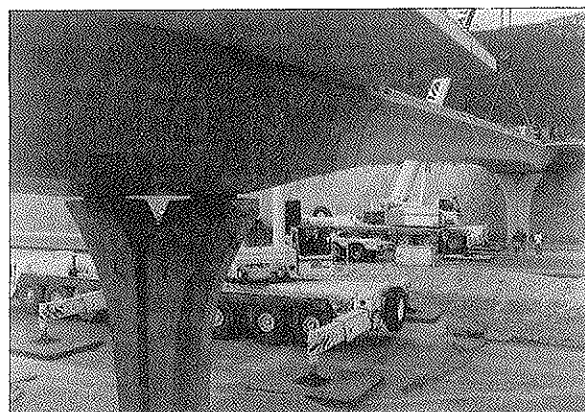


Foto 6. Viga principal y pilas, vistas desde otro ángulo.

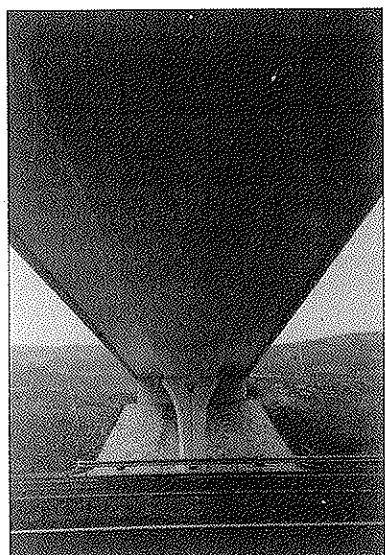


Foto 7. Vista inferior del tablero terminado.

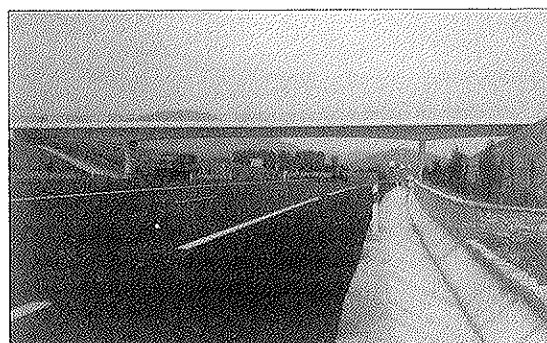


Foto 8. Vista general del puente, totalmente construido con la autovía en servicio. Se aprecia la esbeltez propia de la viga continua de canto variable. Una vez concluida la obra, no se distinguen las juntas de construcción entre los tres tramos de la viga principal.

RESUMEN

Una de las aplicaciones de los puentes mixtos de HORMIGÓN y hormigón, es el puente monoviga, de canto variable, prefabricado, en el que se conjugan elementos armados y postesados, con unión pretesa mediante barras cortas, y que abarca luces entre 25 y 45 m y anchos de tablero de hasta 13,00 m, y soluciona el problema de pasos superiores sobre autovías y autopistas, sin necesidad de disponer pila intermedia en mediana, con un aspecto estético, a nuestro juicio muy conseguido, y un sistema de ejecución totalmente estudiado, que reduce, los trabajos en obra, a la ejecución de zapatas y estribo, y el extendido posterior de la losa superior, con disposición de ferralla en barras rectas en su totalidad.

El tablero se complementa con pilas prefabricadas y consta de 3 piezas principales, ejecutadas

en taller, y encofrados autoportantes para los voladizos laterales.

Se presentan realizaciones existentes, descripción del proceso constructivo, variantes sobre el mismo, así como programa, en el tiempo, para su ejecución, y datos estadísticos.

SUMMARY

A new solution for overpasses on roads and motorways is described. The solution is fully concrete precast with decks composed by one single open box girder connected to an upper slab. In the longitudinal sense the system provides structural continuity.

The advantages of this particular precast procedure are shown for this bridge morphology. The erection topics are explained in a graphical way.

* * *

III CONGRESO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DE LA CONSTRUCCION. V DE CONTROL DE CALIDAD. CON. PAT 95 17 al 20 de Octubre 1995. Varadero - CUBA

TEMARIO

Influencia de los materiales en la patología de la construcción.

Patología de sistemas estructurales de edificaciones.

Patología de elementos de cierre y terminaciones.

Patología de obras viales y de comunicación.

Patología en obras hidráulicas y marítimas.

Control de calidad y otros aspectos relacionados.

INFORMACION:

Cuba. CON. PAT 95.
Unión Nacional de Arquitectos e Ingenieros de la Construcción de Cuba. (UNAICC).
Humbolt nº 104, esq. Infanta.
Vedado Zona 4, C. P. 10400
CIUDAD DE LA HABANA - CUBA.

ESPAÑA:

Departamento de Ingeniería Civil-Construcción.
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos.
Ciudad Universitaria, s/n.
Tel.: (91) 336 67 18
28040 MADRID

NUEVA PUBLICACION DE LA ASTM
STP 169C/El significado de los ensayos y propiedades del
Hormigón y de los materiales utilizados para fabricarlo
Editores: Paul Klieger y Joseph F. Lamond

Esta publicación presenta la más reciente tecnología relativa al hormigón y a los materiales utilizados para fabricarlo. Es la revisión de la conocida STP 169B, y contiene diez capítulos nuevos que recogen los principales problemas que se presentan en la industria del hormigón y los avances logrados, desde la última edición, para solucionarlos. Todos los demás capítulos han sido revisados o puestos al día.

Los 55 artículos revisados se han dividido en 6 secciones:

La Parte I se concentra en **la necesidad de dar un producto de calidad**. Un nuevo capítulo trata de la variabilidad de los materiales utilizados para hacer el hormigón y de su influencia en la calidad del hormigón. Otros capítulos tratan de las consideraciones estadísticas en la toma de muestras y ensayos; de las técnicas para las tomas de muestras; del papel de los laboratorios de ensayo en la mejora de la calidad, y de las necesidades de investigación.

La Parte II, relativa al **Hormigón fresco** fabricado en central, estudia especialmente temas relativos a la trabajabilidad del hormigón, contenido de aire, fluencia, tiempo de amasado, consistencia, contenidos de cemento y agua, y fabricación y curado de las probetas de ensayo.

La Parte III trata del **Hormigón Endurecido**, y tiene un nuevo capítulo sobre la predicción de la resistencia del hormigón a partir de los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre el hormigón fresco.

La Parte IV se ocupa de los **Hormigones Especiales** y tiene dos nuevos capítulos en los que se estudian los problemas originados por la reacción química entre los cementos y los áridos silíceos y calizos.

En la Parte V se estudian **Otros Materiales utilizados para la fabricación del Hormigón**, e incluye dos nuevos capítulos relativos a las propiedades físicas y químicas del cemento.

La Parte VI, que se refiere también a **Hormigones Especiales**, tiene cuatro nuevos capítulos en los que se estudian los hormigones fabricados con fibras, los hormigones compactados con rodillo, los hormigones con polímeros, y los hormigones proyectados y gunitas.

Por todo ello, este libro puede ser del máximo interés para todos cuantos trabajan en el campo del hormigón, incluyendo: ingenieros civiles, técnicos de laboratorio, fabricantes de hormigón, especialistas en hormigón, proveedores, fabricantes de equipos, investigadores, etc.

Características del libro:

630 Páginas

Precio 110 \$; 99 \$ para los Miembros de la ASTM

ISBN 0-8031-2053-2

Los pedidos deberán dirigirse a:

ASTM Customer Service

1916 Race Street

Philadelphia, PA 19103

Tel.: 215-299-5585

Fax: 215-977-9679

Estructuras de los Tramos VI y VII del Cinturón Litoral de Barcelona

Juan Luis Bellod Thomas
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO

Miguel Angel Fernández Gómez
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
ESTEYCO

Javier Rui-Wamba Martija
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO

1. INTRODUCCION

Barcelona, a pesar de ser una de las principales ciudades mediterráneas, ha crecido durante mucho tiempo de espaldas al mar. En el año 1836 entró en servicio la primera línea ferroviaria española entre Barcelona y Mataró, con un trazado paralelo a la costa.

Las vías situadas junto al litoral, unido a la proliferación de fábricas en el entorno, surgidas durante la revolución industrial, marginó el frente marítimo de la ciudad, que creció en dirección opuesta.

El desvío de estas líneas ferroviarias y la recuperación de las superficies ocupadas por industrias, muchas de ellas obsoletas, ha permitido la construcción, como parte de los Cinturones de Ronda, del Cinturón Litoral. La obra se ha realizado parte en túnel y parte semienterrada, de manera que no supusiera un obstáculo para la accesibilidad a la zona marítima, que se recuperó con la creación de nuevas playas y un área, junto a ella, de parques y equipamientos deportivos.

En la comunicación se van a presentar algunas de las obras de los tramos VI y VII del Cinturón Litoral de Barcelona, en las que el hormigón postensado demostró su versatilidad y eficacia para resolver estructuras urbanas muy diversas.

La implantación de estas estructuras en un territorio esencialmente urbano, obliga a una mayor preocupación por los aspectos formales, junto a una reducida libertad de actuación motivada por los estrechos condicionamientos geométricos en que necesariamente nos debemos mover.

Conjugar estos factores no siempre es fácil, lo que no evita que con empeño y algo de imaginación se puedan conseguir resultados dignos.

Todas las estructuras que se van a mostrar resuelven pasos de ramales sobre el Cinturón Litoral o pasos superiores del propio Cinturón. En todos los casos, la ejecución de la estructura formaba parte del nuevo tramo del Cinturón, por lo que el tráfico no era un condicionante.

2. DESCRIPCION GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS

En la comunicación nos vamos a referir a las estructuras de mayor interés, destacando únicamente aquellos aspectos que implican cierta originalidad o dificultad. En su conjunto, la obra incluía, además de las que se presentan aquí, otras estructuras resueltas con sencillez, prestando atención a los acabados, barreras, encuentros con estribos, evacuación de aguas, etc...

2.1. Estructuras del encuentro de la Rambla de Prim con el Cinturón Litoral

No se puede comprender la importancia de esta obra sin tener en cuenta que se trata de la culminación de una nueva avenida, con una urbanización de alta calidad, en una zona de bajo nivel social, que ahora tiene, por fin, acceso al mar.

En la *figura 1*, se muestra la geometría en plan-

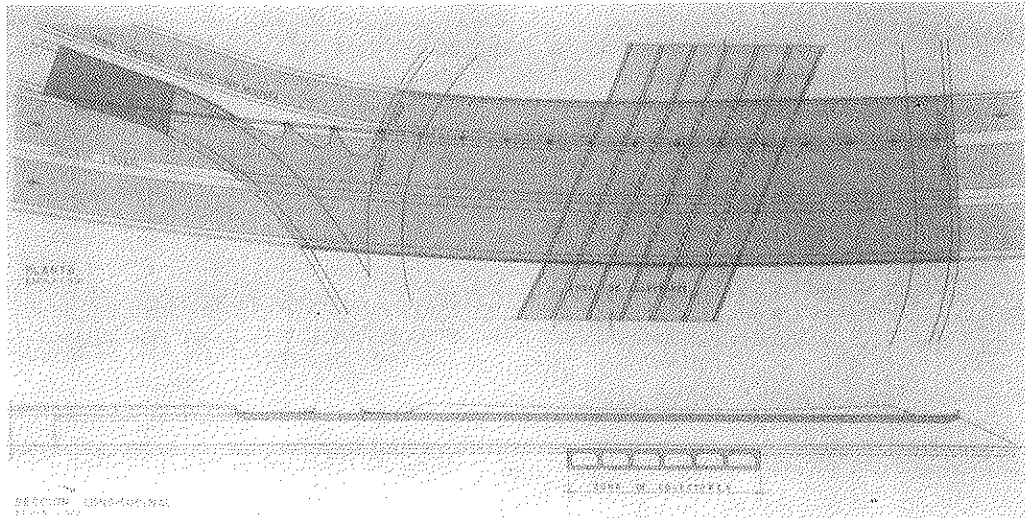


Figura 1.

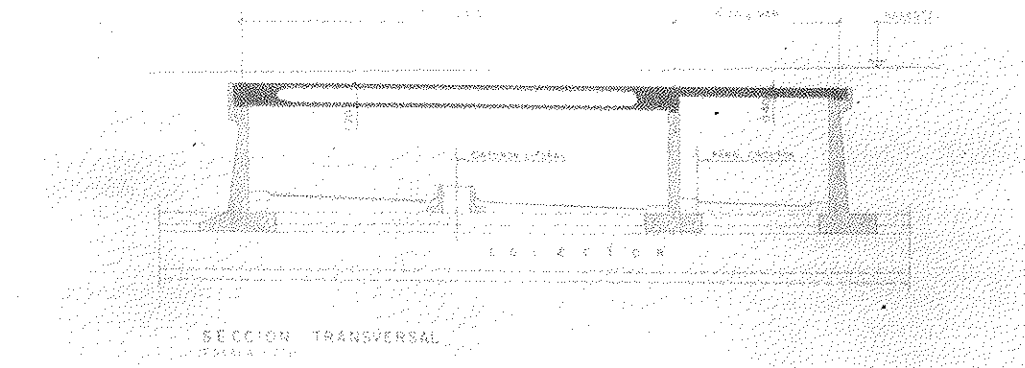


Figura 2.

ta de la estructura que fue necesario construir para cruzar sobre el Cinturón Litoral y como soporte de uno de los ramales de acceso al mismo. Se observa, también, la posición de la importante batería de colectores situados bajo la obra, que ha sido necesario integrar en el proyecto y que ha influido en la solución adoptada.

La estructura, en su mayor parte, está constituida por una losa aligerada de hormigón postensado, de 1,20 metros de canto, para salvar los 23,50 metros de ancho del Cinturón Litoral, y una losa de hormigón armado, de 0,40 metros, con luz variable entre 8,7 y 9,7 metros, que salva el ramal de salida del Cinturón. Es interesante notar que se eliminó la tradicional junta de dilatación entre el tramo pretensado y el tramo armado. Es conveniente, también, recordar que la losa, en buena parte, iba a ser soporte de un jardín y que por ello, debía estar dimensionada para una sobrecarga de 3.000 kg/m². (Fig. 2).

En uno de sus bordes, la geometría de la estructura es muy compleja. La conexión para el acceso a la rotonda, obligaba a un gran esviaje curvo, que decidimos manifestar en toda su pure-

za funcional. Aprovechando los espacios neutros entre calzadas, se crearon huecos por los que penetra el aire y la luz al interior del "túnel", de aproximadamente 200 metros, creando, junto con la geometría esviada del acceso, una interesante graduación de la luminosidad. (Figs. 3 y 4).

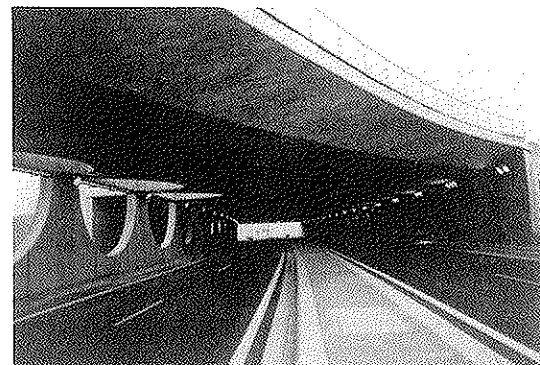


Figura 3.

Llegados a este punto, tendríamos la tendencia a manifestar que, a pesar de la complejidad geométrica de la losa, el hormigón postensado era la

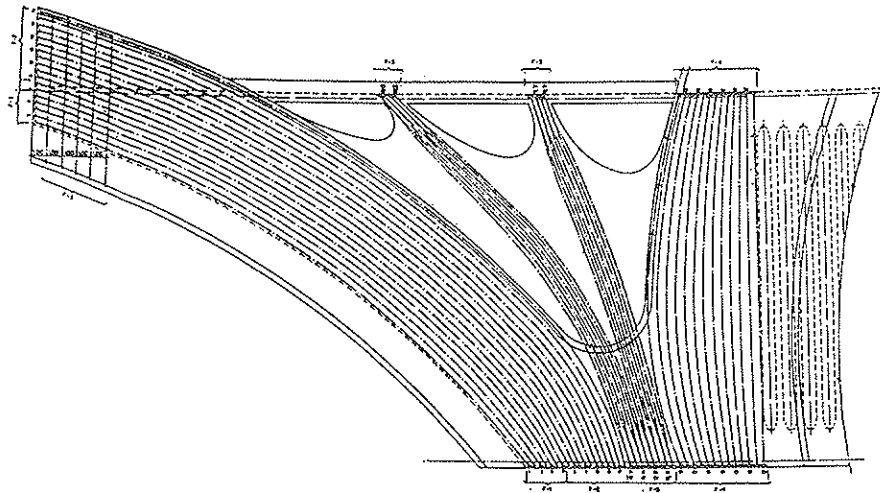


Figura 4.

PLANTA DE CABLES

elección estructural adecuada. Podríamos decir que, debido a dicha complejidad, solamente el hormigón estructural (armaduras activas y pasivas colaborando estrechamente), podría resolver una estructura de esta naturaleza, haciendo posible un resultado estético de indudable interés, cualidad que es particularmente importante en áreas urbanas. Pero, para ello, quizás hayamos tenido que superar hábitos y recordar que el objetivo de nuestro trabajo no son los cálculos, sino la definición de una obra funcionalmente adecuada, estéticamente atractiva, con un coste controlado y con una seguridad suficiente.

El apoyo intermedio en la frontera entre la losa postensada de 1,20 metros de canto y la losa armada de 0,40 metros, consiste en un muro con grandes aligeramientos semicirculares. Ciertamente, el diseño tiene una intención estética. La repetición de esta geometría en otras estructuras

complejas del entorno, ha dado coherencia y armonía al conjunto del tramo, lo que es claramente percibido por quien circula por él. Pero además, el muro aligerado actúa como viga de gran canto y transmite los esfuerzos a la estructura longitudinal de los colectores, que actúan así como cimientos de la obra. (Fig. 5).

El muro aligerado presenta, como contrapartida, un distanciamiento de casi 9 metros entre los puntos de apoyo de la losa. En este punto se plantea, una vez más, un condicionante estructural que el pretensado resuelve eficazmente. Las cargas de la losa deben ser recogidas por una viga riostra, alineada con el muro, que no puede quedar embebida en el canto de 1,20 metros de que se dispone, dado que nos encontramos con cargas de 75 t/m, para luces de casi 9 metros. (Fig. 5).

La primera tentación es sencilla, descolgar una viga de canto que no plantea funcionalmente nin-

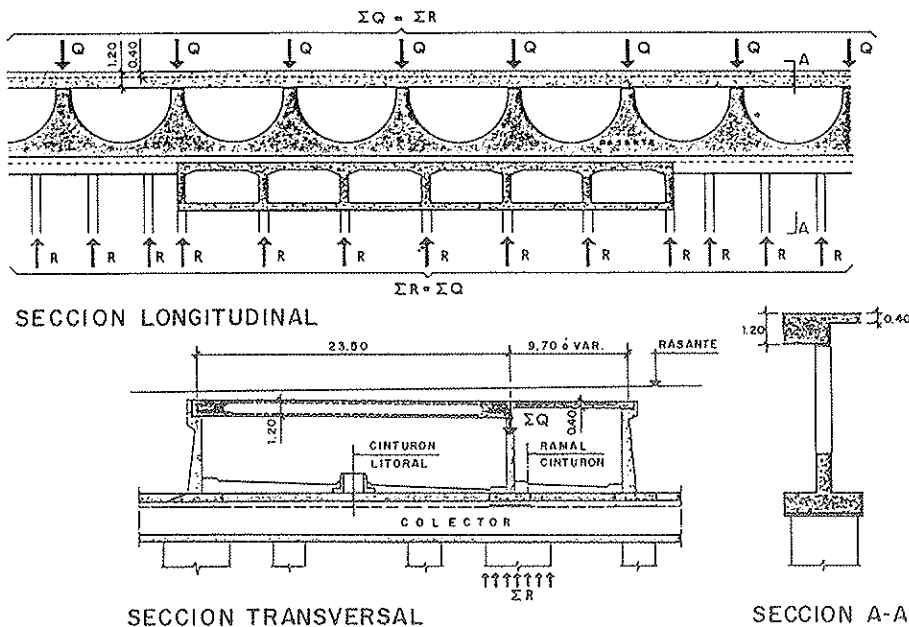


Figura 5.

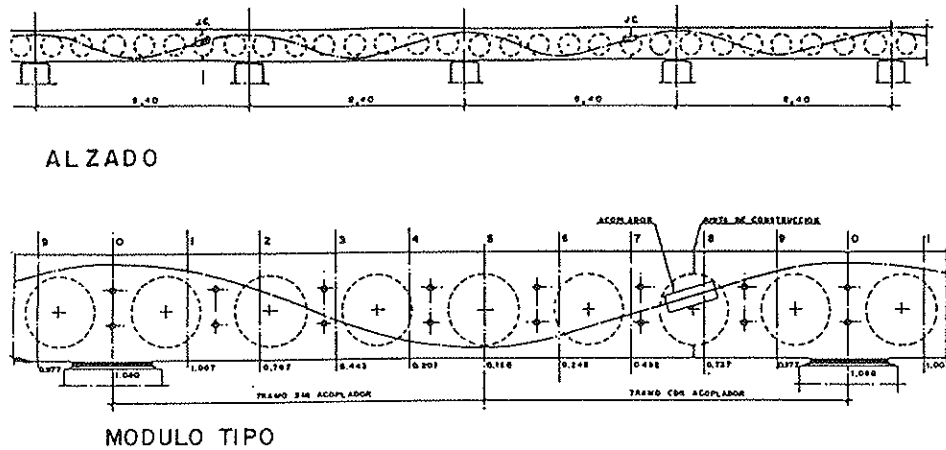


Figura 6.

gún inconveniente. Esta solución se eliminó pues está totalmente reñida con la intención del diseño original, siendo muy poco atractiva. La necesidad de disponer una viga de canto deriva en la idea de disponer potentes cables de pretensado en la zona de riostra. Esta solución exige una puesta en obra más cuidadosa, resolviendo problemas geométricos de ubicación de cables, exigiendo un proceso de tesado por fases. (Fig. 6).

En el nudo de Prim, además de la losa ya descrita, fue necesario construir otra losa postensada más convencional, encajada en un círculo, de 50 metros de radio, que permite las conexiones, en cualquier sentido, del tráfico entre la Avenida y el Cinturón Litoral, así como el acceso peatonal a las playas, desde la Rambla de Prim. Para ello, el peatón pasa sobre el cinturón por una plataforma ajardinada, desde la que desciende a las playas, por una rampa o escaleras, pasando bajo la nueva estructura (Fig. 7).

Sobre la estructura, en la zona ajardinada, se construyó un monumento a la Fraternidad, que recuerda los fusilamientos que en esta zona se produjeron en tiempos de la guerra civil española (Fig. 8).

Un haz luminoso asciende por el interior del fuste metálico y se separa en varios haces diver-

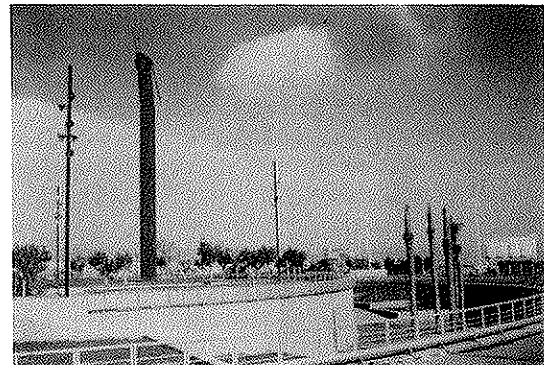


Figura 8.

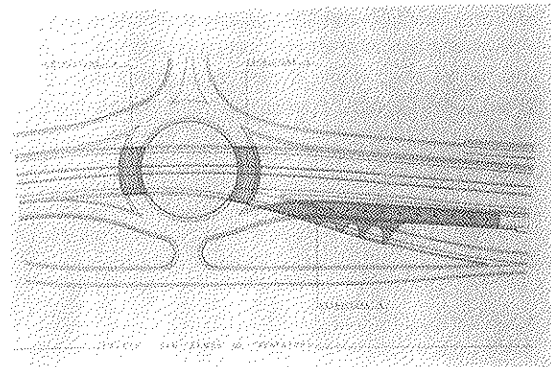


Figura 9.



