

hormigón



y ACERO

n°168

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO (C.S.I.C.)
APARTADO 19.002 - 28080 MADRID

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:

- ACEROS Y TECNOLOGIA PARA LA CONSTRUCCION, S.A. (ATECSA).**— Pº de la Habana, 14. 28036 Madrid.
- AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**— Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
- AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA "OFICEMENT".**— Velázquez, 23. 28001 Madrid.
- ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).**— Orense, 10. 28020 Madrid.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.**— Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- AZMA, S.A.**— Pº de la Habana, 16. 28036 Madrid.
- BIGUETES, S.L.**— Partida Altabix, s/n. 03000 Elche (Alicante).
- CAMARA, S.A.**— Apartado 180. 36080 Pontevedra.
- CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.**— Grijalba, 9. 28006 Madrid.
- CEMENTOS MOLINS, S.A.**— C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Vicenç dels Horts (Barcelona).
- CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX).** Gabinete de Información y documentación.— Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A., C.T.T., S.A.**— Aribau, 185. 08021 Barcelona.
- COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.**— Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
- COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE MADRID.**— Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.**— Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. Biblioteca.**— Barquillo, 12. 28004 Madrid.
- COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.**— Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.**— Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.
- CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.**— Ayala, 42. 28001 Madrid.
- DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**— Orense, 81. 28020 Madrid.
- EMESA-TREFILERIA, S.A.**— Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI).** Departamento Obras Especiales.— Padilla, 46. 28006 Madrid.
- ENAGA, S.A.**— Hermanos Fernández Calvajal, 31. 28023 Pozuelo de Alarcón (Madrid).
- ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.**— Juan de Mena, 8. 28014 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).
- FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A. (FOCSA).**— Avda. General Perón, 36. 28020 Madrid.
- FREYSSINET, S.A.**— General Perón, 24. 28020 Madrid.
- GRACE, S.A.**— Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.**— Almogávares, 11 - 17. 08018 Barcelona.
- HISPANO-ALEMANA DE CONSTRUCCIONES, S.A.**— Capitán Haya, 51. 28020 Madrid.
- HORMIGONES GERONA, S.A.**— Lorenzana, 45. 17002 Gerona.
- HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.**— Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.

(Continúa en el int. de contraportada)

**ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS**

COMITE DE REDACCION

Director:

PIÑEIRO, Rafael

Vocales:

ARENAS, Juan José
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón del
CHUECA, Rafael
ELICES, Manuel
FERNANDEZ DE VILLALTA, Manuel
FISAC, Miguel
GONZALEZ VALLE, Enrique
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
MANTEROLA, Javier
MARIA-TOME, Javier
MORAN, Francisco
MURCIA, Juan
POZO VINDEL, Florencio J. del
ROMERO, Rafael
SANCHEZ GALVEZ, Vicente
SIEGRIST, Carlos

Censores Técnicos:

JODAR, Juan
MORAN, Francisco
SANCHEZ GALVEZ, Vicente

*hormigón
y acero*

n.º 168

3^{er} trimestre 1988

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	4.500,— ptas.	45,— dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	7.000,— ptas.	100,— dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	12.000,— ptas.	200,— dólares

Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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

APARTADO 19.002 - 28080 MADRID - ☎ 202 04 40

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

hormigón y acero n. 168

índice

Pág.

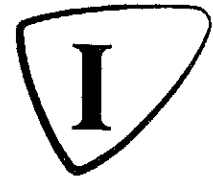
COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA XIIª ASAM- BLEA TÉCNICA NACIONAL DE LA A.T.E.P.

Tema 1º "Investigaciones y Estudios" (Continuación)

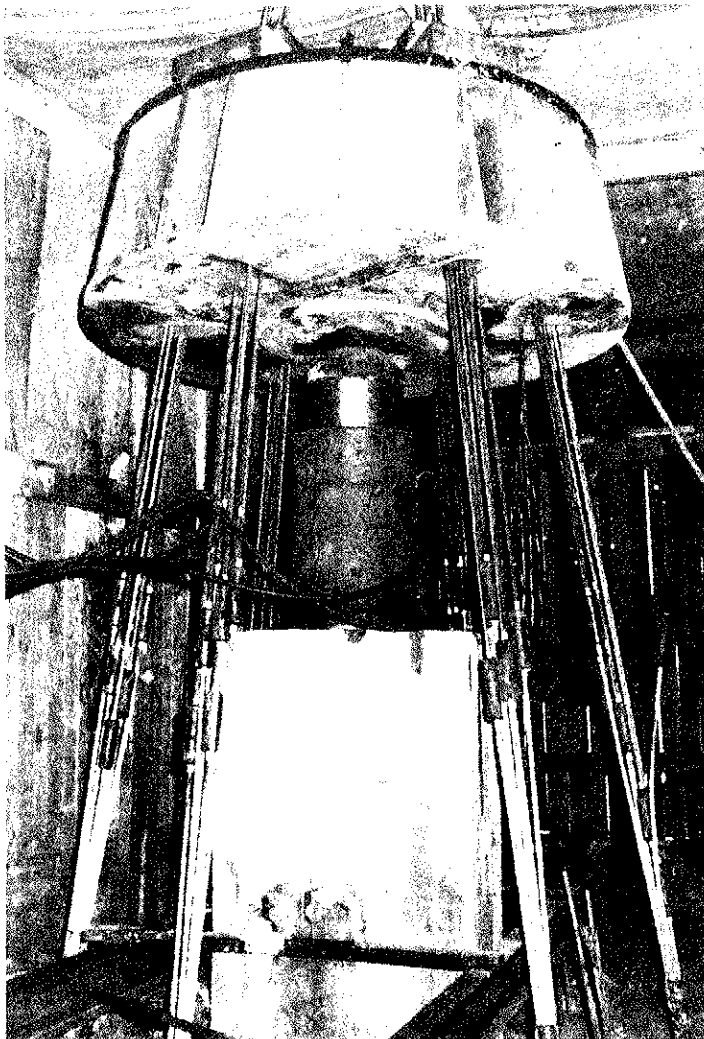
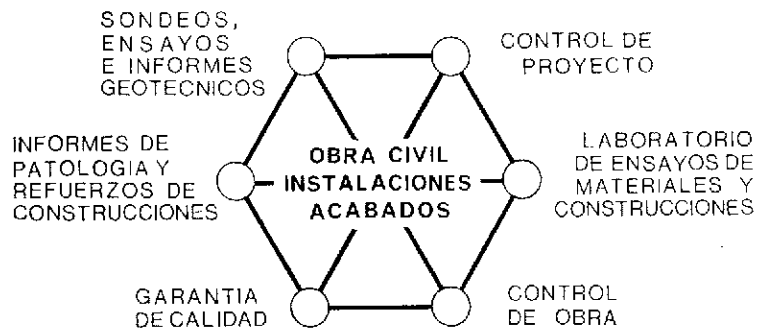
- | | | |
|-----------|--|-------|
| 457-0-130 | Movimientos térmicos de juntas y aparatos de apoyo en puentes de hormigón emplazados en la Península Ibérica
Les mouvements thermiques des joints et des appareils d'appuis dans les ponts en béton situés dans la Péninsule Ibérique.
Thermal movements of joints and bearing systems on concrete bridges located on the Iberian Peninsula.
<i>E. Mirambell; A. Aguado, y A.C. Aparicio.</i> | 9-22 |
| 457-0-131 | Un elemento junta de contacto entre suelo y estructura
Un élément d'interaction terrain-structure.
A soil-structure interface finite element.
<i>L. Moreno y A. Samartín.</i> | 23-31 |
| 457-0-132 | Diseño, asistido por ordenador, de tableros de puentes losa . .
C.A.D. des tabliers des ponts dalle.
C.A.D. of slab bridge decks.
<i>A. Recuero; O. Río; J.A. Tinao.</i> | 33-41 |
| 457-2-36 | Estado actual del cálculo de soportes y pórticos de hormigón armado
Etat actuel du calcul de poteaux et portiques en béton armé.
Current state of R.C. columns and frames analysis.
<i>J.P. Gutiérrez; A. Recuero; O. Río, y A. del Río.</i> | 43-51 |
| 457-8-123 | Comportamiento hasta rotura de forjados isostáticos e hiperestáticos de viguetas pretensadas
Comportement jusqu'au rupture des planchers a poutrelles précontraintes isostatiques et hyperstatiques.
Behaviour up to failure of statically determined and indetermined slabs with prestressed joists.
<i>J. Calavera Ruiz; H. Corres Peiretti; J.A. Fernández Gómez; F.J. León González.</i> | 53-66 |
| 457-8-124 | Homologación de sistemas de pretensado
Homologation des systèmes de précontrainte.
Acceptance of prestressing systems.
<i>R. Martí.</i> | 67-68 |
| 457-8-125 | Ensayo dinámico de tableros isostáticos con vigas de hormigón pretensado en el viaducto sobre el río Almorchón (Presa de la Serena)
Essai dynamique des tabliers isostatiques avec poutres de béton précontraint dans le viaduct sur la rivière Almorchón (Reservoir de la Serena).
Dynamic testing of simply supported decks with prestressed concrete beams on the Almorchón River bridge (Dam of la Serena).
<i>P. Rubio Pérez y L. Ortega Basagoiti.</i> | 69-86 |

457-8-126	Investigación experimental de la longitud de anclaje de las armaduras comprimidas de los pilares en los cimientos Recherche expérimentale des longueurs d'ancrage des armatures comprimées des poteaux en béton armé dans les fondations. Experimental research of anchorage lengths of the compressed reinforcements in reinforced concrete columns in foundations. <i>F. Rodríguez López y J. Calavera Ruiz.</i>	87-99
457-9-31	Influencia de los errores de ejecución en el estado tensional de los puentes atirantados construidos por voladizos sucesivos L'influence des erreurs d'exécution a l'état tensional des ponts à haubans construits par encorbellements successifs. The influence of construction mistakes on the stresses of cable stayed bridges built by the cantilever construction method. <i>I. Duque y A.C. Aparicio.</i>	101-110
628-0-54	Vida en fatiga de alambres de acero de pretensado Vie en fatigue des fils d'acier de précontrainte. Fatigue life of prestressing steel wires. <i>J. Llorca y V. Sánchez-Gálvez.</i>	111-120
628-0-55	Nuevas aportaciones al ensayo FIP de fragilización por hidrógeno en tiocianato amónico Des nouvelles contributions a l'essai FIP de fragilisation par l'hydrogène. New contributions to the hydrogen embrittlement FIP test. <i>J. Toribio y M. Elices.</i>	121-130
628-0-56	Relajación de tiones en tendones con temperatura variable Relaxation des contraintes dans les torons avec température variable. Stress relaxation in steel tendons with variable temperature. <i>V. Sánchez-Galvez; M. Elices y J. Llorca.</i>	131-137
628-0-57	Comportamiento frente a la corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado protegidos por ánodos de sacrificio Corrosion sous tension des aciers de précontrainte protégés par anodes de sacrifice. Stress corrosion cracking behaviour of prestressing steels protected with sacrificial anodes. <i>A. Martín; V. Sánchez-Galvez.</i>	139-144
628-0-58	Sensibilidad del acero de pretensar a los esfuerzos transversales Sensibilité de l'acier de précontrainte aux contraintes transversaux. Behaviour of prestressing steel under transversal load. <i>A. Valiente y M. Elices.</i>	145-150
628-0-59	Tenacidad de fractura del acero de pretensar Tenacité de fracture des aciers de précontrainte. Fracture toughness of steel for prestressing concrete. <i>A. Valiente; M. Elices, y M.A. Astiz.</i>	151-158
Portada:	Reproducción del Cartel anunciador de la XIIª Asamblea Técnica Nacional, que obtuvo el primer premio en el concurso al efecto celebrado. Autor: <i>Antonio Peña Molina,</i>	

INTEMAC



INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Prueba de carga
de un pilote.

MADRID

Oficinas:
Monte Esquinza, 30 - 4º D
MADRID-4
Tels. (91) 410 51 58/62/66

Laboratorio:

Carretera de Loeches, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. (91) 675 31 00/04/08

BARCELONA

Pasaje Busquets, 37
CORNELLA DE LLOBREGAT
Tels. (93) 377 43 58/62

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

ALBISA, S.A.—Algeciras (Cádiz).
ASOCIACION ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVIGACION.—Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.— Oviedo.
CEYD TECNICA, S.A.— Oviedo
CIISA "CONSULTING E INGENIERIA INT. S.A.".— La Coruña.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.— La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.— Murcia.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.— Tarragona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.— Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. Departamento de Laboratorios.— Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
COMERCIAL Y COLOCADORA DE TEXSA, S.A.— Barcelona.
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL GUADALQUIVIR. Biblioteca.— Sevilla.
CONSULTECO, S.L.— Alicante.
CONTROLEX.— Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DITECO, S.L.—Valencia.
ESCOLA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA. Universidad Politécnica de Barcelona.— Tarrasa (Barcelona).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.— Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS. Biblioteca.—Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES. Departamento de Teoría de Estructuras. Universidad de Zaragoza.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.— Castro de Elviña (La Coruña).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.— León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.— Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.— Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
EXCELENTISIMO AYUNTAMIENTO DE GRANADA. Area de Obras Públicas e Infraestructura.—Granada.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FERROVIAL, S.A.— Madrid.
FORJADOS DOL.— Esquivias (Toledo).
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.— Madrid.

GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
 HORMADISA, S.L.—Puentecesures-Cordeiro (Pontevedra).
 HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
 INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
 INCOSA.—Ponferrada (León).
 INDUSTRIAS VEGYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
 INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A.— Centro de Documentación.— Madrid.
 INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
 INSTITUTO JUAN DE HERRERA.— Madrid.
 INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO (IRYDA).—Madrid.
 J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigueiro (La Coruña).
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.— Consejería de Fomento.— Valladolid.
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Servicio de Obras Públicas.—Avila.
 LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Santa Cruz de Tenerife.
 LABORATORIO DE LA EDIFICACION.— Consejería de Obras Públicas.— Las Palmas de Gran Canaria.
 LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
 LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
 LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
 LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
 MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA.— Madrid.
 MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO.—DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA, SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.—Madrid.
 POSTENSA, S.A.—Bilbao.
 PRAINSA.—Barcelona.
 PREBETONG CANARIAS, S.A.—Santa Cruz de Tenerife.
 PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).—Zaragoza.
 PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
 PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).—Valladolid.
 PREFABRICADOS POUASA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).—Valladolid.
 RODIO. CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.— Madrid.
 RUBIERA, S.A.— León.
 SERINCO, S.A.— Madrid.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.— Barcelona.
 SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS DE GERONA.— Gerona
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
 SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.— Barcelona.
 SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
 TECHOS ESPECIALES PREFABRICADOS, S.A. (TEPSA).—Tarrasa (Barcelona).
 TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, S.A.—Madrid.
 TEJERIAS "LA COVADONGA".—Muriedas de Camargo (Cantabria).
 TELEFONICA.—Departamento Inmobiliario.—Madrid.
 TERRATEST, S.A.—Madrid.
 TIGNUS, S.A.—Valencia.
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPASA).—Madrid.
 UNIVERSIDAD CASTILLA - LA MANCHA.—Albacete.
 UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
 VIGUETAS MUBEMI.— Torrente (Valencia).
 VISANFER, S.A.— Totana (Murcia).

EXTRANJERO

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.—Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.—Buenos Aires (Argentina).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU. Biblioteca Central.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Technique.—Le Pontet (France).
SCIENCE REFERENCE LIBRARY.—Londres (Inglaterra).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.—Biblioteca Integrada de Economía, Ciencias e Ingeniería. Dpto. de Selección y Adquisiciones. Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaiso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA.—Biblioteca Central. Valparaiso (Chile).

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.

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

1. CONDICIONES GENERALES

Los originales de los artículos que se 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.

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 ℓ y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

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

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

Referencias de artículos publicados en revistas

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

Referencias de libros

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

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

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

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

Movimientos térmicos de juntas y aparatos de apoyo en puentes de hormigón emplazados en la Península Ibérica

Enrique Mirambell
Antonio Aguado
Angel C. Aparicio
Dres. Ingenieros de Caminos C. y P.
Departamento de Estructuras
E.T.S.I.C.C. y P. de Barcelona

1. INTRODUCCION

Los aparatos de apoyo de los puentes deben diseñarse de tal forma que sean capaces de resistir las cargas verticales y horizontales transmitidas por la superestructura, así como permitir los movimientos impuestos, y ello debe pasar, obviamente, por la necesidad de evaluar, de forma más o menos precisa, las deformaciones térmicas a las que se ven sometidos los puentes. Así pues, un dimensionamiento adecuado de los aparatos de apoyo y de las juntas de dilatación, debe contemplar la influencia de las variaciones térmicas ambientales sobre el comportamiento estructural de los puentes de hormigón.

En esta línea, Leonhardt (1, 2) indica que la influencia de los efectos térmicos no debe ser nunca menospreciada de cara al diseño de dichos elementos estructurales (juntas y apoyos) señalando que, en algunos casos, los costes de reparación de tales elementos han llegado a ser, al cabo de unos pocos años, del mismo orden de magnitud que el coste inicial del puente en su totalidad.

También en esta línea, Imbsen et al. (3) apuntan la existencia de patologías en numerosos puentes de hormigón emplazados en Estados Unidos, las cuales fueron debidas a los efectos de la acción térmica ambiental.

Por otra parte, la experiencia muestra que las juntas de dilatación suelen ser puntos débiles de la estructura, (fisuración de la capa asfáltica de rodadura, fisuración en el murete de los estribos, entrada de agua originando corrosión y afectando al funcionamiento correcto de los aparatos de apoyo, obturación con materiales extraños que imposibilitan la dilatación,...), siendo difícil conseguir un diseño adecuado de aquéllas de tal forma que el coste de mantenimiento sea mínimo.

Es evidente, pues, que, en el caso en el que se dispongan juntas de dilatación en la superestructura de un puente, lo oportuno es llevar a cabo los estudios y análisis pertinentes para poder determinar de forma realista los movimientos del puente ocasionados por la acción térmica, la retracción, la

fluencia y las deformaciones del terreno existente bajo las cimentaciones.

Esta comunicación se centrará únicamente en la determinación de los movimientos longitudinales inducidos por la acción térmica ambiental. Tales movimientos no son nada desdeñables y, en algunas ocasiones, suelen ser subestimados. Recuérdese aquí que la capa asfáltica de rodadura de un puente emplazado en la Península Ibérica, en condiciones de alta radiación solar, elevada temperatura ambiente y baja velocidad de viento, puede alcanzar temperaturas del orden de los 70°C y que la fibra superior del tablero de un puente en el que la capa de rodadura sea el propio hormigón estructural, alcanza temperaturas próximas a los 50°C.

2. MOVIMIENTOS INDUCIDOS POR VARIACIONES UNIFORMES DE LA TEMPERATURA MEDIA DEL TABLERO

En la actualidad, y a falta de más datos, la deformación unitaria longitudinal del tablero de un puente de hormigón inducida por las variaciones uniformes de la temperatura media, se determina a través de la expresión preconizada por la normativa nacional vigente (4)

$$\epsilon_{\Delta T} = \alpha [\pm (20 - 0,75\sqrt{e})] \quad (1)$$

siendo α el coeficiente de dilatación térmica del hormigón y "e" el espesor ficticio de la pieza. Para dicho coeficiente suele adoptarse el valor de $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, aunque dicho valor puede variar dependiendo del tipo de árido utilizado.

Si se analiza la corrección relativa al espesor ficticio de la pieza en la expresión (1), puede concluirse que dicha corrección refleja, de forma más o menos fiel, la influencia del canto del tablero sobre el valor del incremento y decremento uniforme de la temperatura media del puente. Ahora bien, dicha expresión no contempla la diversidad de climas existente en nuestro país. Tal diversidad de climatología se traduce en unas variaciones anuales de la temperatura media del puente mucho más

acusadas que las que podrían provenir de la influencia de la tipología y del canto del tablero (Mirambell (5)).

En base a lo expuesto en el párrafo anterior es de interés definir una serie de valores de diseño del rango anual de la temperatura media de los puentes de hormigón, atendiendo a la división de la Península Ibérica según las diferentes regiones climáticas [Atlas Climático de España (6)]. Dichos valores de diseño son resultado de los estudios llevados a cabo por Mirambell (5) en el desarrollo de su tesis doctoral y dependen, fundamentalmente, del rango anual de la temperatura ambiente en el lugar de emplazamiento del puente.

Las diferentes regiones climáticas así como los valores del rango anual de la temperatura media para puentes losa maciza de canto 0,60 metros y puentes cajón de canto 2,22 metros, quedan recogidos en la tabla 1 y se presentan de forma gráfica en las figuras 1 y 2, respectivamente.

influencia del canto del tablero por ser ésta significativa y por ser dicho parámetro geométrico el parámetro definitorio fundamental de la propia tipología transversal del tablero.

En base a numerosos estudios paramétricos realizados [Mirambell (5)] es posible definir un factor corrector k_h cuyo valor, en función del canto del tablero, permite reflejar la influencia de dicho parámetro sobre el valor del rango anual de diseño de la temperatura media del puente (figura 3).

En base a los valores de los rangos anuales de diseño en función de las diferentes regiones climáticas de la Península y a los valores del factor de corrección k_h , relativo al canto de tablero, es posible definir una serie de gráficas de diseño que permitan obtener, en función de la distancia de la junta al punto fijo, el movimiento del tablero inducido por la variación uniforme de la temperatura media del puente (figuras 4 y 5).

TABLA 1

Valores de diseño del rango anual de la temperatura media de puentes losa maciza de canto 0,60 m y de puentes cajón de canto 2,22 m, según las diferentes regiones climáticas de la Península Ibérica

Región climática	Rango anual de la temperatura media del puente (°C)	
	Losa maciza h = 0,60 m	Cajón unicelular h = 2,22 m
Zona Litoral Norte del Cantábrico y de Galicia (I), Zona Pirenaica (III)	25,0	26,0
Zona Prelitoral Norte del Cantábrico y de Galicia (II)	30,0	30,0
Zona Nordeste (VI), Levante y Baleares (VIII), Zona Sudeste (VIII), Zona Litoral Sur (IX)	35,0	37,0
Zona Centro Septentrional, Meseta Norte y Depresión Ebro (IV)	37,0	39,0
Zona Centro Meridional y Meseta Sur (V)	40,0	41,0

Dichos valores de diseño corresponden a los valores máximos obtenidos para emplazamientos del puente en alguna de las estaciones meteorológicas de las distintas regiones climáticas y, por lo tanto, son valores que quedan del lado de la seguridad. Asimismo, debe indicarse que tales rangos atienden a las diferentes características ambientales y climatológicas del lugar de emplazamiento del puente —rangos anual y diario de la temperatura ambiente, intensidad de radiación solar, velocidad de viento— y vienen definidos por su valor característico asociado a un nivel de confianza del 95 por 100, aproximadamente [Mirambell (5)].

De los parámetros no contemplados de forma intrínseca en el estudio, sólo debe considerarse la

Para puentes losa aligerada es necesario considerar la influencia de la existencia de aligeramientos, pudiéndose aquella evaluar cuantitativamente a través del factor de corrección k_{alig} (figura 6). Dicho factor ha sido obtenido en base a los resultados derivados de numerosos estudios paramétricos, relativos a diferentes puentes losa aligerada de distinto canto emplazados en diversas estaciones meteorológicas del país, las cuales cubren de forma sobrada la variada climatología existente [Mirambell (5)].

El valor de dicho factor de corrección afectará a la pendiente de las gráficas presentadas en la figura 4, aumentando el rango anual de la temperatura media del puente y el recorrido del tablero.

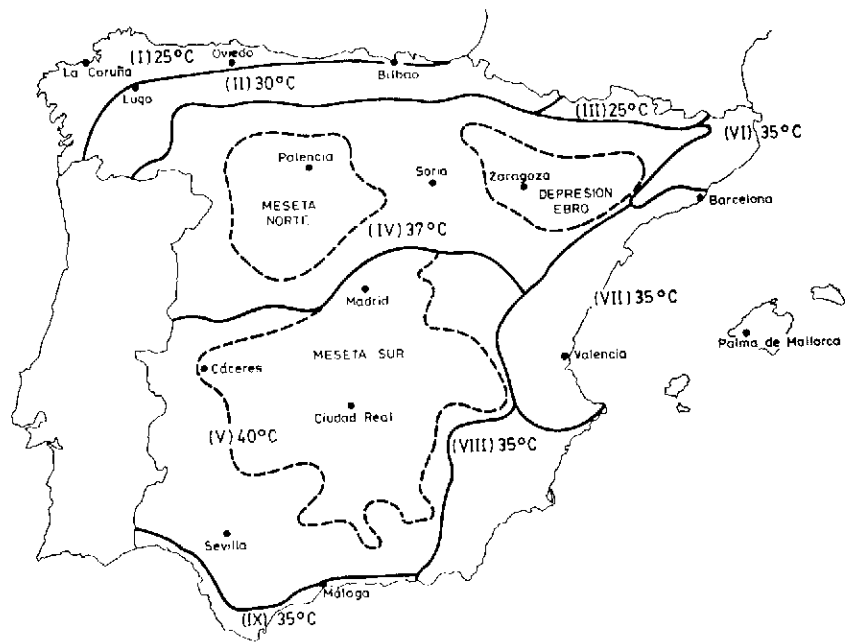


Fig. 1. Mapa peninsular de valores de diseño del rango anual de la temperatura media en puentes losa maciza, de canto 0,60 metros, atendiendo a las diferentes regiones climáticas.

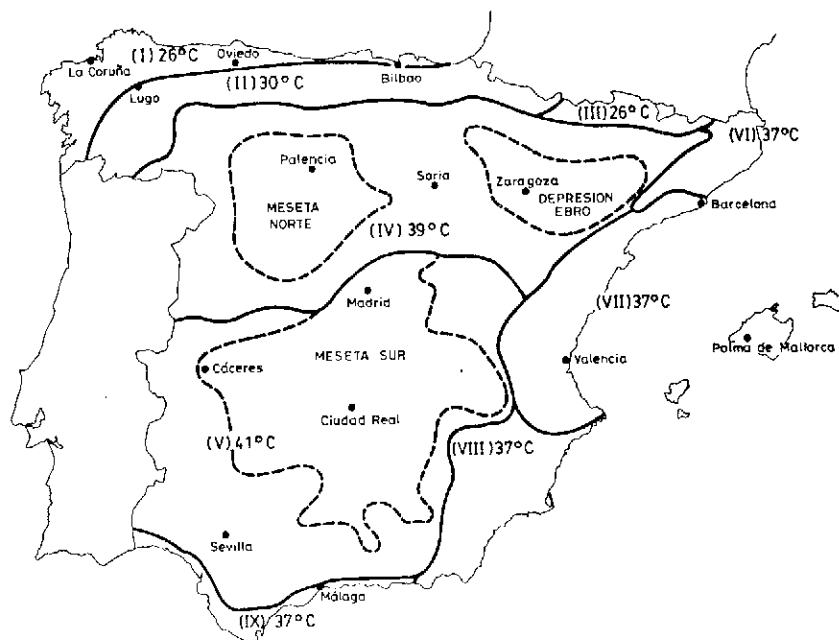


Fig. 2. Mapa peninsular de valores de diseño del rango anual de la temperatura media en puentes cajón, de canto 2,22 metros, atendiendo a las diferentes regiones climáticas.

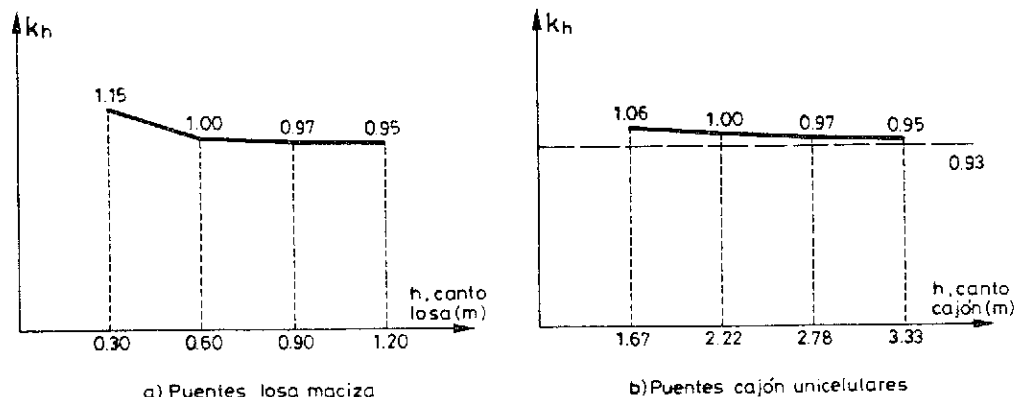


Fig. 3. Factor corrector k_h , relativo al canto del tablero, para la determinación del rango anual de la temperatura media de puentes losa maciza y puentes cajón unicelulares.

En cuanto a la tipología transversal de puentes cajón multicelulares no es necesario introducir ningún factor corrector siendo de total aplicación las gráficas presentadas en la figura 5, correspondientes a la tipología de cajón unicelular.

3. MOVIMIENTOS INDUCIDOS POR LA ACTUACIÓN DEL GRADIENTE TÉRMICO SOBRE EL TABLERO

Debido a la actuación del gradiente térmico se producen giros en los extremos del tablero, originándose a su vez movimientos de dilatación o contracción en la junta, dependiendo del signo de la curvatura térmica impuesta (véase figura 7).

En lo relativo a la definición del gradiente térmico que hay que considerar en diseño, la normativa nacional vigente (4) recomienda adoptar un valor de 10°C , si bien indica expresamente que la elección de dicho gradiente quede a juicio del propio proyectista.

A lo largo de los estudios realizados por Mirambell (5) en su tesis doctoral, se hace evidente que un valor de gradiente que se ajuste a la realidad física del problema debe pasar necesariamente por la consideración de las condiciones ambientales existentes en el lugar de emplazamiento del puente y, en concreto, de la intensidad de radiación solar incidente sobre el tablero. Así, para puentes losa emplazados en amplias zonas de la geografía española se observa que el gradiente supera claramente el valor de 10°C , mientras que para puentes cajón, salvo en determinadas localidades de la Península, difícilmente se alcanza dicho valor. Ello evidencia de forma meridiana la influencia de la tipología y del canto del tablero sobre el valor de dicha acción térmica.

Dado que el recorrido de las juntas de calzada en puentes de hormigón inducido por el gradiente térmico es significativamente menor que el inducido por la dilatación o contracción uniforme del ta-

blero, la estimación de dicho recorrido puede llevarse a cabo de una forma algo más grosera sin que ello suponga una pérdida de rigor científico.

Adoptando para todos los lugares de emplazamiento del puente la misma velocidad de viento —velocidad de viento media peninsular de $4,0\text{ m/seg}$ [Atlas Climático de España (6)] — es posible obtener un gradiente térmico medio peninsular para las diferentes tipologías transversales del tablero. Dicho gradiente es la media de los gradientes inducidos en puentes emplazados en las distintas estaciones meteorológicas principales del país, obteniéndose valores de la desviación típica inferiores a 1°C [Mirambell (5)].

Posteriormente, dicho gradiente debe verse corregido mediante diversos factores correctores que contemplen la influencia del canto del tablero y del espesor de capa asfáltica de rodadura que son los parámetros más significativos a la hora de evaluar dicha acción térmica. Los resultados obtenidos se muestran de forma gráfica en la figura 8.

En base a dichos resultados y en función de la propia tipología longitudinal del puente, puede obtenerse el giro en los extremos del tablero, θ_{dilat} . Dicho giro, multiplicado por la distancia del centro de gravedad de la sección transversal al plano de la junta, v , permitirá conocer el recorrido de dilatación del tablero debido a la actuación del gradiente térmico:

$$u_{\text{Grad}} = \theta_{\text{dilat}} \cdot v \quad (2)$$

En cualquier caso, una obtención más precisa del gradiente térmico que hay que considerar en diseño, puede encontrarse en Mirambell (5).

En lo referente a la obtención del gradiente térmico vertical inverso, puede concluirse que éste no alcanza valores superiores a $-2,0^{\circ}\text{C}$ para puentes emplazados en la geografía española, siendo la capa de rodadura el propio hormigón estructural. En el caso de que se disponga capa asfáltica de roda-

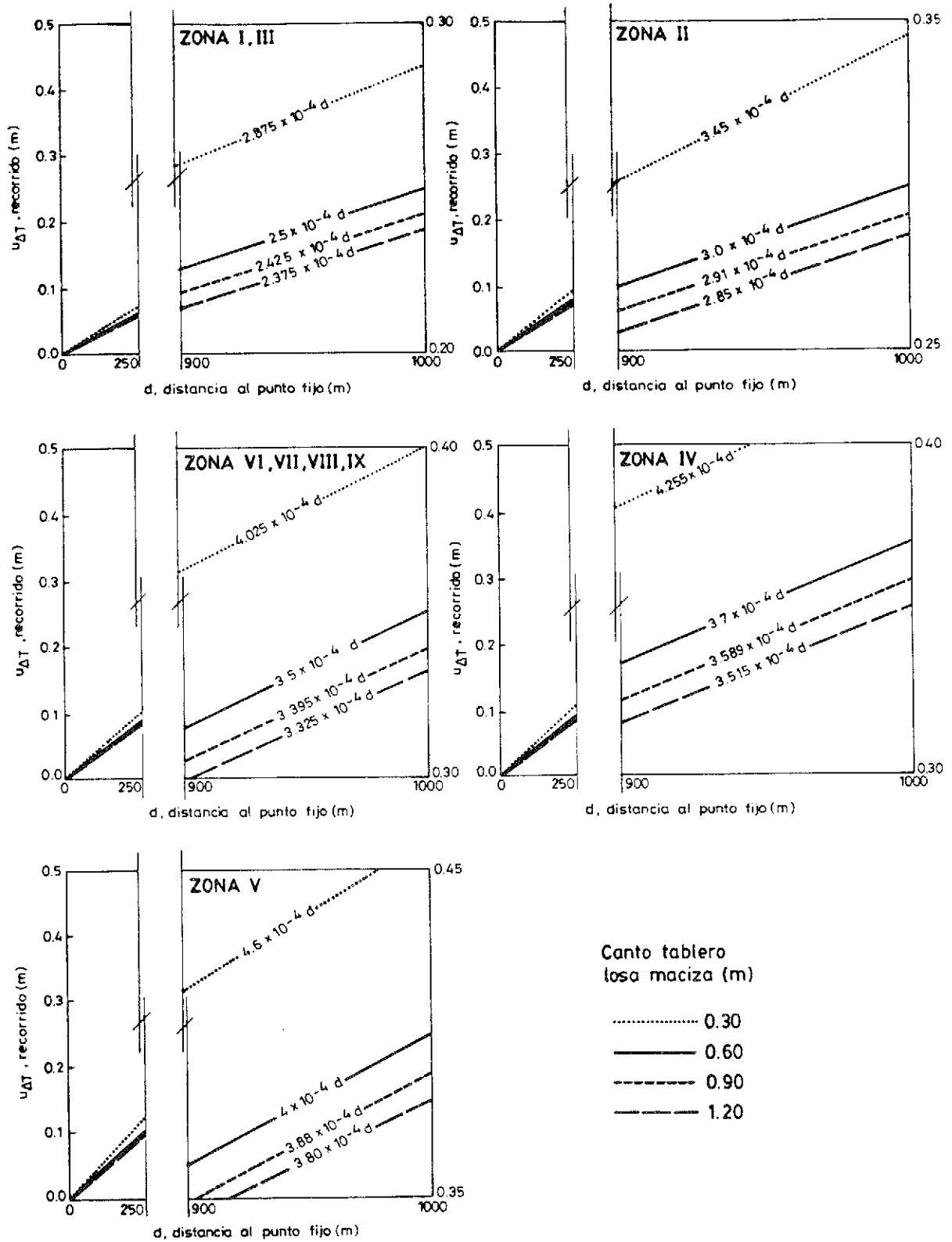


Fig. 4. Recorridos de juntas debidos a la expansión y contracción uniforme por temperatura, en tableros de puentes losa maciza.