Figura 7.

gentes que señalan, simultáneamente, la placa conmemorativa de la base, y el eje de la rambla Prim hacia la montaña.

2.2. Anillo de San Ramón de Penyafort

En la figura 9, se muestra la resolución del anillo por medio de dos losas isostáticas pretensadas, curvas, incluidas en un círculo de 25 metros de radio. El apoyo de las losas se realiza sobre muros



Figura 10.

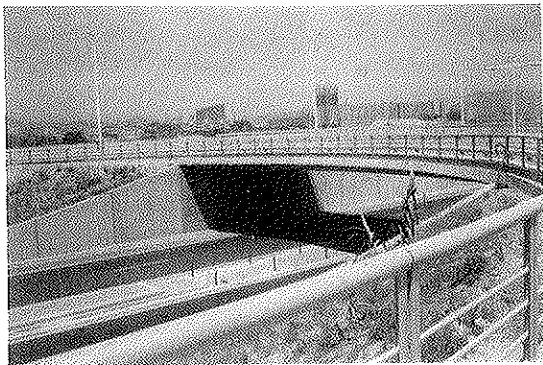


Figura 11.

de acompañamiento, con alzados que recuerdan la geometría del muro central de la estructura anterior. (Figs. 10 y 11).

2.3. Estructura de acceso al Cinturón, desde el Anillo de San Ramón de Penyafort

El ramal de acceso desde el anillo es otra modesta pero compleja e interesante estructura. Generalmente, este tipo de obras se resuelven con un relleno de tierras entre dos muros longitudinales y una losa cubriendo estrictamente la zona de paso. En su lugar se proyectó una losa postensada, de 0,60 metros de espesor, apoyada en su eje longitudinal en un muro similar al diseñado para el túnel de Prim. En su extremo más próximo al Anillo de San Ramón de Penyafort, la geometría es de una gran complejidad. Este problema, como el de su estabilidad torsional, se resolvió de una forma fácil de explicar mostrando su geometría en planta y alzado. (Figs. 12 y 13).

En su parte extrema, los huecos de entrada de luz de la losa tienen su reflejo en el alzado del muro de apoyo, consiguiendo formas geométricas armoniosas y no exentas de originalidad. (Fig. 14).

En esta estructura, el problema de definición del número, potencia y posición de los cables de pretensado, es similar al de la losa de Prim. El pretensado se ha establecido con el objetivo de que las cargas ascensionales debidas al mismo compensen el peso propio y el pavimento de la losa, de manera que, bajo cargas permanentes, la losa permanece prácticamente horizontal. Su flexión transversal se resuelve en hormigón armado, y es con armadura pasiva como se asegura la estabilidad y el control de fisuración de las zonas singulares de esta particular e interesante obra. (Fig. 15).

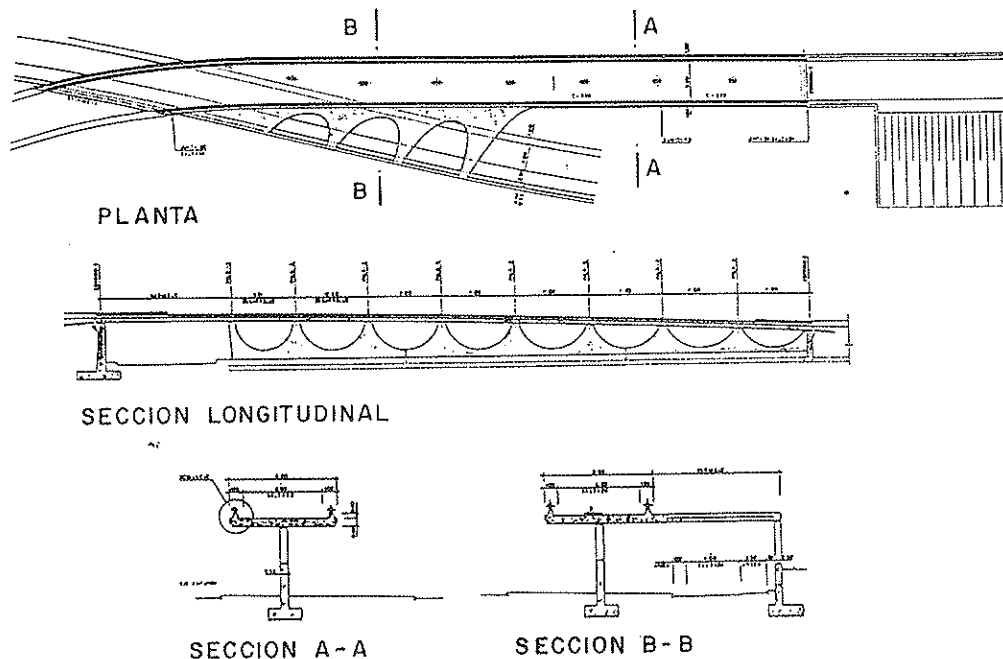


Figura 12.

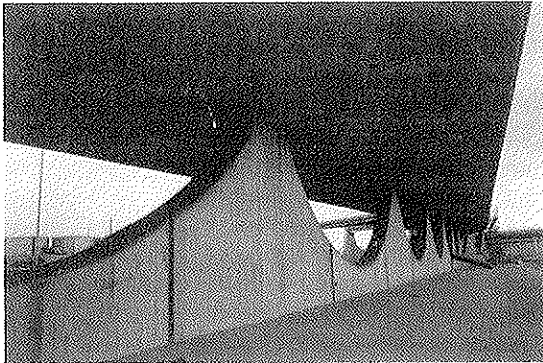


Figura 13.

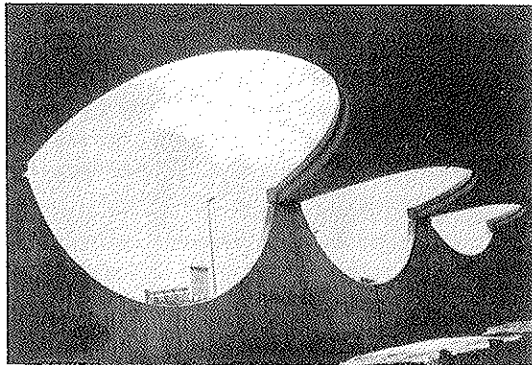


Figura 14.

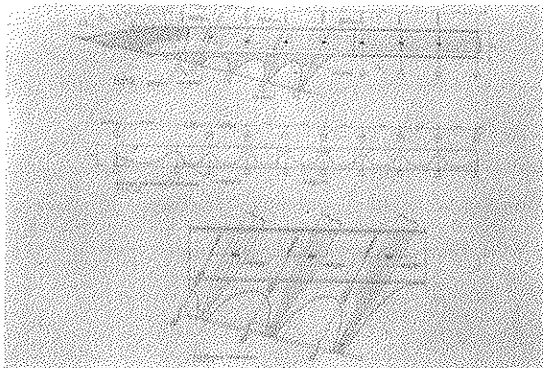


Figura 15.



Figura 16.

2.4. Estructura sobre la calle Albarracín

Se trata de dos estructuras gemelas que permiten el paso del Cinturón Litoral sobre una calle de nueva creación.

De estas estructuras se puede destacar las pilas formadas por un fuste muy delgado, de 0,40 metros de espesor, rígidamente unido al tablero. El fuste tiene forma trapezoidal, ensanchándose hacia la base. (Fig. 16 y 17).

En la sección de encuentro de las pilas y el tablero se incluye un berenjeno con un doble objetivo:

- Facilitar la puesta en obra del tablero, mejorando el aspecto visual de la junta de construcción.
- Ofrecer un "camino" a la posible fisuración, que no la haga especialmente visible.

La zona de unión se armó con generosidad, en la idea de proporcionar una ductilidad suficiente. Además, se hizo un control en servicio de la fisuración. Para el cálculo de esfuerzos se tuvo en cuenta la reducción de rigidez de las secciones de la pila próximas al tablero.

2.5. Estructura sobre la N-152

Esta obra pertenece al Tramo X del Cinturón Litoral. La estructura es un vano isostático, de 33 metros de luz en el eje, que presenta una geometría muy complicada, como se observa en la *figura 18*. Los estribos son curvos, y en uno de los encuentros se producen ángulos de esviaje muy marcados, aumentando considerablemente la luz, en uno de los extremos, hasta los 45 metros.

La extremada esbeltez de la losa obligó a disponer de un número considerable de cables de pretensado, existiendo graves problemas de ubicación de las cabezas de anclajes. Por este motivo se dispusieron anclajes con el nuevo sistema C, puesto a punto por la casa Freyssinet, que permite una reducción de las placas de anclaje de hasta un 30% para la unidad considerada. (Fig. 19).

En la *figura 20*, se incluye un detalle de los anclajes, donde se observan unos nervios perimetrales, a modo de refuerzo.

Por otro lado, fue necesario hacer un cuidadoso replanteo de los cables de pretensado en planta y alzado, así como de los cajetines correspondientes a las cabezas de anclajes pues, debido al esviaje variable, eran todos diferentes.

3. ANALISIS ESTRUCTURAL

En una comunicación claramente expositiva

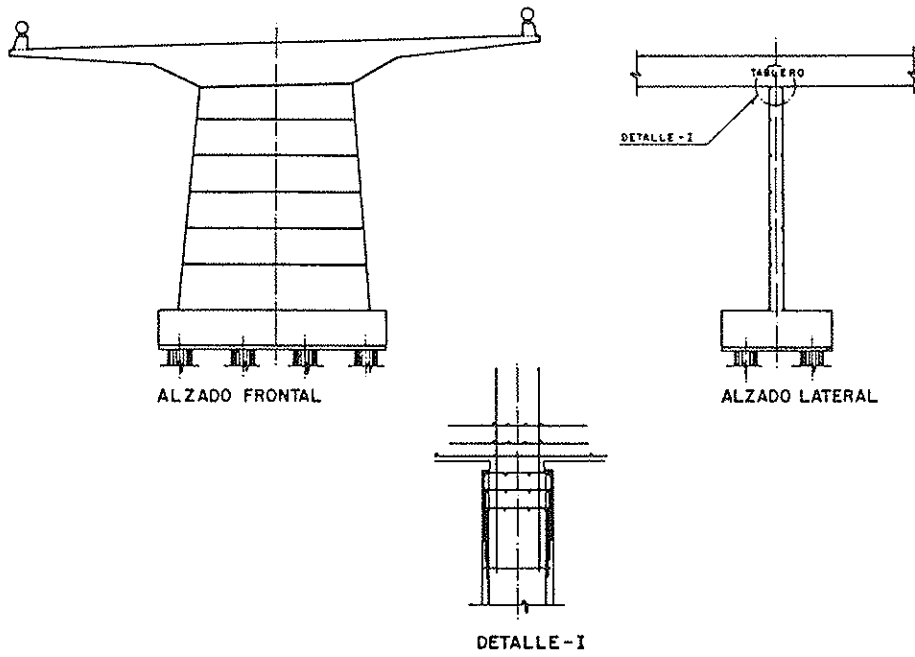


Figura 17.

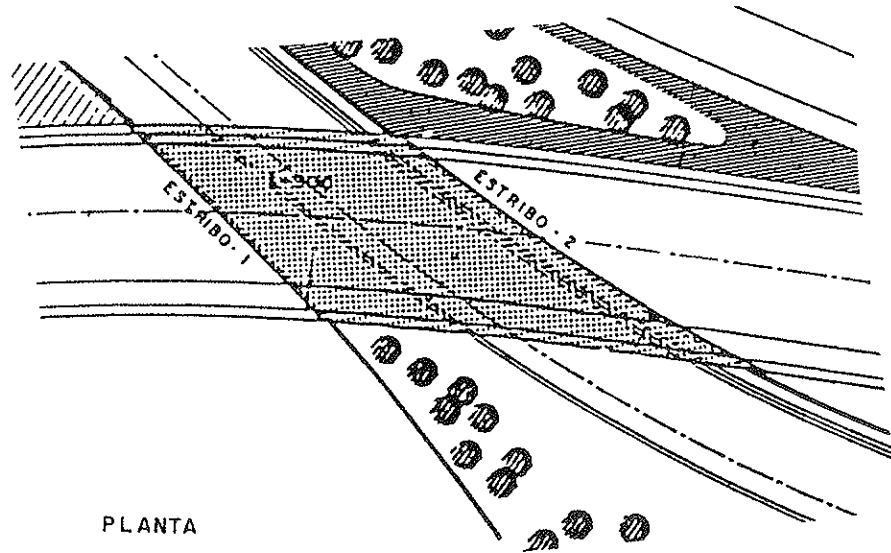


Figura 18.

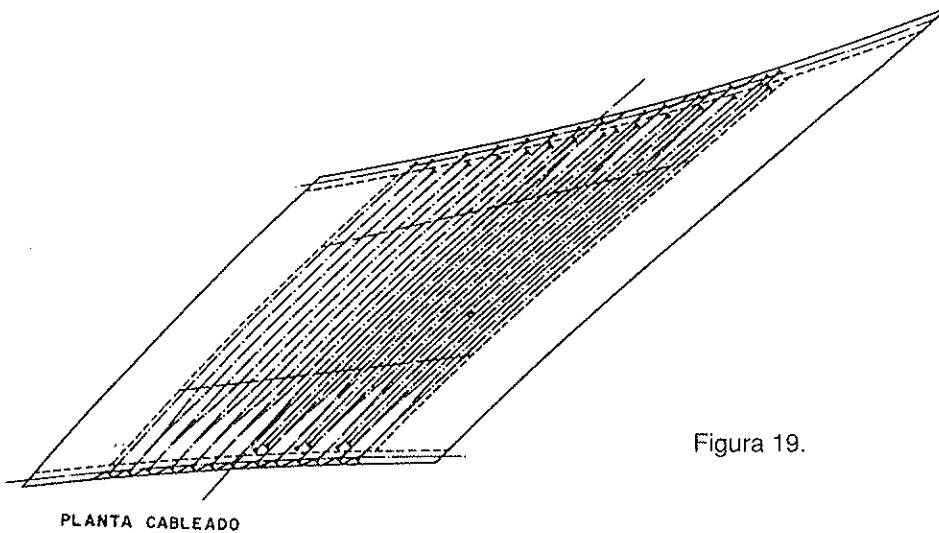


Figura 19.

como pretende ser ésta, no nos vamos a referir en profundidad a los temas relativos al análisis y cálculo de las estructuras descritas. Unicamente vamos a señalar aquellos puntos que se consideraran más interesantes.

Si enfocamos la atención hacia las zonas de geometría más compleja, nos podemos preguntar: ¿Cómo podemos definir el número y posición de los cables? ¿Cómo dimensionar la armadura pasiva complementaria?.

La estrategia de diseño y comprobación de una losa de este tipo, tiene que estar orientada a lograr lo que realmente buscamos:

- que sus flechas se sitúen en un rango funcional y estéticamente aceptable
- que sus eventuales fisuraciones sean intrascendentes
- que su seguridad sea suficiente

Para ello, nos podemos referir a los siguientes estados límites:

– **En el estado límite de servicio**

- *controlar deformaciones:* comprobar cómo se deforma la estructura y provoca empujes ascensionales con los cables de pretensado, para compensar un porcentaje de la carga permanente.
- *controlar la fisuración:* disponer armadura pasiva (generosa e inteligente), identificando las zonas de mayor riesgo por cambios bruscos en la geometría o en zonas donde el efecto de compresión del pretensado es más incierto.

– **En el estado límite último**

- *controlar la seguridad:* las losas adecuadamente armadas, son muy dúctiles. Su seguridad se puede comprobar identificando las líneas potenciales de rotura y analizando globalmente las secciones correspondientes.

El análisis de una losa de esta complejidad

suele poner de manifiesto la dificultad de determinar con rigor el estado tensional de un elemento y, en particular, el que es consecuencia del pretensado. Por otra parte, el rigor en la determinación de tensiones, tratándose de una losa postensada, no tiene mayor interés: en todo caso es un instrumento para determinar la armadura pasiva complementaria necesaria para controlar la fisuración, lo que gracias al pretensado suele ser realmente poco costoso.

Por otra parte, al observar la convivencia (que es verdaderamente convivencia y no cohabitación), de zonas fuertemente postensadas con otras sin postensar, cabe preguntarse si tiene sentido hablar de otro pretensado que no sea el pretensado parcial, en obras de esta naturaleza. Cada vez, en efecto, que disponemos una armadura pasiva, estamos aceptando que va a trabajar y, por ello, que la estructura se va a fisurar. El momento en que se produce la fisuración, se podría decir, es el que identifica lo que se ha dado en llamar "grado de pretensado". Pero conocer con rigor el instante de la fisuración escapa a nuestras posibilidades de ingeniero, envueltos como estamos en múltiples incertidumbres: características de los materiales, posición y valor de las fuerzas de pretensado, influencia de la retracción, temperatura diferencial, etc. Por otra parte, en una estructura postensada en una dirección, la flexión en otra perpendicular debe ser absorbida con secciones simplemente armadas. Además, hay zonas singulares de la estructura, como las de introducción de las fuerzas de pretensado y otras, en las que tenemos que admitir fisuraciones. Los ingenieros no podemos empeñarnos en evitar la fisuración; nuestra misión consiste en controlarla, asumiendo las incertidumbres que existen en la evaluación del comportamiento estructural, lo que en definitiva nos permitiría definir a un ingeniero como un "gestor de incertidumbres".

Estas afirmaciones, algo rotundas, no nos deben hacer perder la fe en los cálculos, casi siempre excesivos, que nos vemos obligados a

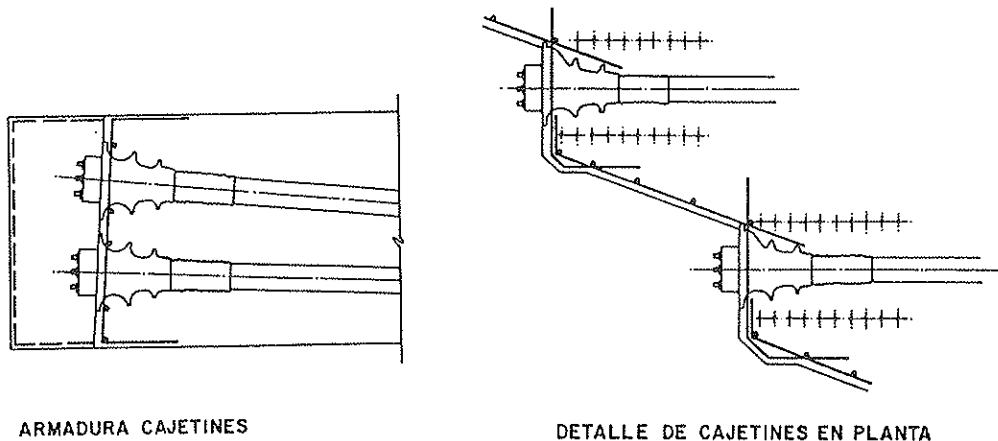


Figura 20.

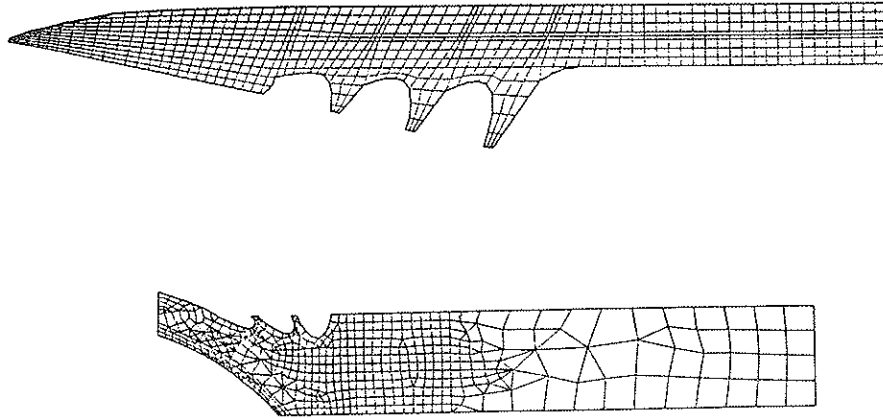


Figura 21.

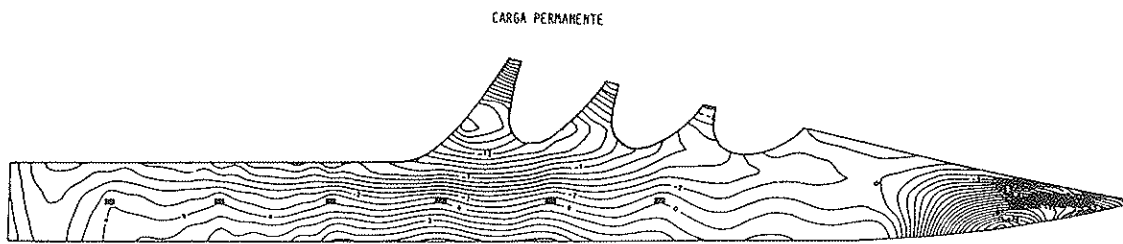
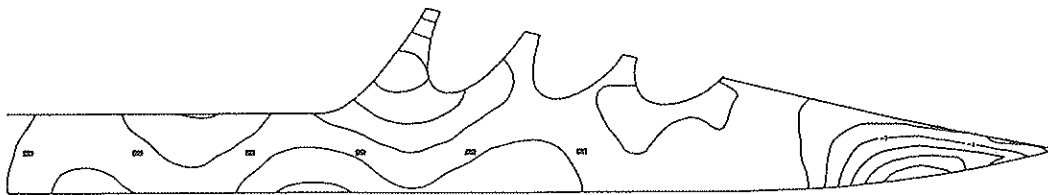


Figura 22.



SOBRECARGA S-1



Figura 23.

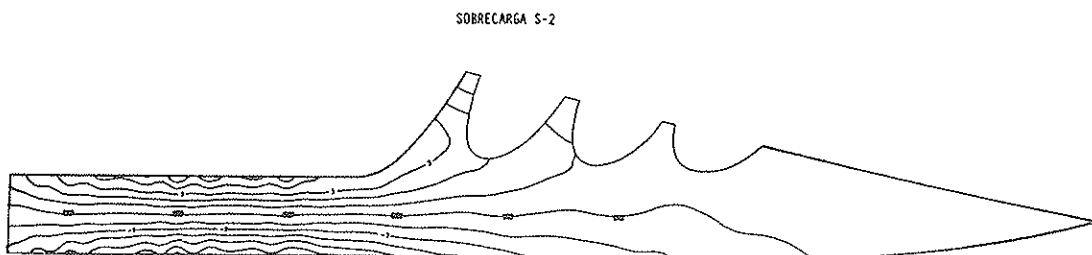


Figura 24.



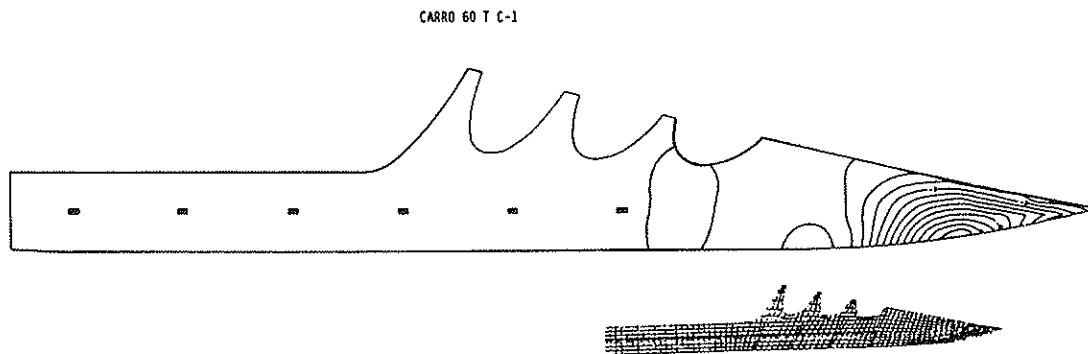


Figura 25

realizar. Se pueden y deben realizar cálculos lo más ajustados y afinados que podamos, pero sin que ello nos haga perder contacto con la realidad. En nuestro caso, la técnica de elementos finitos nos permite modelizar, con relativa facilidad, geometrías de placas complicadas.

Los mapas de deformaciones y el cálculo de esfuerzos en secciones características, proporcionan resultados muy fiables y de fácil interpretación. El cálculo de tensiones se hace, por el contrario, complicado y sometido a todas las incertidumbres derivadas de la elección de la malla y el tipo de elemento.

En la *figura 21*, se incluyen algunas de las mallas de elementos finitos que permitieron la comprobación de las estructuras.

En las figuras siguientes se incluyen mapas de flechas para algunos de los estados de carga, que nos ayudan a visualizar el comportamiento de la estructura. (Figs. 22; 23; 24 y 25).

4. RESUMEN

La comunicación que se presenta recoge la experiencia de proyecto y construcción de un conjunto de estructuras sobre el Cinturón Litoral de Barcelona, en sus tramos VI y VII.

Una característica común de todas las estructuras proyectadas ha sido la preocupación por su integración en un entorno eminentemente urbano.

Las estructuras resuelven, en algunos casos, difíciles encuentros entre ramales, dando lugar a geometrías complejas resueltas con cierto atrevimiento formal.

En la comunicación, se pasa revista a la estrategia de diseño y comprobación de este tipo de losas de geometría poco convencional.

Las enormes posibilidades del hormigón pretensado hacen que esta técnica sea especialmente indicada para resolver estas tipologías estructurales.

Las diferentes estructuras fueron construidas por las empresas Entrecanales, Ferroviaria, Ocisa y Fomento.

La Dirección de Obra fue responsabilidad de J. Ramón de Clascá y Mateu Tersol, de VOSA.

Los autores del Proyecto fueron: Pedro Barragán, y Bernardo de Sola, arquitectos del IMPU, y Javier Rui-Wamba, ingeniero consultor de la empresa ESTEYCO.

Colaboraron también en la redacción del proyecto, Hugo Corres y José Romo, de la empresa Fhecor.

SUMMARY

The communication that is presented collects the experience of the project and construction of a group of structures over the Littoral Ring Road of Barcelona in its stretches VI & VII.

A feature shared by all the designed structures concerns their integration in an eminently urban environment.

The structures overcome in several cases difficult links between branches, giving rise to complex geometries solved with some audacity in the shapes.

The strategy of the design and the verification of this type of slabs with a not too much conventional geometry is reviewed in the communication.

The huge possibilities of the prestressed concrete make this technique to be specially suitable to solve these structural typologies.

Plaza de las Glorias Catalanas

Miguel Angel Fernández Gómez
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
ESTEYCO

Javier Rui-Wamba Martija
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO

Paloma Sánchez-Contador Escudero
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO

Juan Luis Bellod Thomas
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO

1. INTRODUCCION

La plaza de las Glorias Catalanas es una de las muchas obras de infraestructura que se han acometido en Barcelona con motivo de la celebración de los Juegos Olímpicos de 1992. Está situada en lo que, Idelfonso Cerdá, urbanizador del Ensanche de Barcelona, quería destacar como centro de la ciudad: la encrucijada de las tres vías principales de su trama urbana, esto es, la Avenida Diagonal, La Avenida Meridiana y la Gran Vía.

Esta situación, junto con la falta de un planeamiento integrador de la Plaza, marcó su historia. Se convirtió en una encrucijada desordenada de todo tipo de transportes de larga distancia. Las tres arterias que cruzaban la Ciudad de un extremo a otro, canalizaban la mayor parte del tráfico viario. Al no existir Cinturones de Ronda, el tráfico de paso se tenía que mezclar con el de la Ciudad, y las Glorias se convirtió en un nudo viario de primera magnitud, situado en el centro teórico de la Ciudad. El territorio quedó dominado por el tráfico, y como suele ser habitual, fue quedando progresivamente marginado y, en cierto modo, se convirtió en la frontera de una periferia empobrecida. La Meridiana y la Diagonal prácticamente morían en la Plaza, y la Gran Vía se convertía en el acceso o prolongación de la Autopista A-19.

La Plaza de las Glorias, es fácil comprender, ha sido objeto de atención permanente en Barcelona

y han sido innumerables las propuestas de remodelación que a lo largo del tiempo se han elaborado para resolver un problema complejo y de capital importancia para la Ciudad.

El decisivo hecho que provocó el cambio radical mostrado, fue la construcción de los Cinturones de Ronda. Una parte significativa del tráfico dejaba de circular por el interior de la Ciudad, y la Plaza de las Glorias debía soportar un tráfico significativamente menor. El reto consistía en compatibilizar las necesidades del -todavía importante- tráfico que circulaba por las tres grandes arterias: Diagonal, Gran Vía y Meridiana, con la necesidad también de poner de manifiesto el carácter urbano de la zona y de provocar, a partir de esta actuación puntual, el desarrollo armonioso del entorno. Una vez concluida la Plaza, ya está asegurada la realización de otras obras complementarias como son la *Prolongación de la Diagonal*, que precisamente muere en la Avenida Prim, junto al nudo de ésta sobre el Cinturón Litoral que se describe en otro artículo; la *prolongación de la Meridiana*; la *construcción del Auditorio Nacional* de Rafael Moneo y del *Teatro Nacional* de Ricardo Bofill. Son ya diversas las Instituciones y empresas prestigiosas que van a construir edificios representativos en el entorno. Está ya en marcha la construcción de un importantísimo Centro Comercial y hay una gran promoción inmobiliaria denominada Diagonal Mar.

En las figuras A y 1 se muestra la plaza y su entorno, antes y después de las obras.

Cuando se observa la nueva Plaza es difícil imaginar la complejidad de los Servicios que han afectado a su proyecto y construcción. Hay una vía enterrada del Ferrocarril que se ha mantenido en servicio durante las obras. Existe una importante línea de Metro que cruza la Plaza y una estación de Metro que ha habido que integrar en su interior. Hay importantes colectores de sanea-

miento, redes de agua, redes eléctricas, conducciones de gas,... Lograr la armonía y regularidad de la obra que se percibe visualmente ha requerido la construcción de importantes estructuras enterradas para "puentear" ferrocarril, metro y servicios. También fue necesario realizar importantes demoliciones, de las que siempre se sacan interesantes experiencias, y resolver los problemas de mantenimiento en servicio del sistema viario, haciéndolo compatible con la ejecución de las obras.



Figura A.

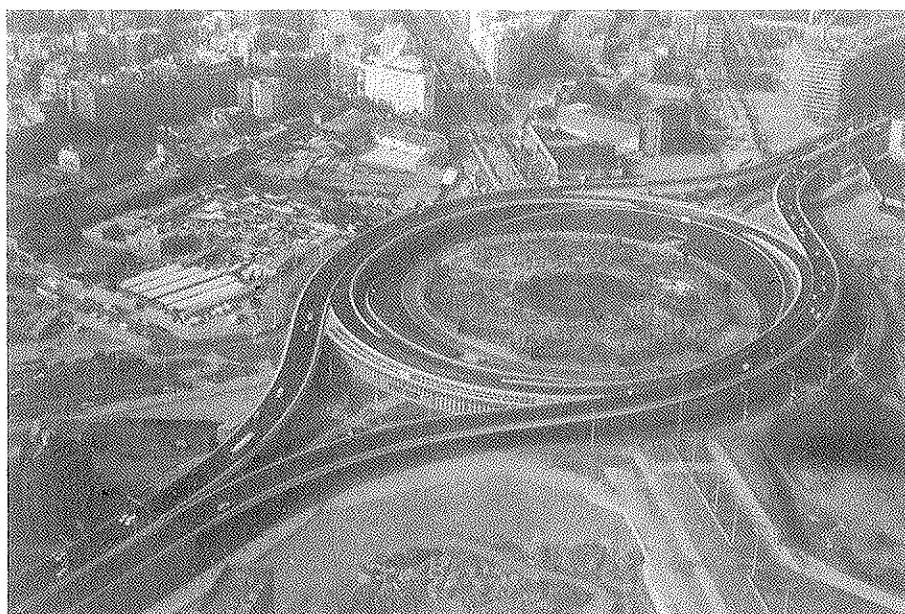


Figura 1:

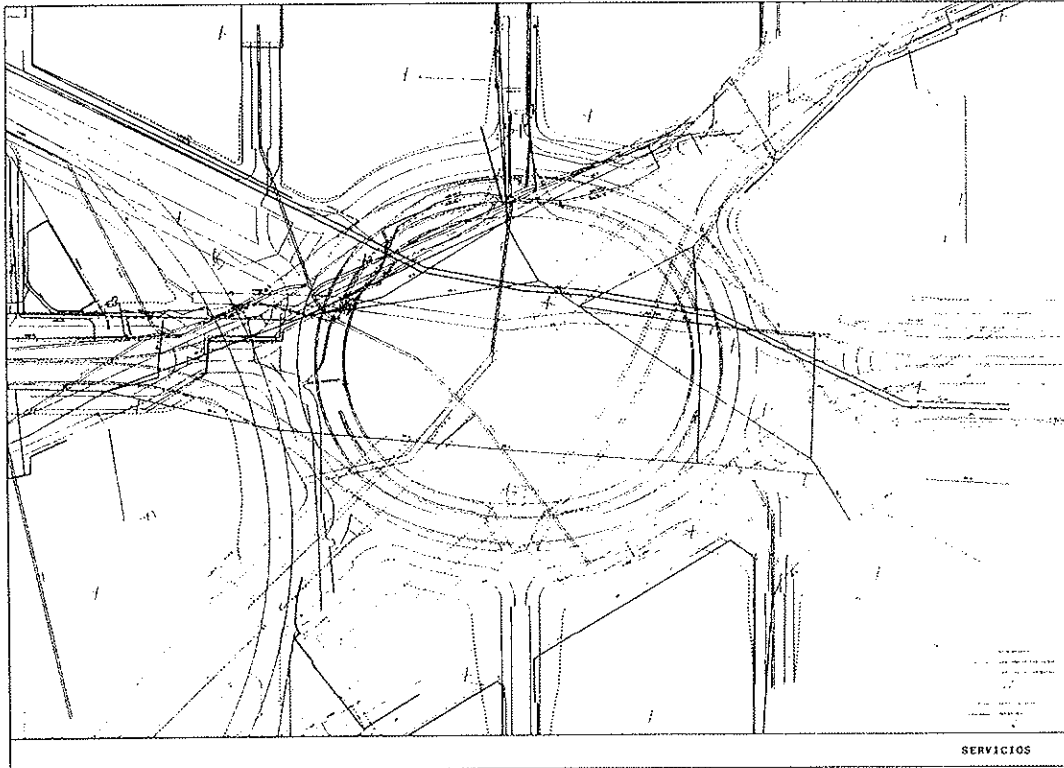


Figura 2.

En esencia, la solución ha consistido en la construcción de dos viaductos, de unos 450 metros de longitud, en prolongación del eje de la Gran Vía, que es la que soporta el tráfico principal entre las calles que confluyen en la Plaza. Los dos viaductos, manteniendo su simetría respecto al eje de la Gran Vía, se separan a medida que se aproximan al centro de la Plaza. Los viaductos enlazan, además, con dos tramos de cierre, que configuran un espacio interior de forma ovalada, de 200 x 160 metros, aproximadamente, y que permite un anillo elevado de circulación, conectado a través de rampas en tierra con el anillo de circulación interior a nivel de la Plaza. Dicho anillo conecta con otro anillo oval, exterior a la obra, a través de los accesos creados en el eje menor del óvalo. El anillo exterior enlaza con el sistema viario de la ciudad y, en particular, con la Diagonal y con la Meridiana, y permite la distribución del tráfico que accede a las Glorias. (Figs. 1 y 2).

Bajo la estructura del anillo elevado de circulación, se ha constituido un importante aparcamiento, en dos niveles, de 800 plazas, al que se accede desde las dos entradas creadas en el eje principal del óvalo. El espacio resultante está cerrado exteriormente por placas prefabricadas de hormigón, siendo el cierre interior de ladrillo visto.

La concepción de la obra ha permitido la creación de un importante espacio interior, que se ha tratado como un parque urbano, lo que ha permiti-

do recuperar el sentido de Plaza al territorio que siempre se ha conocido como Plaza de las Glorias. En su interior se ha reproducido, en acero Corten, el perfil topográfico entre Dunkerke y Barcelona, recordando que hace 200 años, con medidas realizadas entre las dos ciudades, se estableció la definición del metro patrón, lo que permitió al gobierno francés en 1793, adoptar el sistema métrico decimal. (Fig. 3).

El diseño de esta obra y el microaglomerado utilizado como pavimento del Anillo y los viaductos, ha reducido notabilísimamente los niveles de ruido generados por el tráfico en la plaza creada en el interior de la estructura; el nivel de ruido es sorprendentemente bajo. Esta obra es, seguramente, un ejemplo de cómo nuestras estructuras no tienen por qué afectar negativamente al entorno, sino que pueden contribuir a dignificarlo.

2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Aunque el ámbito de divulgación de esta comunicación va a ser la Asociación Técnica Española del Pretensado y nos debemos de referir con especial énfasis a los aspectos relacionados con esta actividad, no podemos dejar de mencio-



Figura 3.

nar la gran variedad de tipologías estructurales que han tenido cabida en esta obra:

- Viaductos, anillos y vigas de cimentación de hormigón pretensado "in situ".
- Tablero de cubierta con vigas prefabricadas pretensadas.
- Pantallas de cimentación, encepados y pilares de hormigón armado.
- Placas prefabricadas de hormigón armado en cerramientos.
- Estructura mixta con vigas metálicas y losa de hormigón sobre chapa metálica en aparcamiento.
- Pilas de hormigón armado con barras de acero de diámetro $\phi = 40$ mm con anclajes mecánicos.

La descripción de las estructuras se va a articular en los siguientes apartados:

- Vigas de cimentación.
- Plataforma intermedia del aparcamiento.
- Estructura elevada.

2.1. Vigas de cimentación

En la zona próxima a los túneles del Ferrocarril y Metro fue preciso establecer vigas de cimentación especiales. La definición geométrica de estas vigas vino determinada por las condiciones de cimentación establecidas en función de los servi-

cios existentes y las condiciones de ubicación de los módulos de pantalla. La tipología estructural consistió en potentes vigas de hormigón pretensado "in situ" que en algún caso llegaban a tener 36 metros de luz, soportando pilares del anillo y dando lugar a momentos flectores de cálculo de hasta 16.000 toneladas por metro. En este caso, el canto de la viga era de 3,6 metros que garantizaba un soporte rígido para la estructura del anillo.

Otras soluciones tuvieron que ser diseñadas a la medida, en función de la disponibilidad geométrica existente, limitando al máximo el canto o adoptando inusuales geometrías condicionadas por la forma de la bóveda del Metro o Ferrocarril.

2.2. Plataforma intermedia del aparcamiento

El nivel de aparcamiento se ha resuelto con unas vigas metálicas longitudinales empotradas en los pilares de hormigón y, transversalmente a ellas, con vigas metálicas en "vientre de pez", separadas aproximadamente tres metros, sobre las que se dispuso un encofrado perdido de chapa plegada sobre el que se vertió la losa de hormigón armado, que quedó unida a la viga por medio de pernos conectores. La solución estructural permitió, como luego veremos, una gran rapidez de ejecución. Las plataformas diseñadas para el hormigonado de la losa pretensada superior, se apoyaban en la estructura mixta y, con una solución similar a la bien conocida de los encofrados túnel, se desencofraban lateralmente y volvían a ser colocadas en posición para el hormigonado del siguiente tramo. (Figs. 4 y 5).

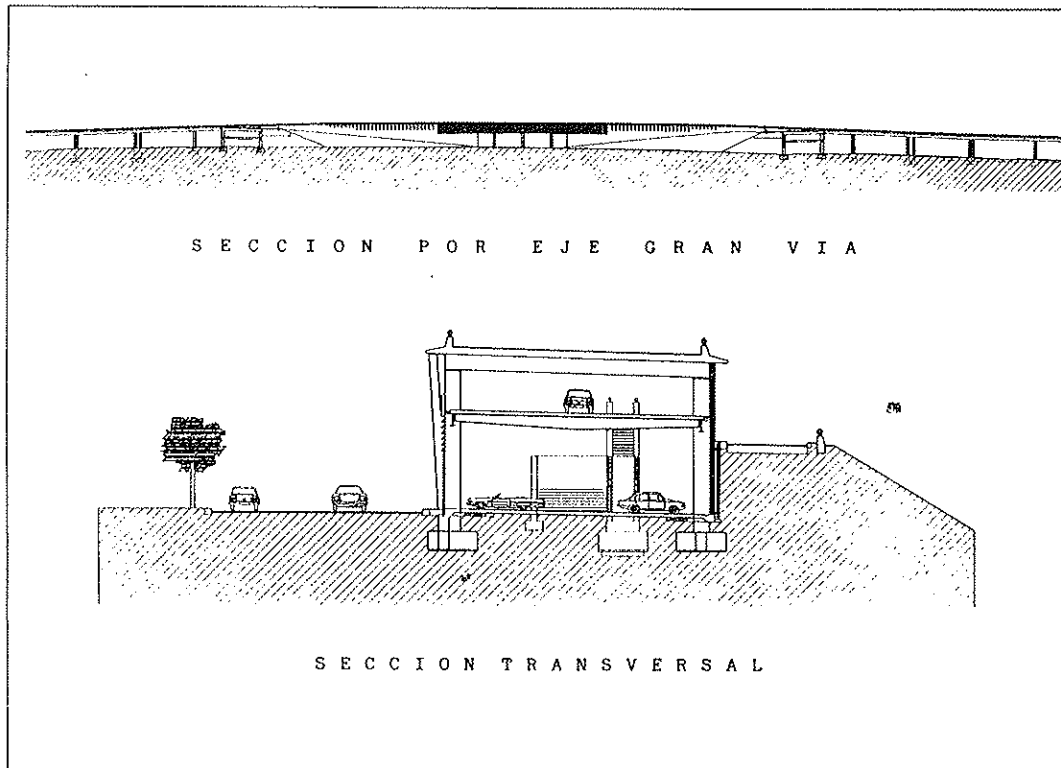


Figura 4.



Figura 5.

2.3. Estructura elevada

En lo que se refiere a la estructura elevada, distinguiremos:

- los viaductos de acceso
- el anillo ovalado
- la conexión de los viaductos con el anillo

Por otra parte, las seis juntas de dilatación previstas conforman dos conjuntos estructurales independientes: (Fig. 6).

- los cuatro conjuntos A, constituidos cada uno por un viaducto de acceso, una parte del anillo oval y la conexión entre ambos.

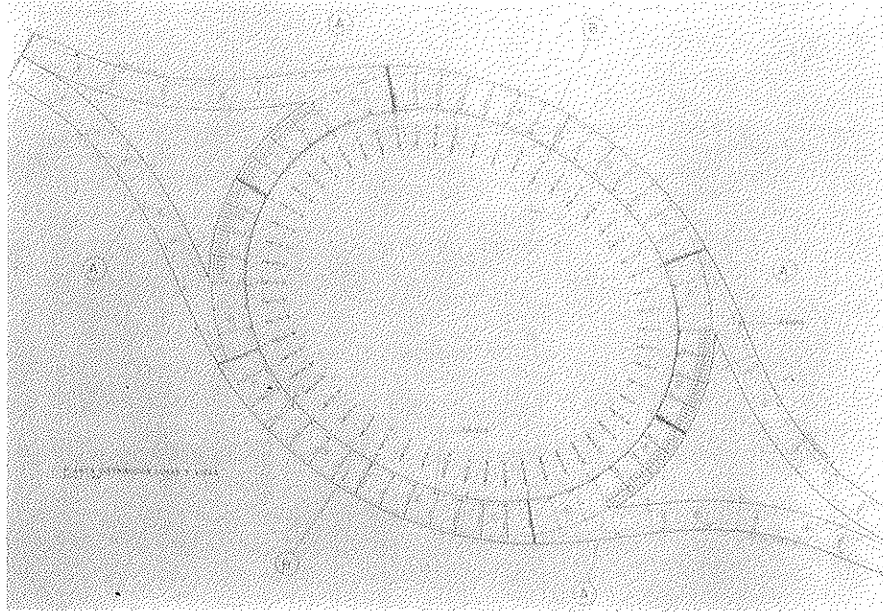


Figura 6.

– los dos conjuntos B, constituidos por el sector rasante del anillo oval.

Refiriéndonos a la zona B, que es la más sencilla, está formada por pórticos separados 12 metros aproximadamente. La sección transversal muestra los pilares de hormigón armado de 0,60 x 0,90 metros y coronándolos vigas pretensadas de 0,65 x 1,25, sobre apoyos de neopreno. Empotrada en las vigas se ha construido una losa pretensada de 0,40 metros de espesor, con cables de 7T

0,5" separados a una distancia variable entre 0,6 y 1,2 metros. (Fig. 7).

En este punto se puede destacar, como circunstancia más notable, la disposición de los cables de la losa en planta adaptándose a las leyes de esfuerzos últimos que están muy condicionadas por la influencia del carro.

Tiene también un cierto interés la evaluación de la flexión en la losa en la dirección perpendicu-

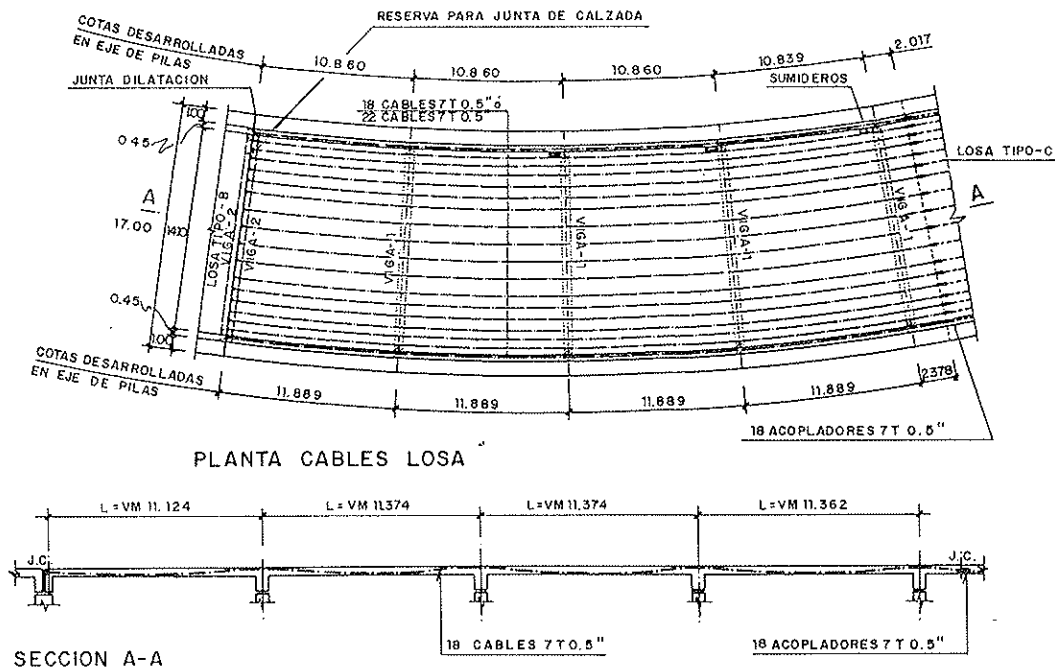


Figura 7.

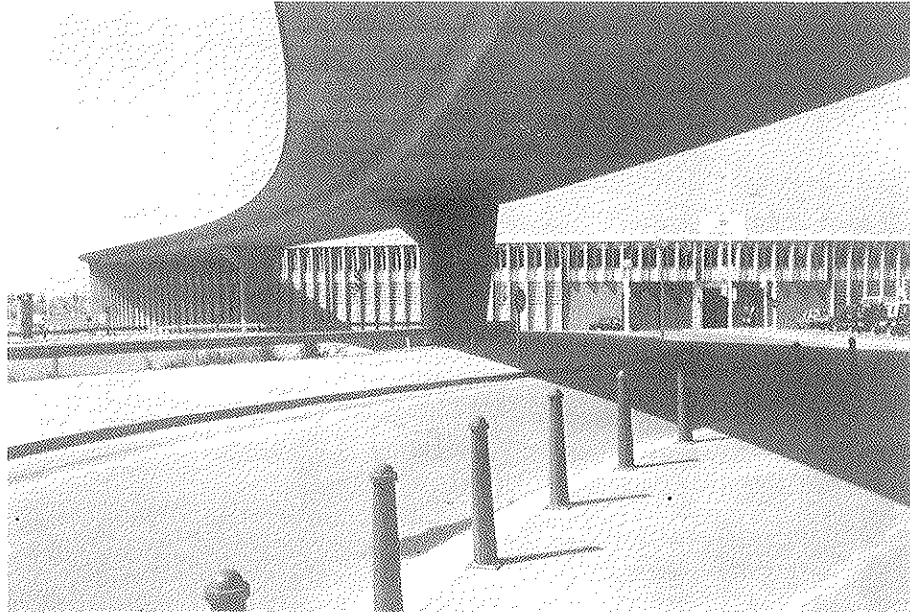


Figura 8.

lar a los cables de pretensado para la acción del carro. Estos esfuerzos obligan a una armadura de cierta consideración. Una vez más, comprobamos como, aún en el caso de una estructura pretensada longitudinal y transversalmente, existen esfuerzos importantes que se resuelven en hormigón armado.