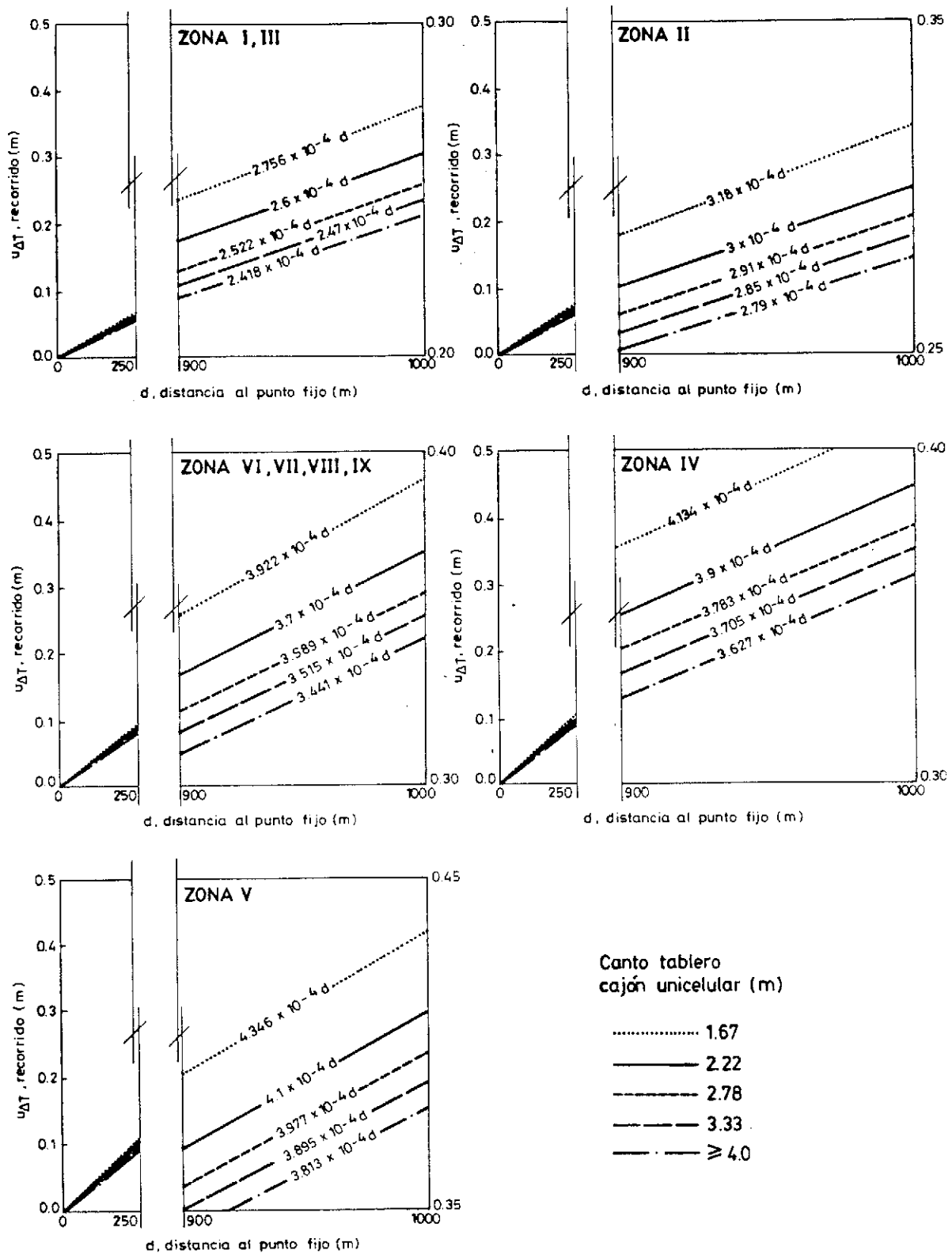


Fig. 5. Recorridos de juntas debidos a la expansión y contracción uniforme por temperatura, en tableros de puentes cajón unicelulares.

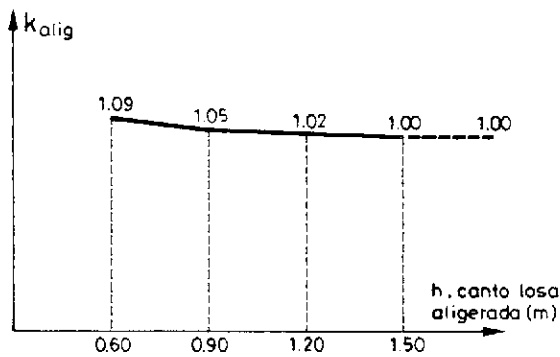


Fig. 6. Factor corrector k_{alig} , en función del canto del tablero, relativo a la presencia de aligeramientos, para la determinación del rango anual de la temperatura media de puentes losa aligerada.

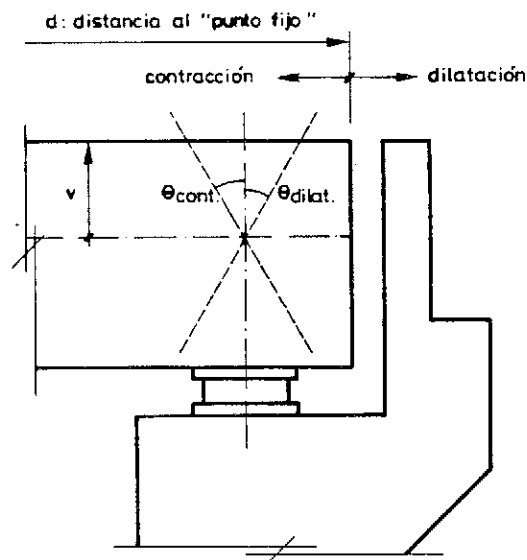


Fig. 7. Movimientos inducidos por la actuación del gradiente térmico en la junta de calzada.

dura, ésta confiere una menor susceptibilidad del puente a verse sometido a gradientes verticales negativos, no siendo necesaria su consideración en diseño. En resumen, los valores recomendados del gradiente térmico vertical inverso para cualquiera de las tipologías transversales de tablero comúnmente adoptadas en proyecto serán:

$$\begin{aligned} \text{Gradiente inverso} &= -2,0^{\circ}\text{C} \\ \text{Gradiente inverso} &= 0^{\circ}\text{C} \end{aligned} \quad (3)$$

(si se dispone capa asfáltica)

Así, conocido dicho gradiente, y en función de la propia tipología longitudinal del puente, ya estamos en condiciones de conocer el giro θ_{cont} en los extremos del tablero y, por consiguiente, el acortamiento de la fibra superior del tablero:

$$u_{Grad-} = \theta_{cont} \cdot v \quad (4)$$

4. RECORRIDO DE LAS JUNTAS DE CALZADA. INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA DE MONTAJE

Sea el tramo extremo de un puente y el murete de guarda del estribo en el momento, en el tiempo, en el que éste acaba de ser desencofrado (figura 9).

A partir de tal situación, el tablero experimentará unos movimientos de contracción o de dilatación que dependerán de las fracciones de deformaciones por retracción y fluencia que restan por producirse, de los giros θ_{dilat} y θ_{cont} en la sección extrema del tablero correspondiente a la junta, de la deformación por variación estacional de la temperatura y de los movimientos debidos a acciones horizontales directas (frenado, sismo,...). La figura 9 muestra los máximos movimientos de contracción y de dilatación que puede experimentar el tablero, los cuales pueden obtenerse, respectivamente, a partir de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} u_{cont}(OA) &= k_T \cdot u_{\Delta T} + \theta_{cont} \cdot v + k_c \cdot u_{cc} + k_s \cdot u_{cs} + u_H \\ u_{dilat}(OB) &= (1 - k_T) u_{\Delta T} + \theta_{dilat} \cdot v + u_H \end{aligned} \quad (5)$$

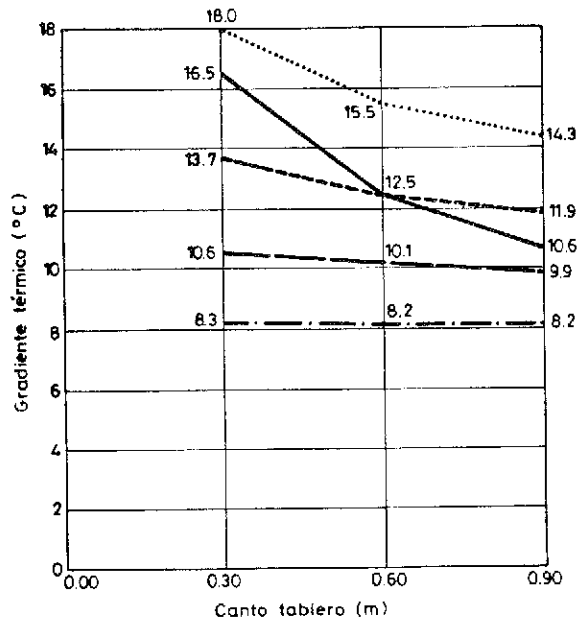
En dichas expresiones, v es la distancia de la fibra baricéntrica del tablero al plano de la junta y k_T es la fracción del corrimiento por variación uniforme de la temperatura, $u_{\Delta T}$, dependiente de la época del año en la que se monte la junta (véase figura 10).

La junta queda definida, del lado de la seguridad, por los requisitos del movimiento máximo total previsto:

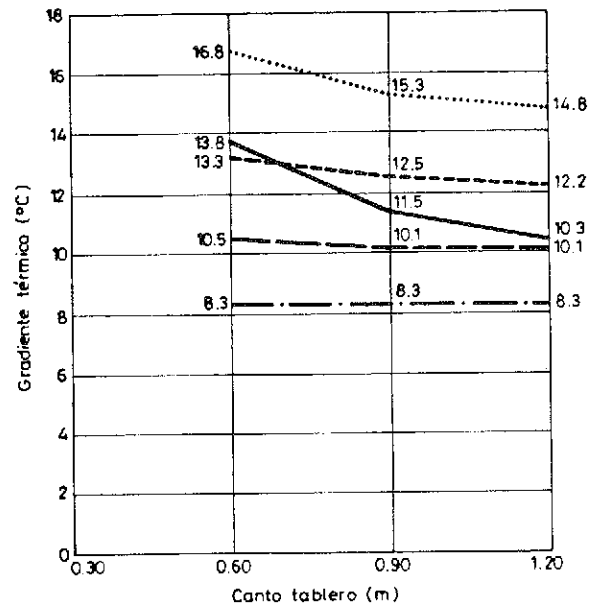
$$\begin{aligned} u_{total}(AB) &= u_{cont} + u_{dilat} = u_{\Delta T} + \\ &+ (|\theta_{cont}| + |\theta_{dilat}|) v + k_c \cdot u_{cc} + \\ &+ k_s \cdot u_{cs} + 2u_H \end{aligned} \quad (6)$$

dependiendo su montaje de la temperatura ambiente a través de la variable k_T [Aparicio (7)].

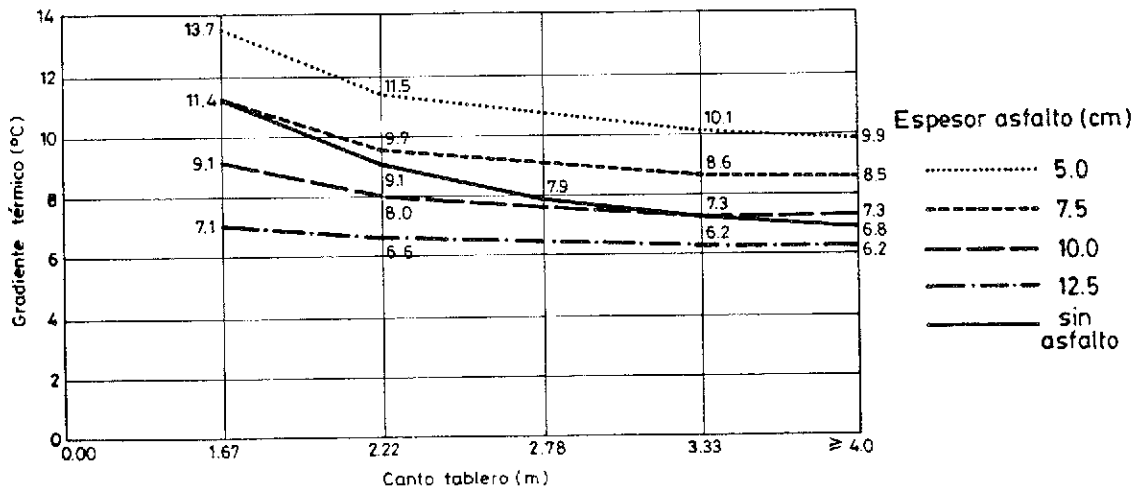
No obstante, el valor de dicho movimiento máximo puede verse reducido si se considera, para unas circunstancias determinadas, la evolución en el tiempo de los movimientos reológicos - retracción y fluencia- y de temperatura, simultáneamente. Así, en el caso de colocación de la junta en época de invierno, para cuando se produzca la máxima dilatación térmica, el puente habrá experimentado un acortamiento significativo por retracción y fluencia, por lo cual el máximo movimiento de la junta será inferior al definido en la expresión



a) Puentes losa maciza



b) Puentes losa aligerada



c) Puentes cajón uni y multicelulares

Fig. 8. Gradientes térmicos positivos en puentes losa maciza y losa aligerada y en puentes cajón.

(6). Para casos de importancia más complejos -por consideraciones geométricas, por procedimiento constructivo evolutivo, o simplemente por interés en aquilatar el recorrido de la junta- debe llevarse a cabo un estudio especial en el que el movimiento de la junta se determine en función de la variación en el tiempo de las deformaciones reológicas y de temperatura previsible de acuerdo con el calendario de la construcción. Ello, en lo que se refiere a las deformaciones térmicas, pasa necesariamente por el conocimiento de la variable k_T .

Para determinar dicha variable es preciso conocer las temperaturas medias máxima y mínima del puente a lo largo del año, en su lugar de emplazamiento, y la temperatura media del puente en el tiempo en que finaliza la construcción y se dispone la junta de calzada.

A continuación se muestra la metodología que debe aplicarse de cara a la obtención de las temperaturas medias máxima y mínima de puentes de hormigón a lo largo del año. Centrémonos en la

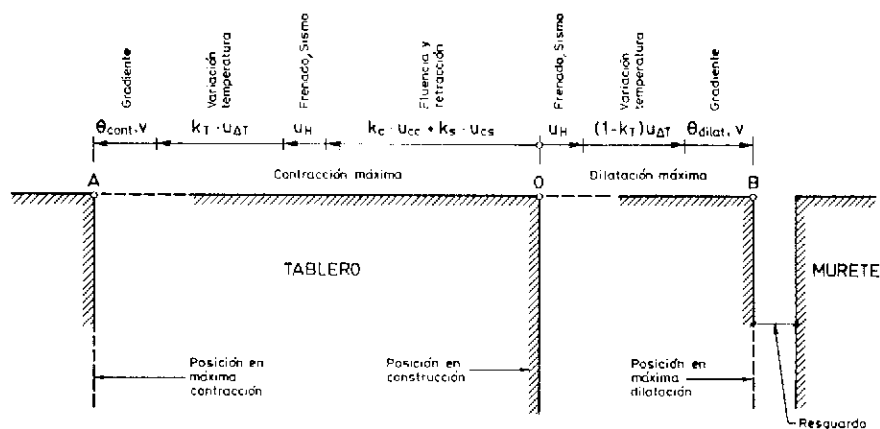


Fig. 9. Movimientos del tablero y recorrido de la junta.

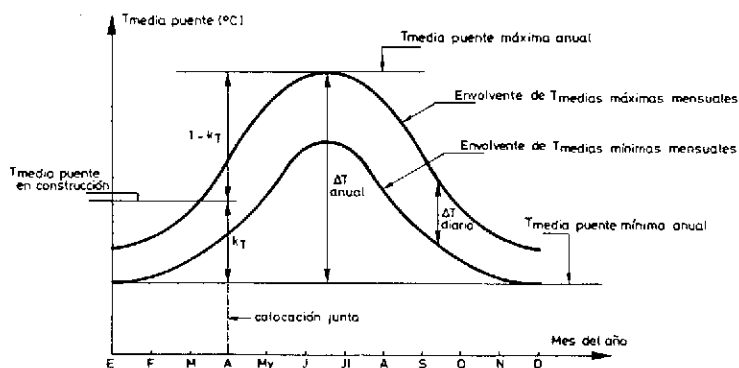


Fig. 10. Recorrido de la junta debido a la variación de la temperatura media del puente, en función de la temperatura de montaje (gráfica cualitativa).

tipología de tableros de puentes losa maciza emplazados en lugares próximos a las estaciones meteorológicas ubicadas en la zona litoral norte del Cantábrico y del Atlántico (ZONA I). Los análisis térmicos de puentes losa maciza de canto 0,60 metros emplazados en dichas estaciones, proporcionan los resultados de las temperaturas medias máxima y mínima a lo largo del año que se muestran en la tabla 2.

Desechando la máxima absoluta y la mínima absoluta ($29,8^{\circ}\text{C}$, $2,9^{\circ}\text{C}$) se obtienen para las temperaturas medias máxima y mínima del puente unos valores de diseño de $29,0^{\circ}\text{C}$ y $4,0^{\circ}\text{C}$, respectivamente.

En base a los resultados obtenidos por Mirambell (5), la aplicación de tal metodología a puentes losa maciza y puentes cajón, con diferente canto de tablero, emplazados en las distintas zonas climáticas de la Península Ibérica, permite obtener unos valores de diseño representativos de las temperaturas medias máxima y mínima de puentes de homi-

TABLA 2

Valores de las temperaturas medias máxima y mínima a lo largo del año, de puentes losa maciza de canto 0,60 metros emplazados en ZONA I [Mirambell (5)]

Estación	$T_{\text{media puente máxima}} (^{\circ}\text{C})$	$T_{\text{media puente mínima}} (^{\circ}\text{C})$
Coruña	25,5	6,1
Finisterre	25,1	6,7
Santiago	27,6	3,8
Pontevedra	29,8	5,6
Vigo	28,2	6,7
Gijón	26,1	5,8
Oviedo	27,0	2,9
Santander	25,5	6,3
Bilbao	28,5	4,0
S. Sebastián	25,5	4,8

TABLA 3

Valores de diseño representativos de las temperaturas medias máxima y mínima anual de puentes losa maciza, atendiendo a las diferentes regiones climáticas de la Península Ibérica

Zona climática	Canto tablero (m)	Puentes losa maciza	
		T _{media puente} (°C) máxima anual	T _{media puente} (°C) mínima anual
I y III	0,30	31,0	2,0
	0,60	29,0	4,0
	0,90	28,0	4,0
II	0,30	33,0	-1,0
	0,60	31,0	1,0
	0,90	30,0	1,0
IV	0,30	38,0	-4,0
	0,60	35,0	-2,0
	0,90	34,0	-2,0
V	0,30	44,0	-2,0
	0,60	40,0	0,0
	0,90	39,0	0,0
VI, VII VIII y IX	0,30	40,0	0,0
	0,60	37,0	2,0
	0,90	36,0	2,0

gón a lo largo del año. Dichos valores se presentan, a continuación, en las tablas 3 y 4.

En general, para todos los lugares de emplazamiento próximos a las estaciones meteorológicas principales de la Península Ibérica, las temperaturas medias mínimas de los puentes de hormigón se presentan en el mes de enero, mientras que las temperaturas medias máximas lo hacen en los meses de julio y agosto.

En cuanto a la temperatura media del puente en el instante de montaje de juntas, si no se dispone ningún tipo de instrumentación, cabe la posibilidad de establecer una correlación entre dicha temperatura y la temperatura ambiente existente en el lugar de emplazamiento del puente durante dicha fase de montaje. Tal correlación, en base, de nuevo, a los resultados obtenidos por Mirambell (5), se muestra en la tabla 5.

Debido a que las condiciones ambientales existentes en días previos a la operación de montaje de juntas influyen en la distribución de temperaturas a través de la sección transversal del tablero de los puentes de hormigón, siempre será recomendable que la temperatura ambiente mínima, $T_{a,min}$, se obtenga como media aritmética de las temperaturas ambientes mínimas registradas en el lugar de

emplazamiento a lo largo de los cuatro días anteriores al montaje de las juntas de calzada. Ello permitirá contemplar, de alguna forma, la influencia de las condiciones ambientales existentes previamente. La justificación de esta forma de actuar se hace patente tanto desde un punto de vista experimental como analítico. Existe un desfase horario —de aproximadamente 3 a 4 horas— entre las evoluciones de la temperatura ambiente y la temperatura media del puente en condiciones normales de climatología. Dicho desfase se hace todavía más acusado cuando la evolución de la temperatura ambiente no se corresponde con las condiciones ambientales y climatológicas propias de la época del año que se contemple [Mirambell (5)].

Conocida la temperatura media mínima del puente en el día de montaje de juntas, resta por determinar cuál es el rango diario de la temperatura media del puente. Dichos rangos, en base a datos aportados por Mirambell (5), y en función de la tipología y canto del tablero y de la zona de emplazamiento, se recogen en las tablas 6 y 7.

Para días de montaje de juntas correspondientes a las estaciones de primavera y otoño, puede realizarse una simple interpolación lineal entre los valo-

TABLA 4

Valores de diseño representativos de las temperaturas medias máxima y mínima anual de puentes cajón, atendiendo a las diferentes regiones climáticas de la Península Ibérica

Zona climática	Canto tablero (m)	Puentes cajón	
		T _{media puente} (°C) máxima anual	T _{media puente} (°C) mínima anual
I y III	1,67	30,0	3,0
	2,22	29,0	3,0
	2,78	28,0	3,0
	3,33	27,0	3,0
	≥4,0	26,0 ÷ 27,0	4,0
II	1,67	33,0	1,0
	2,22	31,0	1,0
	2,78	30,0	1,0
	3,33	29,0	1,0
	≥4,0	28,0 ÷ 29,0	2,0
IV	1,67	38,0	-3,0
	2,22	36,0	-3,0
	2,78	35,0	3,0
	3,33	34,0	-3,0
	≥4,0	33,0 ÷ 34,0	-2,0
V	1,67	42,0	-1,0
	2,22	40,0	-1,0
	2,78	39,0	-1,0
	3,33	38,0	-1,0
	≥4,0	37,0 ÷ 38,0	0,0
VI, VII VIII y IX	1,67	40,0	1,0
	2,22	38,0	1,0
	2,78	37,0	1,0
	3,33	36,0	1,0
	≥4,0	35,0 ÷ 36,0	2,0

TABLA 5

Correlación entre la temperatura ambiente mínima y la temperatura media mínima del puente en fase de montaje de juntas

	Canto tablero (m)	Temperatura media mínima del puente en fase de montaje de juntas (°C)
Puentes losa	<0,60	T _{a,mín} + (1,5 ÷ 4,0)
	≥0,60	T _{a,mín} + (2,5 ÷ 5,0)
Puentes cajón	1,67	T _{a,mín} + (1,5 ÷ 3,5)
	2,22	T _{a,mín} + (2,0 ÷ 4,0)
	3,33	T _{a,mín} + (2,5 ÷ 4,5)
	≥4,0	T _{a,mín} + (3,0 ÷ 5,0)

T_{a,mín} = temperatura ambiente mínima en el día de montaje de juntas.

TABLA 6

Valores de diseño representativos del rango diario de la temperatura media de puentes losa, atendiendo a las diferentes regiones climáticas de la Península Ibérica

		Rango diario de la temperatura media del puente (°C)		
		h = 0,30 m	h = 0,60 m	h = 0,90 m
ZONAS I y III	Invierno	3,1 ÷ 4,2	1,5 ÷ 2,0	1,1 ÷ 1,5
	Verano	6,2 ÷ 8,3	3,0 ÷ 4,0	2,3 ÷ 3,1
ZONA II	Invierno	3,1 ÷ 4,2	1,5 ÷ 2,0	1,1 ÷ 1,5
	Verano	9,3 ÷ 10,4	4,5 ÷ 5,0	3,4 ÷ 3,8
ZONA IV	Invierno	4,2 ÷ 5,2	2,0 ÷ 2,5	1,5 ÷ 1,9
	Verano	10,4 ÷ 11,4	5,0 ÷ 5,5	3,8 ÷ 4,2
ZONA V	Invierno	4,2 ÷ 6,2	2,0 ÷ 3,0	1,5 ÷ 2,3
	Verano	11,4 ÷ 12,5	5,5 ÷ 6,0	4,2 ÷ 4,6
ZONAS VI, VII, VIII, IX	Invierno	4,2 ÷ 6,2	2,0 ÷ 3,0	1,5 ÷ 2,3
	Verano	7,3 ÷ 10,4	3,5 ÷ 5,0	2,7 ÷ 3,8

TABLA 7

Valores de diseño representativos del rango diario de la temperatura media de puentes cajón, atendiendo a las diferentes regiones climáticas de la Península Ibérica

		Rango diario de la temperatura media del puente (°C)			
		h = 1,67 m	h = 2,22 m	h = 3,33 m	h ≥ 4,0 m
ZONAS I y III	Invierno	2,5 ÷ 3,7	2,0 ÷ 3,0	1,4 ÷ 2,1	1,2 ÷ 1,8
	Verano	5,0 ÷ 6,8	4,0 ÷ 5,5	2,8 ÷ 3,9	2,4 ÷ 3,3
ZONA II	Invierno	3,1	2,5	1,8	1,5
	Verano	7,4 ÷ 8,1	6,0 ÷ 6,5	4,2 ÷ 4,6	3,6 ÷ 3,9
ZONA IV	Invierno	3,1 ÷ 4,3	2,5 ÷ 3,5	1,8 ÷ 2,5	1,5 ÷ 2,1
	Verano	8,7 ÷ 10,0	7,0 ÷ 8,0	4,9 ÷ 5,6	4,2 ÷ 4,8
ZONA V	Invierno	3,7 ÷ 5,0	3,0 ÷ 4,0	2,1 ÷ 2,8	1,8 ÷ 2,4
	Verano	8,7 ÷ 10,5	7,0 ÷ 8,5	4,9 ÷ 6,0	4,2 ÷ 5,1
ZONAS VI, VII, VIII, IX	Invierno	3,7 ÷ 5,6	3,0 ÷ 4,5	2,1 ÷ 3,2	1,8 ÷ 2,7
	Verano	6,2 ÷ 8,1	5,0 ÷ 6,5	3,5 ÷ 4,6	3,0 ÷ 3,9

res de diseño del rango correspondiente a las épocas de invierno y verano.

Así pues, conocidos la temperatura media mínima del puente y el rango diario de la temperatura media del puente, puede preverse con suficiente precisión la temperatura media de éste durante las horas de disposición de las juntas de calzada. Hay que indicar que, en general, la temperatura media mínima del puente se presenta entre las 6 y las 8 horas solares, mientras que la media máxima se presenta entre las 15 y las 18 horas solares. La evo-

lución diaria de la temperatura media entre dichos instantes puede aproximarse mediante una función lineal, permitiendo obtener de forma simple la temperatura media del puente para aquel instante en el que se dispongan las juntas de calzada.

La figura 11 muestra, de forma cualitativa, y a modo de resumen, los pasos necesarios para poder determinar con suficiente precisión el valor de la variable k_T y poder así aquilatar el recorrido de la junta.

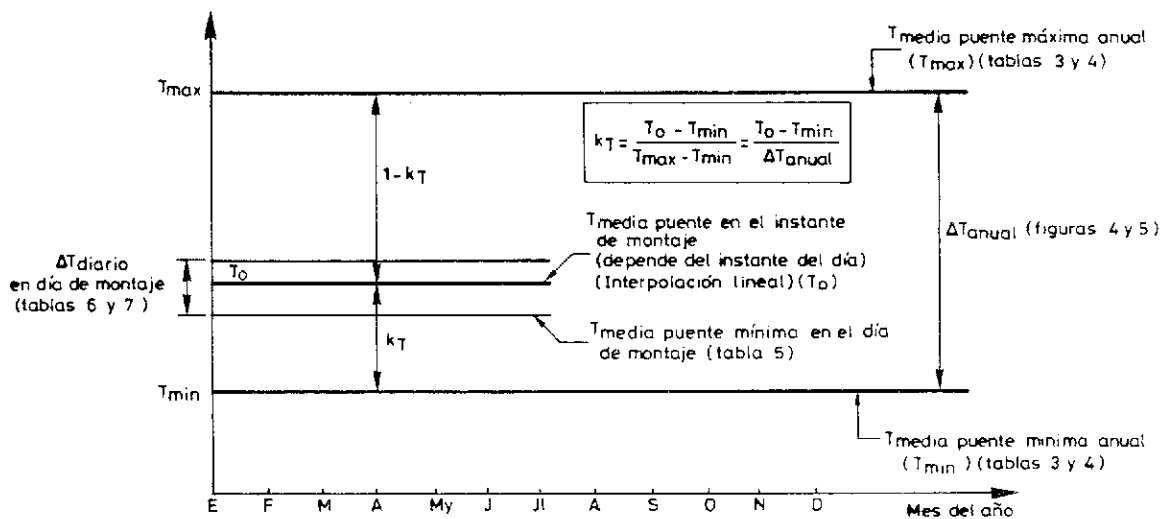


Fig. 11. Determinación de la variable k_T para poder aquilatar el recorrido de la junta, en función de la temperatura de montaje y del rango anual de diseño de la temperatura media del puente.

5. CONCLUSIONES

En el presente artículo se ha expuesto una metodología general para el dimensionamiento de juntas y aparatos de apoyo en puentes de hormigón emplazados en la Península Ibérica, atendiendo a los movimientos longitudinales del tablero inducidos por la acción térmica ambiental.

Se proponen diversas gráficas de diseño para la determinación del recorrido de la junta de calzada inducido por la expansión o contracción uniforme del tablero, en función de la tipología y canto del tablero y en función de la región climática en la que se emplace el puente de hormigón.

Asimismo, también se presentan gráficas de diseño para la determinación del recorrido de la junta originado por la actuación del gradiente térmico, en función de la tipología y canto del tablero y del espesor de la capa asfáltica de rodadura.

Por último, se considera la influencia de la temperatura de montaje de las juntas de calzada, con el objeto de aquilatar de forma precisa el recorrido de las mismas. Para ello se proponen diversas actuaciones en lo que se refiere a la determinación de las temperaturas medias máxima y mínima del puente a largo del año, dependientes del lugar de emplazamiento y de la tipología y canto del tablero, y a la evaluación de la temperatura media del puente en la fase de montaje de juntas.

REFERENCIAS

1. Leonhardt, F.: "From Past Achievements to

New Challenges for Joints and Bearings". Keynote Lecture. World Congress on Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures. Niagara Falls, New York State, U.S.A. September 1981.

2. Leonhardt, F.: "Prevention of Damages in Bridges". Seminar on Bridges. Organised by Monsieur M. Mathivat. France, June 1982.

3. Imbsen, R.A., Vandershaf, E., Schamber, R., Nutt, R.V.: "Thermal Effects in Concrete Bridge Superstructures". Report 276. National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board. Washington D.C., September 1985.

4. MOPU: "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera". Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid.

5. Mirambell, E.: "Criterios de diseño en puentes de hormigón frente a la acción térmica ambiental". Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, Marzo 1987.

6. Instituto Nacional de Meteorología: "Atlas climático de España". Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones. Madrid, 1983.

7. Aparicio, A.C.: "Juntas de calzada". Cátedra de Puentes. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

RESUMEN

En la presente comunicación se expone una me-

Metodología para el dimensionamiento de juntas y aparatos de apoyo en puentes de hormigón emplazados en la geografía española peninsular, atendiendo exclusivamente a los movimientos longitudinales del tablero inducidos por la acción térmica ambiental. Dichos movimientos vienen originados por la expansión o contracción uniforme del tablero del puente y por la curvatura impuesta en las zonas de apoyos y juntas del tablero. Para ambos casos, se presentan reglas de diseño que permiten conocer tales movimientos contemplando la climatología existente en el lugar de emplazamiento del puente, la propia tipología del tablero y otros factores que influyen de forma significativa en la respuesta térmica de los puentes de hormigón.

SUMMARY

In this paper, a general methodology for the design of joints and bearing systems of concrete bridges located on the Iberian Peninsula is presented. Such methodology takes into account the longitudinal movements induced by environmental thermal effects. Design recommendations which allow to accurately predict thermal movements, depending on the location of the bridge, the cross section type and other factors which influence significantly the thermal response of the bridge, are presented.

* * *

Convocados los "Premios Naturaleza y Patrimonio 1988"

Los "Premios Naturaleza y Patrimonio" abren su convocatoria para el presente año 1988, por séptima vez a nivel europeo y quinta en España, a todos aquellos trabajos bien en fase de anteproyecto, bien de proyecto en realización o realizados, cuyos objetivos sean la conservación del entorno o del patrimonio. A estas dos categorías se añade una tercera, correspondiente a los trabajos realizados por menores de 21 años.

En la presente edición, cada ganador por categoría obtendrá en España un cheque por valor de 400.000,—ptas, mientras que el ganador nacional —que competirá con su homólogos de los demás países de la C.E.E., más Austria y Suiza—, ganará uno suplementario de 700.000,—ptas. Al ganador europeo se le hará entrega del Trofeo Ford para la Conservación de la Naturaleza y el Patrimonio Histórico-Artístico, más un cheque de 10.000 dólares.

Estos premios, creados por la "The Conservation Foundation" y patrocinados por la Compañía Ford España, gozan cada año de un mayor interés y participación.

El papel de España ha sido muy activo en las cuatro ediciones en las que ha intervenido, ya que por dos veces consecutivas ha obtenido el Trofeo Europeo. En 1985 con el "Proyecto Oso", presentado por F.A.P.A.S. (Fondo Asturiano para la Protección de Animales Salvajes) y destinado a salvar los últimos 120 osos pardos asturianos, mientras que en 1986 lo fue con "Amigos de la Malvasía", para asegurar la supervivencia de los últimos patos Malvasía de la Laguna del Rincón (Córdoba).

España fue, asimismo, país anfitrión en el acto de entrega del premio europeo del pasado año, en que ganó Irlanda.

El plazo de inscripción de los trabajos finaliza el 15 de octubre de 1988 y el fallo del jurado se hará público en el transcurso de un acto que tendrá lugar en el mes de noviembre.

Los participantes interesados en obtener más información o las bases del concurso pueden dirigirse a la Secretaría de los Premios, sita en Avda. Diagonal, n.º 437 - 2.º - 08036 Barcelona - (Teléfono: 209 50 88).