Los cuatro conjuntos A tienen mucha mayor complejidad. La parte del anillo oval tiene una estructura similar a la ya descrita, disponiendo unos lucernarios en la zona que no necesitaba ser utilizada para el tráfico, para introducir más luz en el nivel superior del aparcamiento. La del viaducto, por otra parte, está constituida por una losa pretensada aligerada, de 1,20 metros de canto en

su parte central, con dos importantes voladizos laterales, de 0,40 metros de espesor constante. El viaducto consta de tres vanos de 24, 33 y 41 metros, aproximadamente, y un cuarto tramo de transición que se une a la estructura del anillo. Conviene notar que la esbeltez, como relación entre la luz máxima del viaducto y su canto, era de $41/1,20 \approx 34$. (Fig. 8).

El canto de la losa del viaducto, de 1,20 metros, coincidía con el canto de la viga transversal del anillo oval, lo que permitió resolver el complejísimo encuentro entre ambos, con una losa maciza de 1,20 metros de canto, que ha sido obviamente la zona de mayor complejidad y a la que se dedicó una especialísima atención. (Fig. 9).

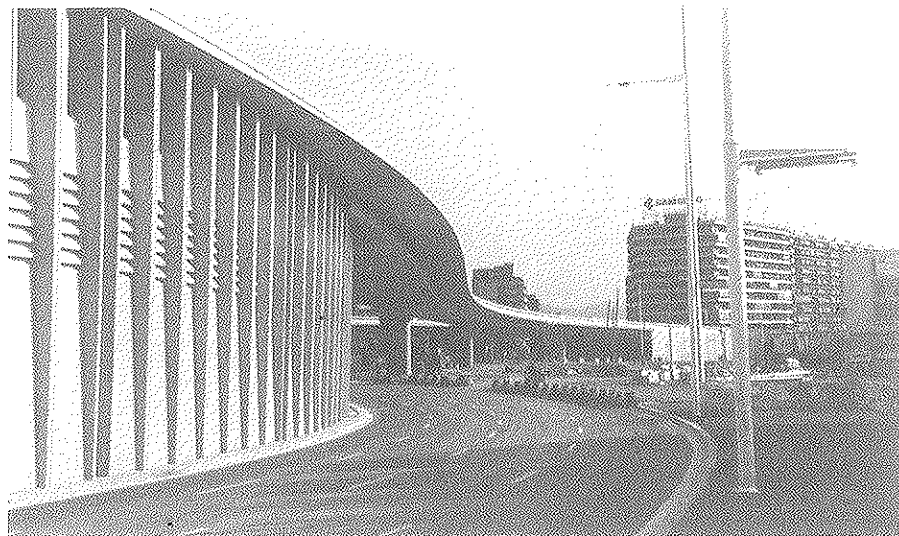


Figura 9.

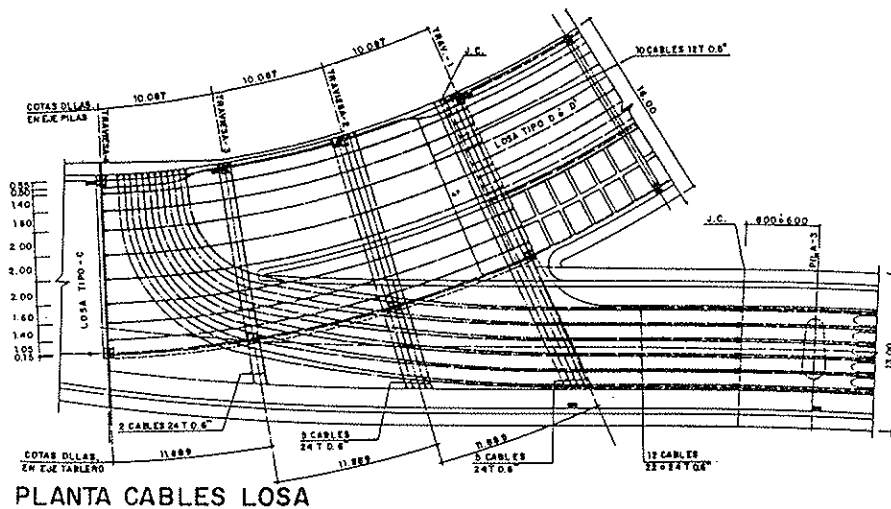


Figura 10.

3. ANALISIS ESTRUCTURAL

Observemos en la *figura 10*, la complejidad del trazado de los cables y la anarquía estructural de la posición de los apoyos de la losa, en la zona de encuentro del anillo y los viaductos.

¿Por qué resolver la estructura con esta forma que exige un análisis tan complejo e incierto?. Cuando se observa la obra concluida, la respuesta entra por los ojos. La solución resulta muy natural, no se siente la estructura forzada y contribuye a crear la imagen de sencillez y elegancia que caracteriza, creemos, al conjunto de la obra.

¿Cuál fue la preocupación fundamental a la que nos enfrentamos al concebir y dimensionar la estructura?. Por encima de todo, la de controlar su deformabilidad y asegurar que, en servicio, su geometría correspondiera a la que, tanto funcional como visualmente era necesaria.

¿Cuál fue la estrategia seguida en el dimensionamiento?. Hemos realizado, en primer lugar, un análisis de las deformaciones elásticas de la estructura mediante elementos finitos. Hemos obtenido así un mapa de deformaciones que podríamos considerar un mapa de riesgos, en el que veíamos con claridad las zonas con mayores deformaciones. (Fig. 11).

¿Cómo podíamos controlar la deformabilidad de la losa?. Si fuéramos capaces, con el pretensado considerado como una carga ascensional exterior, de provocar una deformación igual y contraria a la debida al peso propio, aseguraríamos que, bajo peso propio, tendríamos una losa sin deformaciones, con flechas nulas en toda la superficie, cómodamente trabajando en compresión uniforme y sin incertidumbres respecto a los incrementos de flechas provocados por fluencia y fisuración. Así, se trataba de encontrar una disposición de cables que, aproximadamente, compensasen las defor-

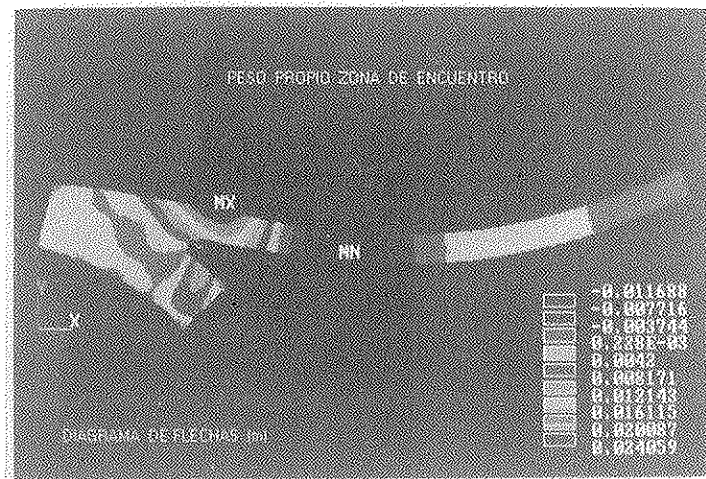


Figura 11.

maciones debidas al peso propio.

A este respecto, dos ideas elementales suelen ser útiles al abordar la posición y número de cables:

1º) Los cables solamente se pueden disponer donde hay sitio suficiente. Esta aparente "boudade" no lo es tanto cuando se observa que uno de los límites de esbeltez de las estructuras postensadas es consecuencia de la necesidad de espacio para disponer los anclajes. La otra limitación fundamental estriba en el riesgo de vibraciones inaceptables de la estructura. En una estructura pretensada, de entrada, no tiene sentido hablar de limitaciones de flechas, porque siempre pueden ser compensadas con un adecuado pretensado... si hay sitio para disponerlo y la estructura resultante no vibra más allá de límites aceptables, difíciles por otra parte de establecer.

2º) Un conjunto de cables agrupados equivale a una viga de canto. Una imagen adecuada para abordar geometrías complejas, es imaginar una línea de apoyos ficticios en los lugares estructuralmente adecuados. En dichos apoyos se producen unas reacciones ficticias. Dichas reacciones pueden compensarse con un conjunto agrupado de cables que permiten anular la deformación en la línea escogida y, por tanto, equivale, a estos efectos, a disponer de una viga de canto infinito.

Los cables longitudinales, que son continuación de los del viaducto de acceso, transfieren la carga de los vanos a los "apoyos ficticios" y en

estos son "recogidos" por los grupos de cables que los transfieren a los apoyos. Para evitar un exceso de pretensado en el último tramo, dichos cables se curvan en planta y, situándose hacia el centro de la losa, se anclan cómodamente en uno de sus bordes laterales.

Sobre el modelo de elementos finitos se introdujo el pretensado como un conjunto de cargas exteriores y, tras diferentes tanteos, se confirmó que la solución escogida compensaba aproximadamente la flecha debida al peso propio. (Fig. 12).

El modelo de cálculo permitió también dibujar los mapas de tensiones para peso propio y pretensado, lo que corroboró también la bondad de la situación propuesta y permitió también confirmar que, por contraste con el peso de la losa, los efectos de la sobrecarga y del carro reglamentario de 60 toneladas tenían escasa influencia.

La semejanza entre grupos de cables y vigas de canto, permitió también identificar con claridad las posibles líneas de rotura, lo que se utilizó para comprobar, con sencillez, que los coeficientes de seguridad eran suficientes y estaban por encima de los estrictamente necesarios. Cuando abordamos un problema de esta naturaleza no podemos empeñarnos en optimizar, reduciéndolas al máximo, las armaduras activas y pasivas. Entre las componentes del coste (cimientos, pilas, cimbras, encofrados, hormigones acabados), las armaduras son una pequeña parte, que es aún menor, recordando que la zona conflictiva es una pequeña parte del conjunto de la estructura. Es natural, por ello, que no nos empeñemos en ahorrar algunos kilos de acero, sino en asegurar el adecuado comportamiento en servicio de la estructura, aceptan-

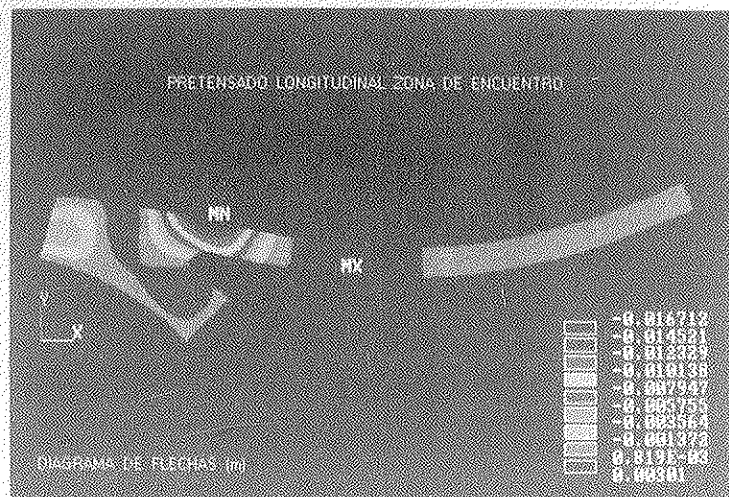


Figura 12.

do un coeficiente de seguridad mayor que el habitual, para compensar nuestra ignorancia.

En este caso concreto vuelve a confirmarse, creemos, la validez y actualidad de lo que podríamos llamar la "paradoja del ingeniero": cuanto mayor es la hiperestaticidad de una estructura, mayor es nuestra ignorancia sobre su comportamiento, pero mayor es su seguridad, lo que, ciertamente, no quiere decir que ignorancia y seguridad sean directamente proporcionales.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO

El desarrollo de las obras ha estado condicionado, desde el principio, por la necesidad de mantener en servicio tanto la circulación rodada de superficie como la circulación de trenes de FF.CC. y Metro por el subsuelo, así como el mantenimiento de los numerosos condicionantes de servicio existentes en la Plaza.

Con estos condicionantes y, puesto que para la realización de los desvíos de tráfico se hace necesario ejecutar la protección de los túneles de Metro y de Renfe con anterioridad, si bien la firma de acta de replanteo tiene fecha de julio de 1990, los desvíos de tráfico no comienzan a establecerse hasta abril de 1991, consolidándose en su configuración definitiva en junio de 1991.

Las demoliciones de las estructuras existentes comienzan en enero y terminan en agosto de 1991.

Solapándose con las protecciones de Metro y Renfe, así como con la ejecución de los desvíos de tráfico, se fueron realizando las cimentaciones

desde noviembre de 1990. La primera pila de los viaductos se desencofró en junio de 1991 terminándose en ese mismo año la totalidad del anillo. El cerramiento de la fachada se realiza desde diciembre de 1991 hasta mayo de 1992. A partir de esa fecha se procede a la ejecución de remates de urbanización, aparcamientos y parque central, trabajos que duran hasta noviembre de 1992 fecha de la recepción provisional de la obra.

Con el fin de dar una idea del volumen de los trabajos realizados, un extracto de las mediciones finales es:

13.050	m ² de pantallas, en cimentaciones
1.050	m ^l de vigas prefabricadas pretensadas
32.050	m ³ de hormigón fresco
2.467.200	kg de acero corrugado en armaduras
413.550	kg de acero en cables para tesar
623.000	kg de acero laminado estructural
40.600	m ² de vial de nueva implantación
26.600	m ² de vial existente, reforzado
11.200	m ^l de bordillos
44.400	m ² de zona pavimentada, en pascos y aceras
800	ud alcorques para árboles
5.850	m ^l de conductos tubulares u ovoides, en saneamientos
6.100	m ² de césped
1.950	ud de árboles plantados
6.800	ud de plantas vivaces

En las fotografías siguientes se resume, gráficamente, el proceso de ejecución y las distintas fases seguidas en el desarrollo de los trabajos. (Fig. 13).

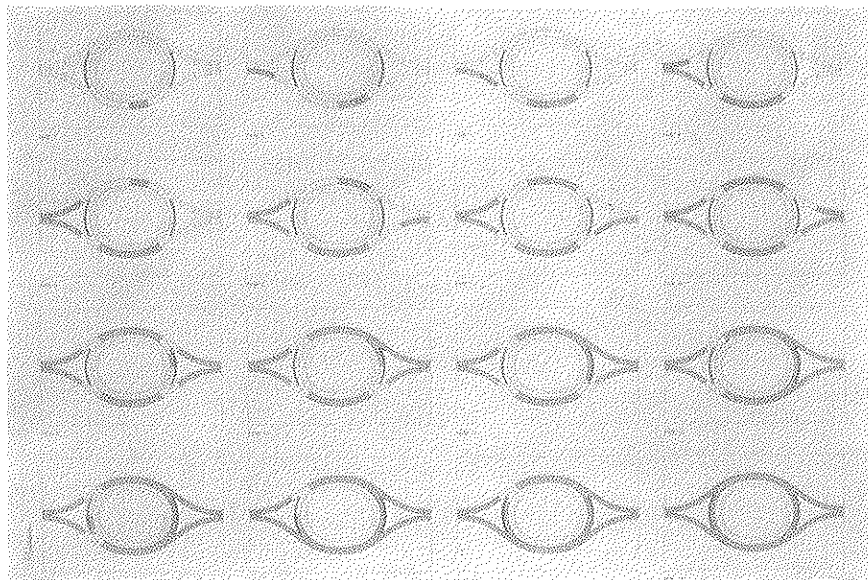


Figura 13.

RESUMEN

La comunicación que se presenta recoge la experiencia de proyecto y construcción de un conjunto de estructuras en la Plaza de las Glorias, de Barcelona. En esta plaza se produce la intersección de las tres arterias más importantes de Barcelona: Diagonal, Meridiana y Gran Vía.

La solución estructural ha consistido en la construcción de dos viaductos, de unos 450 metros de longitud, en la prolongación del eje de la Gran Vía, que es la que soporta el tráfico principal entre las calles que confluyen en la Plaza. Los dos viaductos, manteniendo su simetría respecto al eje de la Gran Vía, se separan a medida que se aproximan al centro de la Plaza. Los viaductos enlazan, además, con dos tramos de cierre, que configuran un espacio interior de forma ovalada, de 200 x 160 metros, aproximadamente, y que permite un anillo elevado de circulación conectado a través de rampas en tierra con el anillo de circulación interior a nivel de la Plaza. Dicho anillo conecta con otro anillo oval, exterior a la obra, a través de los accesos creados en el eje menor del óvalo. El anillo exterior enlaza con el sistema viario de la Ciudad y, en particular, con la Diagonal y con la Meridiana, y permite la distribución del tráfico que accede a las Glorias.

Bajo la estructura del anillo elevado de circulación, se ha constituido un importante aparcamiento de 800 plazas, en dos niveles, al que se accede desde las dos entradas creadas en el eje principal del óvalo.

En la plaza de las Glorias, confluye un número considerable de servicios, que han requerido la construcción de importantes estructuras enterradas que permitieron salvar el ferrocarril, metro, colectores de saneamiento, redes de agua, eléctricas, conducciones de gas...

La concepción de la obra ha permitido la creación de un importante espacio interior, que se ha tratado como un parque urbano, lo que ha permitido recuperar el sentido de plaza, al territorio que siempre se ha conocido como Plaza de las Glorias.

Los autores del proyecto son: Javier Rui-Wamba, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, de ESTEYCO, y Andreu Arriola, Arquitecto del I.M.P.U.

La Dirección de las Obras fue realizada por Javier Rui-Wamba y Miguel Angel Fernández, de la empresa ESTEYCO.

La Dirección Técnica del I.M.P.U. fue realiza-

da por Andreu Arriola, Arquitecto, Alfonso Monclús, Ingeniero Aeronáutico y Gaspar García, Arquitecto Técnico.

La ingeniería geotécnica fue responsabilidad de José María Rodríguez, de la empresa E.A.T.

La obra fue ejecutada por DRAGADOS.

SUMMARY

The communication presented collects the experience of the project and construction of a group of structures in the Glorias Catalanas Square, in Barcelona. The junction of the three most important arteries in Barcelona (Diagonal, Meridiana, and Gran Vía) is produced in this Square.

The structural solution has consisted in the construction of a couple of 450 meters length bridges in the extension of the axis of Gran Vía that is the one who carries the principal traffic in the streets that join the Square. Both bridges, keeping their symmetry respect the axis of Gran Vía, are separated when they approach the center of the square. The bridges join, moreover, with two closing roadways that form an interior space 200 x 160 meters oval shape, approximately, and that allow an upper ring of traffic connected by means of ramps constructed over embankments, with the interior ring of traffic on the level of the square. That ring joins with another oval ring, outside the site, through the accesses created in the minor axis of the oval. The outside ring links with the streets network of the city, and in particular, with Diagonal and Meridiana Avenues, allowing the distribution of the traffic arriving to Glorias Square.

Under the structure of the upper ring of traffic, an important car park with 800 places has been constructed, that is accessed to by two entrances created in the main axes of the oval.

In Glorias Square a considerable number of services converge, that have required the construction of important buried structures, that permitted to jump over the railway, underground, main sewers, and water, electric and gas networks.

The conception of the work has allowed the creation of an important interior space, that has been treated as an urban park, permitting to recover the sense of square to the space always known as Glorias Square.



BASES DE DATOS

Consejo Superior de Investigaciones Científicas

- **CIRBIC:** Catálogo colectivo de Libros y Revistas existentes en las bibliotecas del CSIC. Su temática es multidisciplinar.

Volumen Libros: 317.652

Volumen Revistas: 36.183 Referencias

- **ISOC:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 1.600 revistas españolas relativas a Humanidades y Ciencias Sociales. Se subdivide, según las distintas áreas temáticas en:

- ECOSOC (Economía-Sociología-Política)
- ISOC-ARTE (Bellas Artes)
- ISOC-DC (Documentación Científica)
- HISTORIA (Historia-Ciencias Auxiliares)
- JURIDOC (Ciencias Jurídicas)
- LÍN-LIT (Lingüística y Literatura)
- PSEDISOC (Psicología-CC. Educación)
- URBISOC (Urbanismo-Geografía)

Volumen: 202.630 Referencias

Crecimiento Anual: 18.300 Referencias

- **IME:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 330 revistas médicas españolas.

Volumen: 149.339 Referencias

Crecimiento Anual: 10.500 Referencias

- **ICYT:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 600 publicaciones periódicas españolas, dentro de los campos de la Ciencia y la Tecnología.

Volumen: 78.409 Referencias

Crecimiento Anual: 18.300 Referencias

- **AMÉRICA LATINA**

Volumen: 13.724 Referencias

Crecimiento Anual: 1.500 Referencias

- **Datos enero 1994**

**Para información y suscripciones: CENTRO DE INFORMACIÓN
Y DOCUMENTACIÓN CIENTÍFICA (CINDOC)
SERVICIO DE DISTRIBUCIÓN DE BASES DE DATOS**

Joaquín Costa, 22
28002 MADRID
Teléfono: (91) 562 14 62
Fax: (91) 564 26 44

Utilización de hormigón de alta resistencia. Pasarelas Peatonales de Montjuïc

Juan Luis Bellod Thomas
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO

Antonio Aguado de Cea
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
UNIVERSIDAD POLITECNICA DE CATALUÑA

Marcel O.F. Oliveira
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
UNIVERSIDAD POLITECNICA DE CATALUÑA

Miguel Angel Fernández Gómez
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
ESTEYCO

Javier Rui-Wamba Martija
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO

1. INTRODUCCION

El acceso peatonal desde la Plaza de España hasta el Anillo Olímpico de Montjuïc donde se iban a celebrar los acontecimientos más destacados de los Juegos del 92, se resolvió mediante un rosario de escaleras mecánicas que se integraron en la ladera de Montjuïc, en un territorio de gran valor arquitectónico.

Como primer eslabón de este itinerario peatonal, hubo de resolverse el recorrido entre la distinguida Avenida de la Reina María Cristina y la Fuente Mágica luminosa de Montjuïc, en una de las áreas de mayor calidad urbana.

Entre ambos hitos arquitectónicos, los peatones debían cruzar sobre la calle Rius i Taulet, para lo que se requería la construcción de una estructura elevada; lo que, por otra parte, era una necesidad crecientemente percibida a medida que aumentaba la importancia de la Feria de Barcelona, que ocupaba, en muchas de sus manifestaciones feriales, toda la zona, y para la que la calle Rius i Taulet constituía una barrera insalvable.

La preocupación por el impacto negativo que podía producir la pasarela en el entorno, fue retrasando la decisión sobre su construcción, hasta que la accesibilidad al Anillo Olímpico la hizo inevitable.

Las pasarelas tendrían que ser el soporte de un tráfico peatonal que iba a tener ante sus ojos el marco ocupado por el Palacio Nacional coronando Montjuïc, la Fuente Mágica y la amplísima Avenida de la Reina María Cristina, así como el recuerdo de la Exposición Universal del año 1929 y el ambiente de progreso tecnológico que han ido generando las numerosas manifestaciones feriales.

Por ello, se decidió diseñar una estructura que tuviese la menor presencia posible. Había que reducir al máximo las dimensiones de las secciones estructurales, evitando cantos rotundos en sus bordes más visibles y escogiendo materiales que, contribuyendo a lograr los objetivos anteriores, tuviesen una textura y unas tonalidades que facilitasen su integración en el entorno.