Un elemento junta de contacto entre suelo y estructura

Luis Moreno

Avelino Samartín

Departamento de Análisis de las Estructuras
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
de Santander

1. INTRODUCCION

La utilización del método de los elementos finitos en el estudio del comportamiento de suelos y de la interacción existente entre terreno y estructura, ha supuesto un importante avance en el proyecto y construcción de obras como túneles, zapatas, muros de contención de tierra, etc. En efecto, es posible modelizar situaciones reales, con terrenos no homogéneos, y ecuaciones constitutivas distintas de las isótropas y lineales, y geometría arbitraria, entre otras características. Sin embargo, todavía existen algunas cuestiones, en estos tipos de cálculo, que precisan unas respuestas adecuadas. Una de ellas puede ser la que corresponde a la definición de un elemento finito que simule convenientemente el contacto del suelo con el hormigón o acero de la estructura. En efecto, la no consideración de un elemento especial de este tipo, supone que en la interfase del terreno con la estructura, a los puntos de cada uno de los dos materiales en contacto se les impone la condición de igualdad de movimientos normales y tangenciales a la junta. Esta condición implica la existencia de una colaboración del suelo en la resistencia de la estructura, más importante que la que realmente se produce, puesto que con ella se generan tensiones de corte o, en el caso de inicio de despegue entre ambos materiales, tensiones normales de tracción, que evidentemente no pueden existir en la realidad.

Se presenta una formulación de un elemento junta que intenta paliar algunas de las dificultades anteriores.

2. ELEMENTO JUNTA

Se supone que se utilizan, para modelizar el terreno, elementos C^0 tipo isoparamétricos de

ocho nudos, que han mostrado su eficacia y precisión en el análisis de problemas de elasticidad plana. La estructura se admite que está compuesta por elementos vigas rectas de dos nudos, como se muestra en la figura 1. Las matrices características de ambos tipos de elementos son bien conocidas y no se repiten aquí. Se denomina h al espesor de la viga; es decir, $h/2$ representa la distancia de su eje neutro a la cara interfase suelo-estructura.

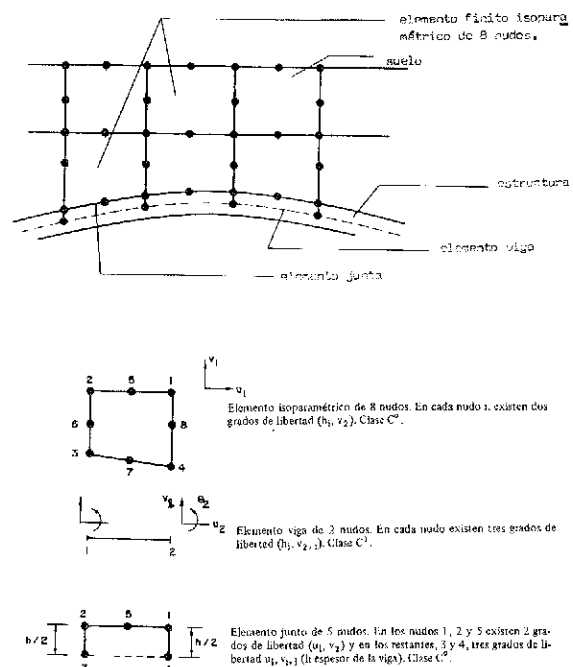


Fig. 1. Tipos de elementos previstos en un problema de interacción suelo-estructura.

El elemento junta debe permitir la transición entre las dos clases de elementos anteriores. Por consiguiente, estará compuesto de cinco nudos, los tres de contacto con el terreno con 2 gdl cada uno y los dos correspondientes a la viga con 3 gdl. Para la obtención de su matriz de rigidez se siguen las siguientes etapas:

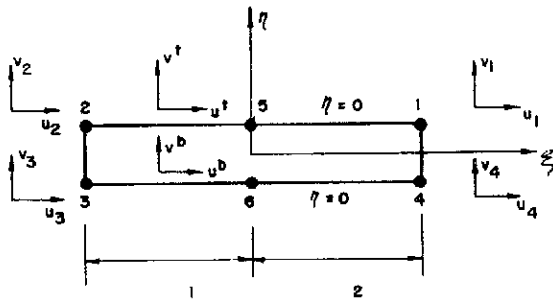


Fig. 2. Elemento isoparamétrico de seis nudos. Clase C^0

(a) Se supone el elemento "padre" de la figura 2, correspondiente a un elemento isoparamétrico de seis nudos, de clase C^0 .

Las funciones de forma de este elemento son:

$$\begin{aligned} N_1(\xi) = N_4(\xi) &= (\xi + \xi_1) / \xi_2 = h_1(\xi) \\ N_2(\xi) = N_3(\xi) &= -(\xi - \xi_2) / \xi_1 = h_2(\xi) \\ N_5(\xi) = N_6(\xi) &= (\xi - \xi_1)(\xi - \xi_2) / \xi_1 \xi_2 = h_3(\xi) \end{aligned} \quad (2.1)$$

siendo:

$$\begin{aligned} \xi_2 &= 1/L [(x_1 - x_c)^2 + (y_1 - y_c)^2]^{1/2} \\ \xi_1 &= 1 - \xi_2 \\ L &= [(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2]^{1/2} \end{aligned}$$

(x_1, y_1) , (x_2, y_2) , (x_5, y_5) coordenadas, en ejes generales, de los nudos (1, 4), (2, 3) y (5, 6), respectivamente.

Se indican, con los superíndices s e i , las caras superior (1-5-2) e inferior (4-6-3) del elemento. Los movimientos a lo largo de cada una de las caras se pueden expresar como sigue:

$$\begin{bmatrix} u^s \\ u^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_1 0 & h_2 0 & 0 0 & 0 0 & h_3 0 & 0 0 \\ 0 0 & 0 0 & h_2 0 & h_1 0 & 0 0 & h_3 0 \end{bmatrix} \underline{d} \quad (2.2)$$

$$\begin{bmatrix} v^s \\ v^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 h_1 & 0 h_2 & 0 0 & 0 0 & 0 h_3 & 0 0 \\ 0 0 & 0 0 & 0 h_2 & 0 h_1 & 0 0 & 0 h_3 \end{bmatrix} \underline{d}$$

con $\underline{d} = \{d_i\} = (u_1, v_1, u_2, v_2, u_3, v_3, u_4, v_4, u_5, v_5, u_6, v_6)^T$ ($i = 1, 2, \dots, 12$).

Se definen las deformaciones, tangencial (W_t) y normal (W_n), de la junta:

$$W_t = u^s - u^i; \quad W_n = v^s - v^i \quad (2.3)$$

es decir:

$$\begin{bmatrix} W_t \\ W_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_1 0 & h_2 0 & -h_2 0 & -h_1 0 & h_3 0 & -h_3 0 \\ 0 h_1 & 0 h_2 & 0 & -h_2 & 0 -h_1 & 0 h_3 & 0 -h_3 \end{bmatrix} \underline{d}$$

o bien:

$$\begin{bmatrix} W_t \\ W_n \end{bmatrix} = \underline{B} \underline{d} \quad (2.4)$$

Las tensiones en la junta, σ_t y σ_n , están relacionadas con las deformaciones anteriores mediante la relación constitutiva:

$$\begin{bmatrix} \sigma_t \\ \sigma_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{nn} & k_{nt} \\ k_{tn} & k_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} W_t \\ W_n \end{bmatrix} = \underline{k}_0 \begin{bmatrix} W_t \\ W_n \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

Las expresiones de los coeficientes de esta matriz constitutiva de la junta, se comentan más adelante. Siguiendo las etapas típicas del cálculo en elementos finitos, se obtiene la matriz de rigidez de la junta:

$$\underline{p} = \underline{k} \underline{d} \quad (2.6)$$

con:

$$\underline{k} = \underline{B}^T \underline{k}_0 \underline{B}$$

y siendo:

$$\begin{aligned} \underline{p} &= \{p_i\} = \\ &= (U_1, V_1, U_2, V_2, U_3, V_3, U_4, V_4, U_5, V_5, U_6, V_6) \\ & \quad (i = 1, 2, \dots, 12) \end{aligned}$$

el vector de fuerzas actuando en los grados de libertad de cada nudo del elemento junta.

3. CONEXION DEL ELEMENTO JUNTA CON LA VIGA

Se observa (figura 3) que los grados de libertad de los nudos 3, 4 y 6 (con dos grados de libertad por nudo) no coinciden con los de la viga, que tiene dos nudos, 3' y 4', con tres grados de libertad cada uno. Sin embargo, se comprueba que el número total de grados de libertad que hay que conectar entre ambos elementos es idéntico e igual a seis, por lo que es posible obtener una transformación biunívoca entre ellos, del siguiente modo (figura 4):

Se introduce, sucesivamente, un movimiento unidad en cada uno de los grados de libertad de viga ($\bar{u}_1, \bar{v}_1, \bar{\theta}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_2$ y $\bar{\theta}_2$) y se calculan los mo-

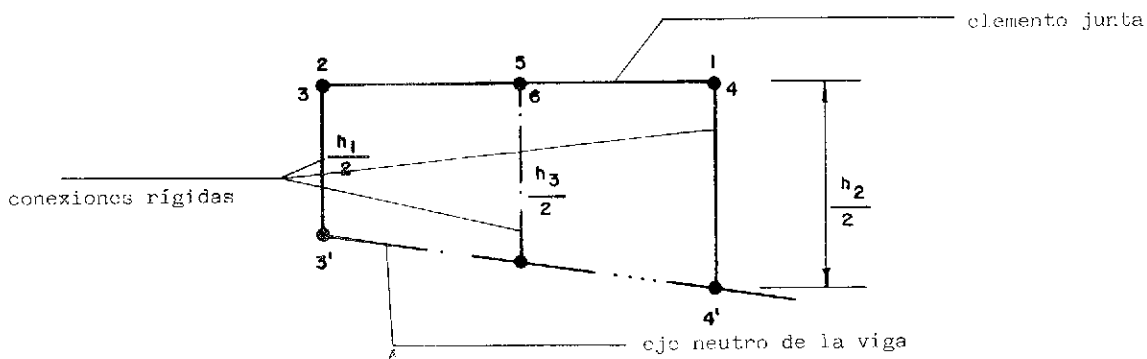


Fig. 3. Conexión del elemento junta con la viga.

vimientos que aparecen en los grados de libertad de los nudos 3, 4 y 6, representados en la figura 4 por las letras A, C y B, respectivamente. Se deduce de este modo, como se indica en la citada figura para sus tres primeros puntos, la matriz de transformación \underline{T} , es decir:

$$\underline{d}_0 = \underline{T}_0 \underline{d}_{v0} \quad (3.1)$$

con

$$\underline{d}_{v0} = (\bar{u}_1, \bar{v}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_2, \bar{\theta}_1, \bar{\theta}_2)$$

$$\underline{d}_0 = (d_5, d_6, d_7, d_8, d_{11}, d_{12})$$

$$\underline{T}_0 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & -h_1/2 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -h_2/2 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 1-\lambda & 1 & 3\lambda^2 + 2\lambda^3 & \lambda & 3\lambda^2 - 2\lambda^3 & -(1-4\lambda + 3\lambda^2)h_3/L & \lambda(2-3\lambda)h_3/L \\ 0 & 3\lambda(1-\lambda)h_3/L & 0 & -3\lambda(1-\lambda)h_3/L & (\lambda-2\lambda^2+3\lambda^3)L & (\lambda^3-\lambda^2)L \end{bmatrix}$$

La ecuación (3.1) puede ampliarse de modo que relacione los 12 grados de libertad del elemento junta considerado inicialmente, con los nuevos 12 grados de libertad que contienen los de la viga. Para ello se particiona la matriz \underline{T}_0 como se indica en su definición, es decir:

$$\underline{T}_0 = \begin{bmatrix} \underline{I}_4 & \\ & \underline{T}_{01} \\ \underline{T}_{02} & \\ & \underline{T}_{03} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

con \underline{I}_4 matriz unidad, de dimensión (4 x 4), \underline{T}_{01} , \underline{T}_{02} y \underline{T}_{03} matrices de dimensión (4 x 2), (2 x 4) y (2 x 2), respectivamente.

Resulta por consiguiente:

$$\underline{d} = \underline{T} \underline{d}_v \quad (3.3)$$

siendo:

$$\underline{d}_v = (d, d_2, d_3, d_4, \bar{u}_1, \bar{v}_1, \bar{k}_2, \bar{v}_2, d_9, d_{10}, \bar{\theta}_1, \bar{\theta}_2)$$

$$\underline{T} = \begin{bmatrix} \underline{I}_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \underline{I}_4 & 0 & \underline{T}_{01} \\ 0 & 0 & \underline{I}_2 & 0 \\ 0 & \underline{T}_{02} & 0 & \underline{T}_{03} \end{bmatrix}$$

\underline{d} definida en (2.2), \underline{I}_2 matriz unidad de 2 x 2. La matriz de rigidez respecto a los nuevos grados de libertad es:

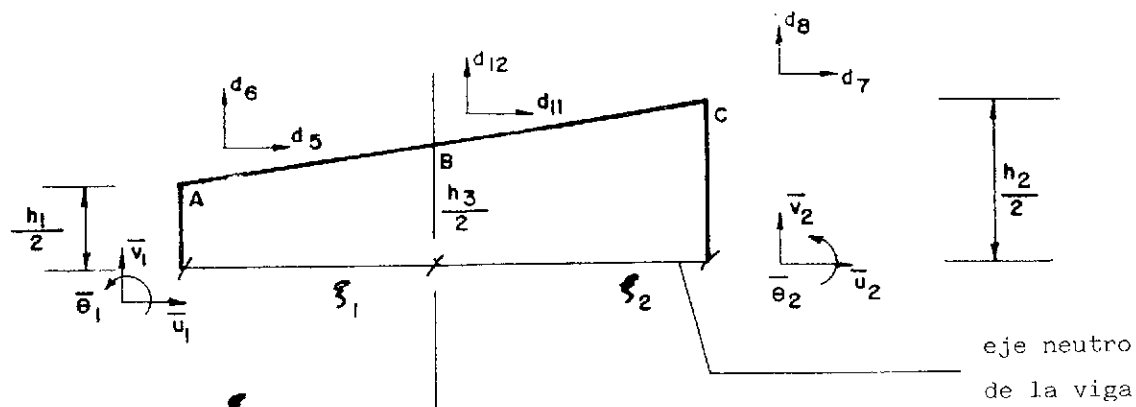
$$\underline{p}_v = \underline{k}_v \underline{d}_v \quad (3.4)$$

siendo \underline{p}_v el vector de las fuerzas aplicadas en los nuevos grados de libertad, que contienen a los de la viga, y

$$\underline{k}_v = \underline{T}^T \underline{k} \underline{T} = \int_{-\beta}^{\alpha} (\underline{B} \cdot \underline{T})^T \underline{k}_0 (\underline{B} \cdot \underline{T}) dx$$

4. EXPRESION EN COORDENADAS GLOBALES

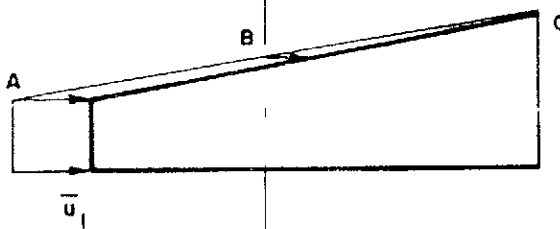
En las relaciones anteriores (3.4) se han supuesto unos ejes de coordenadas locales, es decir, referidos a la dirección del eje de la junta (cara intrados de la viga). Se debe efectuar una nueva trans-



$$\lambda = \frac{\xi_1}{\xi_1 + \xi_2} = \xi_1$$

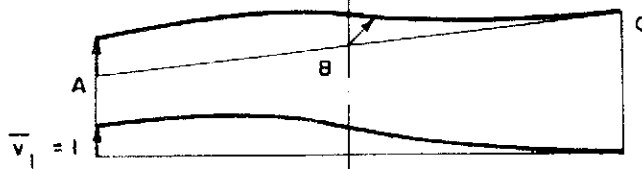
$$h_3 = \xi_1 h_2 + \xi_2 h_1$$

ESTADO 1 : $\bar{u}_1 = 1$



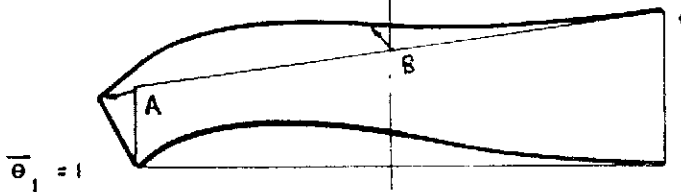
$$\begin{aligned} d_5 &= 1 & d_6 &= 0 & d_7 &= 0 \\ d_8 &= 0 & d_{11} &= 1 - \lambda & d_{12} &= 0 \end{aligned}$$

ESTADO 2 : $\bar{v}_1 = 1$



$$\begin{aligned} d_5 &= 0 & d_6 &= 1 & d_7 &= 0 \\ d_8 &= 0 & d_{11} &= 1 - 3\lambda^2 + 2\lambda^3; & d_{12} &= 3\lambda(1 - \lambda) \frac{h_3}{L} \end{aligned}$$

ESTADO 3 : $\bar{\theta}_1 = 1$



$$\begin{aligned} d_5 &= -\frac{h_1}{2} & d_6 &= 0 & d_7 &= 0 \\ d_8 &= 0 & d_{11} &= -(1 - 4\lambda + 3\lambda^2) \frac{h_3}{2}; & d_{12} &= (\lambda - 2\lambda^2 + \lambda^3) L \end{aligned}$$

Fig. 4. Relaciones entre los grados de libertad.

formación de ejes a un sistema global de coordenadas de toda la estructura. Para ello, se define la matriz de rotación \underline{t}_1 , cuya expresión es:

$$\underline{t}_1 = \begin{bmatrix} c & -s \\ s & c \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

con

$$c = \cos \phi = \frac{x_1 - x_2}{L}; \quad s = \text{sen } \phi = \frac{y_1 - y_2}{L}$$

La matriz de rigidez, \underline{k}'_v referida a los nuevos ejes globales es, por consiguiente:

$$\underline{p}'_v = \underline{k}'_v \underline{d}'_v \quad (4.2)$$

con

$$\underline{p}'_v = \underline{T}_1^T \underline{p}_v$$

$$\underline{d}_v = \underline{T}_1 \underline{d}'_v$$

$$\underline{k}'_v = \underline{T}_1^T \underline{k}_v \underline{T}_1 = \int_{-\beta}^{\alpha} (\underline{B}^T \underline{T}_1)^T \underline{k}_0 (\underline{B}^T \underline{T}_1) dx$$

$$\underline{T}_1 = \begin{bmatrix} \underline{t}_1 & & & \\ & \underline{t}_1 & 0 & \\ & & \underline{t}_1 & \\ 0 & & & \underline{t}_1 \\ & & & & \underline{I}_2 \end{bmatrix}$$

$\underline{I}_2 =$ matriz unidad, de dimensión 2 x 2.

5. MATRIZ DE RESULTADOS

Una vez ensamblada la matriz de rigidez \underline{k}'_v en la general de la estructura, generados los vértices de cargas equivalentes e introducidas las condiciones de contorno, se resuelve el sistema de ecuaciones resultantes obteniendo los valores de los movimientos \underline{d}'_v en la junta. Las tensiones en la junta se deducen mediante la expresión:

$$\begin{bmatrix} \sigma_t \\ \sigma_n \end{bmatrix} = \underline{S} \underline{d}'_v \quad (5.1)$$

siendo:

$$\underline{S} = \underline{k}_0 \underline{B}^T \underline{T}_1$$

Es conveniente evaluar la matriz \underline{S} en los puntos de Gauss de integración de la matriz de rigidez (2.6). Se efectúa la transformación a los ejes intrínsecos

$$r = 1 + 2 \frac{x - \xi_2 L}{L}; \quad \text{o bien } x = \left[\xi_2 - \frac{1}{2}(1-r) \right] L \quad (5.2)$$

con lo que la integral (2.6) se convierte en:

$$\underline{k} = \frac{L}{2} \int_{-1}^1 \underline{B}^T \underline{k}_0 \underline{B} dr = \frac{L}{2} [(\underline{B}^T \underline{k}_0 \underline{B})_{r_0} + (\underline{B}^T \underline{k}_0 \underline{B})_{r_0}] \quad (5.3)$$

siendo:

$$r_0 = \frac{\sqrt{3}}{3}$$

La matriz \underline{S} debe evaluarse, por consiguiente, en los puntos:

$$x_1 = \xi_2 L - \frac{L}{2}(1 + r_0) \quad (5.4)$$

$$x_2 = \xi_2 L - \frac{L}{2}(1 - r_0)$$

6. ECUACIONES CONSTITUTIVAS DE LA JUNTA

Si se supone una junta elástica, en la que no existe dilatación, se puede considerar en este rango la siguiente expresión para \underline{k}_0 :

$$\underline{k}_0 = \begin{bmatrix} k_{tt} & 0 \\ 0 & k_{nn} \end{bmatrix} \quad (6.1)$$

Los valores de k_{tt} y k_{nn} se determinan en la zona elástica mediante ensayos normales y de corte en la junta (1).

Respecto a la situación general de juntas rocosas, en (2) se discute detalladamente el comportamiento en fase anelástica. En las figuras 5 y 6 se exponen algunos resultados obtenidos entonces. No se introducen aquí los conceptos de dilatación, de aplicación más directa a la simulación de las fallas rocosas, y por lo tanto, se supone que los coeficientes k_{nt} y k_{tn} son nulos.

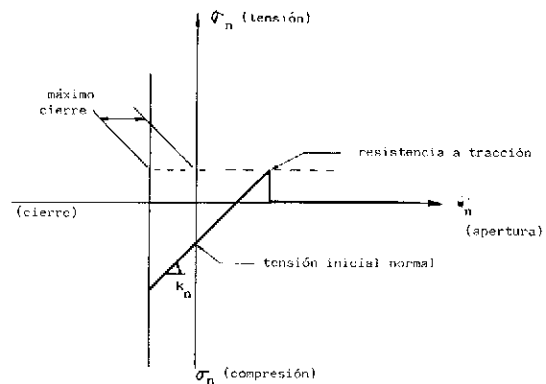


Fig. 5. Ensayo normal a tensión constante de corte.

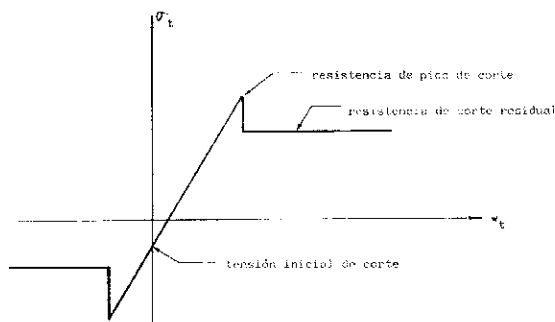


Fig. 6. Ensayo de corte a tensión normal constante.

Otra posibilidad, probablemente más adecuada, si se desea modelizar el comportamiento de la junta en el rango no elástico, es considerar un material del tipo Mohr-Coulomb, adoptando la siguiente formulación para la superficie de fluencia:

$$F = \frac{1}{3} I_1 \sin \phi + \sqrt{J_2} \left(\cos \theta - \frac{\sin \theta \sin \phi}{\sqrt{3}} \right) - c \cdot \cos \phi = \gamma_1 \quad (6.2)$$

siendo ϕ y c el ángulo de rozamiento interno y la cohesión, medidos en ensayos triaxiales con drenaje.

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 = \frac{1}{2} (S_x^2 + S_y^2 + S_z^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2$$

$$I_3 = S_x S_y S_z - S_z \tau_{xy}^2 - S_x \tau_{yz}^2 - S_y \tau_{xz}^2$$

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsin \left(\frac{-3 \sqrt{3} J_3}{2 J_2^{3/2}} \right)$$

El potencial plástico o superficie de flujo, se define como sigue:

$$Q = \frac{1}{3} I_1 \sin \psi + \sqrt{J_2} \left(\cos \theta - \frac{\sin \theta \sin \psi}{\sqrt{3}} \right) - c \cos \psi \quad (6.3)$$

siendo ψ el ángulo de dilatación. Si este ángulo $\psi = \phi$ se trata de un flujo totalmente asociado, y $\psi = 0$ supone un flujo sin cambio de volumen plástico.

La ecuación constitutiva de la junta en forma incremental, apta para un cálculo paso a paso es:

$$d\bar{\sigma} = d\bar{k}_0 d\bar{\epsilon} \quad (6.4)$$

con

$$d\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} d\sigma_t \\ d\sigma_n \end{bmatrix}; \quad d\bar{\epsilon} = \begin{bmatrix} d\epsilon_t \\ d\epsilon_n \end{bmatrix}$$

$$d\bar{k}_0 = \frac{k_0 \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T k_0}{A + \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T k_0 \frac{\partial Q}{\partial \sigma}}$$

$$A = \frac{\partial F}{\partial \gamma} d\gamma \frac{1}{\lambda}$$

En los puntos $\theta = \pm 30^\circ$ existe una discontinuidad en las derivadas, por lo que en un entorno pequeño de las mismas se sustituyen las superficies F y Q por otra más suave.

7. EJEMPLOS NUMERICOS

El elemento junta que se acaba de describir se ha insertado en un programa general de elementos finitos. Con objeto de comprobar el modelo utilizado, se analiza primeramente un caso muy simple. Más adelante se considera una aplicación a un caso real.

Se estudia la ménsula de la figura 7a, en la cual se supone existe una junta J uniendo las mitades superior e inferior de la misma (porciones A y B respectivamente). La carga actuante sobre esta ménsula es puntual, de valor $P = 10$ t aplicada en su extremo libre. Las características del material son $E = 1000 \text{ tm}^{-2}$ y $\nu = 0$.

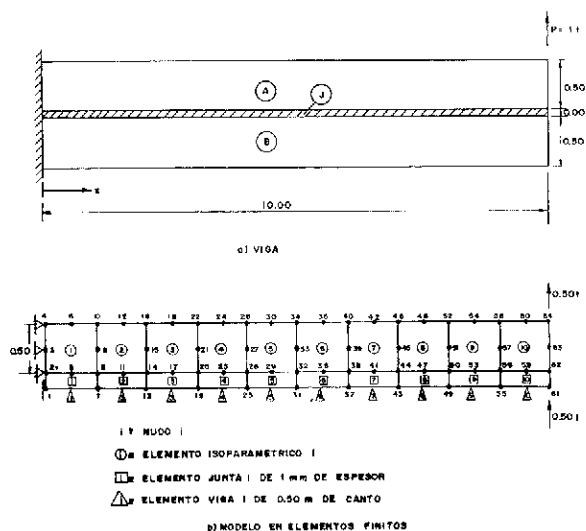


Fig. 7. Ejemplo de comparación.

La parte A se idealiza mediante elementos isoparamétricos de 8 nudos y la B con elementos vigas a flexión, unidos a los primeros por elementos junta de 1 mm de espesor, tal como se indica en la figura 7b.

Se consideran las dos hipótesis siguientes:

Hipótesis 1: La junta es del mismo material que el considerado para las partes A y B, con perfecta adherencia entre las superficies de contacto. En estas condiciones el modelo equivale a una viga de canto 1 m. Los elementos de la matriz de rigidez de la junta son:

$$k_{nn} = 10^3 E = 10^6 \text{ tm}^{-2}$$

$$k_{tt} = 10^3 G = 5 \times 10^5 \text{ tm}^{-2}$$

$$\text{con } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Hipótesis 2: La junta presenta rigidez nula a la deformación tangencial, con lo cual el modelo equivale a dos vigas adosadas, de canto 0,50 m cada una, con rozamiento entre sus superficies de contacto.

En este caso los elementos de la matriz de rigidez de la junta son:

$$k_{nn} = 10^3 E = 10^6 \text{ tm}^{-2} ; k_{tt} = 0$$

Los resultados obtenidos en cada una de las hipótesis anteriores se resumen en la tabla 1.

a la estructura túnel representada en la figura 8, sometida al peso de la tierra y a una importante sobrecarga en la superficie.

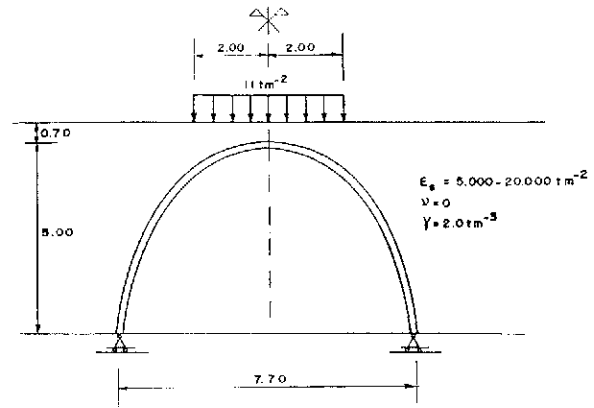


Fig. 8. Estructura túnel.

Los extremos del arco se suponen coaccionados al giro y al movimiento vertical. El material de la interfase suelo-hormigón se supuso que variaba entre dos situaciones extremas: (a) caso completamente rígido ($k_{tt} = \infty$) es decir, como en un típico cálculo de elementos puntos, y (b) caso de completamente flexible ($k_{tt} = 0$), es decir, los dos materiales, hormigón y suelo, se comportan independientes uno del otro, (sin interacción).

La malla en elementos finitos utilizados en el

TABLA 1
Ejemplo de comprobación. Resultados

Hipótesis 1	Flecha (10^{-2})										Momento empotramiento
	x = 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Exacto (*)	0,058	0,224	0,486	0,832	1,250	1,728	2,254	2,816	3,402	4,000	10
Caso 1	0,0586	0,225	0,488	0,835	1,254	1,732	2,259	2,822	3,409	4,007	9.800
Error (%)	1,03	0,45	0,41	0,35	0,32	0,23	0,22	0,21	0,21	0,18	-2,00
Hipótesis 2	Flecha (10^{-2})										Momento empotramiento
	x = 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Exacto (*)	0,232	0,896	1,944	3,328	5,000	6,912	9,016	11,264	13,608	16,000	5,75
Caso 2	0,233	0,899	1,947	3,332	5,005	6,918	9,023	11,272	13,617	16,010	4.868 + 5.033
Error (%)	0,43	0,33	0,15	0,12	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	-0,94

* Según la teoría de Resistencia de Materiales.

El comportamiento del elemento junta que se ha descrito, se ha observado en la aplicación

cálculo, se representa en la figura 9. El número total de grados de libertad es 161 y se han inclui-

do los siguientes elementos en el modelo:

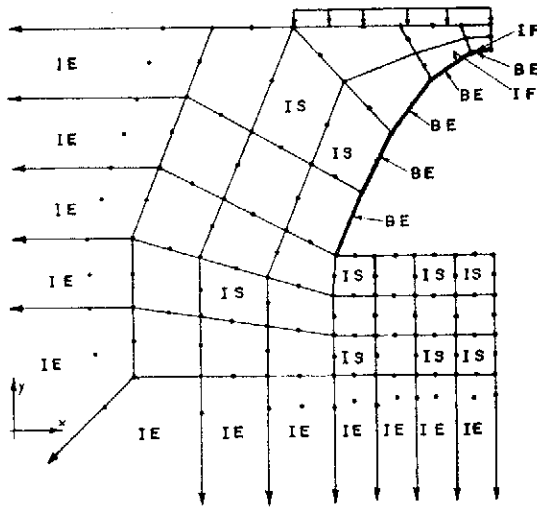


Fig. 9. Malla en elementos finitos.

12 elementos infinitos (IE) descritos en la referencia (3).

28 elementos isoparamétricos de 8 nudos (IS).

5 elementos interfase tipo junta descritos en este artículo (IF).

5 elementos viga (BE).

El cálculo de este ejemplo se efectuó en un ordenador personal de 512 Kb de memoria central.

Los resultados que se muestran en la tabla 2

corresponden a los valores a lo largo de la estructura arco del túnel. El módulo de elasticidad E_s del suelo es de $5 \times 10^3 \text{ tm}^{-2}$ y el espesor de la junta se supuso de 0,01 m, es decir $k_{nn} = 10^2 E_s$. Con objeto de comprobar la importancia de la rigidez tangencial a la junta, se estudiaron varios casos: $k_{tt} = 10^{-4} \cdot k_{nn}$; $k_{tt} = 10^{-2} k_{nn}$; $k_{tt} = k_{nn}$. Asimismo, la situación $k_{tt} = k_{nn} = \infty$ se simuló mediante la no consideración de elementos juntas entre el hormigón y el terreno. El módulo de elasticidad del hormigón fue en todos los casos de $E_c = 3 \times 10^6 \text{ tm}^{-2}$.

En la tabla 2 se muestran también los resultados para un suelo más duro ($E_s = 2 \times 10^4 \text{ tm}^{-2}$).

Finalmente, un cálculo semejante se llevó a cabo suponiendo que el arco se apoya elásticamente en el suelo, es decir, se admite que los movimientos verticales del arco y el terreno son iguales. En la tabla número 3 se resumen los resultados obtenidos. Los valores entre paréntesis corresponden a los movimientos verticales de la sección central, relativos a los de las secciones de los extremos del arco.

8. CONCLUSIONES

Los resultados anteriores ponen de relieve la importancia que en las tensiones producidas en un túnel tiene una adecuada modelización de la junta interfase entre los materiales hormigón y terreno. Este resultado es particularmente significativo en relación al momento flector que se produce en el arco, en el caso de suelos blandos (terraplenes).

TABLA 2

Estructura arco con los dos extremos coaccionados al movimiento vertical

$E \text{ suelo} = 5 \times 10^3 \text{ tm}^{-2}$		$K_{nn} = E \text{ suelo} \times 10^2 \text{ tm}^{-1}$		
Caso	Movimiento horizontal en el extremo (cm)	Movimiento vertical en la sección central (cm)	Movimiento flector en la sección extremo (cm)	Movimiento flector en la sección central (cm)
$\frac{K_{tt}}{K_{nn}}$				
10^{-4}	-0,074	0,418	11,927	-14,581
10^{-2}	-0,404	-0,148	10,513	-3,077
1	-0,563	-0,304	10,474	-1,136
Sin juntas	-0,522	-0,278	10,015	-1,267
$E \text{ suelo} = 20 \times 10^3 \text{ tm}^{-2}$		$k_{nn} = E \text{ suelo} \times 10^2 \text{ tm}^{-1}$		
10^{-4}	-0,022	0,143	4,907	-8,187
10^{-2}	-0,120	-0,086	4,941	-1,366
1	-0,163	-0,134	4,736	-0,401
Sin juntas	-0,150	-0,126	4,494	-0,477

TABLA 3

Estructura arco con los dos extremos elásticamente apoyados en el suelo

Caso $\frac{K_{tt}}{k_{nn}}$		E suelo = $5 \times 10^3 \text{ tm}^{-2}$		$K_{nn} = 10^2 \text{ E suelo tm}^{-1}$	
		Movimiento horizontal en el extremo (cm)	Movimiento vertical en la sección central (cm)	Movimiento flector en la sección extremo (cm)	Movimiento flector en la sección central (cm)
10^{-4}		-3,180	-10,730 (-2,190)	14,959	7,644
10^{-2}		-1,800	-6,690 (-0,906)	18,239	-4,599
1		-1,250	-5,640 (-0,555)	16,878	-5,483
Sin juntas		-1,220	-5,480 (-0,546)	16,248	-5,311
		E suelo = $20 \times 10^3 \text{ tm}^{-2}$		$K_{nn} = 10^2 \text{ E suelo}$	
		Movimiento horizontal en el extremo (cm)	Movimiento vertical en la sección central (cm)	Movimiento flector en la sección extremo (cm)	Movimiento flector en la sección central (cm)
10^{-4}		0,835	-2,74 (-0,581)	5,532	1,693
10^{-2}		-0,483	-1,680 (-0,228)	7,388	-3,342
1		-0,342	-1,430 (-0,155)	7,350	-3,086
Sin juntas		-0,331	-1,390 (-0,154)	6,817	-2,967

Sería de interés extender los estudios anteriores, realizados en el rango elástico, de forma que se considerase el comportamiento elasto-plástico de la junta y la plasticidad del suelo, para comprobar la validez de los resultados obtenidos.