A estos planteamientos responde la solución adoptada que, por otra parte, recuerda la presencia próxima del Pabellón Alemán de la Exposición Universal de 1929, diseñado por Mies van der Rohe y que fue reconstruido hace unos años. (*Fig. 1*).

Las pasarelas, una a cada lado del eje de la Avda. de María Cristina y de la Fuente Mágica, responden también al concepto minimalista (menos es más), tan querido por el ilustre arquitecto.



Fig. 1.

2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

En la *figura 2* se muestra esquemáticamente la concepción de la estructura de cada una de las dos pasarelas, conformada, esencialmente, por el

maclado de un muro vertical y una losa horizontal. En la *figura 3* se ha representado la planta y sección longitudinal. La perspectiva de la *figura 4* muestra la estructura con su cimentación.

Fig. 2. Diseño conceptual.

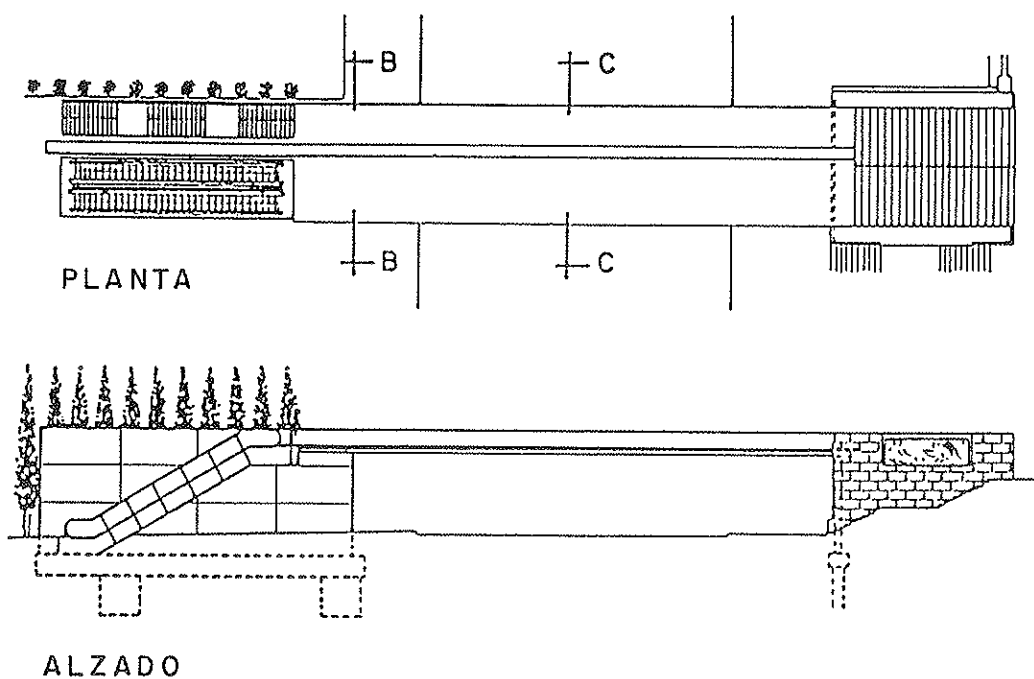
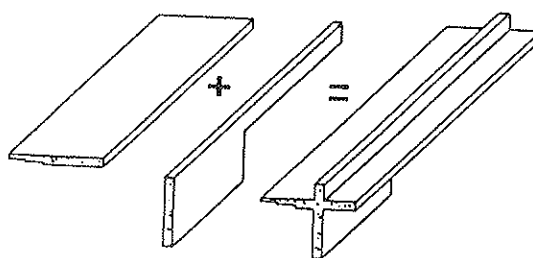


Fig. 3. Planta y sección.

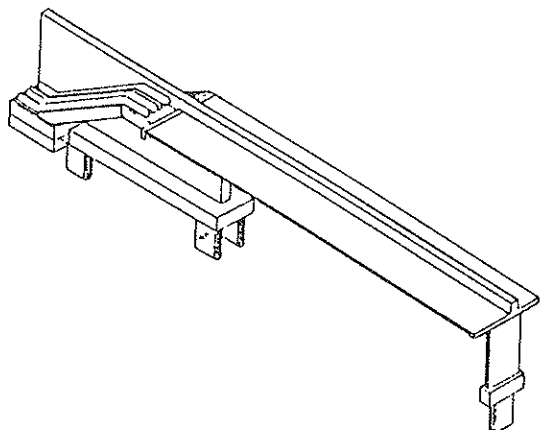


Fig. 4 . Perspectiva.

La sección transversal de la estructura está constituida por un nervio central de hormigón, de 0,80 m de anchura y 1,42 m de canto total. De su parte inferior nacen dos voladizos: uno, que mira hacia la Fuente Mágica, tiene 4,00 m de vuelo y un canto de 0,42 m en el encuentro con el nervio, que se reduce en dos escalones iguales hasta alcanzar el espesor de 0,14 m en su borde exte-

rior. Al otro lado del nervio, el vuelo es más reducido, de 2,50 m, y se mantiene el canto constante de 0,42 m. De esta manera, se consigue un plano inferior de la pasarela, de 7,30 m de ancho, con dos leves escalones de 0,14 m a 1,33 m y 2,66 m del borde más visible de la pasarela. El espesor variable de los voladizos permite que el centro de gravedad de la sección disimétrica se aproxime al eje del nervio central, reduciendo las torsiones debidas al peso propio de la estructura. (Fig. 5).

Una parte del canto del nervio central queda integrado en los voladizos, de manera que el canto visible sobre la superficie de éstos, que será la superficie soporte del pavimento peatonal, será de un metro. Al estar el nervio alejado de los bordes de la estructura, éste se percibe como una lámina horizontal muy esbelta. (Fig. 6).

La forma de la solución transversal informa también con claridad de la manera en que se transfieren las cargas: por flexión transversal de los voladizos y flexión longitudinal del nervio que actúa como una sección en T invertida. La concentración de todos los esfuerzos de flexión longitudinal originados por el peso propio, cargas permanentes y sobrecargas de la pasarela, en un ner-

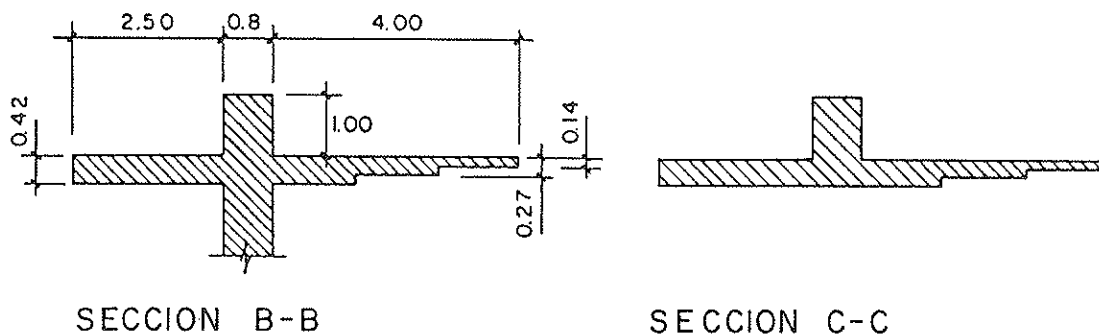


Fig. 5. Secciones transversales.

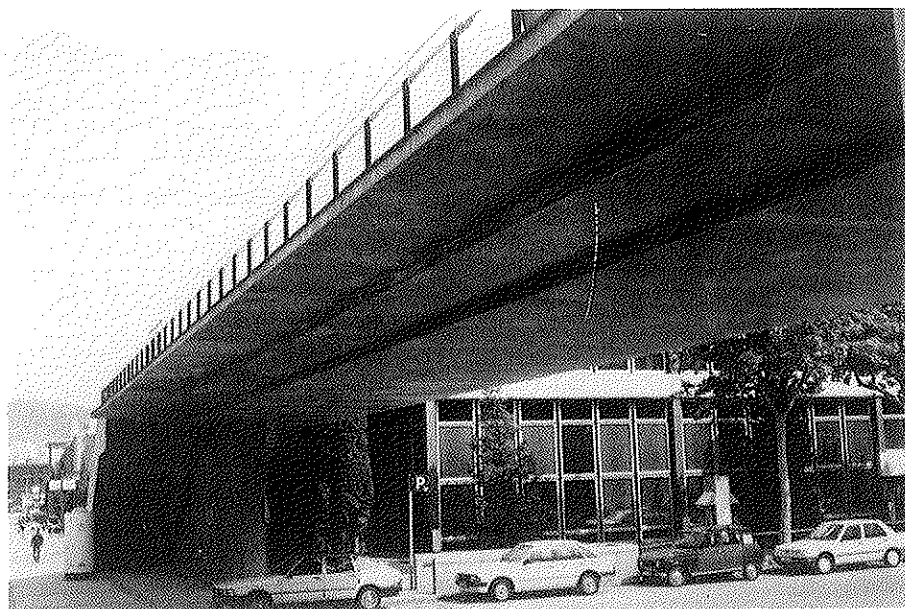


Fig. 6.

vio de solamente 0,80 m de anchura, plantea problemas de flexibilidad y problemas de capacidad resistente. Unos y otros podían mitigarse evitando soluciones isostáticas y por ello se decidió crear un esquema estructural articulado en el lado montaña y empotrado en el lado de la Plaza de España. Las deformaciones se reducirían así sustancialmente, haciendo posible salvar la luz de 32 m con la sección escogida.

En esta solución, los momentos en el vano también se reducían sustancialmente, en relación con la solución isostática. Los esfuerzos mayores se producían en el empotramiento, donde las compresiones podrían canalizarse a través de la losa de circulación. Por el contrario, en el vano, las compresiones se concentraban en la reducida anchura de 0,80 m del nervio. A pesar de la importante reducción del momento en esta sección, consecuencia del empotramiento decidido, la envergadura de los esfuerzos de compresión en el nervio exigieron la utilización de un hormigón de alta resistencia, H-800 (80 MPa). Podíamos así concentrar grandes esfuerzos de compresión en un área muy reducida, lo que ciertamente ha sido la razón de ser del notable desarrollo que está teniendo este material en países tecnológicamente avanzados. Decidido por razones estructurales la utilización de hormigón de alta resistencia, se comprobó que su coloración y textura favorecían notablemente la integración en el entorno, en el que predominaban los tonos oscuros de pavimentos asfálticos y de la piedra envejecida de las escalinatas, fuentes y fachadas colindantes.

Para conseguir el empotramiento esencial del nervio de la pasarela, se decidió prolongarlo con un muro del mismo espesor, 0,80 m, con la longitud adecuada para soportar y cobijar las escaleras mecánicas y la escalera convencional por las que se accedían a ellas desde la Avenida de la Reina

María Cristina. Resultó un muro de prolongación del nervio, de 20,00 m de longitud. Los vuelos de las pasarelas se superponían en cuatro metros con el muro, como medio para asegurar la transferencia de las compresiones generadas por el momento de empotramiento en los voladizos, que actuaban como cabezas de compresión en la flexión longitudinal del dintel de la pasarela.

El muro servía también, por uno de sus lados, de soporte visual y estructural al conjunto de dos escaleras mecánicas y, por el otro, a la escalera convencional que completa el dispositivo de accesibilidad en la pasarela.

El cimiento del muro está constituido por una zapata, de 1,25 m de espesor, que descansa sobre cuatro módulos de muro-pantalla, de 0,65 x 2,50 m, distribuidos en los vértices de un rectángulo de aproximadamente 2,50 por 15,00 m. La disposición de los módulos de pantalla y la consiguiente transmisión de esfuerzos de las pasarelas y escaleras, a través del muro hasta los cimientos, requería el comportamiento del muro como una viga de gran canto. Los recintos para la maquinaria de las escaleras mecánicas se integraron en la parte lateral del muro y su zapata.

En el lado montaña, la pasarela se empotró en un estrecho tabique de hormigón, de 0,30 m de espesor y 3,50 m de anchura, que a su vez se cimentaba, por intermedio de una zapata, en un módulo de pantalla de 0,65 x 2,50 m. La flexibilidad del tabique de apoyo de la pasarela aseguraba la libre deformabilidad de ésta, de manera que prácticamente la unión se comportaba como una articulación, sin necesidad de disponer de juntas y apoyos especiales.

El dintel de la pasarela fue postensado por medio de tres tendones de 31 cordones de 0,6 pulgadas de acero superestabilizado, tipo 270 K, (figura 7) que se tesaron con una fuerza inicial de

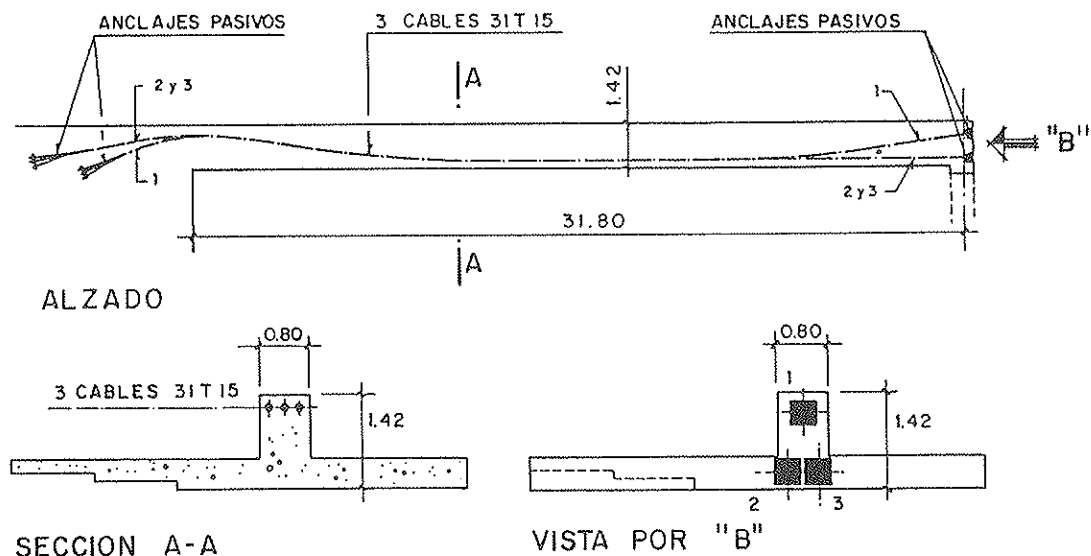


Fig. 7.

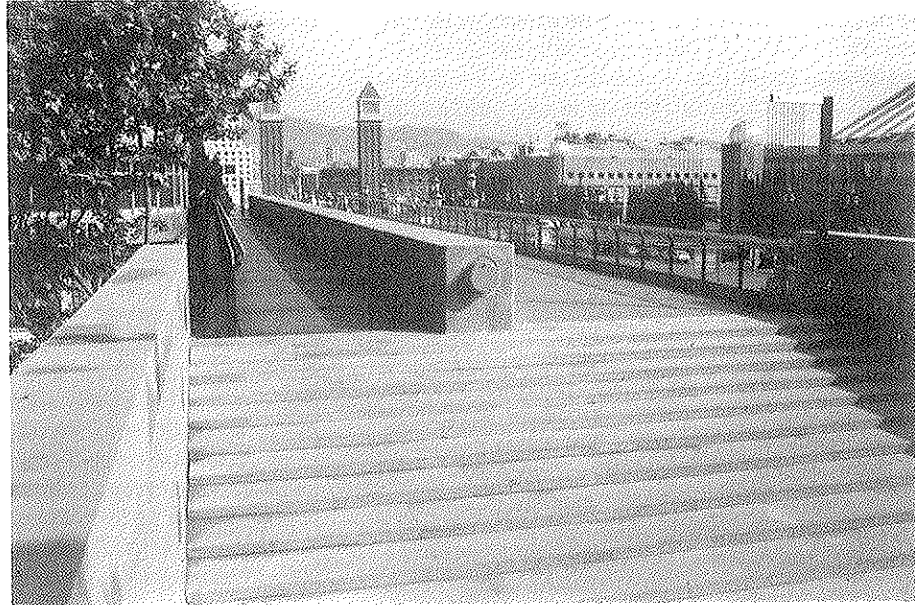


Fig. 8.

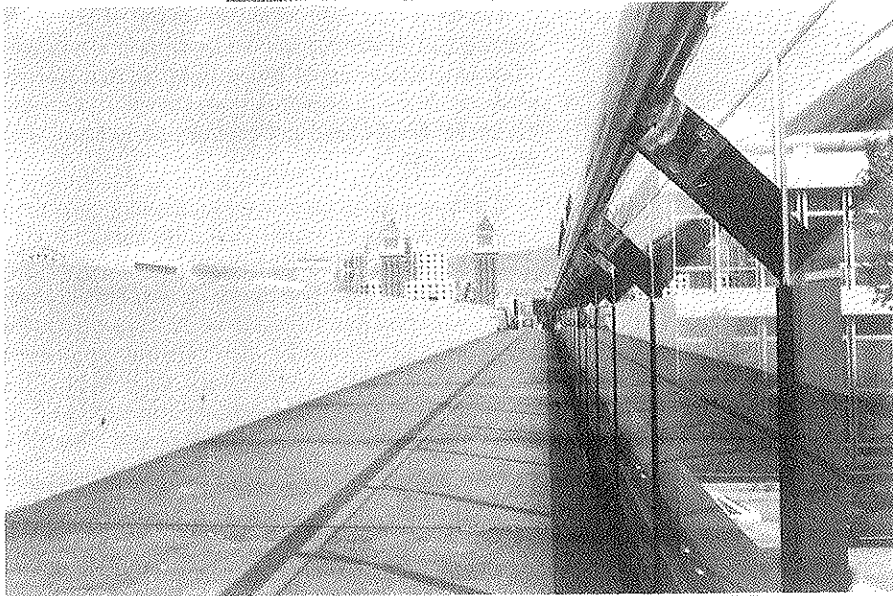


Fig. 9.

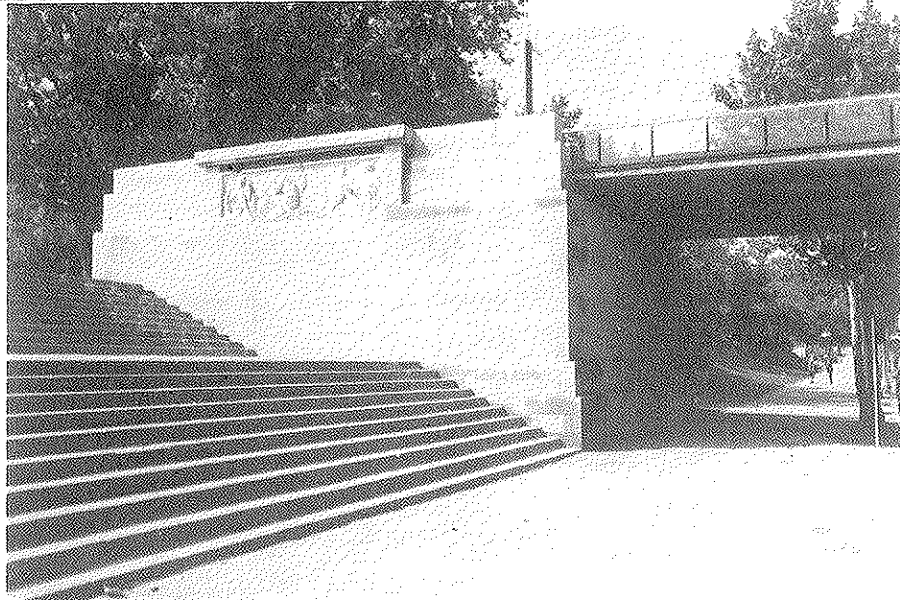


Fig. 10.

660 t cada uno. Los tendones se anclaron mediante anclajes pasivos en el muro de prolongación del nervio, a 8,00 y 12,00 m de la sección de empotramiento. En el lado montaña, dos de los tendones se anclaban en la zona de la losa inferior. El anclaje del tercero, que se situaba en el nervio, quedaba a la vista aunque adecuadamente protegido.

La estructura se completa con unas delicadas barandillas de vidrio y acero resistente a la corrosión, que llevan incorporadas, al nivel de la calzada, la iluminación rasante de la pasarela. El pavimento está constituido por unas planchas de madera aglomerada, de origen finlandés, con dos tonalidades diferentes para distinguir la circulación a través de las pasarelas mecánicas o a través de las escaleras convencionales. Los acabados se han escogido para resaltar la esbeltez estructural de la pasarela y contribuir a minimizar el impacto visual en el entorno. (Figs. 8 y 9).

En el lado montaña, en los muros que crean el recinto de desembarco de las pasarelas, se ha recurrido a la piedra y se han restituido los frisos existentes en la plataforma que existían en el área de construcción de las pasarelas. (Fig. 10).

3. REFLEXIONES FUNCIONALES Y ESTRUCTURALES

El proyecto y construcción de estas pasarelas, en las que se han utilizado hormigones de alta resistencia aplicados a una tipología estructural infrecuente, ha supuesto una experiencia que, siquiera someramente y en sus rasgos esenciales, tratamos de transmitir a continuación.

Observando críticamente las pasarelas construidas, se puede concluir que su diseño ha sido un acierto y que los objetivos de funcionalidad e integración en un entorno de alta calidad arquitectónica y paisajística, han sido plenamente alcanzados. A ello ha contribuido decisivamente la utilización del H.A.R., tanto por haber permitido una sección transversal de una gran esbeltez y un limitadísimo impacto visual, como por la tonalidad oscura debido a la microsílíce empleada en su

fabricación, tan similar a la de las piedras viejas y de los pavimentos que dominan el territorio.

Pero el uso de un material muy poco dúctil en una estructura poco convencional exigía un análisis profundo. ¿Cuál es la mejor forma de exponer las particularidades del comportamiento de la estructura de las pasarelas? Quizás por comparación con el comportamiento de una estructura similar pero con la sección invertida, tal como se ha representado en la figura 11.

Desde el punto de vista funcional es evidente el interés de la solución proyectada. La plataforma de circulación se sitúa a la cota 5,42 en relación con el nivel de la calle inferior, mientras que los peatones, en la otra solución, tendrían que elevarse un metro más hasta la cota 6,42. Por otra parte, en la solución proyectada solamente se percibe el espesor de la losa, mientras que en la solución opuesta la percepción visual incluye, además, el nervio central de un metro de canto.

Desde el punto de vista estructural el elemento esencial es el dintel, que se comporta como una viga empotrada en el muro longitudinal que es prolongación del nervio, y apoyada en el otro gracias a la flexibilidad del tabique de hormigón al que va unido.

Analicemos, en primer lugar, el comportamiento del dintel en el estado límite de servicio. Hay que recordar que, en dicho estado, los objetivos fundamentales que perseguimos son los de controlar la fisuración y limitar las flechas debidas a la sobrecarga de uso. En este caso, no se plantea el problema de la falta de confort debida a las vibraciones, debido fundamentalmente, a la importancia de la masa de hormigón del tablero.

Los efectos del pretensado son muy diferentes según se trate de la sección proyectada o de la sección invertida. En el primer caso, el centro de gravedad de la sección se encuentra muy bajo y la excentricidad de los cables en el vano es del orden de 0,30 m. En el caso de la sección invertida ocurre lo contrario y su excentricidad con relación al centro de gravedad de la sección es del orden de 0,90 m. Para la sección de proyecto el empuje ascensional debido al pretensado es mucho más eficiente al considerar el estado límite de servicio con la sección invertida que con la sección de pro-

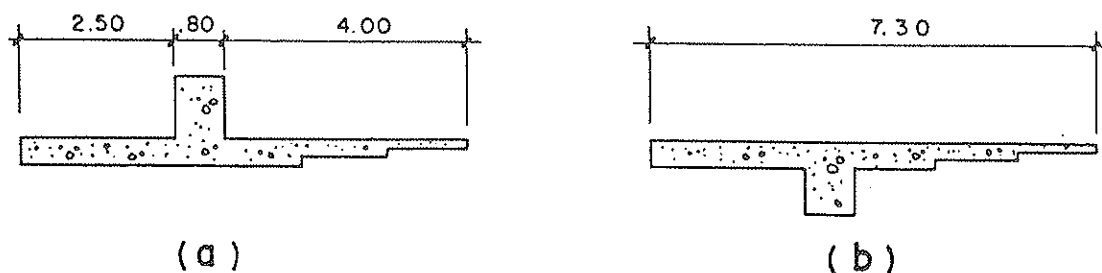


Fig. 11. A) Geometría proyectada. B) Geometría invertida.