REFERENCIAS

- (1) Goodman, R.E.; Taylor, R.L. y Brekke, T.L. "A Model for the Mechanics of Jointed Rock". Journ. Soil Mechanics and Foundations Division ASCE. May (1968).
- (2) Goodman, R.E. y Dubois, J. "Duplication of Dilatant behaviour in the Analysis of Jointed Rocks". Journ. Soil Mechanics and Foundations Division ASCE. April (1972).
- (3) Zienchiewicz, O.C.; Emson, C. and Bettess, P. "A novel boundary infinite element". Intl Journ. Num. Meth. in Engineering. Vol. 19. No. 3 (1983).

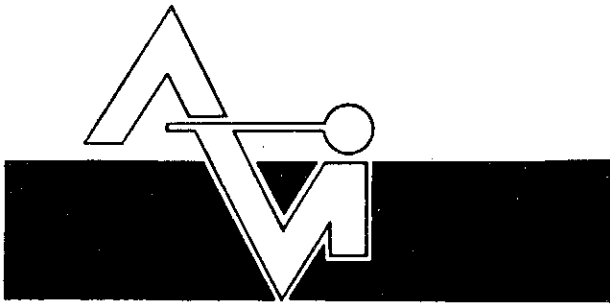
RESUMEN

Se desarrolla un elemento finito especial que permite la conexión entre un elemento viga (con

flexión) y un elemento cuadrilátero de extensión (tensión o deformación plana). Asimismo, este elemento especial sirve para modelizar la discontinuidad existente en el contacto entre diferentes materiales. La formulación en movimientos del elemento, permite su inserción directa en un programa general de elementos finitos, y de esta forma calcular estructuras de hormigón en contacto con el suelo (muros de contención, cimentación, estructuras enterradas como túneles y tuberías, etc.), tanto en el rango elástico como en el elasto-plástico, utilizando una potencia limitada en medios computacionales.

SUMMARY

A special finite element allowing the connection between a C^1 beam element and a C^0 quadrilateral element has been developed. Also this special element model the joint discontinuity existing between two different materials, like soil and concrete. Therefore, the element can be applied in the framework of a general F.E. computer program to analyse underground structures either in the elastic or in the elastic-plastic range using a limited computational power.

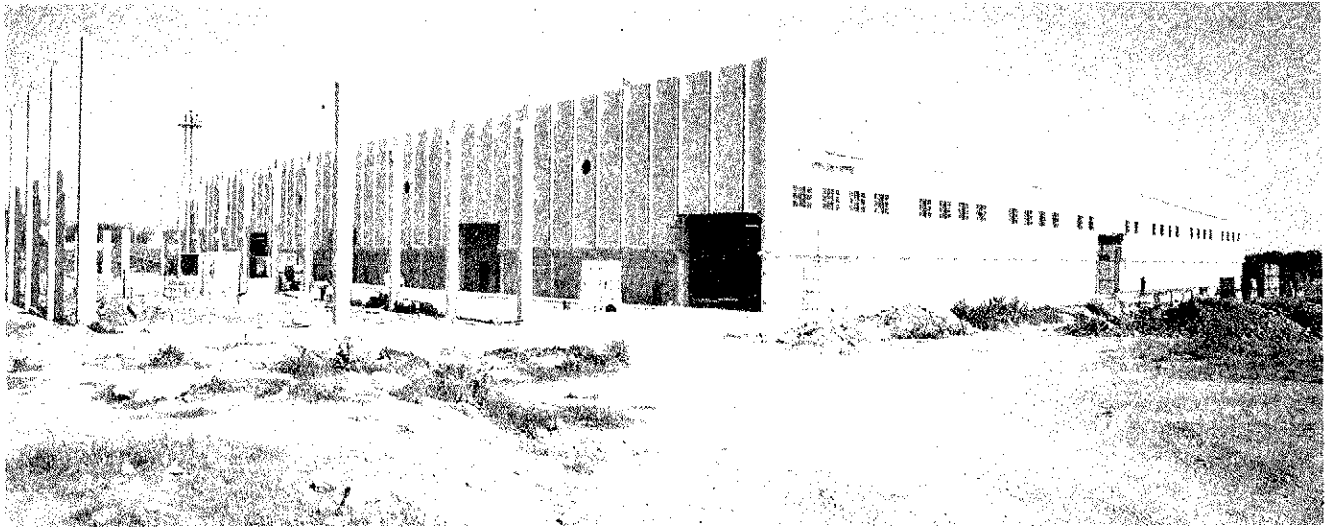


PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

**PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS
BOVEDILLAS - LADRILLOS - TEJAS - TUBOS DRENAJE**



HUESCA:

Oficina Comercial y Fábrica: P.º Lucas Mallada, s/n - Teléfono 22 39 00 - HUESCA

Oficina y Fábrica: Ctra. de Lérida, s/n - Teléfono 40 07 80 - MONZON

Oficina y Fábrica: Ctra. de Huesca - Teléfono 39 00 41 - GRAÑEN

MADRID

Oficina Comercial: Orense, 10, 1.º - Teléfonos 455 05 35 - 6 - 7 - MADRID-10

Oficina y Fábrica: Ctra. Torrejón a Loeches, Km 4,200 - Teléfonos 675 04 50 - 4 - 8 -
TORREJON DE ARDOZ

Oficinas y Fábrica: Ctra. de Toledo, Km 7,300 - Teléfono 688 27 72 - LEGANES

ZARAGOZA

Oficina Comercial: P.º de la Constitución, 31 - Teléfonos 23 75 02 - 3 - ZARAGOZA-1

Diseño, asistido por ordenador, de tableros de puentes losa

Alfonso Recuero,
Olga Ríó
y Juan Antonio Tinao
Dres. Ingenieros de Caminos C. y P.
Instituto Eduardo Torroja de la Construcción
y del Cemento. Madrid.

1. INTRODUCCION

A los efectos de su diseño, con ayuda de un computador, el proyecto del tablero de un puente losa puede dividirse en las siguientes etapas:

- 1) Definición geométrica de la planta y de la sección transversal del tablero.
- 2) Dibujo y acotación de la definición geométrica del tablero.
- 3) Definición de las características geométricas, topológicas y mecánicas de un emparrillado para el cálculo del tablero.
- 4) Definición de las hipótesis de carga y de sus combinaciones.
- 5) Cálculo de esfuerzos y desplazamientos.
- 6) Cálculo de las armaduras.
- 7) Dibujo de los planos de armado.
- 8) Mediciones.
- 9) Dibujo de perspectivas.

Los autores del presente trabajo están desarrollando un conjunto de programas que cubren todos los puntos mencionados para tableros de puente con una tipología en principio restringida al caso de puentes losa rectos de un solo vano, con sección uniforme, la cual cubre un porcentaje significativo de los puentes de carretera. Posteriormente se espera abordar una tipología más amplia.

Se presenta aquí lo realizado en los puntos 1, 2 y 3, en los cuales puede considerarse que existen criterios de diseño ampliamente aceptados. El punto 4 puede considerarse, también, bastante generalizable, si bien deja un margen más amplio al criterio del proyectista. El punto 5 puede considerarse como absolutamente standard; en tanto que los puntos 6 y 7 están más condicionados por la forma de hacer del proyectista. El punto 8, si bien puede considerarse standard, es función de los resultados del punto 6. Por último, el punto 9 puede resolverse generando automáticamente los datos de la estructura que hay que dibujar, que deben ser pasa-

dos a un programa de dibujo de perspectivas, el cual condicionará la forma de suministrar los datos.

Se describe, a continuación, la forma de definir el tablero del puente que se va a proyectar, en su planta y sección transversal, y cómo, a partir de estos datos, el programa define la situación de los aligeramientos y las características geométricas, topológicas y mecánicas del emparrillado, así como las posibilidades que tiene el proyectista para modificar la definición automática propuesta.

2. DEFINICION DE LA SECCION TRANSVERSAL

El contorno exterior de la sección transversal puede adoptar, como forma más compleja, la de un trapecio con dos alas extremas de canto linealmente variable. Para definir este contorno exterior se requieren los siguientes datos geométricos (véase figura 1):

- Ancho del tablero (B).
- Ancho de la losa inferior (B1).
- Ancho de las alas (B2).
- Canto de la sección (H).
- Canto del borde del tablero (H1) que, en el caso de tener alas, coincidirá con el canto mínimo de las mismas.
- Canto máximo de las alas (H2).

Mediante la adecuada selección de estos datos geométricos pueden generarse secciones rectangulares, trapeciales, pseudotrapeciales, con dos bordes verticales, etc. (véase fig. 2). El programa solo considera que pueden existir alas cuando la diferencia entre B y B1 es superior a 2 m; en caso contrario asume que B2 vale 0 y que H2 coincide con H1.

La sección puede considerarse maciza o aligerada y, en este último caso, los aligeramientos pueden ser de sección circular o rectangular. El programa

SECCION TRANSVERSAL: DATOS DEL CONTORNO EXTERIOR

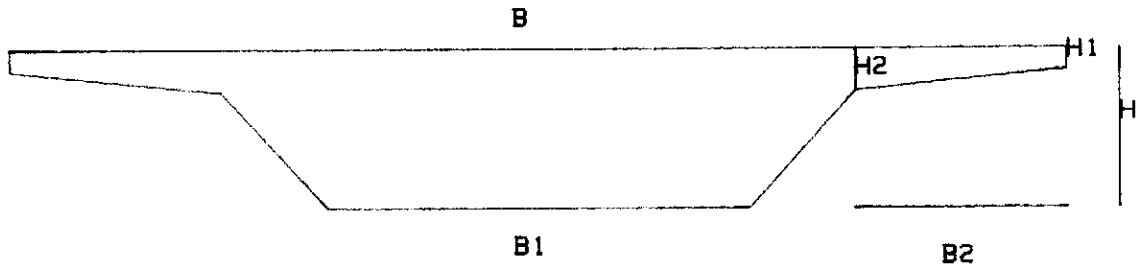
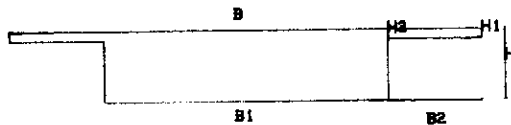


Fig. 1.

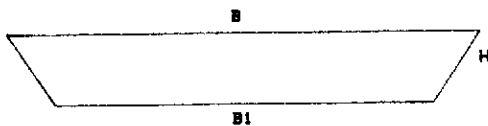
SECCION TRANSVERSAL: RECTANGULAR CON ALAS



SECCION TRANSVERSAL: PSEUDOTRAPECIAL



SECCION TRANSVERSAL: TRAPEZIAL



SECCION TRANSVERSAL: RECTANGULAR

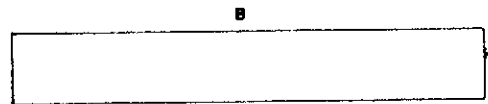


Fig. 2.

ma permite considerar dos tipos de aligeramientos, centrales y extremos. Los aligeramientos centrales son todos de iguales dimensiones y el número de los mismos es determinado por el programa. Los aligeramientos extremos son opcionales y, en caso de existir, deben ser de dimensiones inferiores a los centrales, y se considera uno en cada extremo.

Para definir los aligeramientos, los datos que precisa el programa son (véase fig. 3):

- Tipos de aligeramientos (TA), que permite indicar; sin aligeramientos 0 o con aligeramientos, circulares 1 o rectangulares 2. Además, en el caso de que existan aligeramientos, pedirá:

- Canto mínimo de la losa superior (E2).
- Anchura de alma entre aligeramientos (E).

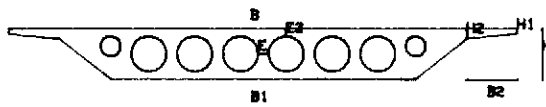
En el caso de que los aligeramientos sean circulares:

- Diámetro de los aligeramientos centrales y extremos (DC, DE) y, en el caso de aligeramientos rectangulares:

- Anchura y altura de los aligeramientos centrales y extremos (DC, HC, DE, HE).

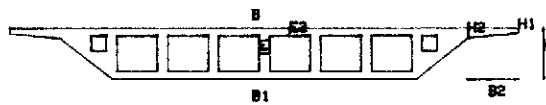
El programa situará los aligeramientos, si existen y presentará por pantalla el dibujo de la sección transversal, debidamente acotada, permitiendo que el operador modifique los datos introducidos de manera interactiva. El criterio utilizado por el programa para situar los aligeramientos es el siguiente:

SECCION TRANSVERSAL: ALIGERAMIENTOS CIRCULARES



ALIGERAMIENTOS $B = D_c$ Y $B = D_c$

SECCION TRANSVERSAL: ALIGERAMIENTOS RECTANGULARES



ALIGERAMIENTOS $D_c \times H_c$ Y $D_c \times H_c$

Fig. 3.

PLANTA: DATOS DE DEFINICION

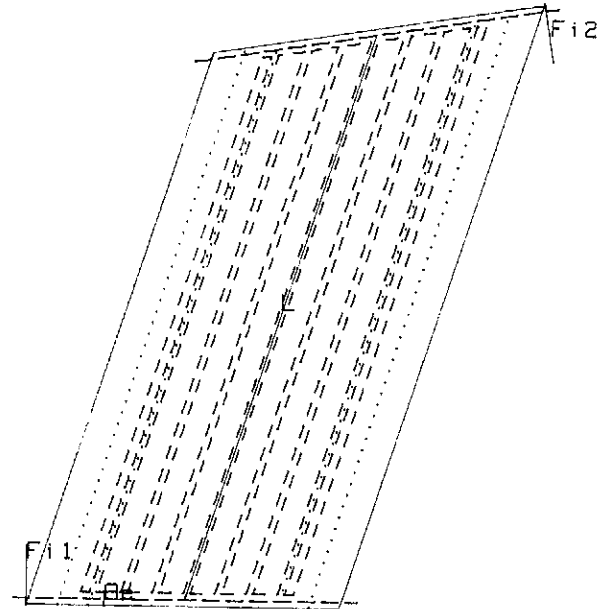


Fig. 4.

Sea $B3$ el menor de los valores $B-2 \cdot (DE + E)$ y $B1$. El número de aligeramientos centrales será la parte entera de dividir $B3$ entre $DC + E$. Si el número de aligeramientos centrales fuese impar, el eje del aligeramiento del centro coincidirá con el eje del puente. En caso de que el número de aligeramientos centrales fuese par, el eje del alma que separa los dos aligeramientos del centro será el que coincida con el eje del puente. Si existen aligeramientos extremos, éstos se situarán separados de los aligeramientos centrales extremos por un alma de ancho E .

El programa no comprueba la distancia de los aligeramientos extremos al contorno exterior de la sección, debiendo ser el usuario quien juzgue si ésta es correcta, a la vista del dibujo acotado. Para modificar la posición en horizontal de los aligeramientos, el usuario puede modificar, básicamente, los datos DC , E o, incluso, las dimensiones $B1$ y $B2$ del contorno exterior de la sección.

El programa calcula y presenta, además, el área de la sección llena, el área de los aligeramientos y la relación de aligeramiento, así como la altura del centro de gravedad de la sección aligerada, la inercia de la sección transversal y su radio de giro.

3. DEFINICION DE LA PLANTA

La planta del puente puede ser trapezoidal, con los bordes libres paralelos. Los datos geométricos que requiere el programa para su definición son (véase fig. 4):

- Longitud del eje medio entre apoyos (L).
- Esviajes de las secciones, dorsal y frontal ($FI1$, $FI2$), expresados en grados centesimales.
- Tipo de macizado en las secciones de apoyo (riostros), que puede consistir en macizar los aligeramientos o en constituir una sección transversal rectangular de dimensiones $B.H$.
- Ancho de la riostra (AE).

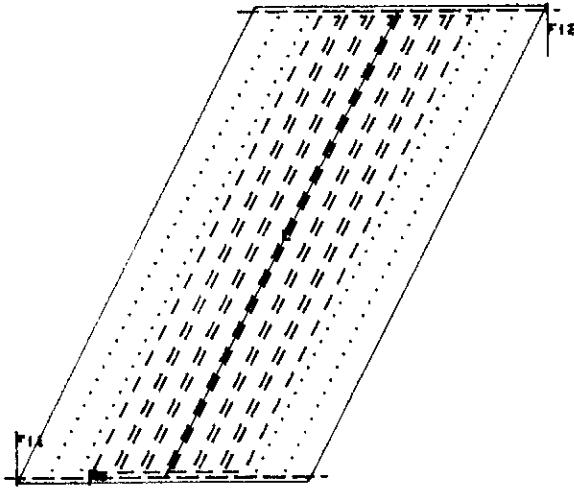
El programa considera que las líneas de apoyos son los ejes de las riostras. Con estos datos dibuja la planta acotada del puente y permite al operador modificar, interactivamente, los datos introducidos. En el dibujo, el perímetro de la planta aparece con línea continua, en tanto que las líneas de apoyos, los contornos de los aligeramientos y las aristas inferiores ocultas se dibujan utilizando líneas de puntos y trazos distintas, según el tipo de elemento representado.

Variando adecuadamente los datos de definición pueden obtenerse plantas rectangulares, romboidales o trapeciales (véase fig. 5).

4. DEFINICION DEL EMPARRILLADO

El programa determina, automáticamente, los datos de un emparrillado plano para el cálculo de esfuerzos y desplazamientos en el tablero. El operador puede modificar el emparrillado propuesto pero, en cualquier caso, los emparrillados que admite el programa deben tener las siguientes características:

PLANTA: ESVIAJES IGUALES



PLANTA: ESVIAJES DIFERENTES

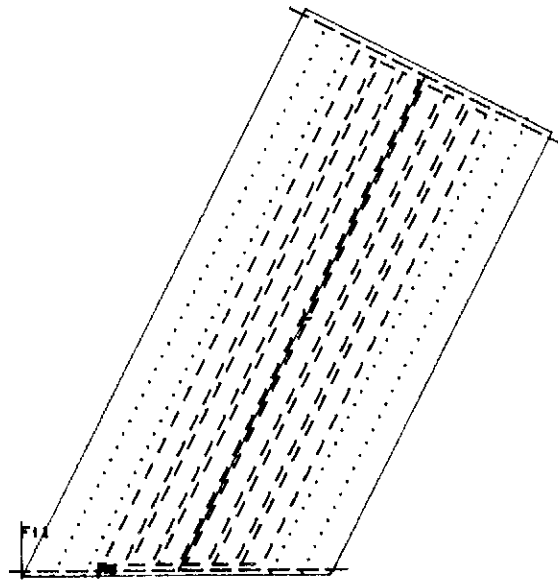


Fig. 5.

– Debe tener un número impar de barras longitudinales, con un mínimo de 3, y deben estar simétricamente situadas respecto del eje medio del tablero.

– Las barras transversales pueden ser perpendiculares a las longitudinales o, en el caso de que coincidan los esviajes dorsal y frontal, paralelas a las líneas de apoyos.

– En el caso de que las barras transversales sean perpendiculares a las longitudinales, si el puente es esviado, en las zonas en las que la sección transversal no es completa, las barras transversales tendrán su origen en las intersecciones de las barras longitudinales con la línea de apoyo correspondiente.

– Si las barras transversales son perpendiculares a las longitudinales en la zona donde la sección transversal es completa, las barras estarán igualmente separadas.

El emparrillado que propone automáticamente el programa tiene las siguientes características:

– Las barras longitudinales extremas se sitúan, con su eje, a una distancia igual a $3.H + B_2$ de los bordes del tablero.

– Si el número de aligeramientos centrales es impar, sitúa una barra longitudinal coincidiendo con el eje de cada uno de los aligeramientos centrales. Si dicho número fuese par, sitúa una barra coincidente con las almas que separan cada pareja de aligeramientos centrales.

– En la zona en la que la sección transversal es completa sitúa las barras transversales de modo

que el número de las mismas sea el mayor número impar, de forma que, las distancias entre ejes de barras, sean inferiores al doble de la separación entre ejes de aligeramientos centrales.

– Las barras transversales son perpendiculares a las longitudinales.

– En la zona en que las barras transversales no son completas, si el esviaje es menor que 40 g, se suprimen líneas alternadas de barras.

– Los nudos del emparrillado resultante se numeran correlativamente siguiendo las barras transversales.

– Considera como apoyos todos los nudos situados sobre la línea de apoyos, coartando su descenso y dejando libre sus dos giros.

Para mostrar estas características se ha tomado el tablero cuya sección transversal y planta se muestran en la fig. 6. En la fig. 7a. se muestra el esquema del emparrillado propuesto por el programa. En la fig. 7b. se muestra el emparrillado generado cuando se pide que las barras transversales sean paralelas a las líneas de apoyo.

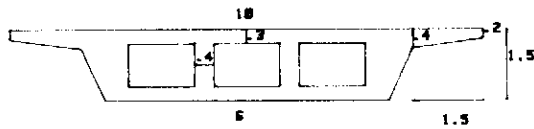
Una vez generado el emparrillado, el programa muestra por pantalla su esquema, permitiendo al operador cambiar:

– El número y posición de las barras longitudinales.

– El número de barras transversales.

– Seleccionar si las barras transversales deben ser perpendiculares a las longitudinales o paralelas a las líneas de apoyos.

SECCION TRANSVERSAL: PRUEBA CON EMPARRILLADOS



ALIGERAMIENTOS=1.4X.9
 RELACION DE ALIGERAMIENTO:7.87/18.05=.65
 ALTURA DEL CENTRO DE GRAVEDAD=.8555
 AREA=7.87 INERCIA=1.843378 RADIO DE GIRO=.51

PLANTA: PRUEBA CON EMPARRILLADOS

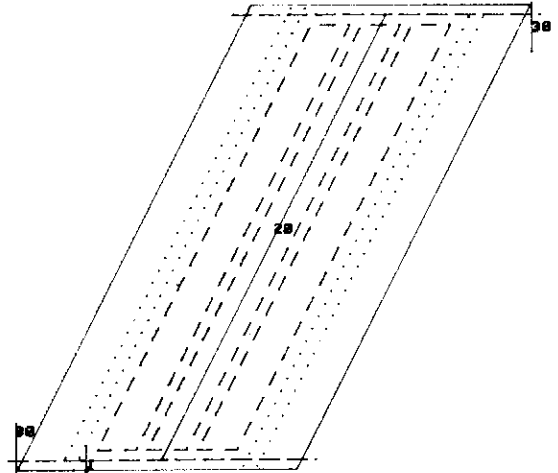


Fig. 6.

EMPARRILLADO: PROPUESTO POR EL PROGRAMA

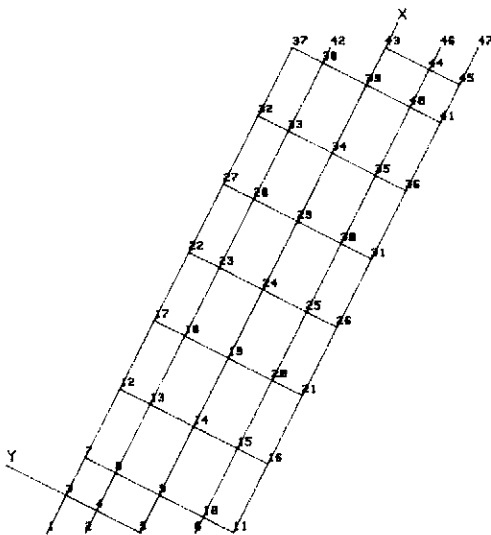


Fig. 7a.

EMPARRILLADO: PARALELAS A LOS APOYOS

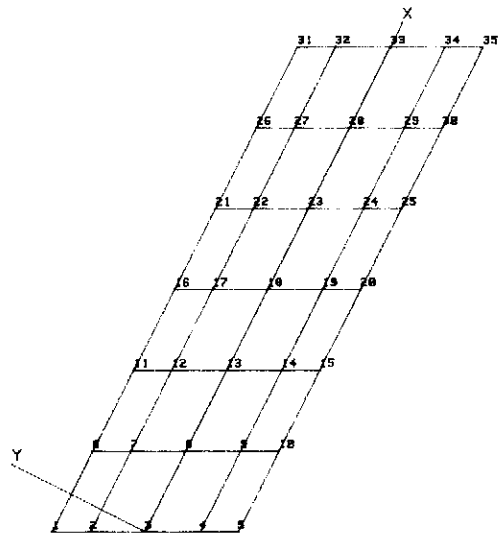


Fig. 7b.

- Eliminar o no las barras transversales incompletas en las zonas dorsal y frontal por líneas alternadas.
- Elegir la numeración de los nudos según barras longitudinales o transversales.
- Modificar la definición de apoyos rígidos o elásticos.

Cuando se desea modificar la posición de las barras longitudinales, el programa presenta las distancias al eje del puente de los ejes de los aligeramientos y una vez fijadas las nuevas posiciones de

los ejes de las barras presenta la sección transversal del puente marcando los ejes de las nuevas barras mediante líneas verticales de trazos, tal como se muestra en la fig. 8, pidiendo conformidad al operador. En la fig. 9 pueden verse los esquemas de dos emparrillados referidos al mismo tablero de la fig. 6 en los que se han introducido diversas modificaciones tales como, no suprimir las barras transversales en líneas alternadas en las zonas triangulares, aumentar el espaciamiento entre las barras transversales centrales y numerar según barras longitudinales (fig. 9a) o poner



POSICION DE LOS EJES DE BARRAS LONGITUDINALES
 RELACION DE ALIGERAMIENTO: $7.07/10.85 = .65$
 ALTURA DEL CENTRO DE GRAVEDAD: .6535
 AREA=7.87 INERCIA=1.042978 RADIO DE GIRO=.51

Fig. 8.

define el número mínimo de tipos de sección, dando para cada una de ellas su momento de inercia y su módulo de torsión. Para calcular estos valores se determina la anchura del área tributaria de cada barra, considerando como tal la distancia entre las líneas medias, entre el eje de la barra considerada y las barras paralelas anterior y posterior o, en el caso de barras extremas, entre dicha línea media y el borde libre. En el caso de barras transversales coincidentes con las riostras se considera exclusivamente la sección de la riostra.

EMPARRILLADO: CON VARIAS MODIFICACIONES

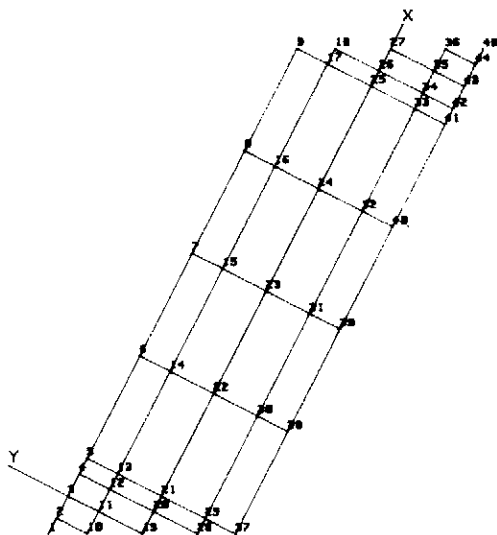


Fig. 9a.

EMPARRILLADO: CON VARIAS MODIFICACIONES

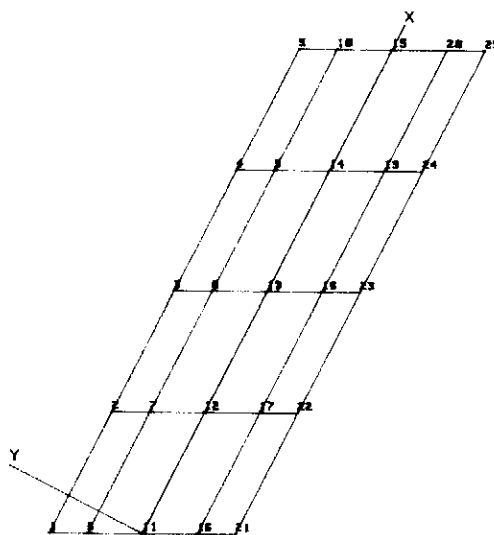


Fig. 9b.

las barras transversales paralelas a los apoyos y más espaciadas, así como numerar según barras longitudinales (fig. 9b).

El programa calcula el número de nudos, el número de barras, las coordenadas de todos los nudos y la descripción topológica y mecánica de las barras. El sistema de referencia elegido tiene como eje X el eje del puente; como origen la intersección de esta línea con la línea de apoyos dorsal, y como eje Y la perpendicular al eje X. La descripción topológica de las barras se da mediante los números de los nudos origen y final y mediante el tipo de sección que le corresponde. Cada tipo de sección tiene unas características mecánicas diferentes que se presentan en una tabla. En la tabla I se muestra el listado de estos datos correspondientes al emparillado de la fig. 7b. La asignación de estas características mecánicas se hace del modo siguiente: Se

Para el cálculo del momento de inercia de las barras longitudinales, y en el caso de que los aligeramientos sean circulares, se sustituyen éstos por rectángulos equivalentes de igual área y momento de inercia respecto del eje horizontal que pasa por el centro de gravedad del aligeramiento. Esta sustitución dará valores exactos cuando la barra incluya un número entero de medios aligeramientos, como es el caso habitual. Para el cálculo del momento de inercia de las barras transversales se determina el momento de inercia de las losas superior e inferior por unidad de anchura (MIT). Se considera como sección de las losas superior e inferior a la que corresponde a un corte por el eje de un aligeramiento central, si bien, en el caso de que los aligeramientos fuesen circulares, se sustituyen éstos por aligeramientos cuadrados de igual área.

El momento de inercia que se asigna a cada ba-

TABLA I
DATOS DEL EMPARRILLADO

NUDOS: 35. BARRAS: 58. APOYOS RIGIDOS: 10. APOYOS ELASTICOS: 0

COORDENADAS DE LOS NUDOS

1	-1.55	3.05	2	-.92	1.80	3	0.00	0.00	4	.92	-1.80
5	1.55	-3.05	6	1.78	3.05	7	2.42	1.80	8	3.33	0.00
9	4.25	-1.80	10	4.89	-3.05	11	5.11	3.05	12	5.75	1.80
13	6.67	0.00	14	7.58	-1.80	15	8.22	-3.05	16	8.45	3.05
17	9.08	1.80	18	10.00	0.00	19	10.92	-1.80	20	11.55	-3.05
21	11.78	3.05	22	12.42	1.80	23	13.33	0.00	24	14.25	-1.80
25	14.89	-3.05	26	15.11	3.05	27	15.75	1.80	28	16.67	0.00
29	17.58	-1.80	30	18.22	-3.05	31	18.45	3.05	32	19.08	1.80
33	20.00	0.00	34	20.92	-1.80	35	21.55	-3.05			

TIPOS DE SECCION: 5

1	.342478	.684956
2	.360598	.721196
3	.437226	.874452
4	.297943	.595886
5	.674721	1.349442

BARRAS

1	6	1	6	11	1	11	16	1	16	21	1	21	26	1
26	31	1	2	7	2	7	12	2	12	17	2	17	22	2
22	27	2	27	32	2	3	8	3	8	13	3	13	18	3
18	23	3	23	28	3	28	33	3	4	9	2	9	14	2
14	19	2	19	24	2	24	29	2	29	34	2	5	10	1
10	15	1	15	20	1	20	25	1	25	30	1	30	35	1
1	2	4	2	3	4	3	4	4	4	5	4	6	7	5
7	8	5	8	9	5	9	10	5	11	12	5	12	13	5
13	14	5	14	15	5	16	17	5	17	18	5	18	19	5
19	20	5	21	22	5	22	23	5	23	24	5	24	25	5
26	27	5	27	28	5	28	29	5	29	30	5	31	32	4
32	33	4	33	34	4	34	35	4						

APOYOS RIGIDOS

1	1	1	0
2	1	1	0
3	1	1	0
4	1	1	0
5	1	1	0
31	1	1	0
32	1	1	0
33	1	1	0
34	1	1	0
35	1	1	0

ra transversal será el producto de su anchura por el valor MIT. A las barras que representan líneas de apoyo se les asigna el momento de inercia correspondiente a una sección rectangular de altura H y anchura AE. Los módulos de torsión de cada sección se hacen igual al doble del momento de inercia correspondiente.

5. ORGANIZACION DEL PROGRAMA

El programa está organizado en una serie de menús, uno de los cuales se considera como menú principal que da paso a distintos menús secundarios, a la salida de cada uno de los cuales se devuelve el control al principal.

Las opciones que ofrece el menú principal son:

- 0.- Identificación del puente.
- 1.- Definición y dibujo del tablero.
 - 2.- Definición y dibujo del emparrillado.
- 3.- Definición de las hipótesis de carga y sus combinaciones.
- 4.- Cálculo de esfuerzos y desplazamientos.
- 5.- Armado del tablero.
- 6.- Dibujo de perspectivas del tablero.

En el presente trabajo sólo se hace referencia a las opciones 0 a 2 del menú principal. Cuando se elige la opción de definición y dibujo del tablero, se ofrecen las siguientes alternativas:

- 1.1.- Modificación de los datos de la planta.
- 1.2.- Modificación de los datos de la sección transversal.
- 1.3.- Dibujo de la planta acotada.
- 1.4.- Dibujo de la sección transversal acotada.
- 1.5.- Almacenamiento de los datos del tablero en un archivo de disco.
- 1.6.- Retorno al menú principal.

Cuando se elige la opción definición y dibujo del emparrillado del menú principal, se presentan las siguientes alternativas:

- 2.1.- Modificación de la definición del emparrillado.
- 2.2.- Modificación de las características de las barras.
- 2.3.- Definición de los apoyos rígidos.
- 2.4.- Definición de los apoyos elásticos.
- 2.5.- Listado de los datos.
- 2.6.- Dibujo del emparrillado.
- 2.7.- Retorno al menú principal.

Al iniciar la ejecución del programa se pedirá la

identificación del puente y el nombre del archivo de datos que contiene la descripción del tablero. En caso de que no exista dicho archivo, el programa pedirá los datos geométricos de definición en planta y sección transversal del tablero, permitiendo validar o modificar dichos datos y pasará directamente a la opción de definición y dibujo del tablero.

RESUMEN

Se presenta un programa para el diseño automático de tableros de puentes losa, con la siguiente tipología:

- En planta debe ser recto, de un solo vano, y puede tener esviajes distintos en sus extremos.
- El contorno de la sección transversal puede ser trapecial con dos alas adicionales de canto variable.
- La sección transversal puede ser maciza o aligerada y los aligeramientos pueden ser circulares o rectangulares. Pueden considerarse también dos aligeramientos extremos de dimensiones menores que los centrales.
- Las riostras de apoyo pueden definirse, bien relleno los aligeramientos o construyendo una sección rectangular llena, pudiendo fijarse su ancho.

El puente se define por el mínimo número de datos geométricos, con los cuales el programa sitúa automáticamente los aligeramientos y dibuja la planta y la sección transversal. Los datos pueden ser modificados de modo interactivo hasta ajustarlos a satisfacción del operador.

El programa dibuja y acota la planta y la sección transversal. En la sección transversal se presentan además datos adicionales tales como la relación de aligeramiento, la profundidad del centro de gravedad de la sección, así como el área, el momento de inercia y el radio de giro de la sección transversal completa.

El programa determina automáticamente un emparrillado para el cálculo de deformaciones y esfuerzos, cuyas características pueden ser posteriormente modificadas a criterio del operador.

Con estos datos el programa calcula las coordenadas de los nudos y la descripción topológica y mecánica de las barras y permite la definición de las condiciones de apoyo.

SUMMARY

A program is presented for the automatic design of slab bridge decks. The bridges must meet the following conditions:

— The plant may be trapezoidal with parallel free borders and constant cross-section (width and height).

— The profile of the cross-section may be trapezoidal with two additional wings of variable height. Simpler forms such as trapezoidal with two vertical borders or rectangular are particular cases of the general shape.

— The cross-section may be either solid or hollow, the hollow being either circular or rectangular. Two end hollows smaller than the central ones may also be considered.

— The support lines may be made solid either by filling the hollows or by building a rectangular cross-section; the length of this solid zone may also be chosen.

The bridge is defined by means of a minimum number of geometrical data with which the program automatically places the hollows and draws the plant and the cross-section. Data can be interactively changed in order to obtain a satisfactory configuration.

The program draws and marks the plant and the cross-section. In the plant the support lines,

the hollows, and the hidden edges of the bridge are drawn using different types of dotted lines and dashes. Some additional values such as the hollow ratio and the depth of the centre of gravity are displayed together with the cross-section.

The program automatically defines a grid for the calculation of deflections and load effects. The characteristics of this grid may be subsequently changed by the operator.

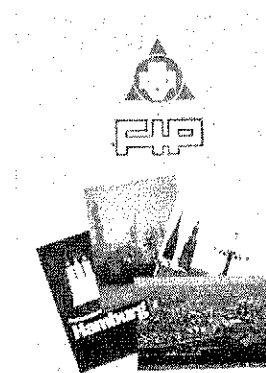
The program computes the coordinates of the nodes and the topological and mechanical description of the members and allows the definition of the support conditions.

Then the load cases and their combinations may be defined, including self-weight, dead load, uniformly distributed load, concentrated loads of the vehicle in accordance with the Spanish regulations for road bridges, and the prestressing loads. With these data the deflections and load effects are evaluated.

With the results obtained the program may calculate the reinforcement which can be displayed graphically and numerically. Some examples are also presented.

* * *

XI Congreso Internacional de la F.I.P.



XI. FIP Congress
June 3-7, 1990

HAMBURG
Federal Republic of Germany

Durante los días 3-7 de junio de 1990, la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.), va a celebrar, en el Centro de Congresos de Hamburgo (R.F.A.), su XI Congreso Internacional con la colaboración de la Asociación Alemana del Hormigón.

El programa de este Congreso incluye diversas Sesiones Técnicas, proyección de documentales, "Poster Sessions", exposición de materiales y equipos utilizados en la técnica del pretensado y visitas a obras.

Se han programado también varios Actos Sociales, excursiones y visitas para los acompañantes, una regata de canoas de hormigón y diferentes viajes post-Congreso.

Los idiomas oficiales del Congreso serán inglés,

francés, alemán y ruso. En las Sesiones principales habrá traducción simultánea en estos cuatro idiomas.

La ciudad de Hamburgo está situada a las orillas del Elba, al noroeste de Alemania y cuenta en la actualidad con una población de 1,6 millones de habitantes, aproximadamente. Posee uno de los más importantes puertos del norte de Europa, numerosas industrias y una gran actividad comercial. Goza de un clima templado por la influencia de la corriente del golfo. Durante el mes de junio, la temperatura media es de 17°C.

Los interesados en participar en este Congreso deberán ponerse en contacto, a la mayor brevedad posible, con la Secretaría encargada de la organización la cual les facilitará toda la información complementaria que necesiten y la invitación final en la que se incluyen los impresos de inscripción y reserva de hoteles.

La exposición se instalará en el mismo Centro de Congresos de Hamburgo, en locales adyacentes a las Salas de Sesiones. Los que deseen tomar parte en la Exposición deberán también contactar con la Secretaría del Congreso cuya dirección es:

Hamburg Messe und Congress GmbH
"FIP 1990"
Jungiusstrasse 13, D-2000 Hamburg 36
Telefon: 40-35 692 24 4
Telex: 2 12 609

Premio Internacional Puente de Alcántara

Convocado por la Fundación San Benito de Alcántara

BASES DEL CONCURSO

La Fundación San Benito de Alcántara convoca el Premio Internacional Puente de Alcántara, que se otorgará de acuerdo con las siguientes bases:

- 1.º A este Premio podrán optar las obras Públicas (construcción o conjunto de construcciones de Ingeniería Civil) finalizadas o que se vayan a finalizar en los años 1987 y 1988 en España, Portugal y países iberoamericanos.
- 2.º El Puente de Alcántara, símbolo universal de la importancia cultural y tecnológica de las obras públicas de todos los tiempos, se considerará paradigma representativo de las características ideales de las obras a las que va dirigido este Premio que lleva su nombre. El Jurado estimará, por tanto, de forma fundamental, la importancia cultural, tecnológica, estética, funcional y social de las obras que se presenten al concurso, así como la calidad técnica y estética de los proyectos y la perfección alcanzada en la ejecución de los mismos.
- 3.º El Premio se otorgará conjuntamente a los promotores, proyectistas y constructores de la obra pública elegida. Estos tres destinatarios del Premio recibirán una idéntica distinción.
- 4.º Podrán tomar la iniciativa para concursar a este Premio los promotores, proyectistas o constructores de las obras públicas, así como las Instituciones relacionadas con la Ingeniería Civil, en España, Portugal y países iberoamericanos.
- 5.º Los candidatos al Premio deberán enviar sus propuestas a la sede de la Fundación San Benito de Alcántara en Madrid, calle Serrano, nº 27, antes del día 16 de octubre de 1988, a las 12,00 horas.
- 6.º Las obras propuestas deberán ir acompañadas de la siguiente documentación:
 - Motivación de la propuesta.
 - Ficha en la que consten todos los datos de la obra y autores (promotor, proyectista y constructor).
 - Material y documentación suficiente (planos, fotografías, etc.) para la más completa valoración de la obra por parte del Jurado.
- 7.º El Jurado estará compuesto por representantes eminentes del mundo de la cultura y de la técnica, de España, Portugal y de los países iberoamericanos.
- 8.º El Jurado actuará colegiadamente y tomará sus acuerdos por mayoría de votos. En caso de empate en la segunda vuelta, el Presidente lo dirimirá mediante su voto de calidad.
- 9.º Corresponde al Jurado la interpretación de las presentes bases y la resolución de cuantas cuestiones puedan presentarse en la adjudicación del Premio.
- 10.º Las decisiones del Jurado serán inapelables.
- 11.º A todas las obras presentadas al Concurso se les otorgará un Diploma, y a la que resulte ganadora, un Premio consistente en un distintivo. De acuerdo con lo establecido en el punto tercero de estas Bases, el Premio será idéntico para los promotores, proyectistas y constructores de la obra elegida. El Premio no podrá declararse desierto ni concederse ex aequo.
- 12.º La obra ganadora podrá exhibir una placa, cuyo diseño normalizado será propuesto por la Fundación, en la que se mencionará el Premio y el año de concesión.
- 13.º Según las características de la obra premiada, la Fundación estimará la conveniencia de realizar una publicación sobre dicha obra.
- 14.º El Premio se entregará en un acto solemne, en el mes de enero de 1989, en el monasterio-convento de San Benito, en la villa de Alcántara (Cáceres, España), sede de la Fundación.

Estado actual del cálculo de soportes y pórticos de hormigón armado

José Pedro Gutiérrez
 Alfonso Recuero
 Olga Ríó
 Dres. Ingenieros de Caminos
 Alfonso del Ríó
 Dr. Arquitecto
 Instituto Eduardo Torroja de la Construcción
 y del Cemento. Madrid.

1. INTRODUCCION

En la Instrucción española EII-82, los pórticos de hormigón armado de edificación quedan divididos en dos categorías, atendiendo a su traslacionalidad o intraslacionalidad.

El criterio de intraslacionalidad propuesto por el Código Modelo está recogido en la Norma Española, la cual añadió unas recomendaciones prácticas adicionales que, bajo ciertas condiciones, permiten calcular y comprobar pórticos traslacionales con métodos simplificados análogos a los utilizados para pórticos intraslacionales, sin necesidad de realizar un cálculo mediante un método general no lineal.

Los criterios recogidos en la EH-82 restringen la posibilidad de aplicar la teoría de primer orden, a pórticos con un máximo de 15 plantas, y que además cumplan la condición de que el desplazamiento en cabeza, bajo cargas horizontales características, no supere $1/750$ de su altura total. Para pórticos de mayor altura o flexibilidad es preciso acudir a un cálculo no lineal riguroso.

En lo que se refiere a la comprobación a pandeo de soportes aislados o pertenecientes a pórticos intraslacionales, la EH-82 permite no comprobar a pandeo los pilares con esbeltez mecánica inferior a 35 y aplicar para aquellos cuya esbeltez esté comprendida entre 35 y 100 un método aproximado; para los restantes casos es necesario aplicar el método general. La Instrucción no contempla soportes con esbelteces superiores a 200.

Para pórticos traslacionales cuya flecha en cabe-

za no supere $1/750$ de la altura total ni tengan más de 15 plantas, la EH-82 permite realizar la comprobación de soportes con esbelteces menores que 100, mediante un método aproximado paralelo al que se sigue en la comprobación de pórticos intraslacionales.

De forma esquemática, el organigrama de la figura 1 recoge todo el proceso de comprobación de pórticos establecido por la normativa. En las tablas 1a y 1b se recogen las diversas propuestas de límites de esbeltez, y las fórmulas aproximadas para el cálculo de soportes esbeltos.

Esta situación aconseja la búsqueda de métodos alternativos al análisis no lineal riguroso que, a ser posible, utilicen herramientas de uso generalizado, tal como pueden considerarse actualmente los programas para el análisis matricial de estructuras de barras en régimen elástico y lineal. Es evidente que estos métodos no podrán reflejar en detalle todas las circunstancias del análisis no lineal, pero es de esperar que puedan proporcionar resultados dentro de un orden de precisión que se considera aceptable.

2. ANALISIS NO LINEAL DE PORTICOS PLANOS

El método de análisis empleado en este trabajo tiene en cuenta, tanto la no linealidad geométrica, asociada a los efectos de segundo orden, como la no linealidad mecánica, asociada al comportamiento real de los materiales.

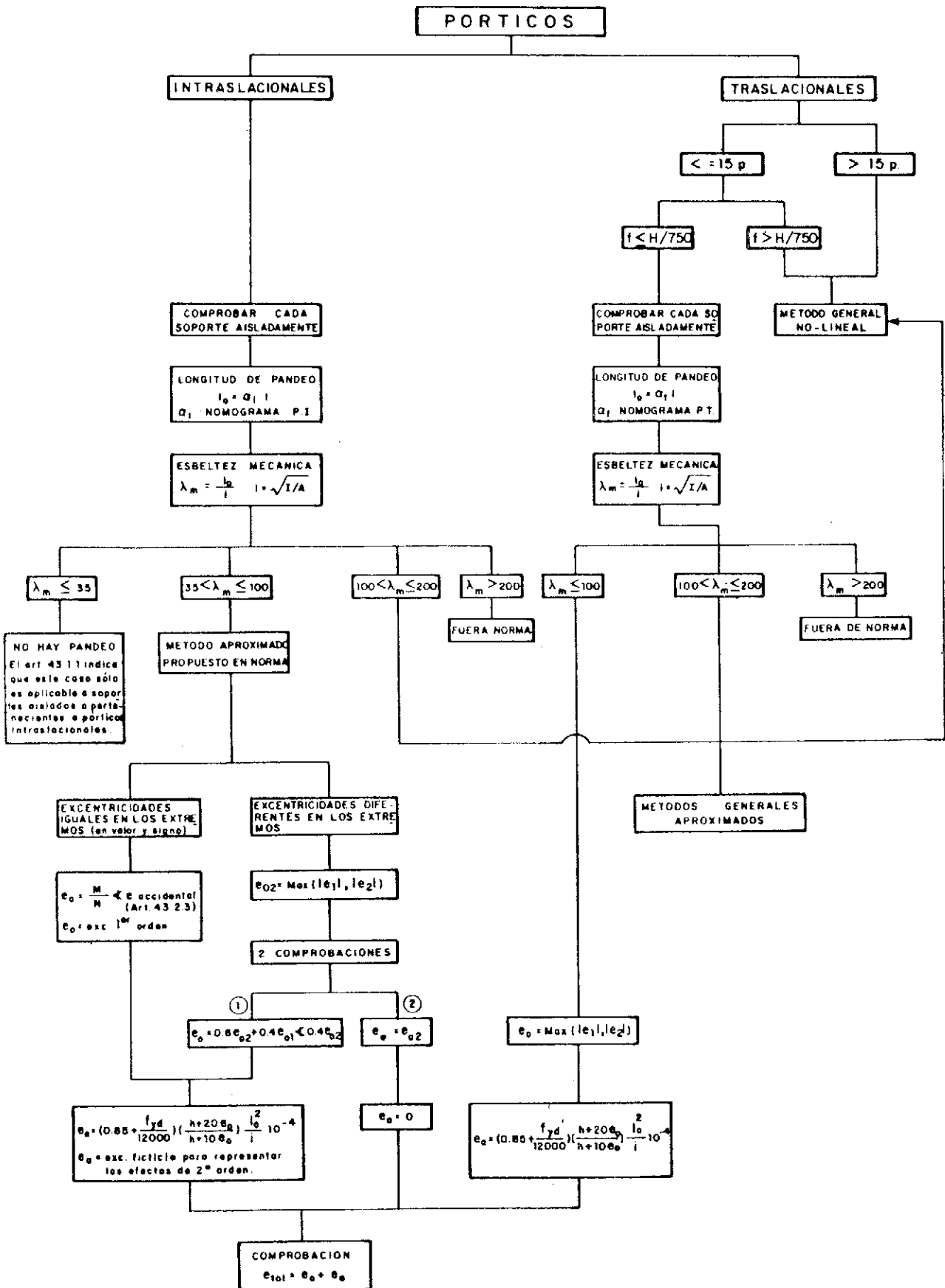


Fig. 1.

TABLA 1a
Límites de esbeltez

Propuesta	L. E. I.	L. E. S.
EH-82	$\lambda_m = 35$	$\lambda_m = 100$
MC-78	$\lambda_m = 25$	$\lambda_m = 140$
ACI-83	$\lambda_m = 22$ $\lambda_m = 34 - 12 (M_1/M_2)$	$\lambda_m = 100$
CP110-72	$\lambda_g = 12$	—
DIN1045/78	$\lambda_{\rho_i} = 20$, $\eta = 3,5$ $\lambda_{\rho_i} = 70 + 20 (\eta - 3,5)$ $3,5 \leq \eta \leq 10$ $\lambda_{\rho_i} = 45 - 25 (M_1/M_2)$	$\lambda = 200$
BAEL-80	$\lambda_{\rho_i} = 50$, $\lambda_{\rho_i} = 67 \eta \triangleright 100$	—
FOURE	$\lambda_{\rho_i} = 50$, $\lambda_{\rho_i} = 67 \eta \triangleright 100$ $\lambda_{\rho_i} = 50$, $\lambda_{\rho_i} = 19,4/\sqrt{\nu} \triangleright 100$	— —
CAUVIN	$\lambda^* = \lambda_m \left(\frac{\nu^{0,6}}{1 + 15 \rho} \right) \left(\frac{f_{cd}}{17,5} \right)^{0,5} = 15$	$\lambda^* = 45$
MENEGOTTO	$\lambda^* = \lambda_m \sqrt{\nu} = 20$	$\lambda^* = 70$

El procedimiento es una sucesión de cálculos en primer orden, análisis lineal, que por medio de un proceso iterativo va aproximando el comportamiento no lineal de la estructura. El proceso puede esquematizarse de la siguiente forma:

El primer paso consiste en un análisis lineal de primer orden, en donde se obtienen los desplazamientos iniciales de los nudos de la estructura, considerando como características mecánicas resistentes de las piezas las correspondientes a las secciones brutas de hormigón. Se llamará D1 a estos desplazamientos y Cg0 a la configuración geométrica inicial de la estructura.

Los desplazamientos de primer orden, D1, son el punto de partida para el ciclo iterativo del cambio de geometría, que consta de los siguientes pasos:

1. Conocidos los esfuerzos (N, M) del cálculo anterior se obtienen las deformaciones en cada sección, calculadas de forma lineal. Mediante un análisis no lineal de secciones (análisis de sección directa) se determinan las solicitaciones N' y M' que corresponderían a estas deformaciones y, en consecuencia, las nuevas rigideces de las secciones, representativas de las rigideces de las piezas (EA)1, (EI)1.

2. Se obtiene la nueva configuración geométrica de la estructura, es decir la configuración deformada. Para ello, se suman a la configuración inicial los desplazamientos de los nudos calculados anteriormente

$$Cg1 = Cg0 + D1$$

Con la geometría de la estructura corregida y con las rigideces actuales de las piezas, se inicia un nuevo cálculo.

Se obtienen así los nuevos desplazamientos, D2, las nuevas rigideces de las piezas, (EA)2, (EI)2, y la nueva geometría, Cg2 = Cg0 + D2.

El proceso se repite hasta que en dos iteraciones sucesivas i-1, i, las configuraciones Cgi-1 y Cgi difieran menos que un valor prefijado. Se considera que en esta situación la estructura ha alcanzado su configuración de equilibrio. Por el contrario, se detecta una situación de inestabilidad cuando los desplazamientos empiezan a crecer rápidamente.

La compatibilidad de deformaciones queda asegurada por el análisis que se realiza a nivel de sección en cada iteración.

TABLA 1b

Norma	Fórmula aproximada	Esfuerzos	
EH-82	$e_a = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{12000}\right) \frac{h + 20 e_0}{h + 10 e_0} \frac{\rho_p^2}{i} 10^{-4}$	$N_c = N$ $M_c = N (e_0 + e_a)$	exc. o mom. complement.
CM-78	$M' = N (\rho_p^2 / 10) \cdot \ell / r$ $\ell / r = (0,0035 + f_y / E_s) / h \quad \nu \leq 0,5$ $\ell / r = (0,0035 + f_y / E_s) / h 2\nu \quad \nu > 0,5$	$N_c = N$ $M_c = M + M'$	
CP110	$M' = \frac{N h}{1750} (\lambda_g)^2 (1 - 0,0035 \lambda_g)$	$N_c = N$ $M_c = M + M'$	
DIN-1045 (78)	$\eta' = [(\lambda - 20) / 100] \sqrt{0,10 + \eta} \quad [0, 0,30]$ $\eta' [(\lambda - 20) / 160] \quad [0,30; 2,5]$ $\eta' = [(\lambda - 20) / 160] (3,5 - \eta) \quad [2,5; 3,5]$	$N_c = N$ $M_c = N (e + e')$	
ACI-318 (83)	$\delta = C_m / 1 - (N / \phi \cdot N_{cr}) \leq 1$	$N_c = N$ $M_c = M \cdot \delta$	magn. mom.
BAEL-80	$\gamma = 1 + 0,20 (\lambda / 35)^2 \quad \eta \leq 0,75$ $\gamma = 1 + 0,15 (\lambda / 35)^2 (1 / \eta) \geq 1,4 \quad \eta > 0,75$	$N_c = \gamma N$ $M_c = \gamma M$	magnif. esfuerzos
CORRES (86)	$\eta_a^* = (\eta_0 + \beta \beta_{1a}) / (1 - \beta \beta_{2a})$ $\eta_i^* = 0,021 + 1,035 [(\eta_0 + \beta \beta_{1i}) / (1 - \beta \beta_{2i})]$ $\eta^* = \min(\eta_i^*, \eta_a^*) ; \beta_1 = f(\nu) \quad \beta = f(\lambda)$	$\nu_c = \nu$ $\mu_c = \nu \eta^*$	
RIO-86	$\gamma_R = 1,1 + (\lambda_g - \lambda_e)^{1,8} / 200 \quad \lambda_g > \lambda_e$ $\gamma_R = 1,1 \quad \lambda_g \leq \lambda_e$	$\nu_c = \nu \gamma_R$ $\mu_c = \mu \gamma_R$	

En cada iteración se genera de nuevo la matriz de rigidez de la estructura, puesto que las características de las barras van evolucionando a lo largo del proceso.

La estructura analizada está formada por un conjunto de piezas lineales (barras), de sección constante, interconectadas entre sí en los nudos. Cada barra se divide en n segmentos iguales, adoptando en nuestro caso n igual a 10.

En el análisis de secciones se ha utilizado, para el hormigón, el diagrama $\sigma_c - \epsilon_c$ recomendado en el artículo 43.2.2 de la instrucción EH-82, y que coincide con el propuesto por el C.E.B. en el Código Modelo, figura 2.

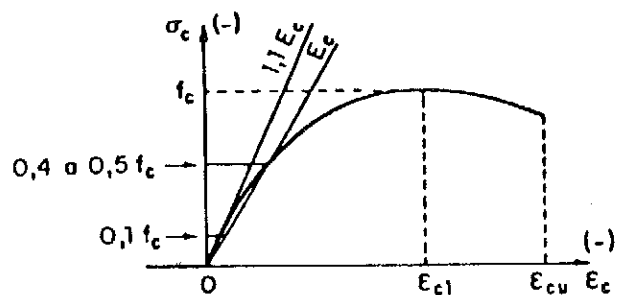


Fig. 2. Diagrama Tensión - Deformación del hormigón.

Para el acero pueden considerarse dos tipos de diagramas, el que representa a los aceros de dureza natural o el que caracteriza a los aceros estirados en frío, figura 3, si bien en los ensayos numéricos realizados se ha empleado exclusivamente el correspondiente a aceros de dureza natural, dado que son estos aceros los más utilizados en la actualidad.

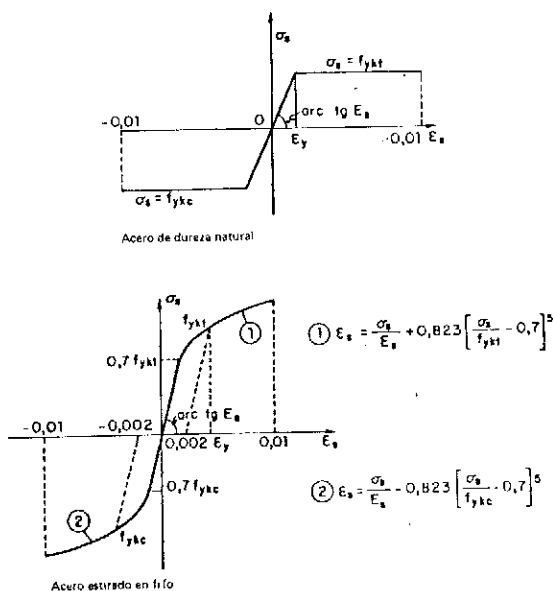


Fig. 3. Diagrama Tensión - Deformación para los aceros.

La convergencia se establece en desplazamientos. La inestabilidad de la estructura se detecta cuando a partir de una iteración determinada se observa que los desplazamientos crecen rápidamente en lugar de estabilizarse.

El análisis no lineal descrito, se ha particularizado para pórticos regulares simétricos, y ha sido implantado en un programa de ordenador que incorpora las siguientes características:

- Generación automática, a partir de una definición simplificada del pórtico.
- Dimensionamiento de secciones. (Armado de piezas).
- Análisis no lineal de la estructura.

La generación automática permite calcular los datos geométricos topológicos, mecánicos y de cargas, a partir de una descripción simplificada, con un número reducido de datos de entrada.

En el dimensionamiento y armado de piezas se ha hecho uso de criterios sencillos y fórmulas aproximadas de rápida implantación, con el objeto de hacer operativo el estudio numérico que se recoge en el apartado 3.

3. ENSAYOS NUMERICOS

Los ensayos numéricos con pórticos de hormigón armado se han realizado aplicando el método de análisis esbozado en el apartado anterior. La gama de pórticos investigada se limita a la comprendida entre 10 y 25 plantas.

A partir de los resultados numéricos se ha ajustado, por mínimos cuadrados, una ecuación que permite obtener la relación f_2/f_1 , entre la flecha no lineal de segundo orden y la flecha lineal de primer orden. Basado en esta fórmula, se propone un método de análisis para determinar las solicitaciones en un pórtico de hormigón armado.

Se define el índice de flecha de un pórtico como la relación entre la flecha lateral en cabeza y la altura total del pórtico ($i = f/H$). Generalmente, se expresa en forma de fracción, es decir: 1/500, 1/750, 1/1000, etc...

Se denomina flecha de primer orden de un pórtico, a la flecha en cabeza que resulta de un análisis lineal de primer orden, (f_1).

Se denomina flecha de segundo orden de un pórtico, a la flecha total en cabeza que resulta de un análisis no lineal de segundo orden como el descrito en el apartado 2, (f_2).

Se define como esbeltez de un pórtico la relación H/B , siendo B la anchura del pórtico y H la altura.

Se define como momento de vuelco de primer orden, al momento total de vuelco producido por las fuerzas horizontales en la base del pórtico.

Se define como momento de vuelco de segundo orden, al momento de vuelco de primer orden más el momento adicional producido por las cargas verticales, al desplazarse lateralmente el pórtico en el valor dado por un análisis no lineal. A este último sumando se le denomina momento complementario de vuelco debido al efecto $P - \Delta$.

Se define como axil reducido global de un pórtico, a la relación entre la suma de todas las cargas verticales actuantes y la suma del producto $fcd \cdot x \cdot b \cdot h$ de todos los soportes de la planta baja:

$$\nu_p = \Sigma Qv / \Sigma fcd \cdot b \cdot h$$

siendo fcd la resistencia de cálculo del hormigón, y b y h las dimensiones de la sección de los soportes.

Se define como momento reducido global de un pórtico a la siguiente relación:

$$\mu_p = Mv / M_T$$

siendo:

M_v = el momento de vuelco producido por las cargas horizontales.

$$M_r = \sum (f_{cd} \cdot b \cdot h^2) + \sum (f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot X_g)$$

donde f_{cd} , b , h , tienen el mismo significado indicado en el párrafo anterior, y X_g es la distancia de cada pilar al centro de gravedad de la base del pórtico, que se obtiene considerando las áreas $b \times h$ de los pilares de la planta baja.

Por último, r representa la relación entre el ancho y el canto de una viga.

Se han ensayado numéricamente 350 pórticos de hormigón armado. Con las relaciones flecha no lineal en segundo orden, f_2 , a flecha lineal en primer orden, f_1 , obtenidas, se ha realizado un ajuste de la ecuación:

$$(f_2/f_1) = K (H/B)^{C_1} (1/i)^{C_2} (r)^{C_3} (\mu_p)^{C_4} (\nu_p)^{C_5} \quad [1]$$

donde K , C_1 , C_2 , C_3 , C_4 , C_5 son los coeficientes determinados en el ajuste, y H/B , $1/i$, r , μ_p , ν_p tienen el significado dado anteriormente.

Los valores de dichos coeficientes, redondeados a dos cifras decimales, son los siguientes:

$$K = 0,28; C_1 = -0,05; C_2 = 0,38; \\ C_3 = 0,20; C_4 = 0,25; C_5 = 0,02$$

Para el conjunto de los pórticos ensayados numéricamente, los errores máximos que se producen aplicando la fórmula [1] no superan el 10 por 100.

La fórmula [1] es válida para las siguientes relaciones:

Relación H/B comprendida entre	1,0 y 7,5.
Relación r (ancho/canto vigas)	0,5 y 4,0.
Axil reducido del pórtico	0,1 y 1,0.
Momento reducido del pórtico	0,01 y 0,35.

Además, la relación f_2/f_1 se limita inferiormente a 1,3.

4. METODO APROXIMADO PARA EL CALCULO DE ESFUERZOS EN TEORIA NO LINEAL DE SEGUNDO ORDEN DE PORTICOS DE HORMIGON ARMADO

El método que se propone consiste en realizar, sobre un pórtico de hormigón armado, dos análisis lineales de primer orden. Uno con la geometría inicial, es decir sin deformar, y otro con la geometría deformada, estimada aplicando una semejanza de relación f_2/f_1 a la deformada obtenida en el primer análisis. La relación f_2/f_1 se determina aplicando la fórmula propuesta en el apartado 3.

De este modo, las ecuaciones de equilibrio del segundo análisis se establecen sobre una geometría

que se supone corresponde a la deformada final, en la que ya se han considerado los efectos no lineales y de segundo orden, por lo cual los esfuerzos estarán más correctamente calculados.

La aplicación del método propuesto requiere los siguientes pasos para determinar los esfuerzos en las piezas de un pórtico de hormigón armado:

1. Se realiza un análisis lineal de primer orden para las cargas de cálculo. Se determinan los desplazamientos laterales de los nudos (de forma suficientemente aproximada, se puede considerar un único desplazamiento lateral por planta). Es conveniente, dado que se están analizando pórticos esbeltos, que el análisis considere la deformación por axil de los pilares.

2. Se determina la relación f_2/f_1 , mediante la fórmula [1] propuesta en el apartado 3.

3. A partir de la deformada de primer orden y de la relación f_2/f_1 , se obtiene la deformada no lineal de segundo orden, estimada de la forma:

$$f_2^j = f_1^j (f_2/f_1) \\ j = 1, 2, \dots, n, \text{ índice de planta} \\ n = \text{número de plantas.}$$

4. El último paso consiste en realizar un nuevo análisis lineal de primer orden, en la geometría deformada estimada en el paso 3. Si X representa las coordenadas horizontales de los nudos de una planta, las nuevas coordenadas que se deben considerar se obtienen mediante la expresión:

$$X_2^j = X_1^j + f_1^j (f_2/f_1) \\ j = 1, 2, \dots, n$$

La comparación de la deformada obtenida con el método no lineal y la deformada estimada con el método aproximado, demuestra, en general, un ajuste adecuado, con diferencias no mayores del 6 por 100.

La comparación de esfuerzos revela resultados más dispersos. No obstante, la comparación debe hacerse en el sentido de comprobar si los resultados proporcionados por el método aproximado quedan del lado de la seguridad, o por el contrario del lado de la inseguridad.

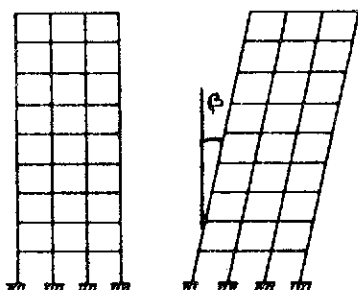
En la comparación del análisis lineal con el análisis no lineal, no es fácil dar unos porcentajes concluyentes que midan las diferencias máximas de momentos entre uno y otro procedimiento. Sólo pueden darse aproximaciones que cubran la mayoría de los casos. Se ha observado que, en general, en todos los ensayos numéricos realizados, la variación que puede esperarse en los momentos finales de cálculo respecto a un análisis de primer orden, está comprendida entre 2 y 2,5 veces el porcentaje de incremento del momento de vuelco.

Por ejemplo, si el momento complementario de vuelco es de 8,5 por 100, cabe esperar incrementos máximos comprendidos entre el 17 por 100 y el 21 por 100 del momento de primer orden. A partir de la fórmula [1] se obtiene una aproximación de la deformada no lineal, que permite calcular el incremento del momento de vuelco producido por el desplazamiento de la carga vertical, y obtener una referencia de los porcentajes anteriores.

El dimensionamiento y la comprobación de elementos de un pórtico de hormigón armado de edificación se hará en base a las excentricidades obtenidas a partir de las sollicitaciones proporcionadas por el método propuesto anteriormente, más las excentricidades de fluencia y las debidas a las imperfecciones geométricas, determinadas, por ejemplo, siguiendo las directrices del Código Modelo CEB-FIP 1978.

La propuesta se esquematiza en los siguientes pasos:

1. A la geometría de la estructura (X_{op} , Y_{op}) se suma una inclinación de conjunto, β , respecto a la vertical, de valor: $\tan(\beta) = 1/200$. Esta inclinación representa las posibles imperfecciones geométricas debidas a la construcción. Se obtiene de esta forma la geometría (X_{oc} , Y_{oc}).



$$X_{oc} = X_{op} + X_a$$

$$Y_{op} = Y_{oc} = Y$$

$X_a = Y \tan(\beta) = Y/200$, es la inclinación involuntaria debida a las imperfecciones geométricas.

(X_{op} , Y_{op}) geometría inicial teórica.

(X_{oc} , Y_{oc}) geometría inicial con inclinación.

2. En la geometría (X_{oc} , Y_{oc}) se aplica el método descrito anteriormente. Los esfuerzos así determinados serán los finales que se toman como base para el dimensionamiento o comprobación de las piezas, lo que se realizará de acuerdo con el paso 3 que figura a continuación.

3. La comprobación de soportes se hará calculando una excentricidad total suma de dos excentricidades:

$$e_{tot} = e_2 + e_f$$

siendo:

e_2 = excentricidad obtenida a partir de las sollicitaciones calculadas en el paso 2, tomando la máxima de los extremos del soporte.

e_f = excentricidad de fluencia.

La excentricidad adicional de fluencia, e_f , se calcula aplicando la fórmula propuesta por el Código Modelo.

La comprobación de acuerdo con el paso 3 lleva incorporada los siguientes efectos:

-- A través de e_2 , los esfuerzos finales que incluyen los llamados esfuerzos de segundo orden producidos por las acciones verticales sobre:

- la inclinación involuntaria debida a las imperfecciones geométricas de construcción,
- los desplazamientos producidos por las acciones horizontales, evaluados por el método propuesto en este trabajo.

-- A través de e_f , la variación de esfuerzos producidos por la carga permanente debida a las deformaciones de fluencia, incluyendo el efecto de la excentricidad involuntaria en la evaluación de estas deformaciones.

Este método permite realizar el cálculo de esfuerzos en pórticos traslacionales de una forma bastante ajustada al comportamiento real de los mismos. Permite al proyectista seguir conceptualmente el proceso de cálculo, conservando una visión física del mismo. También, la comprobación individual de soportes está de acuerdo con las recomendaciones del Código Modelo, las cuales están recogidas en varias normas nacionales y supranacionales europeas.