TABLA 1

Sección analizada	Momento flector debido al pretensado	Geometría de proyecto	Geometría invertida
Empotramiento	M isostático	+ 1.420 t.m	+370 t.m
	M hiperestático	- 71 t.m	+ 1.552 t.m
	M total	+ 1.349 t.m	+ 1.922 t.m
Vano	M isostático	-409 t.m	-1.520 t.m
	M hiperestático	- 28 t.m	+938 t.m
	M total	-437 t.m	-582 t.m

yecto. A la misma conclusión se llega observando los valores de los momentos flectores generados por el pretensado en las dos geometrías que estamos considerando. (Tabla 1).

Estos resultados explican la preocupación y la importancia que se suele atribuir al momento hiperestático de pretensado. Sin embargo, no hay que olvidar que estamos evaluando el comportamiento de la sección en el estado límite de servicio, en el que la estructura tiene prácticamente un comportamiento elástico, por lo que podemos referirnos a un concepto puramente elástico como es el momento hiperestático de pretensado, que pierde su significado cuando consideramos el comportamiento no lineal de la estructura para estados avanzados de carga.

Analicemos ahora el comportamiento de la estructura en el estado límite último. El criterio de verificación de la estructura es: $\gamma_s S \leq R/\gamma_R$.

Habitualmente, se determina la sollicitación S aceptando un cálculo elástico y la respuesta estructural R aceptando la plastificación de la sección. La ventaja de este planteamiento es que el cálculo elástico de esfuerzos es muy sencillo y

que los valores de S y R están desacoplados, esto es, pueden ser determinados independientemente. Este es un planteamiento poco riguroso que está evolucionando y tiene que evolucionar más en el futuro. En la práctica, una de las incongruencias que se manifiestan con más claridad al hacer un análisis elástico de las sollicitaciones, es la determinación de los efectos de gradientes de temperatura, fluencia, retracciones y asientos diferenciales. Los valores de los esfuerzos que resultan por estos conceptos, tras un análisis elástico, suelen ser muy elevados, mientras que si se considera el comportamiento no lineal de la estructura real, dichos esfuerzos suelen ser prácticamente intrascendentes.

Comparemos, ahora, el comportamiento real de la estructura, partiendo de los diagramas no-lineales de momentos-curvatura de sus diferentes secciones, en los casos que, como contraste, hemos venido considerando. En los gráficos adjuntos (figuras 12 y 13) se observa con claridad que con la geometría de proyecto tenemos una sección de empotramiento que es muy dúctil, ya que tenemos una gran cabeza de compresión y la sección rompe por agotamiento de las armaduras activas y

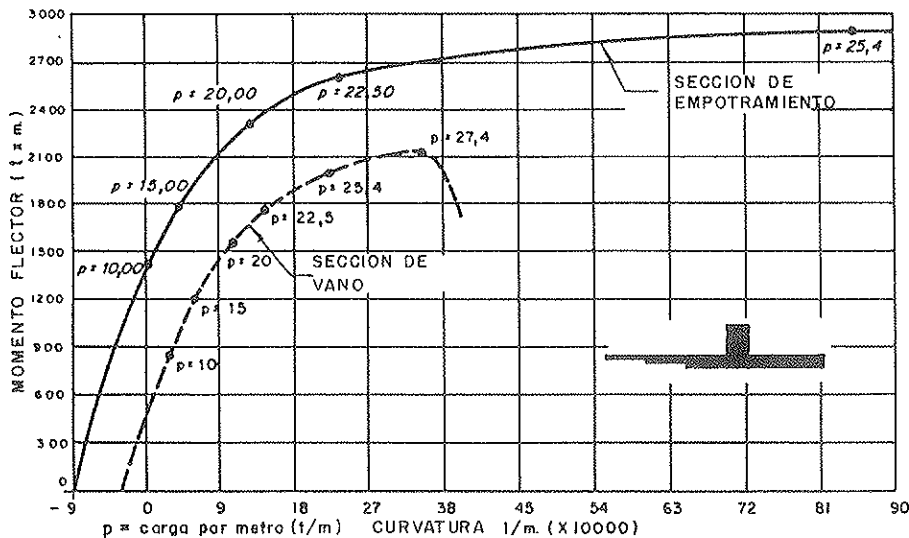


Fig. 12. Diagrama momento-curvatura para la sección propuesta.

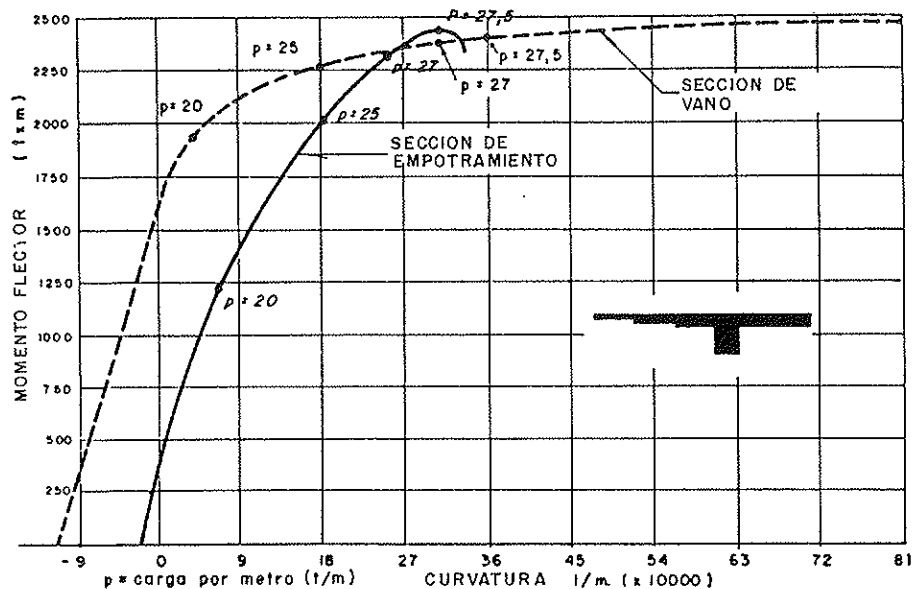


Fig. 13. Diagrama momento-curvatura para la sección invertida.

pasivas. La sección de vano, por el contrario, es mucho menos dúctil y la rotura se produce por agotamiento del reducido nervio comprimido del hormigón. La estructura resultante es, por tanto, muy eficiente en el estado límite último. La sección de empotramiento tiene una gran capacidad rotacional y por tanto permite que se llegue al agotamiento de la sección de apoyo demandando una reducida redistribución de momentos de la sección de empotramiento a la sección de vano, por cuanto la capacidad de la sección de empotramiento es más elevada que la de vano. Con la geometría invertida sucede lo contrario. La sección de empotramiento es mucho menos dúctil que la sección de vano. Además la capacidad resistente de ambas secciones es análoga. Por tanto, es necesaria una mucho mayor redistribución de esfuerzos.

La comparación del comportamiento de ambas secciones queda reflejada en la Tabla 2 siguiente.

En ella se han reflejado también los momentos,

determinados elásticamente para la carga última, $p = 27,5$ t/m, que resulta del cálculo no lineal.

Por otra parte, la influencia de los efectos de gradientes de temperatura, fluencia, retracción y eventuales asentamientos diferenciales, es intrascendente en el caso de la geometría de proyecto, debido a la gran ductilidad de la sección de empotramiento, lo que no es evidente que se pueda decir en el caso de la geometría invertida.

A partir de los valores anteriores se pueden deducir asimismo los coeficientes globales de seguridad. Las cargas debidas al peso propio, revestimientos y sobrecarga equivalen a 14,5 t/m. (Tabla 3).

Los valores anteriores, en cuyo cálculo no tienen cabida los momentos hiperestáticos de pretensado y en los que no se han considerado los efectos torsionales ni los debidos a la disimetría de la sección, ponen de manifiesto una vez más la inconsistencia de los cálculos elásticos.

TABLA 2

	M vano [tm]		M empotramiento [tm]		Índice de redistribución
	Cálculo elástico	Cálculo no lineal	Cálculo elástico	Cálculo no lineal	
Geometría de proyecto	+ 1.955	+ 2.148	- 3.476	- 3.053	$\frac{3.476}{3.054} = 1,14$
Geometría invertida	+ 1.955	+ 2.395	- 3.476	- 2.448	$\frac{3.476}{2.448} = 1,42$

TABLA 3

	Valores de γ_s		
	Cálculo no lineal	Cálculo elástico	
		Sección vano	Sección empotrada
Geometría de proyecto	$\frac{27,5}{14,5} = 1,89$	$\frac{30,0}{14,5} = 2,07$	$\frac{22,8}{14,5} = 1,57$
Geometría invertida	$\frac{27,5}{14,5} = 1,89$	$\frac{35,0}{14,5} = 2,41$	$\frac{19,4}{14,5} = 1,34$

Podemos ahora resumir la comparación de las dos estructuras en la Tabla 4 siguiente:

TABLA 4

Aspectos a evaluar	Sección de proyecto	Sección invertida
FUNCIONALIDAD	MEJOR	PEOR
ESTETICO	MEJOR	PEOR
ESTADO LIMITE SERVICIO	PEOR	MEJOR
ESTADO LIMITE ULTIMO	MEJOR	PEOR

A la vista de todo lo anterior podemos sacar las siguientes conclusiones:

- 1) El cálculo elástico es válido para la evaluación del comportamiento de la estructura en el estado límite de servicio, no así en el estado límite último.
- 2) Cuando utilizamos hormigones de alta resistencia, cuyo comportamiento potencial es menos dúctil que el de los hormigones convencionales, deberíamos realizar un análisis no lineal para asegurarnos de la ductilidad del elemento estructural que estamos considerando y para evaluar con rigor la influencia de efectos como los de la temperatura, retracción, fluencia y eventuales asientos diferenciales.
- 3) Con frecuencia, el criterio determinante para el dimensionamiento de una estructura es su comportamiento en servicio.

4) Los hormigones de alta resistencia permiten disponer de secciones muy esbeltas. En consecuencia, disponemos de un espacio muy reducido para disponer las armaduras activas y los anclajes de pretensado. El espacio disponible se convierte en un concepto esencial para decidir el número de cables que podemos disponer. Con ello podemos alcanzar una cierta capacidad resistente. El resto tendría que ser proporcionado por la armadura pasiva que ocupa mucho menos espacio: el pretensado parcial por tanto, es, con frecuencia, indispensable y felizmente indispensable por cuanto nos proporciona una ductilidad adicional muy conveniente.

5) En el futuro, el cálculo no lineal será indispensable. Esta revolución en nuestros hábitos profesionales no será sin embargo posible si no somos capaces de transmitir claros conceptos que ayuden a los ingenieros y a los estudiantes a comprender y evaluar el comportamiento real de nuestras estructuras, evitando cálculos infinitos que, a menudo, contribuyen a ocultar lo esencial del comportamiento estructural.

4. PUESTA EN OBRA Y CONTROL DE CALIDAD

4.1. Materiales

La elección de los materiales componentes así como la dosificación de los mismos estaba condicionada por factores tales como:

- Alta resistencia a compresión del hormigón (H-800) por los requisitos de diseño.
- Urgencia en la toma de decisiones relativa a la dosificación que había que emplear. Esta

decisión tuvo que tomarse tras tres pruebas y con resultados a 14 días.

- Necesidad de un alta trabajabilidad del hormigón fresco, dada la fuerte concentración de armaduras pasivas y activas en algunas zonas, tales como las zonas de anclaje.
- Falta de experiencias previas en instalaciones de tipo industrial [sí existían en condiciones de laboratorio (Oliveira, 1992)].

Por los factores anteriormente expuestos se procuró ir a unos componentes de altas características mecánicas. Así, el cemento fue tipo I-55A, de Cementos Molins, S.A.; la arena (0-5 mm) era de tipo silíceo (Arenas de Barcelona, S.A.); la gravilla (5-12 mm) era de origen basáltico (Ruidarenas, Gerona) lavada después del machaqueo, y el agua, de la red urbana de los municipios donde se ubicaban las centrales.

A estos componentes se les añadió humo de sílice (microsílice) suministrado por Halesa-Master Building (Rheobuild TDS). Esta microsíllice, tras los estudios de difracción de rayos X, análisis químicos y pérdidas al fuego, mostró que contiene un plastificante para facilitar su manipulación, respondiendo al tipo de microsíllice denominada densificada. Asimismo, con el fin de facilitar la trabajabilidad del hormigón y evitar problemas de incompatibilidad, se empleó un superfluidificante de la misma casa (Rheobuild 1000).

TABLA 5
Dosificación empleada

Componentes	Cantidad por m ³
Gravilla	980 kg
Arena	690 kg
Cemento	550 kg
Microsílice	110 kg
Agua	165 litros
Superfluidificante	5,25 litros

En la Tabla 5, se presenta la dosificación empleada. En ella, los altos contenidos de cemento y microsíllice vienen justificados por los factores anteriormente expresados. Ahora bien, ante la posible incidencia que estos conglomerantes pudiesen tener sobre el incremento de temperatura, se instrumentaron distintos puntos y secciones, tanto del muro como del tablero. Los resultados obtenidos muestran que las temperaturas alcanzadas en los puntos más interiores se acercaban a los 80°C, si bien las tensiones internas autoequilibradas resultantes eran inferiores o de un orden de magnitud similar al de la resistencia a tracción del hormigón para el mismo instante de tiempo (Mirambell et al., 1993).

Hay que llamar la atención sobre el hecho de que en circunstancias diferentes a las que se dieron en esta obra, las cantidades de cemento y

microsílice podrían haberse reducido, manteniendo el mismo nivel de prestaciones. Por otro lado, el superfluidificante representa el 1% en peso del cemento, si bien este porcentaje, durante la fabricación de las distintas amasadas, varió entre el 0,3% y el 1,5%, en función de las características de puesta en obra y las condiciones climáticas.

Como puede verse en la dosificación (Tabla 5), la relación agua/cemento, así como la relación agua/cemento + microsíllice son bajas, 0,30 y 0,25 respectivamente. Estas relaciones tienen una influencia significativa sobre las prestaciones mecánicas del hormigón. Por ello es muy importante tener controladas las mismas.

En esta obra se limitó el porcentaje de humedad de los áridos a un 2%. La importancia de este factor viene dada porque para relaciones agua/cemento tan bajas, no es directamente intercambiable el agua libre con el agua aportada para la humedad de los áridos, es decir, se requieren unas cantidades mínimas de agua libre para trabajar la mezcla.

La consistencia mínima requerida del hormigón, medida mediante el cono de Abrams, era de 20 cm en planta y 16 cm en obra. En el transcurso de las amasadas el valor de la misma varió, como es conocido, por las condiciones climáticas y humedad de los áridos; esta circunstancia se tenía en cuenta para ajustar el porcentaje de superfluidificante. Los resultados obtenidos en la totalidad de los casos dieron valores del cono por encima de los valores de referencia (en el entorno de 22 a 26 cm en central). Este elevado cono no supone en estos hormigones problemas de segregación, debido a la tixotropía de los mismos. (Fig. 14).

4.2. Central de hormigonado

En la fabricación del hormigón se utilizaron dos centrales amasadoras de hormigón preparado situadas, respectivamente, en los municipios de Sant Boi de Llobregat y Valldoreix, próximos a Barcelona. (Las distancias entre las centrales y la obra era de unos 20-25 km). Ambas centrales son normalmente utilizadas para otro tipo de hormigones, teniendo una antigüedad aproximada de los 20 años y con un grado intermedio de automatización.

La necesidad de dos centrales venía dada por el ritmo requerido de llenado de los camiones cuba y su incidencia en la obra. Cada camión se llenaba con 4 m³, invirtiendo entre 25 y 30 minutos en todas las operaciones del proceso. Este valor se adoptó teniendo en cuenta las características de la central, el interés de conseguir un buen amasado, no alargar excesivamente tiempos y trabajar en un rango adecuado de capacidad para conseguir mejores rendimientos de los camiones.

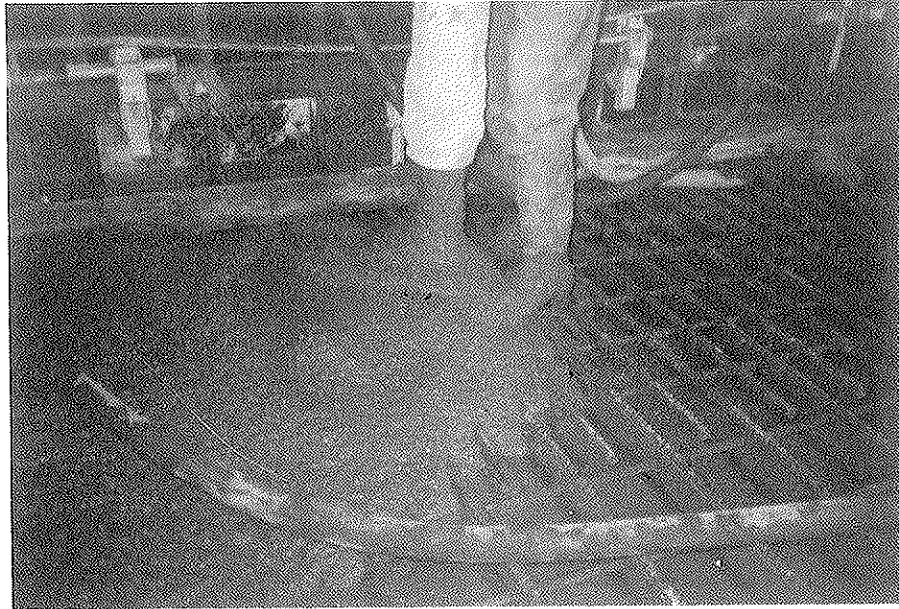


Fig. 14.

De cada camión, antes de enviarse a obra, se hacía una determinación del cono de Abrams. Si el valor obtenido del mismo era superior al requerido, el camión era autorizado a desplazarse a la obra. Si no cumplía, se podría añadir más aditivo (sin superar en ningún caso el 1,55% en peso del cemento) y repetir el proceso. Si el nuevo valor obtenido superaba el valor requerido se autorizaba el transporte del camión, mientras que en caso contrario se tiraba el hormigón sin salir de la planta.

Los áridos se suministraban secos y se almacenaban a la intemperie. Ahora bien, si en este período adquirían humedad por lluvia, se secaban con posterioridad, forzando la misma mediante cañones de aire caliente, si se requería por razones de plazos (sólo fue necesario en una ocasión). Esta operación era necesaria para cumplir las limitaciones de humedad requeridas.

El tratamiento de los materiales básicos (cemento, áridos, agua) en las centrales era el usual en las mismas. La microfílice era suministrada en sacos de 15 kg, lo cual requería la rotura previa de los mismos para su incorporación a un silo. Este proceso, como es lógico, requería mucha mano de obra, la cual puede ser evitada, en una producción industrial sistemática, mediante suministro a granel. Una vez incorporada al silo, a pesar de su finura, no se originaron problemas especiales de apelmazamiento. Este buen comportamiento podría ser debido a que el tiempo de ensilado y el recorrido hasta la báscula eran cortos.

El superfluidificante era suministrado en bidones y se aportaba a la masa de hormigón en función de la automatización de la central. Así, mientras en la central de Valldoreix se realizaba de forma automática, en la central de Sant Boi se

aportaba al camión mediante una pequeña bomba. La adición se realizaba al final de cada una de las dos amasadas o al final del proceso. Los resultados obtenidos fueron similares, por lo que en cada caso se ajustó a las condiciones de la central.

Hay que señalar, por último, que aunque las plantas no estuviesen diseñadas para este tipo de hormigones (limitaciones en el grado de automatización, protección de áridos, manipulación de componentes), la voluntad de sus técnicos y la profesionalidad de sus operarios han hecho posible conseguir, satisfactoriamente, los requisitos exigidos al hormigón. Este hecho pone de manifiesto nuevamente la importancia del factor humano para conseguir los objetivos propuestos, frente a otros factores, tal como señala A.G. Mesguer (1983).

4.3. Construcción

En su ejecución, se planteó la construcción de cada muro (102 m³ de hormigón) en días independientes. En los muros se comenzó a hormigonar a primera hora de la mañana (6 horas) mientras que en las pasarelas se comenzó por la noche (23 horas). El día elegido coincidía en sábado y comenzaba en la noche de viernes al sábado. Con ello se pretendía disminuir, como de hecho se consiguió, los posibles problemas de tráfico que se hubiesen planteado de realizar estas operaciones en otros días y horas.

Previo a la construcción de las pasarelas, en las que estrictamente era necesario el H.A.R., el proceso de ejecución se puso a punto construyendo distintos cubos de hormigón, una cimentación

auxiliar y los propios muros. De estas experiencias se obtuvieron conclusiones tales como:

- Escasa pérdida del cono de Abrams durante el transporte con tiempos en el entorno de 30 a 35 minutos. Se mantenía una consistencia del hormigón adecuada para ser bombeado.
- Necesidad de buenos encofrados con superficies tratadas. No se utilizaron desencofrantes ya que las pruebas mostraron que dejaban huellas.
- Enérgico vibrado con vibradores internos. Esto se traduce en mayores tiempos y en puntos más próximos. La tixotropía propia de este hormigón permite este hecho, con consistencias altas como las referidas, sin que se produzca segregación.
- Desprendimientos de olores fuertes. Esto requirió para los muros (ambiente muy cerrado) la necesidad de instalar unos ventiladores que renovasen el aire.

Todas estas operaciones sirvieron para tomar conciencia de las exigencias de estos hormigones, las cuales no suponen una extrapolación lineal de la experiencia de trabajo con hormigones estándar. La comunicación, mediante reuniones de coordinación, fue importante para el éxito final de la obra.

Con relación al tablero, el hormigonado de la losa se realizó en primer lugar y luego, con cierto desfase, el nervio. Esta solución sin contraencofrado de la losa tiene grandes ventajas constructivas.

El hormigón era bombeado con valores de cono elevados, tal como se aprecia en la *figura 15*. Un equipo de tres operarios vibraba simultá-

neamente el hormigón vertido en una de las alas de la T invertida. Tras este equipo de operarios se situaba otro cuya misión era reglear el hormigón, redistribuyendo pequeñas masas del mismo.

El curado es fundamental para conseguir las prestaciones deseadas en cualquier hormigón, debiendo tomarse clara conciencia de ello en un H.A.R. En este caso, el curado se hizo mediante riego de agua por aspersión, durante una semana, cubriendo además las pasarelas mediante una lámina de plástico. En la *figura 16* pueden verse las alas encharcadas de agua y los montantes preparados para recibir la cubierta de plástico.

Con esta solución de curado se conseguía un entorno con un alto contenido de humedad y temperatura superior a la ambiental. De esta forma la madurez del hormigón era superior, alcanzándose altas resistencias a tempranas edades, lo cual permitió poner en tensión la armadura activa en el plazo de una semana. Esta medida reducía el riesgo de que el choque de un vehículo contra la cimbra inferior (estaba permitido el tráfico), pudiese acarrear un grave problema.

El acabado natural del hormigón presentaba diversas aguas y alguna eflorescencia primaria. Con posterioridad, se realizó un abujardado, con lo que se redujeron, en gran medida, los problemas citados. Este abujardado puso de manifiesto el tono oscuro del árido grueso y la microsílíce, en contraste con el tono claro de la arena sílíce. Este contraste y la compacidad conseguida dan un acabado de gran belleza, a lo que ha contribuido el resto de elementos de la pasarela.

4.4. Control de Calidad

El planteamiento general del control de calidad



Fig. 15.