5. METODO APROXIMADO PARA EL CALCULO DE SOPORTES ESBELTOS

Si la esbeltez geométrica λ de un soporte supera a la esbeltez equivalente, es preciso tener en cuenta, en el dimensionamiento, los efectos de segundo orden. Para esbelteces moderadas, es decir, hasta el límite de esbeltez superior, el cálculo del soporte esbelto podrá hacerse estimando los efectos de segundo orden mediante algún método aproximado, mientras que para esbelteces elevadas será preciso recurrir a un cálculo riguroso en teoría de segundo orden.

El límite de esbeltez superior dependerá por tanto de cuál sea el método aproximado que se utilice y del valor máximo que se admita para el error ϵ_v , dado por:

$$\epsilon_v = \frac{\nu^I - \nu^{II}}{\nu^I}$$

siendo:

ν^I = esfuerzo axial que resiste el soporte en teoría de segundo orden (Método aproximado).

ν^{II} = esfuerzo axial que resiste el soporte, con la misma excentricidad que ν^I , en teoría de segundo orden (Método exacto).

Por ello ha parecido procedente proponer un nuevo método aproximado, en el que los efectos de segundo orden se tengan en cuenta a través del parámetro esbeltez equivalente λ_e , que incorpora la influencia de los parámetros axial ν , excentricidad η y relación de excentricidades α en esos efectos de segundo orden. Más precisamente, a través de la diferencia entre esa esbeltez equivalente λ_e y la esbeltez geométrica del soporte λ .

La esbeltez equivalente λ_e se obtiene mediante el nomograma de la figura 4.

El método propuesto consiste en reducir el di-

mensionamiento del soporte esbelto al de un soporte corto (cálculo de sección), cuyos esfuerzos son los de aquél multiplicados por un coeficiente γ_R que viene dado por la fórmula:

$$\gamma_R = 1,1 + \frac{(\lambda - \lambda_e)^{1,8}}{200} ; \text{ para } \lambda \geq \lambda_e$$

Para esbelteces geométricas menores que la esbeltez equivalente, $\lambda < \lambda_e$, o sea, por debajo del límite inferior, no es preciso aplicar el coeficiente γ_R , si bien, para quedar siempre del lado de la seguridad, podría aplicarse el coeficiente $\gamma_R = 1,1$.

La figura 5 recoge, para un caso particular, cuál es la cuantía del soporte para distintos valores de la esbeltez geométrica, según los distintos métodos de dimensionamiento indicados en la tabla 1b.

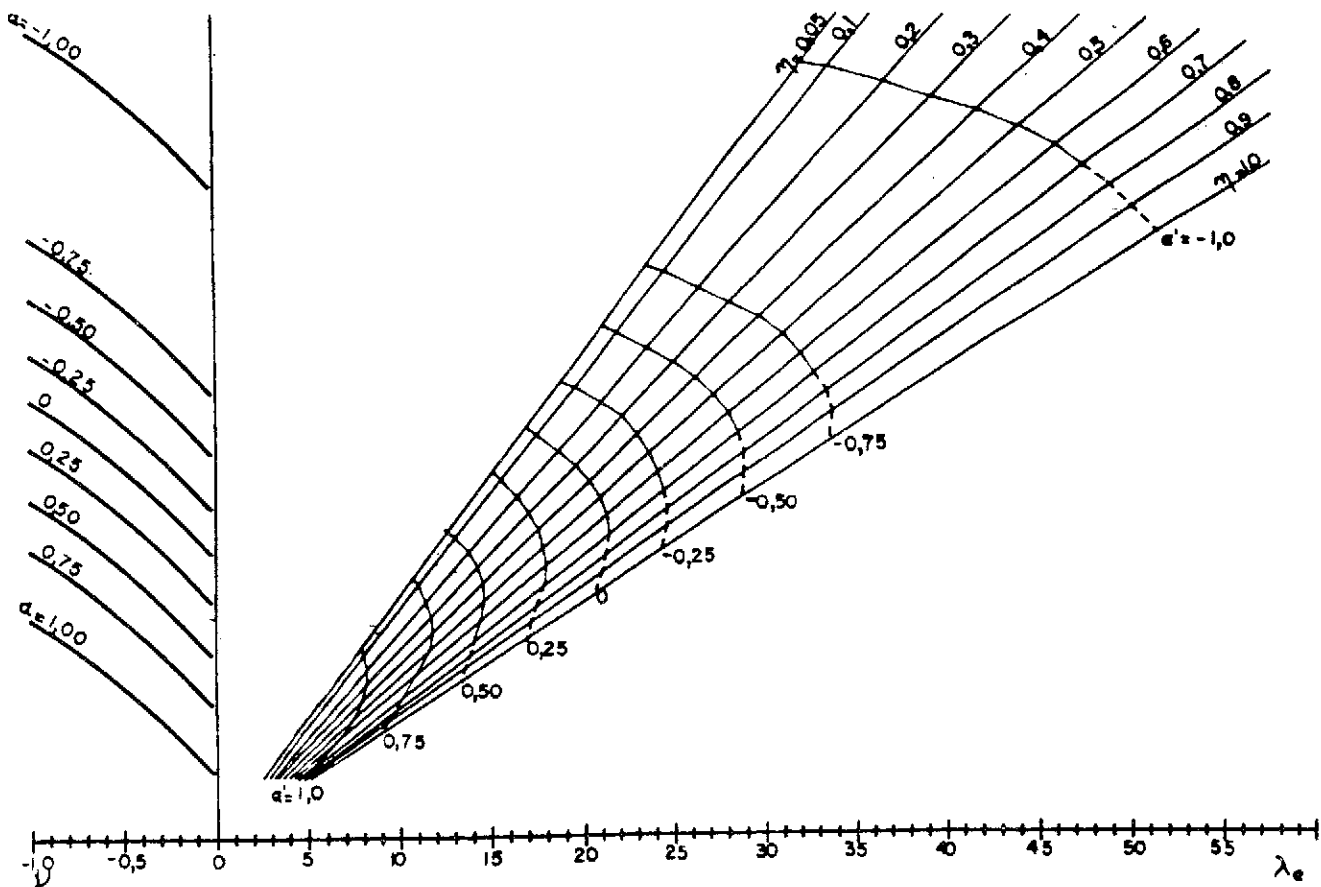


Fig. 4.

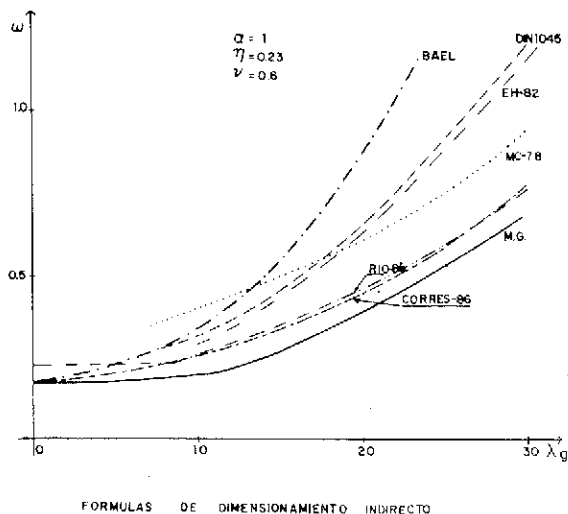


Fig. 5. Fórmulas de dimensionamiento indirecto.

REFERENCIAS

—Comisión Permanente del Hormigón. Instrucción EH-82 para el proyecto y la ejecución de las obras de hormigón en masa y armado. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. 1982.

CEB-FIP. Code Modele pour les structures en béton. Bulletin N. 124/125. París 1978.

—Livesley, R.K. Métodos matriciales para el cálculo de estructuras. Editorial Blume. 1970.

—Gutiérrez, J.P. Análisis no lineal de pórticos de edificación de hormigón armado. Propuesta de un método aproximado para evaluar los efectos de segundo orden en pórticos traslacionales. Tesis doctoral. E.T.S.I.C.C.P.-U.P.M. Madrid, 1986.

—Jiménez Montoya, P. Secciones de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales. Revista Estructuras, 2a. serie, Tomo X, nos. 5, 6, 7.

—Menegotto, M. "Summary considerations about the problem of slenderness bounds for columns". C.E.B. Permanent Commission III. London, 1980.

—Cauvin A., Macchi G. "Definition modifiée d'élancement des colonnes dans les ossatures en béton armé a noeuds déplaçables". Béton Armé. Ingénieurs et Architectes Suisses n. 21. October 1983.

—Foure, B. "Contribution to item 5-Slenderness Bounds". C.E.B. Commission III. "Buckling and Instability". Paris meeting. November 4/5 1980.

—Rfo, O. "El problema de los límites de esbeltez en el dimensionamiento en teoría de segundo orden de soportes esbeltos de hormigón armado". Tesis Doctoral presentada en la E.T.S.I.C.C.P. Madrid, Junio 1986.

RESUMEN

En esta Comunicación, se hace una revisión de los métodos de análisis no-lineal de estructuras de hormigón armado, aplicables a estructuras porticadas de barras. Se revisa también la situación actual del cálculo de soportes en Códigos y Normas y los nuevos métodos desarrollados, analizando las distintas propuestas sobre límites de esbeltez de soportes aislados, así como los métodos generales y aproximados que permiten efectuar el cálculo de la estructura en su conjunto.

SUMMARY

A revision is made of non-linear analysis method for R.C. frames structures, and of how isolated columns are treated in different Codes. Several new proposals of slenderness bounds for isolated columns and of approximate method for non-linear analysis of R.C. frames are discussed.

* * *

Nota de la Junta de Gobierno de la ATEP

Nos ha sido comunicado que D. José Calavera Ruíz ha sido elegido miembro del Coordinating Concrete Committee de la Rilem (Reunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Materiaux et les Constructions). Dicho Comité tiene por misión asegurar la coordinación

del conjunto de asociaciones científicas relacionadas con el hormigón.

Felicitemos al Sr. Calavera por este nombramiento.

Conferencia Internacional sobre Fallos Estructurales

El Instituto del Hormigón de Singapur (S.C.I.) y el Instituto Tecnológico Nanyang (N.T.I.) con la colaboración de la Sección en México del A.S.C.E. y la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural han organizado una Conferencia Internacional sobre "Fallos Estructurales", que se celebrará, en Singapur, durante los días 20-22 de marzo de 1989.

El objetivo de esta Conferencia es proporcionar un foro internacional para el intercambio de experiencias relativas a fallos en las estructuras, entre los ingenieros y técnicos relacionados con la construcción.

Todos los diferentes aspectos de los fallos estructurales en la práctica constructiva serán estudiados y discutidos en esta Conferencia, de acuerdo con el siguiente programa aprobado en principio:

Causas de fallos

- Errores de proyecto
- Sobrecargas
- Materiales
- Ejecución
- Factores humanos
- Factores ambientales
- Movimientos estructurales
- Desperfectos
- Daños accidentales
- Otras causas

Prevención

- Códigos y Normas de edificación

- Predicción de fallos
- Práctica constructiva
- Coeficientes de seguridad
- Durabilidad y garantía de calidad

Valoración e investigación de fallos

- Valoración estructural de los daños en los edificios.
- Investigaciones
- Ensayos de carga a escala natural.

Reparaciones y restauraciones

- Inspección y conservación de las estructuras
- Evolución de los defectos estructurales
- Rehabilitación de estructuras dañadas.

Otros temas

- Aspectos legales
- Impacto socio-económico de los fallos estructurales.

Los interesados en recibir información suplementaria sobre esta Conferencia, deberán dirigirse a:

The Secretariat
International Conference on Case Histories
in Structural Failures
170 Upper Bukit Timah Road
11-04 Bukit Timah Shopping Centre
Singapore 2158
Tel.: 4693991
Tlx: RS 33976 CIVIL
Fax: 4686813

Comportamiento hasta rotura de forjados isostáticos e hiperestáticos de viguetas pretensadas

José Calavera Ruiz, Hugo Corres Peiretti, Jaime A. Fernández Gómez
Francisco Javier León González. Dres. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

1. INTRODUCCION

Para el dimensionamiento de los forjados, la normativa vigente [1], permite la utilización de leyes de esfuerzos redistribuidas, distintas de las que se obtienen utilizando cálculo clásico de esfuerzos suponiendo un comportamiento elástico lineal del material.

Estas leyes de esfuerzos se definen de acuerdo con las siguientes condiciones:

a) Equilibrio:

$$M_o = \frac{M_i + M_d}{2} + M_c$$

donde: M_o es momento isostático en el centro del vano;

M_i y M_d son los momentos en los apoyos; y

M_c es el momento en el centro del vano.

b) El valor del máximo momento de vano puede ser, a lo sumo, igual al de los apoyos con continuidad:

$$\begin{aligned} |M_c| &\leq |M_i| \\ |M_c| &\leq |M_d| \end{aligned}$$

Para un vano interior de un forjado de infinitos vanos de iguales luces y carga uniformemente repartida, los momentos de apoyo y vano resultan:

$$|M_c| = |M_i| = |M_d| = \frac{q L^2}{16}$$

siendo q la carga y L la luz. Se dice entonces que la ley de momentos es "totalmente redistribuida", ya que, para dimensionamiento, se suponen iguales los valores absolutos de los momentos en vano y apoyo.

En el proyecto de forjados, resulta imposible que en todos los vanos se obtenga una ley de esfuerzos de diseño totalmente redistribuida, debido a las diferencias de luces, cargas y condiciones de vinculación. Por otra parte, las leyes de momentos

de cálculo serán siempre distintas de las obtenidas suponiendo que el material se comporta de forma elástica lineal y que la rigidez se mantiene constante. Los momentos de apoyo obtenidos según el criterio de la redistribución total son inferiores a los que resultan del cálculo elástico, aumentando los de vano, consecuentemente, para satisfacer las condiciones de equilibrio. Este tipo de criterios, también propuesto con menores niveles de redistribución para vigas, intenta tener en cuenta el comportamiento no lineal del hormigón pretensado para estados avanzados de carga.

Lamentablemente, el comportamiento de la estructura, ciertamente no lineal, dependerá de la disposición de las armaduras (activas y pasivas). Por eso, desde un punto de vista estricto resulta imposible, a menos que se proceda iterativamente, definir una ley de esfuerzos en función de la disposición de armaduras que, al mismo tiempo, asegure que la respuesta de la estructura cumpla con la previsión de esfuerzos realizada. Esta observación es válida para todos los casos, es decir, para la ley "elástica", la redistribuida o cualquier otra.

En definitiva, las leyes de esfuerzos constituyen, más que una previsión exacta de los esfuerzos que se producirán en las distintas secciones para estados avanzados de carga, un criterio para definir las armaduras, con la condición de resultar suficientemente seguro para estados avanzados de carga (estados límites últimos) y adecuado en condiciones de servicio (estados límites de servicio).

No existen en la bibliografía resultados experimentales, para la tipología de forjados, que permitan conocer el comportamiento no lineal de estos elementos cuando se proyectan con un criterio de distribución de armaduras tal como el explicado.

Tampoco existen datos ni referencias claras en las normas y bibliografía especializada, sobre qué tipo de ley de esfuerzos debe utilizarse, en estos casos, para la comprobación de los estados límites de servicio. Estos aspectos tienen especial interés en las estructuras de forjados, en las que se detectan numerosos problemas de patología de-

bidos a deformaciones y para las que resulta imprescindible comprobar este estado límite de servicio.

En este trabajo, se presentan los resultados experimentales de las series de ensayos I y H, de un programa experimental más amplio (véase punto 7) para el estudio del comportamiento de forjados en servicio y agotamiento, descrito con detalle en la referencia [2] para el caso de forjados armados. El proceso seguido para los forjados pretensados ha sido el mismo.

La serie I comprende forjados isostáticos de 4 m de luz (PII), y la serie H forjados hiperestáticos de dos vanos de 4 m de luz cada uno (PIH). En cada serie se han ensayado tres forjados proyectados para cargas totales de servicio de 500, 750 y 1000 kp/m², respectivamente.

Las series de ensayos aquí descritas tenían por objetivo el estudio experimental del comportamiento hasta rotura de forjados isostáticos e hiperestáticos cargados de forma rápida a los 28 días de edad. Estos ensayos han permitido dar respuesta a algunas de las cuestiones enunciadas.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. Definición

La tabla 1 resume las características de los forjados ensayados. En los seis forjados construidos se han empleado semiviguetas pretensadas fabricadas por BRIGON, S.A., bovedillas cerámicas y hormigón "in situ" de relleno de zunchos, senos y formación de la capa superior, de 3 cm de espesor. En todos los casos se ha utilizado un intereje de 70 cm y una luz de 4 m entre ejes de apoyo, para cada vano.

2.2. Esquema de ensayo

En la figura 1 se presenta un esquema del ensayo de los forjados hiperestáticos PIH y de la instrumentación utilizada. Como puede verse, la carga actuante sobre los forjados, además de la de peso propio, es la producida por un gato hidráulico, que se distribuye por el forjado con una perfilera metálica de reparto. El esquema de ensayo de los forjados isostáticos PII es similar, con la diferencia de que la carga del gato se aplica en cuatro puntos simétricos, y no en dos como en los forjados PIH.

La carga aplicada por el gato se mide con una célula de carga interpuesta entre el gato y la perfilera. De igual forma se ha medido la reacción bajo el apoyo central de los forjados hiperestáticos PIH (figura 1). De esta manera, conociendo las cargas aplicadas y la reacción hiperestática, es posible determinar las leyes reales de esfuerzos.

Las flechas se miden por medio de flexímetros, como se indica en la figura 1, dispuestos en el centro de la luz, a los cuartos, junto a los apoyos y, finalmente, coincidiendo con el eje de éstos.

2.3. Construcción

Los forjados se han construido sobre una cimbra especialmente diseñada para estos ensayos, con la finalidad de servir como tal cimbra, como puntales de apoyo intermedio de las semiviguetas y como soporte de los equipos de medida. El sistema empleado (husillos roscados) permite registrar la flecha instantánea de peso propio al descimbrar.

TABLA 1
Características de los forjados ensayados

Se- rie	Designa- ción	Tipo- logía	Canto (cm)	Luz/ canto	Carga de servicio (kp/m ²)	Criterio armado	Desig. viguetas	Armadura activa f _{py} = 15000 (kp/cm ²)	Armadura negativos AEH400N AEH500F
I	PII 1	▲▲	15+3	22,2	500	"elástico"	2 x V2	2R5+1R4	—
	PII 2				750		2 x V4	3R5+1R5+1R4	—
	PII 3				1000		2 x V5	3R5+1R5+1R5	—
H	PIH 1	▲▲▲	12+3	26,6	500	"redistribuido"	2 x V2	2R5+1R4	6R8+6R4
	PIH 2				750		2 x V3	3R5+1R4	4R12+6R4
	PIH 3				1000		2x2V2	4R5+2R4	4R14+6R4

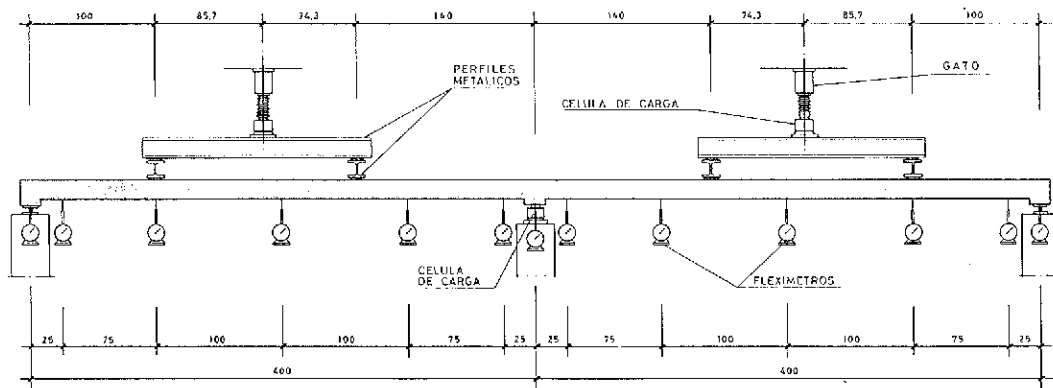


Fig. 1.

2.4. Proceso de ensayo

El proceso de ensayo ha sido el que se describe a continuación:

a) Descimbrado del forjado a los 14 días de edad. Lectura inicial de flexímetros para la determinación de la flecha de peso propio. Lectura de célula de carga (forjados PIH) bajo el apoyo central.

b) Lectura de flexímetros y registro de flechas durante los 14 días siguientes. Lectura de células de carga bajo el apoyo central (forjados PIH). Registro de la fisuración inicial, tanto en cara inferior como en superior (PIH).

c) Comienzo del ensayo "instantáneo". Instalación de la perfilera metálica de reparto, que se considera como primer escalón de carga.

d) Aplicación de la carga de los gatos por escalones, que equivalen al 10-15 por 100 de la carga de servicio.

e) Lectura de flexímetros y registro de la fisuración (tanto en la cara superior, como en la inferior), y lectura de células en apoyos y en gatos para cada etapa de carga.

f) Descarga total de los gatos una vez alcanzada la carga de servicio. Nueva lectura de flexímetros y células en este estado.

g) Recarga hasta la situación de servicio.

h) Continuación del proceso según d) y e). Flechas y fisuras se miden hasta que ello no supone riesgo ni para las personas ni para los equipos.

i) Una vez roto el forjado, se procede a su pesado (para conocer el peso propio) y al relevamiento de las fisuras.

3. CRITERIOS DE DISTRIBUCION DE ARMADURA. REDISTRIBUCION TOTAL

En este apartado se describen aspectos particulares del criterio de dimensionamiento utilizado para los forjados hiperestáticos, por su interés para la interpretación de los resultados obtenidos.

En la figura 2 se muestra un esquema general de la tipología de armadura utilizada en los forjados PIH ensayados. A los efectos del dimensionamiento, y de acuerdo con los argumentos expuestos en la introducción, se ha utilizado una ley totalmente redistribuida en la que se igualan los valores absolutos de los momentos solicitantes en vano y en apoyo, resultando:

$$M_d = \frac{q \cdot L^2}{11,65}$$

En la tabla 2 se muestra un resumen de los esfuerzos de diseño solicitantes (M_d , V_d) de los forjados hiperestáticos PIH, y de los esfuerzos resistentes (M_u , V_u) por las armaduras realmente utiliza-

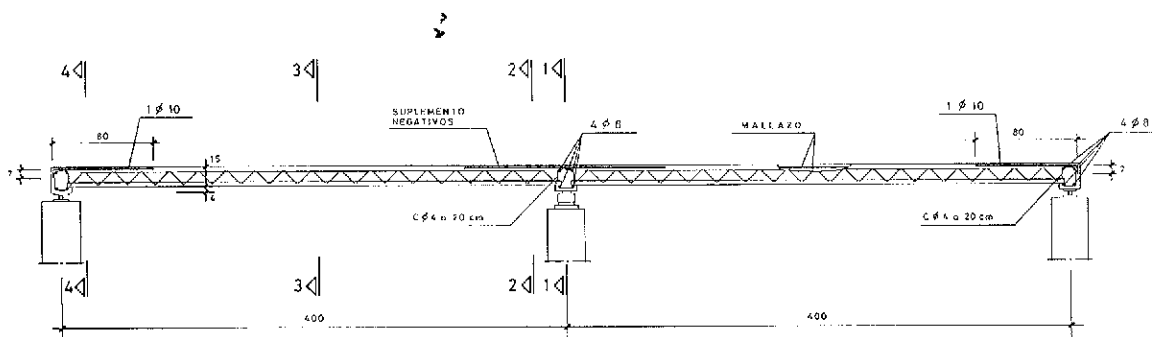


Fig. 2.

TABLA 2

Esfuerzos solicitantes de cálculo y de agotamiento de los forjados PIH

Forjado	Carga de servicio (kp/m ²)	Sección 1		Sección 2		Sección 3	Sección 4
		M _d (M _u)	V _d (V _u)	M _d (M _u)	V _d (V _u)	M _d (M _u)	V _d (V _u)
PIH 1	500	1.54 (2.34)	2.63 (10.21)	1.22 (1.59)	2.48 (2.57)	1.54 (1.54)	1.72 (2.57)
PIH 2	750	2.31 (3.25)	3.94 (10.21)	1.83 (1.94)	3.73 (2.82)	2.31 (2.48)	2.57 (2.82)
PIH 3	1000	3.08 (4.22)	5.25 (10.21)	2.44 (3.05)	4.97 (6.44)	3.08 (3.07)	3.43 (6.44)

M_d, M_u (m-M_p); V_d, V_u (M_p); (Valores por 1,4 m de ancho).

das, en las secciones críticas 1, 2, 3 y 4 de los distintos forjados.

Los valores de esfuerzos últimos indicados en la tabla se han obtenido utilizando resistencias de cálculo, afectadas del coeficiente de minoración de acuerdo con la EP-80 [1], tal como se realiza el proyecto de forjados. Los esfuerzos de la tabla son valores totales correspondientes a un forjado de 1,4 m de anchura.

Del análisis de estos valores pueden plantearse los siguientes comentarios:

a) Respecto al *dimensionamiento a flexión*, puede observarse que, en el vano (sección 3), las viguetas elegidas conducen a momentos últimos próximos a los de diseño. Ello significa que siempre es posible encontrar una vigueta que confiera a la sección unas características resistentes próximas a las de diseño.

En las zonas de apoyo intermedio de los forjados hiperestáticos, las circunstancias son completamente diferentes a las de la zona de positivos. Trabajando a momentos negativos existen dos tipos de secciones: la sección del eje del apoyo, que generalmente será una sección maciza con canto igual o mayor que el del forjado (figura 2, sección 1), y la sección de unión de la vigueta con el elemento estructural de soporte. Generalmente, dicha sección resulta una sección en T invertida (figura 2, sección 2).

Tal como sucede en los forjados ensayados, la sección crítica para momentos negativos suele ser la 2, que presenta una cabeza de compresión reducida. Sólo en el caso del forjado PIH 3 se puede contar con un ancho mayor, al disponerse doble vigueta. En dicha sección, aún cuando el momento

negativo no es máximo, la armadura requerida es mayor que la correspondiente a la sección de momento máximo. Puesto que la armadura de negativos debe ser única, aunque se pudiese disponer una armadura de sección igual que la estrictamente requerida en la sección 2, en la sección maciza la armadura resultará siempre superabundante y los momentos resistidos mayores que los de diseño. El sobredimensionamiento frente a momentos negativos puede ser mayor, además, debido a problemas de exceso de armadura, por transformación de armadura estricta teórica en redondos comerciales.

Debe reflexionarse sobre este aspecto, ya que el sobredimensionamiento para momentos negativos puede resultar inevitable para forjados. Aún cuando se utilice una ley de esfuerzos redistribuidos para dimensionar la armadura, debido a las causas apuntadas, puede no ser posible una distribución de armaduras que dé como resultado un diagrama de esfuerzos resistidos con momentos positivos y negativos igualados. En cualquier caso, y tal como sucede en los forjados ensayados, la ley de momentos resistentes corresponde a una ley redistribuida, intermedia entre la totalmente redistribuida y la que se obtendría con el cálculo elástico lineal, con rigidez constante.

b) El segundo aspecto interesante de analizar es relativo al *cortante*.

Bien es sabido que la evaluación de la capacidad resistente a cortante resulta difícil y que la normativa ha introducido cambios en sus últimas ediciones, causando un cierto desconcierto.

En la tabla 2 se incluyen también los valores de los cortantes de cálculo y los de agotamiento,

obtenidos a partir de las indicaciones de EP-80 [1] para piezas lineales, tomándose como ancho b el mínimo de la sección del forjado (sección 2). Se ha observado [4] que el valor de cortante de agotamiento deducido con el criterio expuesto resulta conservador. Se estima que el cortante último puede resultar un 35 por 100 mayor que el obtenido con el criterio anterior. Los valores indicados en la tabla 2 ya tienen en cuenta esta corrección.

Aún así, el cortante de agotamiento teórico en la sección 2 del forjado PIH 2 resulta un 25 por 100 inferior al solicitante de cálculo. Esta situación, inadmisibles desde el punto de vista del proyecto, se ha mantenido en este ensayo por razones de continuidad con las demás series ensayadas y con fines exclusivamente de observación. Para este forjado, no se han tomado medidas especiales, esto es, armadura transversal "ad hoc", macizado, etc. La duplicación de viguetas en el forjado PIH 3 conduce a mayores valores del esfuerzo cortante de agotamiento teórico.

Por otra parte, es interesante observar que la ley de cortantes de dimensionamiento resultante de una ley de momentos totalmente redistribuida, conduce a cortantes solicitantes menores que los que se obtendrían mediante un cálculo elástico lineal. Esta situación resulta favorable para el dimensionamiento. En cualquier caso, si el comportamiento de la estructura resultase menos redistribuido que el previsto, los cortantes en las secciones críticas aumentarían respecto de los previstos, hecho que en principio podría resultar peligroso.

4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Con el fin de caracterizar los materiales utilizados en la construcción de los forjados, se han realizado ensayos del hormigón de las semiviguetas, del vertido "in situ" y de las armaduras activas y pasivas.

Para los dos tipos de hormigón (semivigüeta y relleno) se han realizado ensayos sobre probetas cilíndricas 15 x 30, fabricadas de acuerdo con UNE 7239-7240.

Se han ensayado dos series de probetas, de acuerdo con la siguiente descripción:

- Compresión simple (según UNE 7242).
- Tracción indirecta o brasileño (según UNE 83.306-85).
- Determinación del módulo de deformación longitudinal secante (según ASTM C459-81).

Para cada tipo de ensayo, cada serie se diferenciaba por el tipo de curado. La serie α corresponde a probetas curadas a 97 por 100 HR y 20°C, la serie A a probetas curadas en las mismas condiciones que los forjados.

En cuanto al acero, se han ensayado muestras, tanto del acero de pretensado como de las armaduras pasivas, a tracción simple, de acuerdo con la norma UNE 7262-73.

Los resultados obtenidos se presentan resumidamente en la tabla 3.

TABLA 3
Características de los materiales empleados

Material	Vigüeta	Resistencias características (kp/cm ²)	Resistencias medias 28 días (kp/cm ²)	Módulo de deformación 28 días (kp/cm ²)
Hormigón de la semi-vigüeta pretensada	V2	400	464	333128
	V3	400	471	335652
	V4	400	439	325643
	V5	400	493	332048
Hormigón "in situ"	PI 1	175	274	274471
	PI 2	175	254	239505
	PI 3	175	224	248172
Armadura pasiva		4100	5640	—
Armadura activa		17500(*)	19045	—

(*) Tensión unitaria de rotura.

Puede observarse que los valores medios de las resistencias de las probetas del hormigón de las semiviguetas, resultan entre un 10 y un 23 por 100 mayores que la resistencia característica especificada. Los porcentajes correspondientes al hormigón vertido "in situ" oscilan entre un 30 y un 45 por 100.

En cuanto a los aceros, los resultados obtenidos pueden considerarse aceptables.

5. RESULTADOS EXPERIMENTALES E INTERPRETACION

5.1 Forjados isostáticos PII

En la figura 3 se muestran tres familias de curvas que representan la evolución de las flechas instantáneas con el momento, en las secciones de centro de vano y cuartos de luz, para cada uno de los forjados ensayados.

Tal como se indica en 2.4, los forjados ensayados han sido construidos sobre una cimbra especial que ha permitido medir la flecha a lo largo de la historia de carga de los forjados. Es decir, la flecha instantánea de peso propio después de descimbrar, la diferida de peso propio hasta el ensayo y, finalmente, las flechas instantáneas debidas a las cargas impuestas a 28 días, de forma rápida, hasta rotura. En las curvas presentadas en la figura 3 sólo se incluyen las flechas instantáneas, descon-

tadas las diferidas de peso propio, producidas en el período que media entre el descimbrado y el ensayo.

Los momentos del gráfico corresponden a la suma de las cargas realmente aplicadas, es decir, peso propio, peso de la perfilera y cargas de gato.

En cada familia de curvas, las flechas y momentos mayores corresponden al centro de vano y las otras curvas a los cuartos de la luz.

En el gráfico se indica, para cada forjado, el valor de momento de servicio para la sección de centro de vano. Es obvio que para los puntos que representan la evolución de las flechas de cuartos de luz, este valor resultará menor y no se ha representado por razones de mayor claridad.

Del análisis de estos resultados pueden hacerse los siguientes comentarios, relativos al comportamiento de las flechas hasta cargas de servicio:

La evolución de las flechas con el momento hasta servicio, para cada forjado y para cada una de las secciones estudiadas, presenta un comportamiento sensiblemente bilineal, con una transición más suave entre una y otra recta a medida que aumenta la cuantía. El primer tramo corresponde a momentos inferiores al de fisuración y el segundo a valores de momentos mayores.

En la figura 3 se puede apreciar que el momento de fisuración parece no ser igual para un mismo forjado, en dos secciones diferentes, resultando menor en las secciones de menor momento,

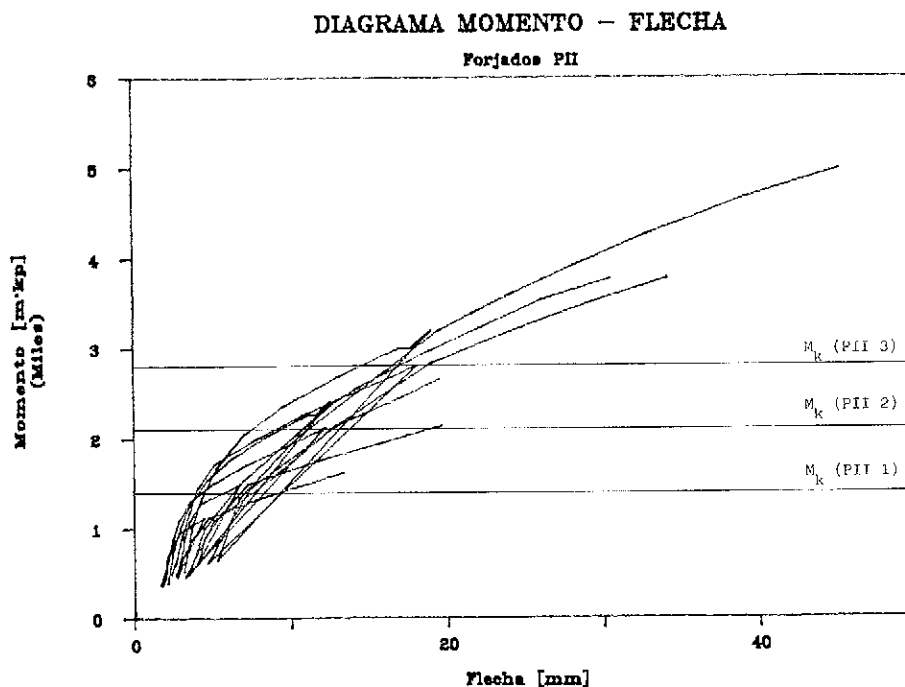


Fig. 3.

a igualdad de carga. La razón de ello puede encontrarse en que, al producirse la fisuración en algunas secciones, se produce un cierto deslizamiento de las armaduras (mayor que en las barras corrugadas). Desde el punto de vista de la contribución del acero al equilibrio en tensiones normales, el deslizamiento de las armaduras equivale a una pérdida de rigidez de éstas (en el sentido de que necesitan deformarse más para movilizar las tensiones que conducen al equilibrio). Esto supone una pérdida de rigidez a nivel de sección y, consiguientemente, menor momento de fisuración.

Otro aspecto interesante de resaltar es el hecho de que, para el mismo forjado y para iguales momentos, las flechas de centro de vano y cuartos de luz no coinciden, como sí ocurre con los forjados isostáticos formados por viguetas de hormigón armado [2]. Esto invalida la posibilidad de utilizar una única rigidez constante, equivalente, para el cálculo de flechas en cualquier sección de forjados isostáticos, como se indica también en la referencia [3]. Este hecho también puede justificarse por la prefisuración durante la construcción. Esta prefisuración produce una pérdida de rigidez.

En la figura 3 puede verse el efecto rigidizador que produce la cuantía. A igual valor de momento, las flechas del forjado PII 3, de mayor cuantía, son menores que las de los forjados PII 2 y PII 1 de cuantías menores.

Finalmente, otro aspecto interesante de analizar es la magnitud de las flechas. En la tabla 4 se muestra el valor de las flechas instantáneas, en el centro de vano, para la carga de servicio, habiéndose descontado la flecha diferida de peso propio desde el descimbrado hasta el comienzo del ensayo.

TABLA 4
Flechas en centro de vano,
para cargas de servicio. Forjados PII

Forjado	Carga de servicio (kp/m ²)	flecha (mm)	L/f
PII 1	500	8.16	490
PII 2	750	13.75	291
PII 3	1000	17.92	223

Estos valores de flechas están muy próximos, o resultan superiores, a los máximos admisibles recogidos en distintas normas para el caso de flechas totales, que incluyen las diferidas de carga permanente. Como puede verse, la flecha de centro de vano de los forjados PII 2 y PII 3 es su-

perior a la máxima propuesta por EP-80 (L/300), para la flecha instantánea.

Según estos resultados, la relación luz-canto de los forjados ensayados (L/h = 22,2) resultaría inadecuada para satisfacer las condiciones del estado límite de servicio de deformaciones. La instrucción EP-80 [1] (comentarios al artículo 58.5) propone que, para cantos cercanos al ensayo no es necesario comprobar las condiciones de deformabilidad y, tal como muestran estos resultados, esta recomendación es claramente inadecuada.

En esta misma línea, la Instrucción EP-80 propone valores de L/h que sólo dependen del sistema estructural del elemento y de las características de la tabiquería, sin tener en cuenta el nivel de carga. Los resultados experimentales muestran que las flechas, al menos las instantáneas, dependen del nivel de carga de forma significativa y, por lo tanto, esta variable debería ser considerada para la definición de un límite de esbeltez.

Respecto al comportamiento de los forjados isostáticos para estados avanzados de carga, en las tablas 5 y 6 se muestran los resultados más significativos.

En la tabla 5 se indican el peso propio de los forjados (determinado después de finalizar el ensayo), la carga máxima dada por el gato (P), la carga uniformemente repartida calculada a partir de la producida por el peso propio y la carga del gato (q_P), la relación entre la carga uniforme máxima y la de proyecto y, finalmente, el tipo de rotura observado. En el caso del forjado PII 3, no se pudo alcanzar la rotura física, al producirse unas deformaciones tan grandes que el forjado llegó a descansar, sin rotura, sobre la cimbra. En consecuencia, los valores correspondientes de la tabla 5 para este forjado son de carga máxima, pero no de rotura.

En la tabla 6 se indican los valores de los esfuerzos de las secciones de vano y apoyo (a un canto útil de la sección de entrega, para el esfuerzo cortante) para las cargas máximas alcanzadas. En la sección de vano se presentan los esfuerzos de flexión [M_d: momento de cálculo, M_u: momento resistido por la sección considerando las resistencias medias obtenidas de las probetas ensayadas (tabla 3), y M_T: momento máximo habido para las cargas últimas]. En la sección que dista un canto útil de la de entrega de la vigueta en el zuncho de apoyo, se muestran los esfuerzos cortantes (V_d: cortante de cálculo, V_u: cortante resistido por la sección del forjado, considerando resistencias medias, y V_T: cortante máximo calculado para las cargas últimas). Téngase en cuenta la aclaración relativa al forjado PII 3 hecha en el párrafo anterior.

TABLA 5
Estado final de cargas en agotamiento. Forjados PII

Forjado	Carga de servicio (kp/m ²)	Peso propio (kp/m ²)	P (kp)	q _r (kp/m ²)	q _r /q _k	Tipo de rotura
PII 1	500	172	3560	841	1.68	Flexión vano
PII 2	750	176	6245	1324	1.77	Flexión vano
PII 3	1000	207	7385	1537	1.54	Flexión vano

TABLA 6
Estado final de esfuerzos en las secciones críticas en agotamiento.
Forjados PII

Forjado	Carga de servicio (kp/m ²)	Sección de vano			Sección de apoyo		
		M _d (m·Mp)	M _u (m·Mp)	M _r (*) (m·Mp)	V _d (Mp)	V _u (Mp)	V _r (*) (Mp)
PII 1	500	2.24	2.68	2.96	1.92	3.24	2.31
PII 2	750	3.36	4.65	4.74	2.87	3.88	3.66
PII 3	1000	4.48	5.59	5.52	3.83	3.83	4.25

(*) Esfuerzos, por 1,4 m de ancho, para los que se produjo la rotura.

Para todos los forjados, el comportamiento frente a estados avanzados de carga resultó adecuado. La rotura siempre se produjo por flexión, por rotura de la armadura traccionada, en una sección próxima al centro de vano. En las fotografías 1 y 2 se muestran distintos aspectos de la prerrotura del forjado PII 3. En los restantes forjados las características de la rotura fueron similares.

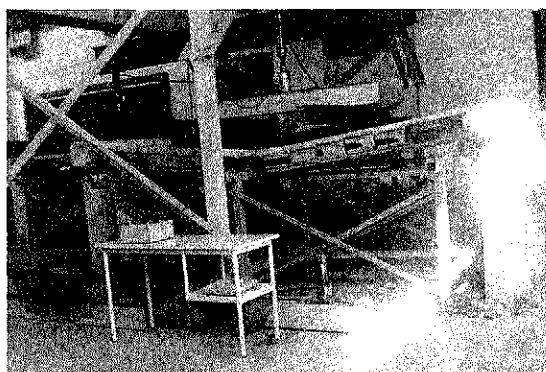


Foto 1.

Los momentos últimos experimentales (M_r) siempre superan a los de cálculo (M_d). Asimismo, y exceptuando el caso del forjado PII 3, por las razones explicadas más arriba, el momento último experimental supera al de cálculo, tomando resistencias medias experimentales para el hormigón y el acero.

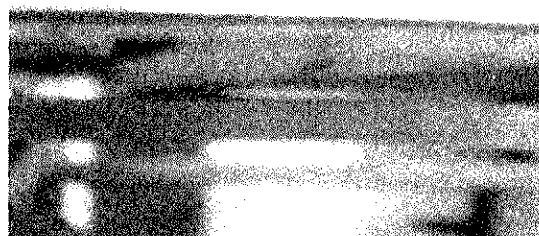


Foto 2.

En todos los casos la rotura fue dúctil, es decir, con un aumento importante de flechas para pequeños incrementos de momento.

Respecto al cortante, debe observarse que el valor experimental (V_r), es mayor que el de agotamiento teórico (V_u), considerando las resistencias medias, en el forjado PII 3. Eso pone de manifiesto que la formulación disponible para la evaluación del cortante último es claramente conservadora. En el caso de los forjados PII 1 y PII 2, de menor carga, aún se estaba lejos de producir la rotura teórica por cortante.

5.2. Forjados hiperestáticos PIIH

En las figuras 4 a), b) y c) se muestra el com-

portamiento general de los forjados ensayados, a lo largo del proceso de carga. Para cada forjado, se ha representado la evolución de los momentos de apoyo central y de centro de vano, con la carga.

Tal como se ha dicho ya, los forjados han permanecido sometidos a la acción del peso propio, carga uniformemente repartida, desde el descimbrado hasta el comienzo del ensayo "instantáneo", en que se aplican cargas puntuales por medio de gatos hidráulicos y perfilera metálica de reparto de cargas. La existencia de estos dos tipos diferentes de carga crea algún problema a la hora de representar el eje de abscisas en los gráficos de la figura 4.

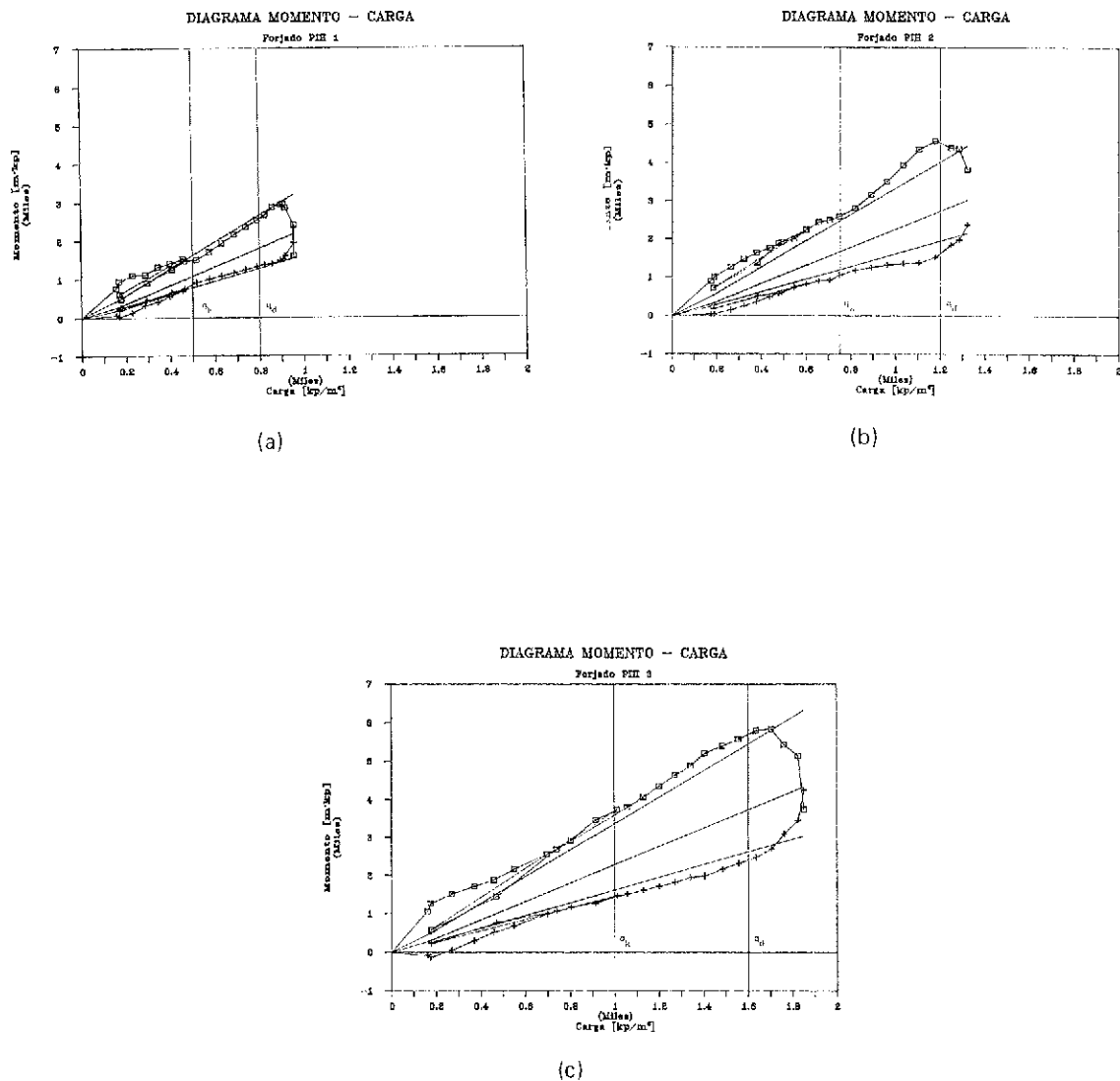


Fig. 4.

El criterio seguido para la construcción de los diagramas es el siguiente:

— Para cada forjado, se han representado en el eje de ordenadas los momentos de apoyo y de vano, obtenidos a partir de las cargas reales actuantes y de la reacción hiperestática medida en el apoyo central.

Se muestran, asimismo, los momentos teóricos que corresponderían a las secciones de apoyo y de vano suponiendo comportamiento elástico y lineal para los materiales y rigidez constante, así como el momento que supondría la redistribución total, que se produciría cuando, para cada estado de cargas, se igualasen los valores absolutos de los momentos de apoyo y máximo de vano. En cualquier caso, y para poder comparar con los resultados experimentales, estas leyes teóricas han sido obtenidas suponiendo, inicialmente, la existencia sólo del peso propio, y luego el peso propio más las cargas puntuales situadas tal como se presentan en el ensayo. Esa es la causa del carácter bilineal de las leyes teóricas.

— En abscisas se ha representado una carga uniforme de referencia dada por:

$$q_{\text{referencia}} = \text{peso propio} + \frac{P}{b \cdot 2 \cdot L}$$

donde P es la carga total aplicada al forjado, suma de la producida por la perfilera metálica y por los gatos hidráulicos, L es la luz de cada vano y b es el ancho considerado. Evidentemente, esta carga es sólo un criterio para la representación de los dos tipos de carga, aunque dicho valor no se ha utilizado para el cálculo de los momentos teóricos y experimentales descritos, para los cuales se han empleado las cargas realmente existentes.

De acuerdo con el comportamiento que se observa en la figura, para bajos valores de las cargas (peso propio), los esfuerzos evolucionan de manera que los momentos de apoyo son mayores que los previstos según un cálculo elástico, lineal, y suponiendo rigidez constante de las barras.

Este comportamiento parece lógico y puede explicarse si se piensa que cuando los valores de las cargas son bajos y aún no se ha producido la fisuración, el forjado es de sección variable, con rigidez mayor en apoyos que en vano. Un cálculo lineal de esta estructura conduce a momentos en el apoyo que son un 10% mayores que los que se obtendrían suponiendo rigidez constante. Sin embargo, la existencia de momentos negativos tan elevados para estas cargas, debe explicarse añadiendo al efecto anterior el debido a los esfuerzos generados por la retracción diferencial. Debido a las características de la sección transversal del forjado, la retrac-

ción de la capa de compresión genera relativamente importantes esfuerzos en la zona de apoyo central. Este efecto es menos acusado que en los forjados de semivigüeta de hormigón armado (2), dado que la presencia del pretensado en las semivigüetas introduce unos esfuerzos contrarios, esto es, momentos positivos sobre el apoyo central.

Con el aumento de la carga, las leyes se aproximan a las que se obtendrían según un cálculo lineal y rigidez constante. En definitiva, los esfuerzos se redistribuyen respecto a la situación inicial, disminuyendo los esfuerzos de apoyo y aumentando consecuentemente los de vano. Esto puede explicarse debido a que al aumentar las solicitaciones de las secciones, especialmente las de la zona de apoyo central, éstas se fisuran liberando, por una parte, los esfuerzos de retracción y, por otra, disminuyendo las rigideces de la zona de apoyo. Este hecho se ve confirmado por las trayectorias de descarga-recarga, que son mucho más próximas a las leyes teóricas.

Para las cargas de servicio, los momentos en las secciones estudiadas son, aproximadamente, los que se obtendrían según un cálculo elástico, lineal y de rigidez constante, aun cuando se haya utilizado para el dimensionamiento una ley totalmente redistribuida.

La observación de las figuras 4 a), b) y c) merece unos comentarios. El forjado PIH 1 (fig. 4.a)) presenta un comportamiento en agotamiento que es de redistribución total. Hay que añadir que, incluso, no fue posible alcanzar la rotura pues el forjado, con grandes deformaciones, llegó a descansar sobre la cimbra. Es de destacar, pues, la gran ductilidad que presentaron las secciones críticas (1, 2 y 3 de la figura 2).

La figura 4b) presenta la evolución del momento con la carga uniforme de referencia para el forjado PIH 2. A partir de un valor de carga algo mayor que la de servicio, se aprecia cómo la tendencia seguida por los momentos en las secciones críticas 1 y 3 es "divergente", creciendo los momentos en el apoyo más deprisa de lo que predice el cálculo lineal de rigidez constante. Consiguientemente, en las secciones de vano se obtienen momentos menores. Este efecto, detectado también en menor medida en el forjado PIH 1 (Fig. 4 a)), puede tener su origen en los deslizamientos de la armadura de pretensado, ya comentados al describir el comportamiento en servicio de los forjados PII. Según esto, se produce una pérdida de rigidez en las secciones de vano que hace aumentar el momento en el apoyo.

Finalmente, la rotura se produjo para un valor de carga igual a 1,78 veces la de servicio. La causa de la rotura fue un fallo de cortante en la sección 2 (véase fotografía nº 3), en la cual, como

puede verse en la fig. 4 b), el momento flector máximo fue un 15% mayor que el solicitante teórico para la ley "elástica" y un 68% superior al de redistribución total. Como se ha apuntado ya, los esfuerzos cortantes reales son mayores que los adoptados en el cálculo, lo cual (aunque no ha sido el caso de los forjados ensayados) puede hacer que este punto sea crítico (especialmente en las secciones 2 y 4). En la fotografía n° 3 se aprecia cómo el alma se ha roto por aplastamiento del hormigón de la biela comprimida. Seguidamente, la rotura ha progresado por la interfaz semivigueta-hormigón "in situ".

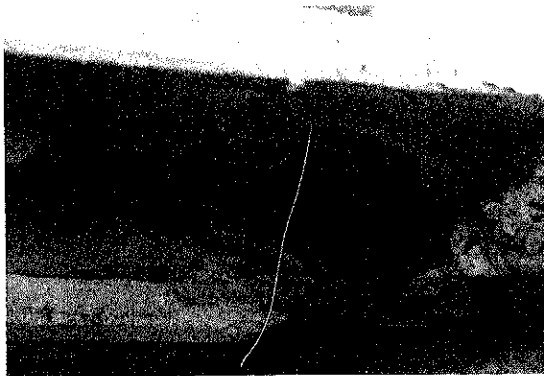


Foto 3.

La forma final del diagrama momento-carga (fig. 4 b)) refleja una importante pérdida de rigidez en las secciones de apoyo, tendiéndose a la redistribución total hasta la rotura por cortante, según se ha comentado.

El comportamiento del forjado PIH 3 se muestra, de forma similar, en la figura 4 c). El comportamiento global resulta muy semejante al ya descrito para el forjado PIH 1, ocurriendo, como en aquel caso, que no fue posible alcanzar la rotura física, al llegar a descansar el forjado sobre la cimbra. La presencia de doble vigueta en los vanos, hace que las rigideces de vano y apoyo sean más parecidas y, consiguientemente, el comportamiento se asemeje más al elástico-lineal de rigidez constante.

Para un valor de carga algo superior al que produciría el agotamiento teórico (fig. 4 c)), se produjo la caída de rigidez de las secciones de vano, aumentando rápidamente los momentos de vano y las deformaciones (hasta llegar a descansar en la cimbra). El ensayo se dio por concluido cuando la carga era 1,85 veces la de servicio.

En la figura 5 se muestra la evolución de las flechas instantáneas (descontada la diferida de peso propio entre el descimbrado y el comienzo del ensayo "instantáneo") con los momentos respecti-

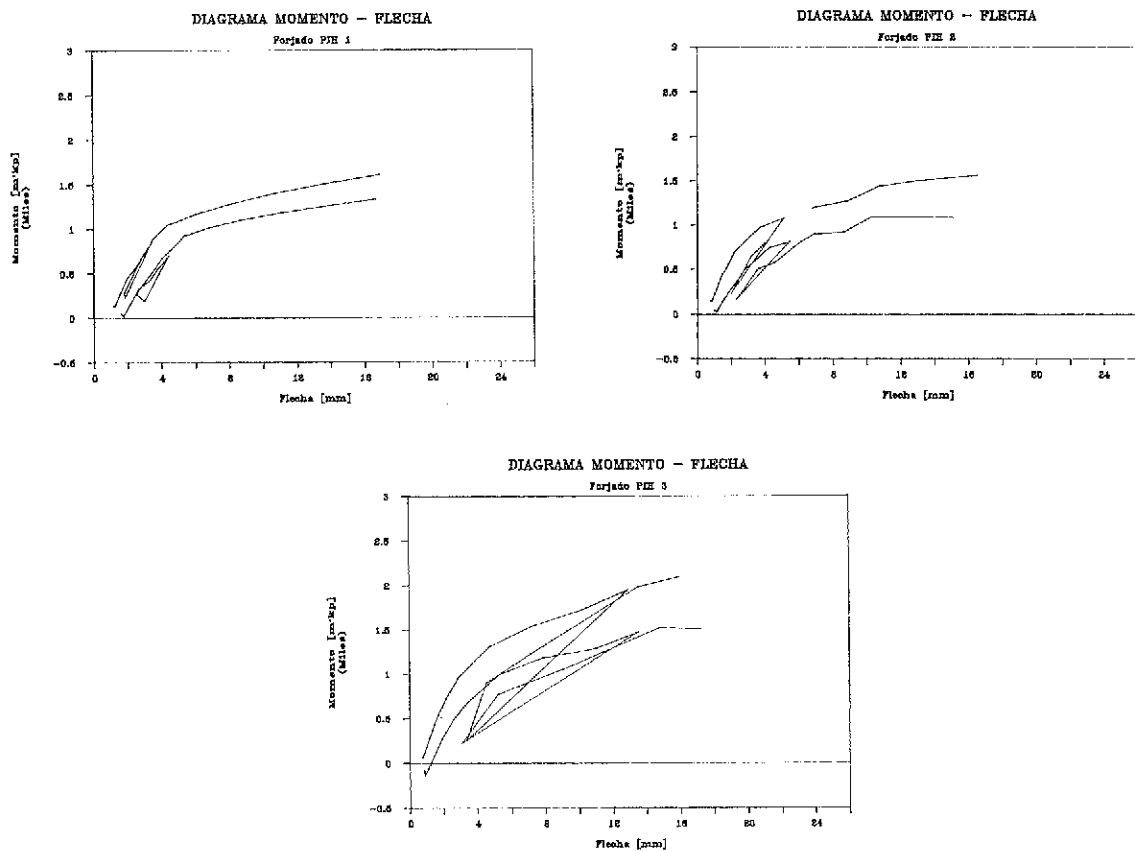


Fig. 5.

vos, en las secciones de centro de vano y cuarto de luz extremo, para los tres forjados ensayados.

Tal como puede verse, el comportamiento difiere del observado en los forjados isostáticos. Para un mismo nivel de momentos, la flecha en dos secciones distintas resulta también distinta. Ello pone de manifiesto la necesidad de definir, a los efectos del cálculo simplificado de la flecha instantánea, rigideces medias equivalentes distintas para cada sección en la que se desea evaluar la flecha. Como se ha comentado ya en el caso de los forjados isostáticos, incluso la definición de la rigidez media debe ser diferente de la utilizada en elementos de hormigón armado.

En la tabla 7 se muestran los valores de las flechas instantáneas en la sección de centro de vano para la carga de servicio de los tres forjados ensayados. Estos valores, aunque inferiores a los de los forjados isostáticos, resultan aceptables si se toma como referencia la Instrucción EP-80, que establece una flecha límite de $L/300$ para la flecha instantánea de carga total. Solamente el forjado PIH 3, supera en un 8% dicho límite. Si se toman como referencia las flechas límite propuestas por otras normas, los valores anteriores, especialmente de los forjados PIH 2 y PIH 3, resultan importantes, sobre todo si se piensa que en tales normas la flecha límite se refiere a la total (instantánea más diferida).

TABLA 7
Flechas en centro de vano
para cargas de servicio. Forjados PIH

Forjado	Carga de servicio (kp/m ²)	flecha (mm)	L/f
PIH 1	500	5.09	786
PIH 2	750	9.83	407
PIH 3	1000	14.44	277

En los forjados ensayados, la relación L/h adoptada es 26,6, valor próximo al recomendado por la Instrucción EP-80 para no tener que comprobar el estado límite de servicio de deformaciones. Estos resultados, al igual que los de los forjados isostáticos, ponen de manifiesto la no adecuación de este tipo de criterios como límite de esbeltez, dado que incluso para la flecha instantánea, se llegan a superar los valores de flecha límite considerados.

En la tabla 8 se muestra el estado de cargas al producirse la rotura. En las tablas 9 y 10 se presentan los valores de los momentos flectores y esfuerzos cortantes, respectivamente, en las secciones críticas de rotura. El significado de las distintas variables es el mismo que el de la tabla 6.

Los valores de momentos experimentales (M_r) de la tabla 9 resultan, en todos los casos, mayores que los solicitantes, como puede verse también en las figuras 4 a), b), y c).

En la sección 1, los momentos de agotamiento teórico (suponiendo resistencias medias de los materiales) resultan ser sensiblemente mayores que los experimentales. Hay que tener en cuenta que en esta sección se ha producido ya una importante redistribución de momentos, como se ve en las figuras 4 a), b) y c). Si la comparación se realiza con los momentos máximos, las diferencias resultan ser mucho menores.

En la sección 2, los momentos experimentales han resultado ser mayores que los de agotamiento teórico. Ello parece indicar que en estas secciones (T invertida) de encuentro de vigueta y zona maciza, existe un cierto confinamiento que permite, por una parte, aumentar la tensión máxima del hormigón y, por otra, aumentar su ductilidad (deformación en agotamiento), lo que equivale a un mayor brazo mecánico y, consiguientemente, mayor momento último para curvaturas mayores.

En la sección 3, los momentos de agotamiento teóricos son muy semejantes a los experimentales, o incluso menores. Téngase en cuenta, incluso, que

TABLA 8
Estado final de cargas en agotamiento. Forjados PIH

Forjado	Carga de servicio (kp/m ²)	Peso propio (kp/m ²)	P (kp)	q_r (kp/m ²)	q_r/q_k	Tipo de rotura
PIH 1	500	156	4400	955	1.91	Flexión vano(*)
PIH 2	750	175	6206	1322	1.76	Cortante sec. 2
PIH 3	1000	163	9254	1854	1.85	Flexión vano(*)

(*) El ensayo se dió por terminado sin alcanzar la rotura física.

TABLA 9
Estado final de momentos flectores de las secciones críticas en agotamiento.
Forjados PIH

Forjado	Carga de servicio (kp/m ²)	Sección 1			Sección 2			Sección 3		
		M _d (m·Mp)	M _u (m·Mp)	M _r (m·Mp)	M _d (m·Mp)	M _u (m·Mp)	M _r (m·Mp)	M _d (m·Mp)	M _u (m·Mp)	M _r (m·Mp)
PIH 1	500	1.54	3.45	2.86	1.22	2.42	2.51	1.54	2.12	1.91
PIH 2	750	2.31	4.64	3.83	1.83	2.87	3.28	2.31	2.99	2.39
PIH 3	1000	3.08	6.07	3.74	2.44	4.52	3.13	3.08	4.10	4.25

(*) Esfuerzos, por 1,4 m de ancho, para los que se produjo la rotura.

TABLA 10
Estado final de esfuerzos cortantes de las secciones críticas en agotamiento.
Forjados PIH

Forjado	Carga de servicio (kp/m ²)	Sección 2			Sección 4		
		V _d (Mp)	V _u (Mp)	V _r (Mp)	V _d (Mp)	V _u (Mp)	V _r (Mp)
PIH 1	500	2.18	2.48	3.10	1.72	2.48	1.93
PIH 2	750	3.73	3.32	4.36	2.57	3.32	2.90
PIH 3	1000	4.97	7.47	4.88	3.43	7.47	4.52

en los ensayos de los forjados PIH 1 y PIH 3 no se llegó a alcanzar la rotura física, por lo que es de esperar que se hubiesen producido momentos experimentales aún mayores.

En cuanto al esfuerzo cortante, la tabla 10 muestra que, en la sección 2 de máximo cortante, los valores reales resultan ser mayores que los teóricos, lo que pone de manifiesto el carácter conservador de la formulación en uso para la estimación de la capacidad resistente a esfuerzo cortante. En el caso del forjado PIH 3, la rotura teórica estaba aún lejos de producirse.

6. CONSIDERACIONES FINALES

— En cuanto a la evolución de los esfuerzos, los forjados ensayados presentan una tendencia de comportamiento semejante hasta cargas de servicio. En las etapas iniciales de carga, los momentos negativos son mayores que los que se obtendrían si la rigidez fuese constante, y no existiesen otros esfuerzos que los producidos por el peso propio y las cargas aplicadas.

Estas diferencias disminuyen al aumentar las cargas de manera que, en servicio, los esfuerzos son

prácticamente coincidentes con los teóricos de rigidez constante. Esto parece indicar que, aunque la ley de esfuerzos adoptada para el dimensionamiento sea la totalmente redistribuida, la comprobación de estados límites de servicio (fisuración y deformaciones) puede hacerse, con suficiente aproximación, a partir de la ley de esfuerzos obtenida en la hipótesis de rigidez constante.

La evolución de los esfuerzos para cargas superiores a la de servicio, se ha mantenido sensiblemente paralela y próxima a la previsión de esfuerzos de un cálculo lineal con rigidez constante, incluso hasta estados muy avanzados de carga, para redistribuir totalmente una vez alcanzado el momento máximo en el apoyo. Solamente en el caso del forjado PIH 2, para el que se alcanzó la rotura por cortante, no se produjo la redistribución total.

— Tanto en forjados isostáticos como hiperestáticos se ha observado que las flechas instantáneas medidas son importantes, y mayores que las máximas totales admitidas por distintas normas para las esbelteces (L/h) de los forjados ensayados, especialmente en los casos de cargas medias y altas.

Dichos valores de relación luz-canto son próximos a los propuestos por la Instrucción EP-80 para evitar la necesidad de comprobar el estado límite de servicio de deformaciones. Los resultados

obtenidos ponen de manifiesto la falta de idoneidad de tales relaciones luz-canto como límites de esbeltez.

— Para estados avanzados de carga, la rotura de los forjados PII, se ha producido por flexión en el vano y el comportamiento siempre ha sido dúctil, presentando un nivel suficiente de seguridad. En los forjados PIH, todos se han comportado dúctilmente, reduciéndose el agotamiento para cargas superiores a las de proyecto.

— En cuanto a cortante, los esfuerzos alcanzados en el agotamiento de los forjados han sido sensiblemente mayores que los teóricos obtenidos a partir de las resistencias medias. En el caso del forjado PIH 2, único en que la rotura se produjo por cortante, el esfuerzo cortante en rotura ha resultado un 55% mayor que el teórico obtenido con la formulación en uso. Ello pone de manifiesto el carácter conservador, ya comentado, de los criterios actuales de dimensionamiento a cortante de este tipo de elementos.

7. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por la Comisión Asesora de Investigación Científica y Técnica (C.A.I.C.Y.T.) del Ministerio de Educación y Ciencia, para la realización del proyecto de investigación "Investigación Teórica y Experimental de Fórmulas para el Cálculo de Deformaciones en Forjados de Hormigón".

El Plan Experimental ha sido posible merced a la inestimable y desinteresada ayuda de HYMP-SA, suministradora del hormigón; BRIGON, que ha proporcionado las viguetas; AZMA, TECROSA y MALLACERO, que han suministrado el acero; CUATROPALOMAS que ha contribuido con las bovedillas; INTEMAC, que ha realizado los ensayos de control; así como ALVISA con materiales diversos.

8. REFERENCIAS

(1) EP-80. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado. Comisión Permanente del Hormigón. MOPU, 1981.

(2) León, J. "Comportamiento Teórico y Experimental, en Servicio y en Agotamiento, de Forjados Unidireccionales de Hormigón Armado". Tesis Doctoral dirigida por Hugo Corres y presentada en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, 1987.

(3) Calavera, J.; Corres, H.; Fernández, J.; León, J.; Ley, J. "Evolución de deformaciones de forjados pretensados". Comunicación presentada en la XII Asamblea de la Asociación Técnica Española del Pretensado en Granada. Octubre, 1987.

(4) Calavera, J. "Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación", 3ª edición. Intemac. Madrid, 1986.

RESUMEN

En este trabajo se presentan los resultados experimentales de forjados unidireccionales de semi-viguetas pretensadas, isostáticos e hiperestáticos, sometidos a carga hasta rotura a 28 días de edad.

Se describen con especial detalle los resultados correspondientes a elementos hiperestáticos en los que se pone de manifiesto el marcado comportamiento no lineal, tanto para cargas de servicio como para estados avanzados de carga, y la influencia del criterio de armado con el que se han dimensionado.

SUMMARY

In this article, the experimental results of one-way slabs with prestressed joists, submitted to load up to failure at the age of 28 days, are presented.

Special attention is given to the results of statically indetermined slabs. They show a marked nonlinear behaviour, both for service loads and ultimate loads. The influence of the reinforcement disposal is also pointed out.

Homologación de sistemas de pretensado

Ramón Martí
Dr. Ingeniero de Caminos
Centro de Trabajos Técnicos. C.T.T.

En cumplimiento de la petición formulada por la Dirección General de Industrias Químicas, de la Construcción, Textiles y Farmacéuticas, del Ministerio de Industria y Energía, la ATEP constituyó un Grupo de Trabajo para la preparación del borrador de normativa para la "Homologación de sistemas de pretensado".

Dicho grupo inició sus trabajos en marzo de 1986 habiendo ya finalizado los mismos, y ha estado formado por: Arturo Canalda, Jesús Galindo, Antonio Gil, Ramón Gomis, Manuel Juliá, José M^a Noval, José Quereda, Javier Rui-Wamba, José M^a Villar, Rafael Piñeiro, J. Vintró, Peregrín Estelles, Javier Sainz de Cueto, J.M. García Monar y Ramón Martí Aixelá.

El borrador final consta de 7 puntos y dos anexos que son los siguientes:

1. DEFINICIONES

2. MATERIALES

En el que se especifican todos los materiales que se utilizarán en los ensayos, tanto anclajes como aceros.

Podemos resaltar la recomendación que se efectúa en el sentido de que los aceros que se utilicen en la homologación se ensayen a tracción desviada. La razón de dicha recomendación es que, normalmente, a la salida de las cuñas se producen desviaciones de los cordones o alambres, y asegurando el buen comportamiento del acero a tracción desviada se intenta que las posibles roturas en dicha zona, se deban al diseño del anclaje y no a fallos prematuros del acero.

En cuanto a los anclajes se especifica que los anclajes que se utilicen en los ensayos sean los de la línea normal de producción del fabricante del sistema de pretensado.

3. ZONAS DE ANCLAJE

Se señalan los factores que intervienen en la cuantificación de la fuerza que puede ser transmitida al hormigón y se puntualiza que, en el diseño de las zonas de anclaje, deben tenerse en cuenta las reglamentaciones en vigor y que debe ser misión del proyectista y no del suministrador del sistema de pretensado, el diseño de dichas zonas.

4. ENSAYOS DE ACEPTACION

Se fijan los ensayos que deben realizarse, tanto para anclajes activos como pasivos.

4.1. Generalidades

En este apartado se fija que si se desea homologar toda una serie de anclajes con diseño similar, basta con realizar tres ensayos sobre dos anclajes de la serie, quedando así homologados también los anclajes intermedios.