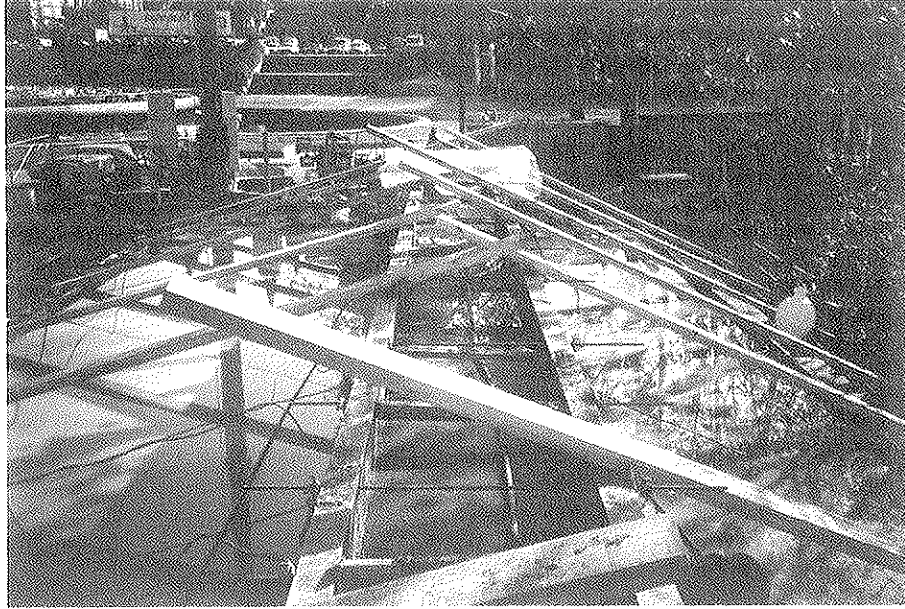


Fig. 16.

de la obra responde a las exigencias del control de producción y el control de recepción. En la práctica, el aspecto más significativo de este planteamiento es la disposición de un técnico independiente en cada una de las centrales de hormigonado. Las funciones de estos técnicos eran controlar las operaciones previas y posteriores al amasado. Entre esas funciones se encontraba la verificación del funcionamiento de los equipos, el cumplimiento de las tolerancias establecidas para las pesadas de cada uno de los componentes, tiempos de amasado y cono de Abrams de cada camión antes de salir de planta.

Si la verificación anterior proporcionaba resultados dentro de los límites previamente establecidos, el camión era autorizado a desplazarse a obra. En caso contrario, se analizaba la causa del incumplimiento, planteando la viabilidad de tomar medidas correctoras, o bien se rechazaba directamente el camión.

Para la determinación de la resistencia a compresión se utilizaron probetas cúbicas (10 x 10 x 10 cm) compactadas en mesa vibrante. Estas probetas no se refrentaban sino que se giraban 90° con el fin de dejar dos caras lisas (resultantes del encofrado) en contacto con los platos de la prensa. Los resultados fueron satisfactorios (Vizcaino et al., 1993), obteniéndose coeficientes de verificación menores al 5%.

4.5. Datos técnicos

El desarrollo del proyecto y la dirección facultativa de las obras, ha sido realizada por Javier Rui-Wamba, Ingeniero de Caminos, Canales y

Puertos, de ESTEYCO, y por los arquitectos Beth Galí, y Jaume Benavent, de los servicios técnicos del IMPU, con la colaboración de los ingenieros Juan Luis Bellod y Miguel Angel Fernández, y el arquitecto Francisco Navarro, miembros de ESTEYCO, Ingeniería Consultora.

La obra ha sido ejecutada por Fomento de Construcciones y Contratas, S.A. Los hormigones de alta resistencia han sido fabricados por la empresa Arids Formigons, S.A. y el sistema de pretensado ha sido VSL. Durante la realización de la obra y como apoyo a la Dirección Técnica, en los temas relativos al hormigón de alta resistencia, han participado los profesores Antonio Aguado y Marcel O.F. Oliveira, de la E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Barcelona.

5. BIBLIOGRAFIA

MESEGUER, A.G. (1993).- *Para una teoría de la calidad en construcción*. Rev. Informes de la Construcción. nº 348 Marzo pp. 5-22.

MIRAMBELL, E., CALMON, J.L. and AGUADO, A. (1993).- Heat of Hydration in High Strength Concrete. Case Study. Proceedings Third International Symposium on Utilization of High-Strength Concrete, June 20-24. Lillehammer. Norway. NB, SINTEF, NSF, FIP, CEB, ACI.

OLIVEIRA, M.O.F. (1992).- *Fatiga y microfisuración en hormigones de alta resistencia. Consideraciones de diseño*. Tesis doctoral E.T.S. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona U.P.C.

RUI-WAMBA, J., AGUADO, A. y OLIVEI-

RA, M.O.F. (1992).- *Proyecto y construcción de dos pasarelas de hormigón de alta resistencia (H-800)*. Revista Cemento-Hormigón, nº 709, Agosto pp. 1.022-1.040.

VIZCAINO, J., CATALA, F., AGUADO, A. y OLIVEIRA, M.O.F. (1993).- *Control de calidad en un hormigón de alta resistencia*. Symposium Nacional sobre Control de Calidad. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, Mayo.

6. RESUMEN

La comunicación que se presenta recoge la experiencia de proyecto y construcción de dos pasarelas peatonales, en Barcelona, que permiten el acceso desde la Plaza de España al Anillo Olímpico de Montjuïc en un espacio de gran valor arquitectónico.

La preocupación por el impacto negativo que podría producir la pasarela en el entorno, fue retrasando la decisión sobre su construcción hasta que la accesibilidad al Anillo Olímpico la hizo inevitable.

Por ello, se decidió diseñar una estructura que tuviese la menor presencia posible. Había que reducir al máximo las dimensiones de las secciones estructurales, evitando cantos rotundos en sus bordes más visibles y escogiendo materiales que, contribuyendo a lograr los objetivos anteriores, tuviesen una textura y unas tonalidades que facilitasen su integración en el entorno.

La solución estructural escogida consiste en una sección transversal en forma de T invertida, empotrada en el lado de la Plaza de España y articulada en el lado montaña. El nervio central de hormigón tiene 0,80 m de anchura y 1,42 m de canto total.

El fuerte valor de las compresiones localizadas en un ancho reducido, exigió la utilización de un hormigón de alta resistencia H-800.

En la comunicación, se ponen de manifiesto las

ideas principales que permitieron la concepción, dimensionamiento, cálculo y construcción de estas singulares estructuras.

Además, se recogen los aspectos más relevantes, referentes a la puesta en obra de un hormigón de estas características, incidiendo en el control de calidad del mismo.

SUMMARY

The communication presented collects the experience of a couple of footbridges in Barcelona that allow the access to the Olympic Ring in Montjuïc from Spain Square in an area with high architectural value.

The care about the negative impact that the footbridges could produce in the surroundings, delayed the decision about its construction till the accessibility to the Olympic Ring was unavoidable.

For this reason the design of a structure with the lesser presence as possible was decided. The dimension of the structural sections had to be reduced as much as possible, avoiding flat corners in their visible edges and choosing materials that, contributing to obtain the previous objectives, had a texture and tonalities that made easy their integration with the environment.

The structural solution chosen consists of a transversal section with a T-inverted shape, encastered in the side of Spain Square and simply supported in the side of the mountain. The central concrete rib is 0.80 m width and 1.42 m total height.

The strong value of the compressions located in a reduced width, required the use of a high strength concrete H-800.

The principal ideas that allowed the conception, sizing, calculation and construction of these simple and smart structures are shown in the communication.

Moreover, the most outstanding aspects about casting of this type of concrete are collected in the communication, falling in to its quality control.

Experiencias del pretensado exterior empleado en el puente del ferrocarril Barcelona-Puigcerdá sobre el eje transversal de Cataluña

Juan Ayats
CTT-Stronghold, S.A.

Angel C. Aparicio
Gonzalo Ramos
Departamento de Ingeniería de la Construcción E.T.S.
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

1. INTRODUCCION

El nuevo trazado del eje transversal de Cataluña atraviesa la línea de la RENFE en las cercanías de la ciudad de Vic. En la intersección, la carretera discurre a una cota inferior a la de la línea férrea, por lo que se proyectó un paso superior para el ferrocarril.

Se trata de un puente isostático, de 37,854 m de luz entre ejes de apoyos, que da paso a una única vía de RENFE. La planta, condicionada por el nuevo trazado de la carretera y el existente del ferrocarril, es fuertemente esviada, con un ángulo de $45,732^\circ$ (véase figura 1). En previsión de futuro, los estribos se construyeron para poder alojar un segundo tablero, si fuera necesario.

Con el fin de eliminar al máximo las molestias al tráfico ferroviario durante la ejecución, se construyó el tablero sobre la zona libre de los estribos, ripándose a su posición definitiva una vez terminado.

La definición de la sección transversal fue objeto de preocupación especial, dada la dificultad de obtener una viga suficientemente esbelta, lo que iba a tener un impacto importante sobre el tráfico inferior. Finalmente, el consultor optó por una sección bicelular, como se muestra en la figura 1, que, al menos en su intradós, disminuye el efecto pared. La rigidez transversal necesaria queda asegurada, además de los diafragmas de apoyo, mediante tres riostras que conectan las dos células al nivel del intradós.

El pretensado es mixto (interno adherente y exterior no adherente), habiéndose utilizado para el

exterior tendones sustituibles. Estos tendones, inyectados con lechada de cemento, se pueden reemplazar gracias a la existencia de una doble pared (vaina de PE + tubo de PVC de encofrado, o bien vaina de PE + tubo metálico de encofrado) en las zonas de contacto con el hormigón (anclajes y desviadores).

Se definieron cinco familias de tendones de pretensado cuya identificación se muestra en la figura 2.

2. DESCRIPCION DEL SISTEMA DE PRETENSADO EXTERIOR (PTE) ADOPTADO

Se trata de una familia, la 5 según figura 2, formada por 6 tendones de 19 cordones de 15,2 mm (19/0.6") cada uno; tres a cada lado del eje del tablero. El trazado de los tendones es poligonal, como corresponde a este tipo de pretensado; cuatro tendones se desvían en centro luz mientras que los otros dos tienen dos desviadores cada uno, aproximadamente a 1/4 de la luz.

La tipología de los desviadores se ilustra en la figura 4; se trata de un tubo metálico, curvado, embebido en el hormigón, dejando que la vaina de PE del tendón pase a través del hormigón sin necesidad de ser interrumpida a la entrada y a la salida del tubo metálico. Los tubos metálicos se abocardan en sus extremos para evitar errores accidentales de colocación que pudieran dañar al material plástico, más blando, de la vaina.

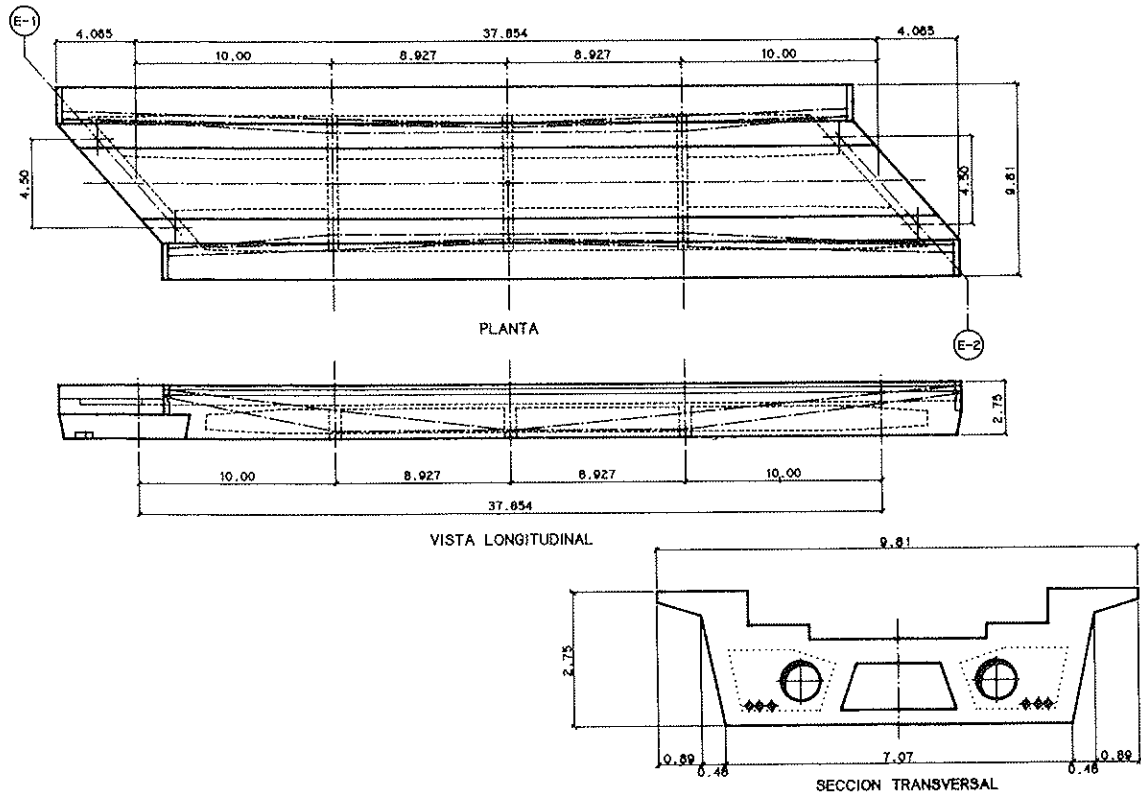


Figura 1. Definición geométrica del tablero.

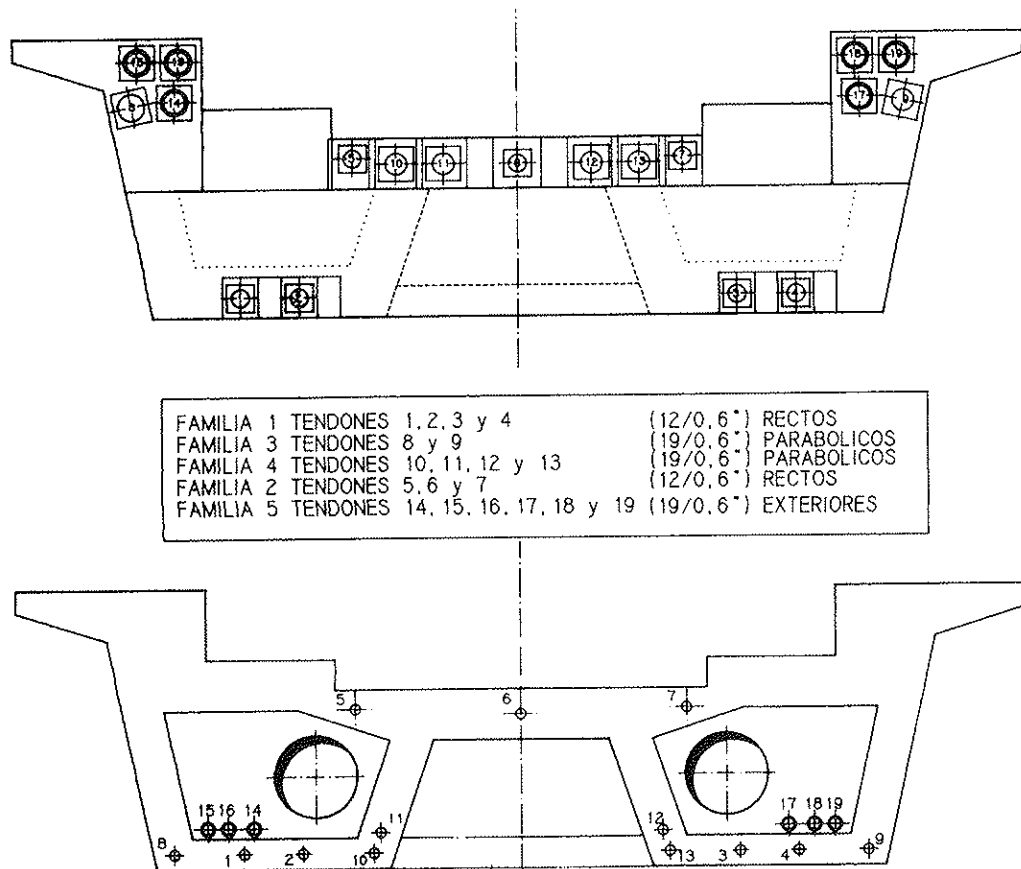


Figura 2. Identificación de las familias de tendones de pretensado.

Las características generales de los materiales empleados son las siguientes:

- Cordon de 15,2 mm según ASTM A-416, Gr. 270k, de baja relajación.
- Vaina envolvente de PEAD ϕ 110 mm.
- Tubos desviadores metálicos, galvanizados, de ϕ 140 mm.
- Tubos rectos de PVC en las zonas próximas a los anclajes.
- Inyección de lechada de cemento y agua con $a/c=0,4$, sin aditivos.

Todos los tendones disponen de anclajes activos en sus extremos (véase figura 3), con los elementos necesarios para cumplir sus principales funciones:

- Puesta en tensión y anclaje de la fuerza de pretensado.
- Transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón.

- Ubicación de los puntos de inyección y/o purga.
- Estanqueidad en el momento de la inyección de la lechada de cemento.
- Protección contra la corrosión.
- Ser desmontables.

Los anclajes son accesibles desde el exterior del tablero, lo que facilita las operaciones de montaje y puesta en tensión de los tendones.

En las proximidades de los anclajes, debido al diseño de la sección transversal, los tendones discurren por el interior del hormigón en una longitud importante. En estas zonas el trazado es recto y se sustituyó el tubo metálico de encofrado previsto inicialmente por otro de PVC cuya rigidez, a pesar de ser importante, se rebeló insuficiente, tal y como se desprende de los resultados mostrados en el punto 4 y de la inspección visual «in situ» previa al tesado.

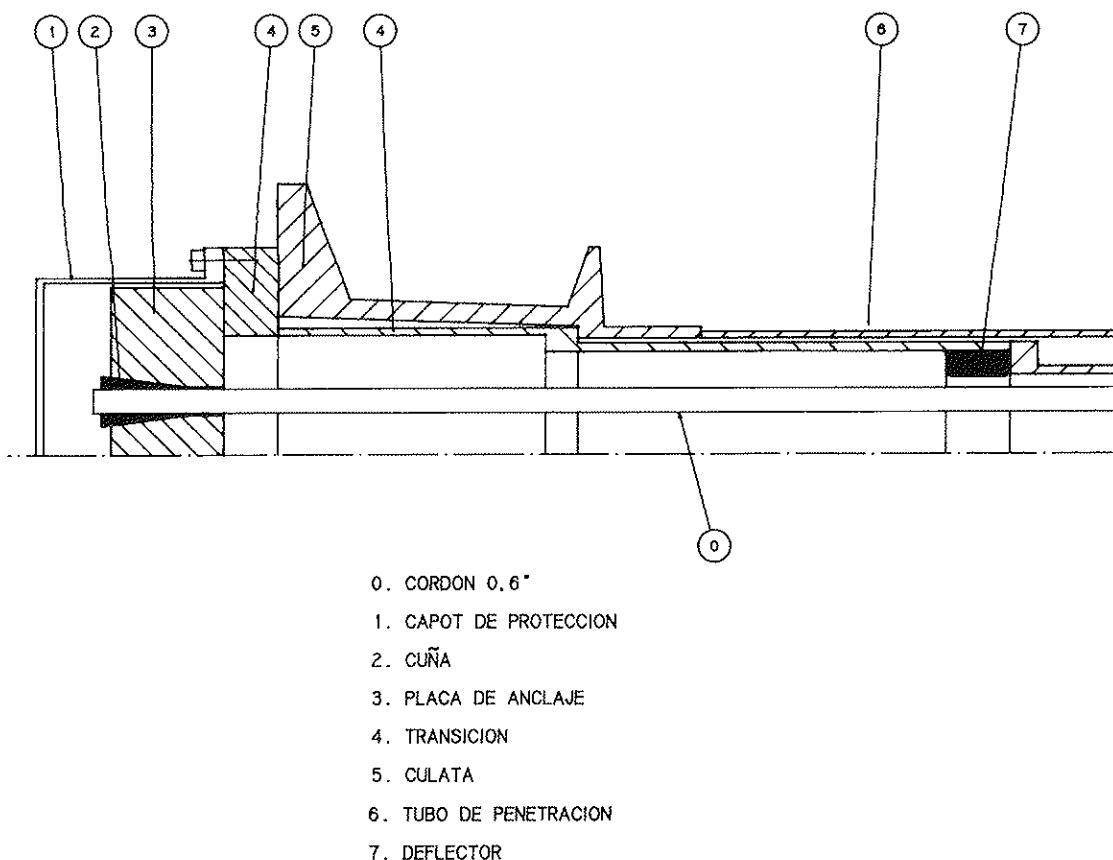


Figura 3. Esquema del anclaje activo sustituible Stronghold.

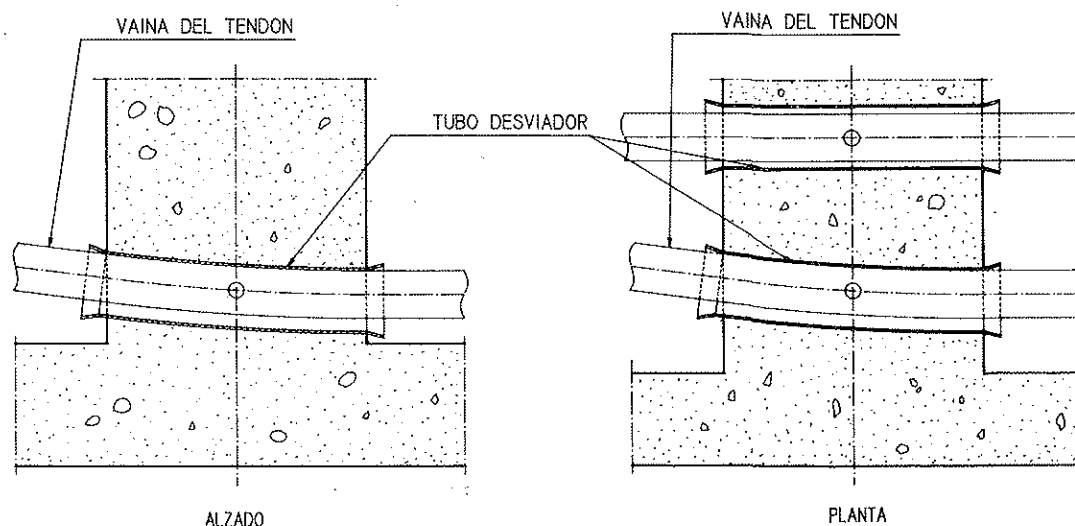


Figura 4. Tipología de los desviadores.

3. ENSAYOS REALIZADOS SOBRE EL SISTEMA DE PTE

Por su naturaleza, los sistemas de PTE deben cumplir ciertos requisitos que no existen para los sistemas de pretensado tradicionales adherentes, embebidos en el hormigón. Si bien se trata de requisitos que, en las condiciones actuales del conocimiento la mayoría de sistemas tradicionales pueden cumplir con ciertas adaptaciones, ello no puede eximirnos de su verificación.

Dada la falta de reglamentación sobre este tema en España y coincidiendo además: primero con la homologación del sistema Stronghold en Francia y segundo con el hecho establecido de la experiencia acumulada en ese país en este campo, CTT-Stronghold, S.A., decidió seguir el reglamento francés para la verificación de los requisitos citados anteriormente.

Además de los ensayos relativos a un sistema de pretensado que hemos denominado como tradicional, la reglamentación francesa prescribe la realización de unos ensayos complementarios, para la aceptación de un sistema de PTE.

En los puntos siguientes se describen estos ensayos complementarios, ilustrándolos con fotografías de los que se realizaron con el sistema de PTE Stronghold, que se utilizó posteriormente en obra.

3.1. Ensayo de tracción sobre cuñas inyectadas con lechada de cemento (foto 1)

Se trata de mostrar que un anclaje, realizado con un esfuerzo moderado (50% de la fuerza de rotura nominal del tendón), inyectado posteriormente siguiendo el procedimiento del sistema de PTE ensayado, presenta un comportamiento dúctil

en el sentido de que la fuerza de rotura y el alargamiento correspondiente no se vean sensiblemente afectados por la presencia de la inyección.

Se realizó una serie de cuatro ensayos sobre un anclaje de un solo cordón de 15,2 mm.

Los requisitos y los resultados correspondientes obtenidos sobre cada probeta se muestran en la tabla 1.

Las probetas se rompen a los siete días de la realización de la inyección.

Tabla 1

Ensayo de tracción sobre cuñas inyectadas con lechada de cemento Requisitos

Probeta	$\frac{F_{max}}{F_N} \geq 98\%$	$\frac{F_{max}}{F_{RV}} \geq 92\%$	$\Delta A \geq 1,2\%$
1	98,33	(*)	2,36
2	102,41	99,49	2,97
3	99,40	96,57	2,83
4	100,83	97,95	3,08

F_{max} = Fuerza máxima alcanzada

F_N = Fuerza nominal

F_{RV} = Fuerza real

ΔA = Alargamiento producido entre el 50% de F_N y rotura

(*) Se desconocía el valor de F_{RV}

3.2. Ensayo del comportamiento del anclaje bajo carga sostenida (foto 2)

El ensayo tiene por objeto verificar que las deformaciones de la placa de anclaje, sometida a una carga constante por un cierto período de tiempo, se mantienen estables.

Se controla tanto la deformación longitudinal como la transversal. El procedimiento consiste en realizar una serie de lecturas, mediante comparadores, del movimiento de algunos puntos de la placa, cuando se incrementa la carga desde el 20% al 80% de la fuerza nominal. Al llegar al 80%, se mantiene la carga durante unas dos horas, en las que se van realizando lecturas a intervalos definidos. Posteriormente, se baja la carga al 20% y se realiza una última lectura.

En la tabla 2 se muestran las deformaciones medidas durante el ensayo, en términos de incrementos de los desplazamientos. Los comparadores 1, 2 y 3 miden los desplazamientos longitudinales y los comparadores 4 y 5 los transversales.

3.3. Ensayo de montaje y desmontaje (fotos 3 y 4)

Los principales puntos que se quieren verificar con este ensayo son, que no exista ninguna fuga del material de inyección (montaje) y que el tendón se pueda desmontar sin necesidad de medios sofisticados o complejos (desmontaje).

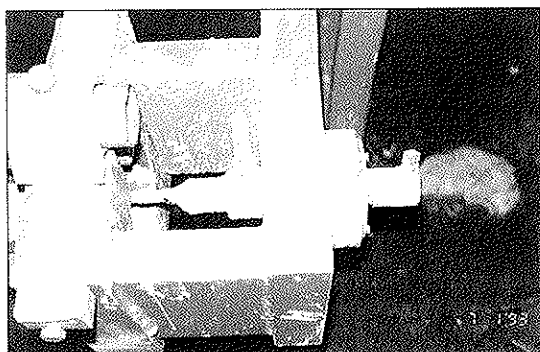


Foto 1.
Ensayo de tracción sobre cuñas inyectadas con lechada de cemento.

Con el fin de reproducir fielmente las condiciones de obra, el ensayo se realiza a escala 1:1 con respecto al tendón, si bien, como es lógico, se permite reducir la longitud del mismo.

Se procedió, por lo tanto, a confeccionar un tendón de 19/0.6", de unos 5 m de longitud entre placas de anclaje, con los mismos elementos empleados en obra: materiales, equipos y mano de obra.

El tendón se tesa al 80% de la carga de rotura nominal, se inyecta y después de una semana, como mínimo, se procede a su corte y desmontaje.

4. EXPERIMENTACION «IN SITU»

4.1. Evaluación de los coeficientes de rozamiento en los tendones de PTE

Para comprobar los valores reales de los coeficientes de rozamiento en curva y rozamiento parásito, estimados respectivamente en $\mu = 0,12$ y $k = 0$ según el Código Modelo, se procedió a realizar el ensayo de despegue de placa en todos los tendones exteriores. Los resultados obtenidos de estos ensayos se exponen en la tabla 3.

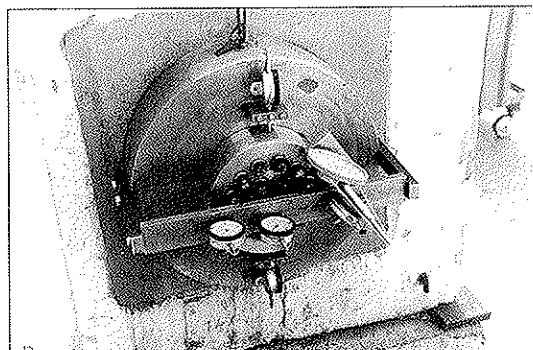


Foto 2.
Comportamiento del anclaje bajo carga sostenida.



Foto 3.
Ensayo de montaje y desmontaje. Bancada.

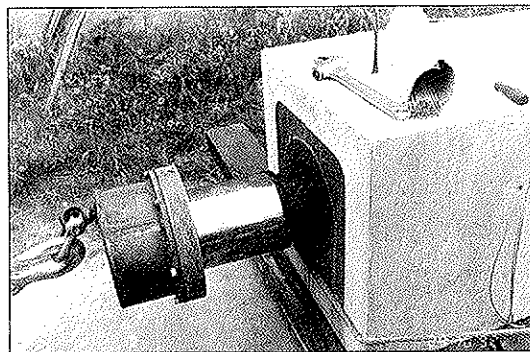


Foto 4.
Ensayo de montaje y desmontaje. Anclaje saliendo de su alojamiento.

Tabla 2

Ensayo del comportamiento del anclaje bajo carga sostenida
Comparadores

ΔF (%)	1	2	3	4	5
20 a 40 (lecturas 1 y 2)	0,30	0,22	0,23	0,03	0,00
40 a 80 (lecturas 2 y 3)	1,28	0,28	0,37	0,28	0,18
80% (lecturas 3 y 4)	0,12	0,01	0,02	0,02	0,03
80% (lecturas 4 y 5)	0,02	0,01	0,00	0,01	0,01
80% (lecturas 5 y 6)	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
80% (lecturas 6 y 7)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 3

Evaluación de los coeficientes de rozamiento

Tendón	P_0 (t)	ΔP (t)	P_D (t)	$\Sigma \alpha$ (rad)	Σx (m)
14	331,3	2,2	295,2	0,469	11,1
15	331,3	1,5	307,2	0,280	22,2
16	331,3	1,8	301,2	0,260	22,2
17	331,3	0,4	301,2	0,469	11,1
18	331,3	0,7	302,4	0,260	22,2
19	331,3	1,1	301,2	0,280	22,2

P_0 = fuerza de pretensado en anclaje

ΔP = pérdida de pretensado por acortamiento elástico del hormigón

P_D = fuerza de despegue en anclaje pasivo

$\Sigma \alpha$ = variación angular total entre anclajes

Σx = longitud de tendón interior al hormigón

Si evaluamos el valor del coeficiente de rozamiento en curva (μ), a partir de los datos experimentales, y en la hipótesis de $k = 0$, nos encontramos con los siguientes:

El valor medio obtenido ($\mu = 0,28$) es muy superior al esperado.

Como ya se ha indicado en el apartado 2, los tendones discurren por el interior del hormigón, manteniendo su condición de no adherentes, en longitudes importantes. En la tabla 3 se encuentran reflejadas dichas longitudes, pudiéndose observar cómo los valores más altos del coeficiente de rozamiento μ (tabla 4) se obtienen para los cables que más longitud recorren por el interior del hormigón (cables 15, 16, 17, 18). Este hecho, unido a que la inspección visual, previa al tesado, de las vainas de PVC que configuran esta zona, reveló que dichos conductos no eran rectos, tal como se había previsto, indican que la hipótesis de $k = 0$ es, en este caso, falsa.

Si suponemos que existen desviaciones parásitas, sólo en las longitudes en las que los tendones discurren internos al hormigón, y realizando una regresión lineal por mínimos cuadrados de:

Tabla 4

Valores de μ para $k = 0$

Cable 14	$\mu = 0,23$
Cable 15	$\mu = 0,25$
Cable 16	$\mu = 0,34$
Cable 17	$\mu = 0,20$
Cable 18	$\mu = 0,34$
Cable 19	$\mu = 0,33$

$$\ell_n = \left(\frac{P_D - \Delta P}{P_o} \right) = - (\mu\alpha + kx)$$

se obtienen los valores siguientes:

$$\mu = 0,1346$$

$$k = 0,0024$$

El valor de μ corresponde a lo esperado, mientras que k tiene un valor semejante al caso de un pretensado convencional.

El problema de las desviaciones indeseadas de las vainas de PVC, pueden deberse a defectos de colocación o, más probablemente, a incurvaciones motivadas por un acopio inadecuado.

Cabe resaltar, por tanto, la necesidad de tener en cuenta un cierto coeficiente de rozamiento parásito, en casos semejantes al expuesto, con importantes longitudes de tendón discurriendo internas al hormigón; o utilizar vainas de rigidez importante.

4.2. Comportamiento dinámico de los tendones de PTE

Con objeto de analizar el posible fenómeno de resonancia entre las vibraciones del tablero y de los tendones de pretensado exterior, al paso de los trenes, que pudieran provocar fenómenos de fatiga en el acero de los tendones, se llevó a cabo un estudio teórico de las frecuencias esperadas de vibración de los cables exentos, que se contrastaron posteriormente mediante una prueba dinámica en el puente acabado, en la que se obtuvo, además, la amplitud máxima del movimiento vibratorio por el paso de los convoyes.

De acuerdo con los datos del proyecto, del que podía deducirse una longitud libre de vibración de los tendones exentos igual a 17,854 m, y a partir de la aplicación de la teoría de la cuerda vibrante, con una fuerza en el tendón, después de pérdidas, de 375 t ($\sigma_p = 141 \text{ kp/cm}^2$) se obtenía una frecuencia teórica fundamental de vibración de 9,1 Hz, que se estimaba suficientemente alejada de la frecuencia de vibración del tablero; y, en consecuencia, no eran de esperar problemas de vibración excesiva.

La prueba dinámica consistió en la colocación de 2 acelerómetros, uno sobre el tendón número 14 (canal B); y otro, en el centro del tablero (canal A), excitándose la estructura mediante el paso de los trenes sobre la misma.

En la figura 5, parte superior, pueden verse los registros obtenidos en ambos acelerómetros; mientras que en la parte inferior de la misma aparece el espectro frecuencial de las señales anteriores, obtenido mediante transformada rápida de

Fourier. Es de destacar, en el registro de aceleración, cómo la señal se amortigua muy rápidamente en el tablero, una vez el convoy ha salido del puente; mientras que en el tendón la vibración se prolonga mucho más. Ello puede ser debido, tanto a las distintas características de amortiguamiento de ambos elementos, como a que la acción dinámica del paso del tren contenga frecuencias importantes en el rango de la frecuencia propia de vibración del tendón más que en el del tablero.

En efecto, del espectro de frecuencias de la señal procedente del tablero, puede deducirse una frecuencia propia de vibración de valor aproximado 1,5 Hz, predominante en el registro temporal una vez el tren ha abandonado ya el tablero; mientras que las frecuencias importantes superiores a 21 Hz pueden ser debidas, más bien, al propio contenido frecuencial de la excitación debida al convoy. Por el contrario, en el registro procedente del tendón, quedan muy marcadas las dos frecuencias propias de vibración más bajas del mismo, de valor 19,2 y 39,0 Hz, respectivamente. La relación próxima a 2 entre ellas, pone de manifiesto que el comportamiento vibratorio del tendón se acerca bastante al predicho por la teoría de la cuerda vibrante. Sin embargo, este valor experimental, de 19,2 Hz, está muy alejado del valor teórico, 9,1 Hz, deducido en el análisis teórico.

Ello se debe a los defectos de colocación comentados en el apartado anterior. En efecto, si tomamos una longitud libre de vibración igual a 8,327 m, correspondiente a la distancia entre el desviador a cuartos de la luz y el de centro luz, menos dos veces el semiancho del desviador, obtenemos un valor de $f = 19,5 \text{ Hz}$, mucho más cercano al valor experimental.

Se puede deducir, pues, que el tendón 14, que se preveía atravesaba el desviador de centro luz sin contactar con el mismo, sí que tenía contacto con el tubo desviador y que, además, ese contacto no se producía en el centro de las traviesas que alojaban los desviadores.

En la figura 6, aparecen los resultados del mismo ensayo obtenidos al paso de un segundo tren. Dicha figura concuerda plenamente con los aspectos que acabamos de comentar. En este caso, la amortiguación de la vibración en el tirante es un poco más rápida y queda menos marcada la segunda frecuencia de vibración del tendón.

Por último, podemos afirmar, a la vista de los resultados del ensayo experimental, que no existe fenómeno de resonancia entre la vibración del tablero y la del tendón; si bien sí que se produce entre el tendón y el ferrocarril. Sin embargo, del valor máximo de la aceleración medida sobre el tendón, se puede deducir una variación máxima de tensión en el anclaje, de valor 0,3 kp/cm^2 , que no dará lugar a ninguna posibilidad de fatiga en los mismos, incluso para un número muy elevado de ciclos de carga.

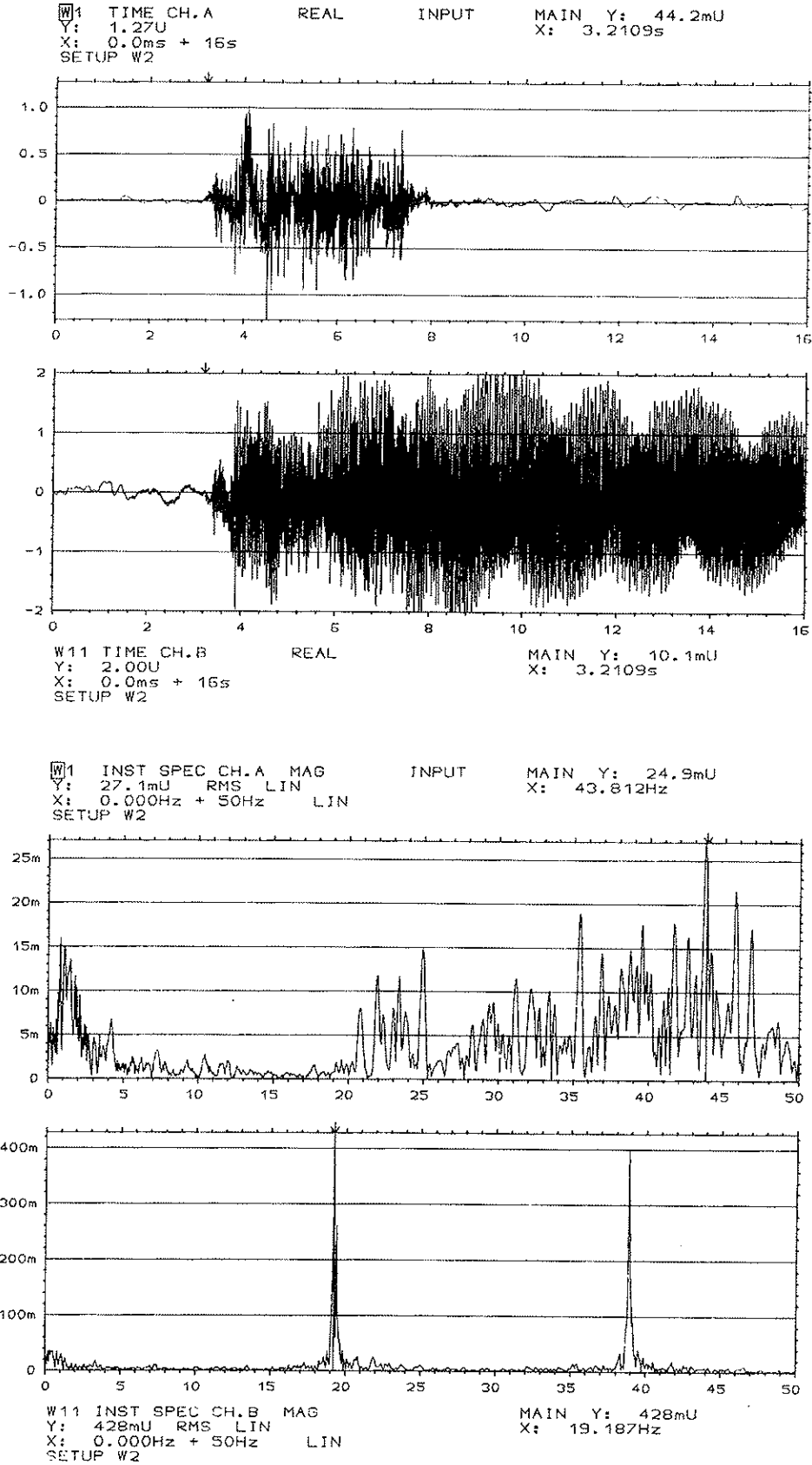


Figura 5. Registros de excitación y frecuencia tren n.º 1.

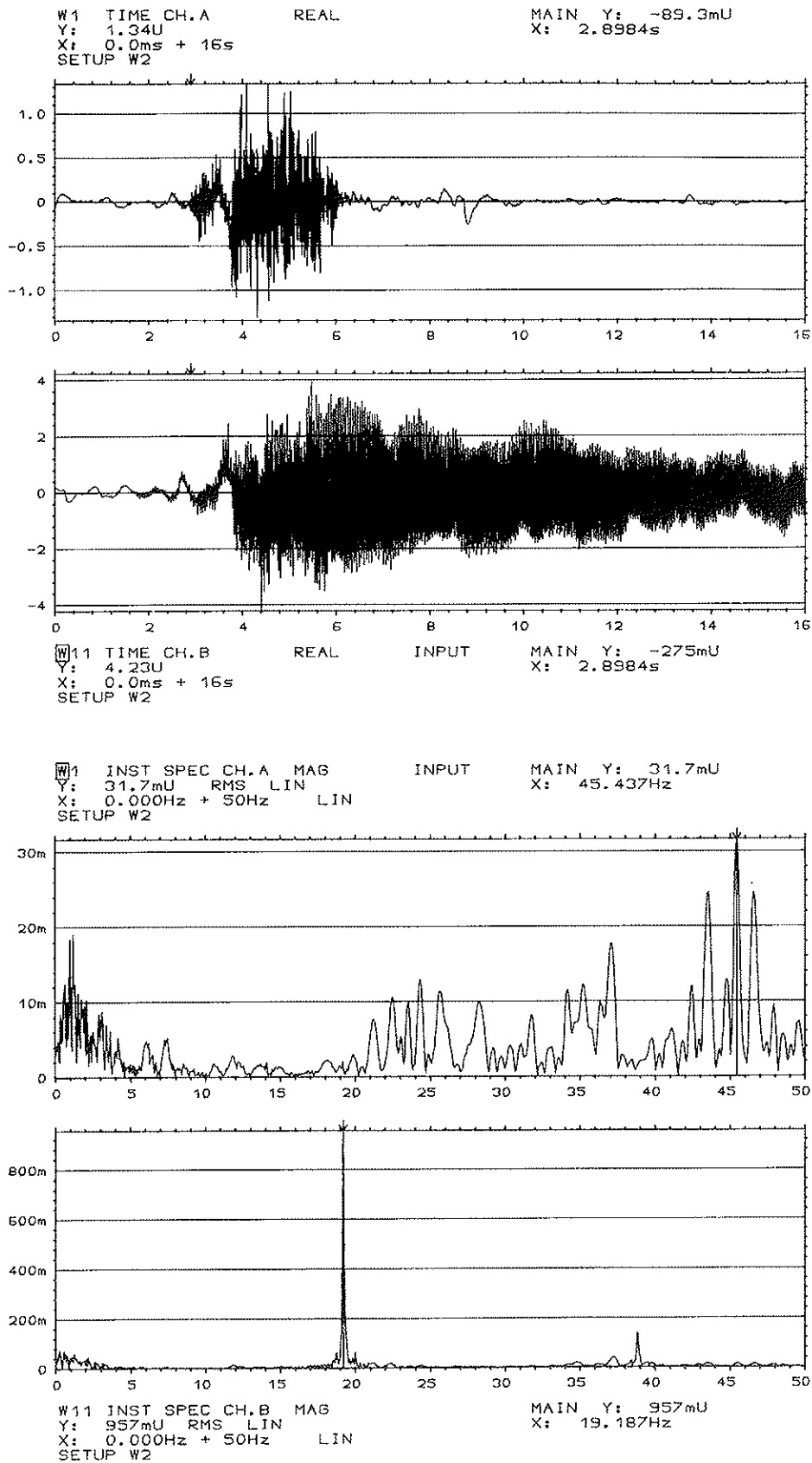


Figura 6. Registros de excitación y frecuencia tren n.º 2.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo expresan su agradecimiento a la Propiedad (RENFE), a la Dirección de Obra (Taller d'Enginyeries) y al Contratista (COPCISA) por las facilidades de acceso a los distintos puntos de medición en la obra, tanto durante la construcción como después de su finalización.

Asimismo, queremos agradecer la valiosa colaboración de Juan R. Casas (Departamento de Ingeniería de la Construcción) y la ayuda de José A. Canas y Jaume Clapés (Laboratorio de Geofísica Aplicada), todos de la E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, por la realización de los ensayos dinámicos.

RESUMEN

En esta comunicación se describe el sistema de pretensado exterior utilizado en el puente del ferrocarril de Barcelona a Puigcerdá, sobre el eje transversal de Cataluña, así como los ensayos realizados sobre el mismo.

Este puente, isostático, de luz 37,85 m, ha sido proyectado con un pretensado mixto (interno adherente y exterior no adherente), habiéndose utilizado para el pretensado exterior tendones sustituibles. Estos tendones, inyectados con mortero de cemento, son reemplazables gracias a la existencia de una doble vaina en las zonas de contacto con el hormigón (anclajes y desviadores), que

evita cualquier adherencia entre el tendón y el hormigón.

Sobre estos tendones se han realizado ensayos para la obtención del coeficiente de rozamiento real, y también se han medido las vibraciones de los tendones al paso de un tren, para descartar cualquier posible problema de resonancia.

SUMMARY

This communication describes the external prestressing system used in the railway bridge for the Barcelona-Puigcerdá railway; as well as the tests performed on the said prestressing system. The bridge overpasses the new road known as the transverse axis of Catalonia.

The simply supported bridge, with 37,85 m span, incorporates both internal bonded prestressing tendons and external prestressing tendons; where the external prestressing tendons are replaceable. These tendons, injected with grout, are replaceable thanks to the double wall system arranged at the contact zones with the concrete (anchorage zones and deviators), thus avoiding any bond between concrete and tendons.

Further to the specific set of tests performed on the anchorage itself, in-situ static and dynamic tests were performed on the external prestressing tendons. The actual friction coefficient was recorded through the static tests, whereas the dynamic test served to discard any vibration problem in the tendons.

* * *

TERCER SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE "UTILIZACION DE HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA"

La Asociación Noruega del Hormigón anuncia que ha puesto a la venta los "Proceedings" en los que se recogen los textos de todas las Comunicaciones presentadas en el Tercer Simposio Internacional sobre "Utilización de los Hormigones de Alta Resistencia" que se celebró, en Lillehammer, Noruega, del 20 al 24 de junio de 1993.

Los textos están redactados en inglés y editados en dos volúmenes con un total de 1.300 páginas.

Su precio (dos volúmenes) es de 1.000 coronas noruegas, incluidos gastos de envío.

Los interesados en su adquisición deberán dirigirse a:

Norwegian Concrete Association
P.O. Box 2312 Solli
N-0201, Oslo, Norway
Tel.: +47 22 94 75 00
Fax: +47 22 94 75 02

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

- FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. (FCCSA).**—Acanto, 22. 28045 Madrid.
- FORMIGONS GIRONA, S.A.**—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Gerona).
- FREYSSINET, S.A.**—General Perón, 24. 28020 Madrid.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.**—Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.
- IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).**—Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).**—José Abascal, 53-2.ª planta. 28003 Madrid.
- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.**—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
- INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).**—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
- INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA). Biblioteca.**—Orense, 70. 28020 Madrid.
- JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.**—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
- LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES. CEDEX.**—Alfonso XII, 3. 28004 Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.**—Apartado 138. 36600 Villagarcía de Arosa (Pontevedra).
- PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.**—Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
- PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).**—Padre Damián, 42-1º-D. 28036 Madrid.
- SENER, INGENIERIA Y SISTEMAS, S.A.**—Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
- SIKA, S.A.**—Carretera de Fuencarral, 72. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
- TECPRESA, S.A.**—Velázquez, 105. 28006 Madrid.
- TREFILERIAS QUIJANO, S.A.**—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
- TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).**—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
- VSL IBERICA, S.A.**—Paseo de la Castellana, 117-2.º dcha. 28046 Madrid.

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



**asociación técnica
española del pretensado**