Asimismo, se fija que los ensayos deben efectuarse por un laboratorio oficialmente reconocido.

4.2. Anclajes con dispositivos mecánicos (Activos)

4.2.1. Ensayo bajo cargas estáticas

En el ensayo bajo cargas estáticas se exige una eficacia del 92 por 100 y un alargamiento mínimo del 1,8 por 100, definiéndose el coeficiente de eficacia como la relación entre la carga de rotura del tendón que se obtiene en el ensayo y la carga máxima a tracción del tendón aislado, que es el producto del número de elementos que forman el tendón por la carga media obtenida en el en-

sayo normalizado de tracción de dichos elementos.

Se fija en tres el número de ensayos.

4.2.2. Ensayo de transferencia

El ensayo de transferencia es un ensayo estático de compresión, sobre un bloque de hormigón, del anclaje objeto de homologación.

Se fijan las armaduras del bloque, resistencia característica del hormigón y la carga final que es 1,1 veces la carga mínima garantizada del tendón de máxima capacidad que se ancla en el anclaje objeto de homologación.

Asimismo, se fija en 3 el número de ensayos por anclaje.

4.2.3. Ensayo bajo cargas dinámicas

En este ensayo se exige que el anclaje sea capaz de soportar 2 millones de ciclos, entre el 60 por 100 y 65 por 100 de la carga mínima garantizada, con una disminución de sección (debido a roturas durante el ensayo) no superior al 5 por 100 del área del tendón objeto de ensayo.

4.3. Anclajes pasivos

Se exige un ensayo bajo carga estática, análogo al que se pide para los anclajes activos.

Finalmente, se da un listado de variables que exigen la repetición de ensayos. Entre otras, cabe señalar:

- Cambio de diámetro del acero.
- Cambio de las dimensiones de las cuñas.
- Cambio de las características del bloque de anclaje, etc.

5. Criterios de aceptación/rechazo de ensayos para la homologación de anclajes.

Son los referidos en el apartado anterior.

6. Informe técnico que debe facilitar el suministrador del sistema de pretensado.

En dicho informe se proporcionará a la Dirección de Obra todos los datos relativos al sistema, así como justificación de que se han realizado los ensayos pedidos en este documento y superado los criterios de aceptación.

7. CONTROL DE CALIDAD

En este apartado se fija el campo de aplicación

del control de calidad y la responsabilidad del mismo (que corresponde a la Dirección de la empresa suministradora). Asimismo, se definen el manual de "Procedimientos de Fabricación y Aprovisionamiento", la obligatoriedad de existencia de un manual de Procedimientos de Control, se especifica la libertad por parte de la Propiedad de realizar supervisión externa y se exige la redacción de un informe llamado "Informe del control de calidad" que recoja todos estos puntos.

ANEXO N° 1

Ensayos de tracción desviada. Como método de ensayo se adopta el recomendado por la FIP.

ANEXO N° 2

Nomenclatura

* * *

Durante la redacción de este borrador, numerosos temas han surgido y este Grupo de Trabajo decidió informar a la Junta de Gobierno de la ATEP sobre la necesidad de que, en algunos casos, se proponga nueva normativa, y en otros se realicen estudios y recomendaciones. Entre otros, los temas propuestos fueron:

-Anclajes al terreno. Homologación y normativa.

-Módulo de Elasticidad del acero: método de determinación.

-Coeficientes de rozamiento acero-vaina; adaptación de la normativa actual a los últimos estudios sobre este tema.

-Utilización en un mismo tendón de rollos de aceros con diferente módulo de elasticidad.

RESUMEN

En esta comunicación se resumen los principales puntos de la propuesta de normativa para la homologación de los sistemas de pretensado, elaborada por el Grupo de Trabajo que, a tal efecto, constituyó, en su día, la Asociación Técnica Española del Pretensado, a petición de la Dirección General de Industrias Químicas, de la Construcción, Textiles y Farmacéuticas, del Ministerio de Industria y Energía.

SUMMARY

This paper summarizes the text of the final document issued by the ATEP working group which has been commissioned to establish the criteria for acceptance of prestressing systems to be used in post-tension jobs in Spain.

Ensayo dinámico de tableros isostáticos con vigas de hormigón pretensado en el viaducto sobre el río Almorchón (Presa de la Serena)

Pablo Rubio Pérez. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.
Luis Ortega Basagoiti, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
GEOTECNIA Y CIMENTOS, S.A.

1. INTRODUCCION

La realización de un ensayo dinámico de puentes isostáticos, efectuada en el Viaducto sobre el río Almorchón, incluido en la obra de la Presa de la Serena, deriva del interés de conocer, con suficiente precisión, el comportamiento frente a cargas móviles, y en condiciones de rodadura normales, de tableros de alrededor de 40 m de longitud y 12 m de ancho, encajados con el menor número de vigas comerciales (3-4), y con separación entre éstas poco habitual (2,50 - 4,25 m), comparados con tableros encajados con un número de vigas "normal", es decir, interejos de vigas de 2,00 a 2,50 m. En todos los casos, deben cumplirse las condiciones impuestas por la Instrucción, relativas a tensiones, coeficientes de seguridad, etc., frente a cargas estáticas, como son las que aplica la norma de acciones para puentes de carretera española.

La Administración suiza, a través del EMPA (Laboratorio Federal de Ensayo de Materiales y de Investigación), es la que cuenta con más dilatada experiencia en este tipo de pruebas [1]. Asimismo, las Administraciones inglesa, belga, canadiense y estadounidense han realizado numerosos ensayos a escala real, orientados a la determinación de parámetros de tipo dinámico en puentes.

En nuestro país, si bien hace ya tiempo que se iniciaron las pruebas dinámicas en puentes de carretera (puente de Rande, Viaducto de la Fuente del Azufre), los resultados experimentales divulgados, de los que tengamos noticia, son reducidos; recientemente se ha publicado una información bastante completa de las pruebas efectuadas en el Viaducto laño mar, sobre la plaza Alfonso X, del I Cinturón de Ronda de Barcelona, previamente a su demolición [2].

Así pues, el ensayo objeto de esta comunicación puede resultar de interés, dada la insuficiencia de datos experimentales sobre comportamiento dinámico de puentes de carretera españoles, a los que el técnico no involucrado en tales pruebas, tiene acceso.

Un análisis previo al ensayo, ha consistido en el estudio teórico comparativo del comportamiento dinámico de un tablero de vigas de 37,30 m de luz y 12 m de ancho, formado en un caso por 3 vigas de 2,00 m de canto, separadas entre ejes 4,25 m, con losa de 20 cm de hormigón, y, en el segundo caso, por 5 vigas de 1,65 m de canto, separadas entre ejes 2,40 m, con losa de 20 cm de hormigón.

Comprobados ambos tableros mediante un cálculo estático para el tren e hipótesis de carga de la Instrucción, el comportamiento es similar, con tensiones del mismo orden en las vigas, y coeficientes de seguridad a rotura parecidos.

Las hipótesis de carga del estudio dinámico teórico, parten de la consideración de dos camiones de 20 t, circulando en paralelo sobre el tablero a velocidades de 0-100 km/hora.

Se han obtenido, en primer término, de forma manual, los parámetros básicos relativos a los períodos y frecuencias propios del primer modo de vibración, y las máximas deformaciones producidas por las oscilaciones forzada y libre, para el paso de un solo vehículo de 40 t, a la velocidad de 100 km/hora.

En segundo lugar, mediante utilización del programa SAP IV se han analizado, en detalle, las siguientes hipótesis:

- Paso único de una carga de 40 t.
- Paso de una segunda carga de 40 t que comienza a actuar en el instante en que la primera sale de la estructura.

TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS

	TABLERO 3 VIGAS (*)		TABLERO 5 VIGAS (*)	
	MANUAL	SAP	MANUAL	SAP
Período propio tablero	0,361 s	0,363 s	0,403 s	0,407 s
Deformada estática		4,92 mm		5,63 mm
Oscilación forzada				
Máx. Deformación	4,96 mm		5,72 mm	
Tiempo	0,671 s		0,671 s	
Oscilación libre				
Máx. Deformación	0,75 mm		0,97 mm	
Tiempo	0,632 s		0,705 s	
Oscilación forzada para t = t de máx. oscilación libre				
Deformación	4,93 mm		5,70 mm	
Tiempo	0,632 s		0,705 s	
Suma oscilac. forzada y oscilac. libre (máx. def.)				
Deformación	5,68 mm	5,70 mm	6,67 mm	6,69 mm
Tiempo	0,632 s	0,625 s	0,705 s	0,696 s
Máx. oscilación positiva	0,79 mm	0,82 mm	1,27 mm	1,00 mm
Máx. oscilación negativa	0,71 mm	0,68 mm	0,82 mm	1,00 mm
Amplitud	1,50 mm	1,50 mm	2,09 mm	2,10 mm

(*) Incluido el afirmado, no extendido todavía en el puente ensayado.

- Frenado instantáneo de la carga de 40 t en el centro de la viga.
- Paso de la carga de 40 t sustituyendo los apoyos rígidos por muelles equivalentes a los neoprenos.

La aplicación del método de integración directa permite obtener las leyes de deformaciones dinámicas y las leyes de momentos flectores en el centro del vano.

La tabla comparativa adjunta incluye los resultados más representativos obtenidos en el procedimiento manual y mediante el cálculo con ordenador.

Las conclusiones del anterior estudio teórico no indican diferencias importantes en cuanto a las frecuencias de vibración y los factores de amplificación de una y otra estructura. La sensación de incomodidad, en ambas soluciones, no es comparable, por cuanto a la estructura de mayor amplitud de vibración le corresponde una frecuencia menor. No se produce, en ningún caso, resonancia en el primer modo de vibración para las velocidades

usuales. Como consecuencia, el proyecto alternativo, con un número menor de vigas, parece igualmente aceptable.

En la sección 2 se comentan diversas hipótesis simplificadoras aplicadas en el estudio dinámico "clásico" anterior, que han determinado la conveniencia de contrastación de los resultados teóricos, mediante ensayos adicionales "in situ", siguiendo las prácticas usuales en estas investigaciones.

2. MODELOS Y SIMPLIFICACIONES DEL ESTUDIO TEORICO

El estudio teórico de la respuesta dinámica de una viga o tablero, simplemente apoyados, al paso de una carga móvil, con velocidad uniforme, puede efectuarse mediante aplicación de las siguientes ecuaciones modales, correspondientes a un modelo lineal unidimensional para una viga prismática [3]:

$$\ddot{C}_n + (n f_0)^2 C_n = \frac{2 P}{m L} \text{sen } 2 \pi n f t$$

donde f_0 es la frecuencia (en ciclos/seg) de oscilación libre del tablero para el modo fundamental ($n = 1$), y f es la frecuencia del movimiento de la carga, esto es

$$f = \frac{v}{2L}$$

Las correspondientes funciones de forma modales son

$$F_n = \text{sen} \frac{n \pi x}{L}$$

En consecuencia, la solución teórica de la deformación de una viga para el paso de una carga P constante, en condiciones de rodadura ideales, a velocidad V constante, y sin considerar amortiguamiento está dada por el desarrollo:

$$y = \sum_{n=1} C_n F_n = \frac{2P}{mL} \sum_{n=1} \frac{1}{4\pi^2 n^2 (f_0^2 - f^2)} \cdot \left(\text{sen} 2\pi n f t - \frac{f}{f_0} \text{sen} 2\pi n f_0 t \right) \text{sen} \frac{n \pi x}{L} \quad (1)$$

La deformación, con amortiguamiento viscoso en cada modo, se escribiría análogamente:

$$y = \frac{2P}{mL} \sum_{n=1} \frac{1}{[4\pi^2 n^2 (f_0^2 - f^2)]^2 + 4(\lambda_n 2\pi n f)^2} \cdot [4\pi^2 n^2 (f_0^2 - f^2) \text{sen} 2\pi n f t - 2\lambda_n (2\pi n f) \cdot \cos 2\pi n f t + e^{-\lambda_n t} [2\lambda_n (2\pi n f) \cdot \cos 2\pi n f_0 t + \frac{f}{f_0} (2\lambda_n^2 - 4\pi^2 n^2 f^2 - 4\pi^2 n^2 f_0^2) \text{sen} 2\pi n f_0 t]] \text{sen} \frac{n \pi x}{L}$$

donde $\lambda_n/2\pi n f_0$ es la fracción de amortiguamiento crítico en el modo n .

El modelo dinámico lineal unidimensional, que representa la expresión (1), limitada al primer sumando, que ha sido la aplicada para obtención de los resultados en la Sección 1, incluye las siguientes hipótesis simplificadoras:

1) Sustitución de la estructura isostática por la viga de rigidez equivalente, esto es, modelización unidimensional del tablero suponiendo deformación transversal plana, con reparto transversal de la carga uniforme.

2) Consideración única del modo fundamental, en la integración de las ecuaciones modales.

3) Sustitución del paso simultáneo de dos vehículos, en paralelo, por el paso de una sola carga puntual estática, aplicada en el centro de masas.

4) Distribución del paso de la carga, mediante un algoritmo de reparto lineal a los dos nodos adyacentes (en el cálculo con aplicación del programa SAP).

5) No consideración de amortiguamiento.

En la ref. [3] se comentan algunos criterios sobre la incidencia de las tres primeras hipótesis, a los que nos referimos a continuación.

La hipótesis primera da poco error si el puente es estrecho (dos carriles de circulación) y si la circulación del vehículo sigue la línea central.

La hipótesis segunda es, asimismo, aceptable con superficie de rodadura regular, pues los modos superiores al primero representan poca influencia en el valor de la deformación o momento flector en el centro del vano.

La hipótesis tercera plantearía algunas reservas en casos de extrapolación, por las razones siguientes:

La sustitución de las cargas en las ruedas por una carga única, aplicada en el centro de gravedad del vehículo, da poco error si la relación entre la luz del vano y la separación entre ejes del vehículo, es superior a 5.

Sin embargo, la sustitución del vehículo por una carga móvil estática, prescinde de los efectos inerciales de las masas rodantes (ruedas) y de los efectos de muelle de la masa suspendida (chasis) del vehículo.

La investigación experimental ha determinado, en efecto, que las causas primarias en la vibración de los grandes puentes están en el balanceo inicial del vehículo sobre los propios muelles, cuando entra en el vano, y al debido a las irregularidades de la superficie. La relación entre las frecuencias propias del tablero y del vehículo puede llegar a ser un factor importante del coeficiente de amplificación.

Se relacionan, con esta observación, resultados anómalos relativos a mayoración de las deformaciones a la salida del vehículo del tramo, que produce el programa de ordenador, y que podrían derivarse de efectos de impacto a consecuencia de las simplificaciones (hipótesis 4ª) en la forma de aplicación dinámica de la carga, y a la no consideración del coeficiente de amortiguamiento (hipótesis 5ª).

La corrección de estas simplificaciones mediante una mayor discretización geométrica y/o temporal, podría llevar simplemente a una hipertrofia del proceso de cálculo, sin mejora sustancial del modelo.

En un planteamiento teórico del problema, pueden incluirse, todavía, sofisticaciones para

consideración de los fenómenos de interacción de las respectivas oscilaciones estructura-vehículo, sustituyendo la idealización de la carga puntual, aplicada en el modelo anterior, por la presencia de ambas masas, rodante y suspendida, como indica el esquema de la figura 2.1.

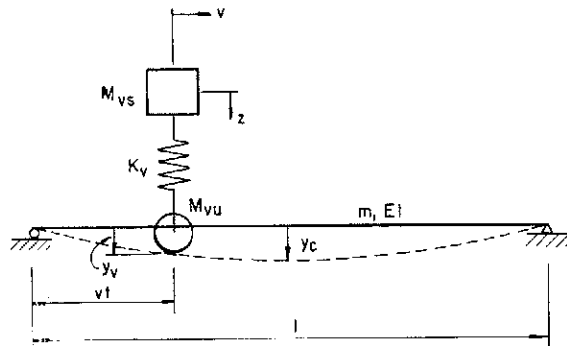


Fig. 2.1.

Las ecuaciones correspondientes al nuevo modelo, resultan de considerar el equilibrio dinámico de la viga y masa suspendida, obteniéndose respectivamente:

$$\begin{aligned} \frac{mL}{2} \ddot{C}_n + (M_{vr} \text{ sen } 2\pi nft) \left(\sum_{n=1} \ddot{C}_n \text{ sen } 2\pi nft \right) + \\ + \frac{mL}{2} (2\pi n f_0)^2 C_n = [(M_{vs} + M_{vr}) g + \\ + K_v (z - \sum_{n=1} C_n \text{ sen } 2\pi nft)] \text{ sen } 2\pi nft \\ M_{vs} \ddot{z} + K_v (z - \sum_{n=1} C_n \text{ sen } 2\pi nft) = 0 \end{aligned}$$

Limitando nuevamente la solución al primer término del desarrollo, y considerando amortiguamiento, resulta el siguiente sistema no lineal de dos grados de libertad, para la deformación en el centro del vano, y_c , y el desplazamiento de la masa suspendida, z , habiéndose tomado para este último, como origen, la posición de equilibrio:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{2} mL + M_{vr} \text{ sen}^2 2\pi ft \right) \ddot{y}_c + \frac{mL}{2} (2\pi f_0)^2 y_c + \\ + C_T \dot{y}_c = [(M_{vs} + M_{vr}) f + \\ + K_v (z - y_c \text{ sen } 2\pi ft)] \text{ sen } 2\pi ft \\ M_{vs} \ddot{z} + K_v (z - y_c \text{ sen } 2\pi ft) + \\ + C_v (\dot{z} - \dot{y}_c \text{ sen } 2\pi ft) = 0 \end{aligned}$$

donde C_T y C_v son los coeficientes de amortiguamiento respectivos del tablero y de la masa suspendida del vehículo.

El interés de las ecuaciones anteriores es, como decimos, por el momento, puramente teórico. Es obvia la dificultad de la determinación, en la práctica, de los parámetros dinámicos relativos al vehículo y al propio tablero, y quedarían todavía, como factores aleatorios, la situación del balanceo inicial del vehículo a la entrada del vano, necesaria para la aplicación de los métodos de integración numéricos, y los debidos al estado de la superficie de rodadura.

Esta situación, no resuelta todavía en la aplicación de las técnicas probabilísticas y estadísticas al diseño estructural, justifica, pues, el recurso, que viene efectuándose, a la vía experimental.

3. ENSAYO DEL VIADUCTO SOBRE EL RIO ALMORCHON

3.1. Descripción general

El ensayo se ha efectuado en el Viaducto sobre el río Almorchón (Presa de la Serena). Se ha seleccionado esta obra por corresponder a las siguientes características intermedias entre los dos tableros analizados en el anterior estudio teórico.

El conjunto del puente, de longitud total 331 metros, consta de nueve vanos iguales, de 36,78 m.

El puente es rectilíneo en planta y alzado y tiene pendiente longitudinal del 0,6 por 100 (figs. 3.1.1 y 3.1.2).

El tablero se compone de nueve módulos iguales, sustentados isostáticamente, de 10 m de ancho, distribuidos en una calzada de 8 m y dos aceras iguales de 1 m.

La estructura resistente del tablero está formada por cuatro vigas prefabricadas, de hormigón pretensado, de 1,80 m de canto, unidas en su parte superior por la losa de tablero, de 0,20 m de espesor mínimo, de hormigón armado, realizada in situ. El canto total del tablero, incluido el encofrado incorporado es 0,25 m. La separación entre ejes de vigas es de 2,70 m (fig. 3.1.3).

El ensayo dinámico del puente ha sido patrocinado por Dragados y Construcciones, S.A., contando con la previa autorización e interés de la Confederación Hidrográfica del Guadiana, y de la Empresa constructora, APS Presa de la Serena, y se efectuó por el Laboratorio GEOCISA, con la colaboración de APS, los días 6 y 7 de mayo de 1987.

Los objetivos específicos del ensayo, limitados por razón económica, se definieron como la determinación de:

- Leyes de flechas quasi-estáticas, en el centro de la luz, al paso de un camión con un peso total de 40 toneladas.

- Leyes dinámicas de desplazamientos verticales, en esta misma sección central, al paso del vehículo a distintas velocidades.

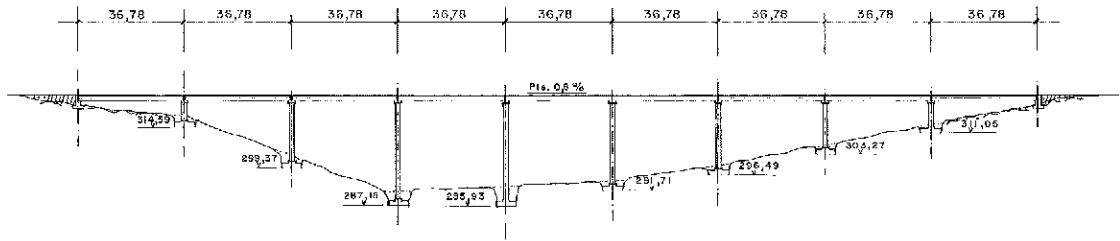


Fig. 3.1.1. Sección longitudinal.

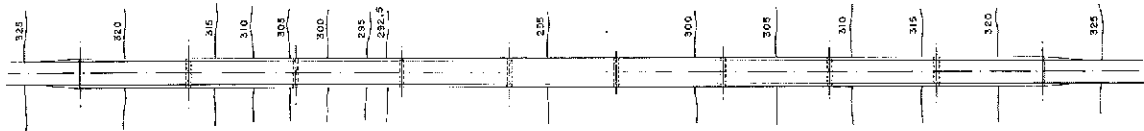


Fig. 3.1.2. Planta.

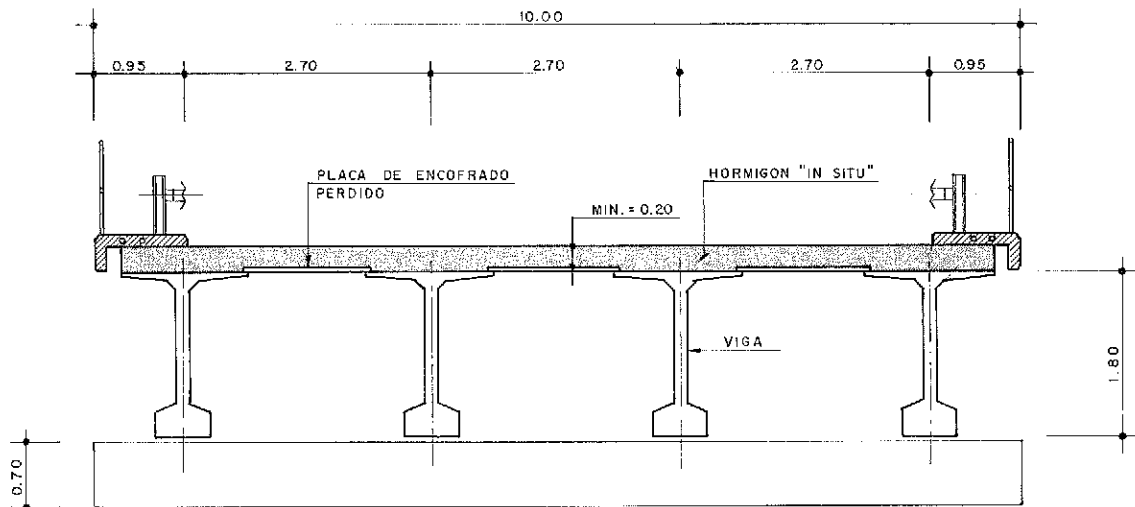


Fig. 3.1.3. Sección transversal de tablero.

— Análisis de las señales dinámicas después de la salida del vehículo (vibraciones libres), para determinación de la frecuencia del modo principal de vibración del tablero y del coeficiente de amortiguamiento.

— Estimación de coeficientes de impacto dinámico.

Para cumplimentar estos objetivos se efectuaron mediciones de desplazamientos verticales en diversos puntos del tablero, que se detallan después, y mediciones de aceleraciones en los bordes del mismo.

Debido a la imposibilidad de medir flechas en los vanos centrales del puente, por la gran altura de pilas, se efectuaron las pruebas completas sobre uno de los vanos extremos, llevando además a

cabo un ensayo complementario en el vano central, midiendo solamente aceleraciones.

En las secciones siguientes se indica una información más detallada de los datos técnicos relativos a instrumentación, pruebas efectuadas y resultados numéricos y su interpretación, así como información gráfica del ensayo.

3.2. Disposición de puntos de medida

En la figura 3.2.1. se recoge un esquema indicando la numeración de canales adoptada para los diferentes puntos de medida del vano 1, así como la posición de los mismos.

Se realizaron medidas en los siguientes puntos:

- Desplazamientos verticales, en cinco puntos de la sección centro luz (uno en cada una de las cuatro vigas y uno en el eje longitudinal del tablero), y en dos puntos de la sección a cuartos de la luz más próxima al estribo (uno en cada una de las dos vigas centrales).

- Aceleraciones verticales, en cuatro puntos situados en los bordes (aceras) de las secciones de centro y cuartos de la luz.

. La disposición para los puntos de medida de aceleraciones en el vano central fue análoga a la anterior.

3.3. Sistema de medida y registro

El conjunto del sistema de medida y registro empleado y que se describe a continuación, corresponde a los esquemas de las figuras 3.3.1 y 3.3.2.

Medida de desplazamientos:

La medida de desplazamientos verticales se llevó a cabo utilizando un ordenador con una capacidad de memoria de 800 Kbytes y una unidad de diskette de 360 K, especialmente adecuado para sistemas de adquisición de datos.

Los transductores metálicos empleados están

constituidos por aros metálicos flexibles, instrumentados con bandas extensométricas conectadas a puente completo. Las señales, una vez acondicionadas, son multiplexadas y muestreadas por un multiprogramador a una velocidad de hasta 800 muestras/seg, realizándose una conversión analógica-digital.

Medida de aceleraciones:

Para la medida de aceleraciones se han empleado, como transductores, unos servoacelerómetros con un rango de 0,25 g y una respuesta adecuada para señales de bajas frecuencias.

Para el registro de estas señales, se ha empleado un sistema PCM (modulación por pulsos codificados). Las señales procedentes de los servoacelerómetros son multiplexadas, muestreadas y codificadas por un modulador, y su posterior grabación se lleva a cabo mediante un registrador de cinta magnética. Las señales así grabadas pueden ser reproducidas directamente en su forma digital y enviadas a un ordenador a través de una interfase especial, o bien puede reconstruirse la señal analógica original mediante un demodulador. Este último decodifica y demultiplexa la señal grabada en cinta, proporcionando de nuevo la señal analógica original.

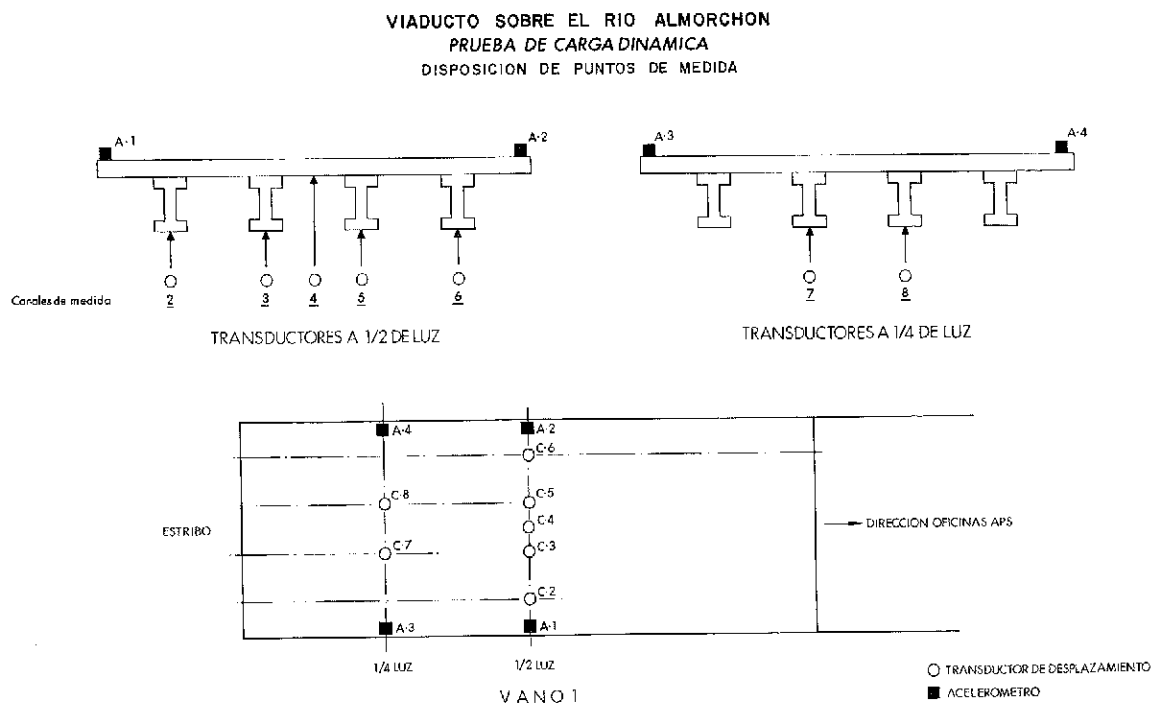


Fig. 3.2.1.

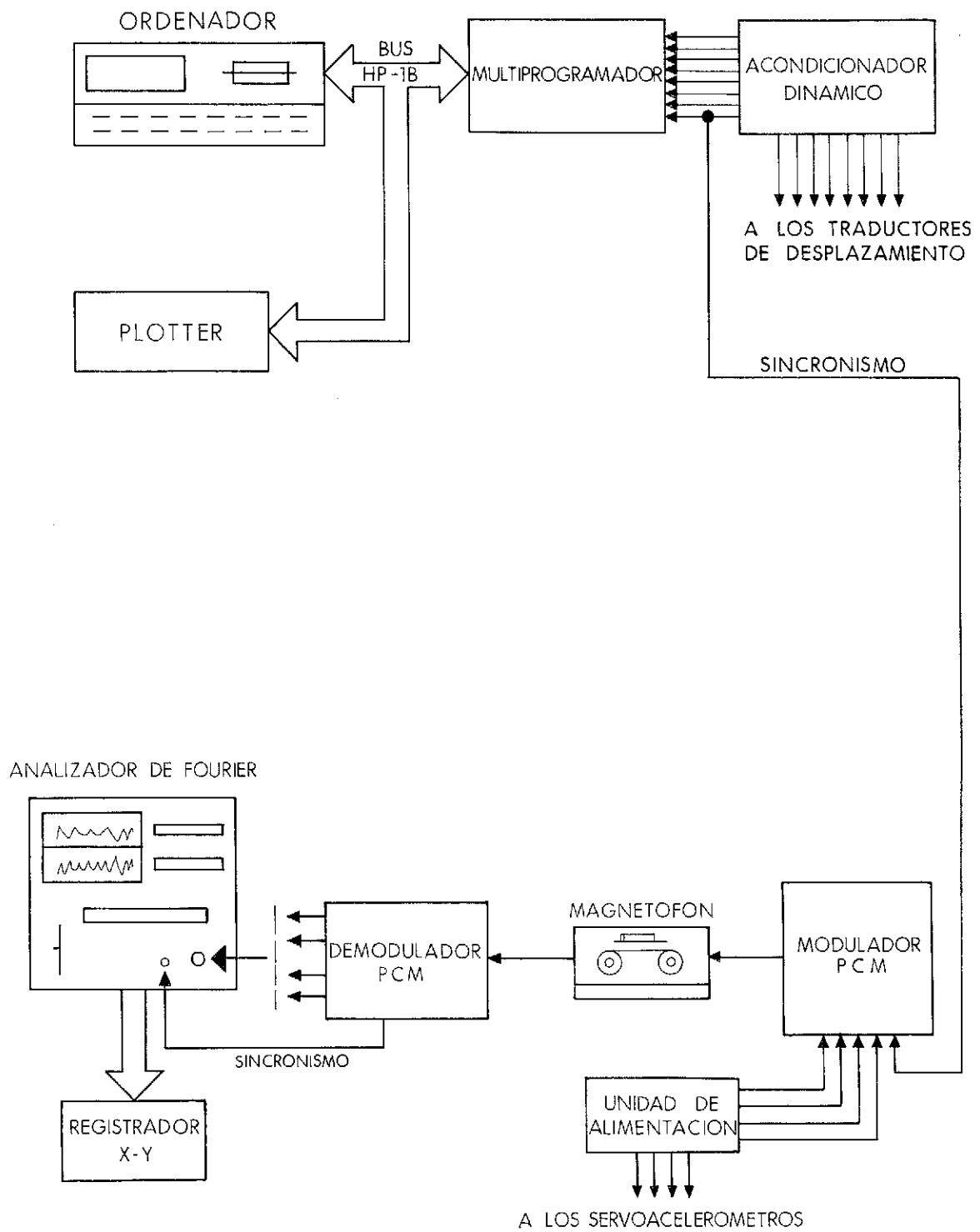


Fig. 3.2.2.

Procesado de las señales:

Las señales de desplazamientos, una vez almacenadas en la memoria del ordenador, son grabadas en diskette para permitir su posterior procesado, permitiendo la obtención de tablas de resultados, gráficos a través de pantalla o de plotter, etc.

Las señales grabadas en cinta pueden ser reconstruídas en su forma analógica, o bien transfiridas al ordenador siguiendo un proceso similar al utilizado con las señales de desplazamiento (vía multi-programador), o bien utilizadas directamente en otra vía de análisis. Para el procesado de las señales de accleraciones se ha empleado este último sistema, alimentando con las señales analógicas un analizador de Fourier.

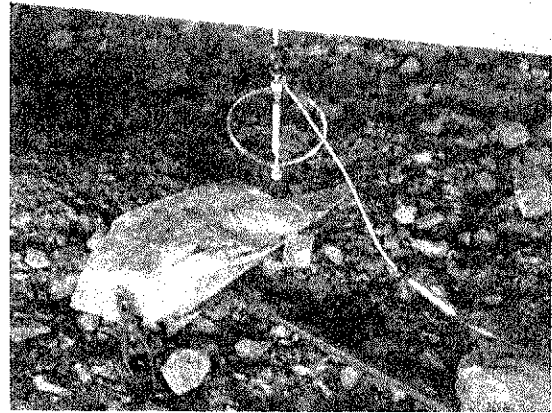


Foto 3. Transductor para medida de desplazamientos.

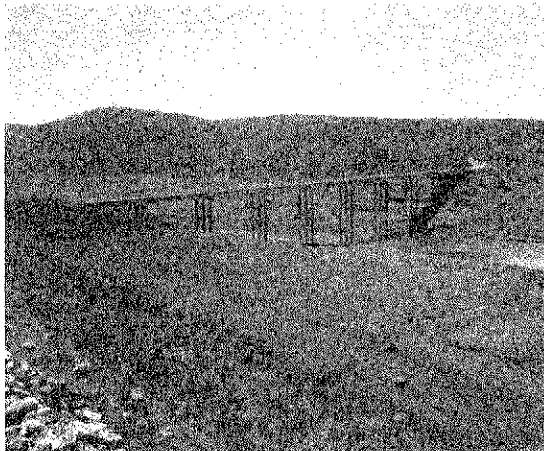


Foto 1. Vista general del puente.

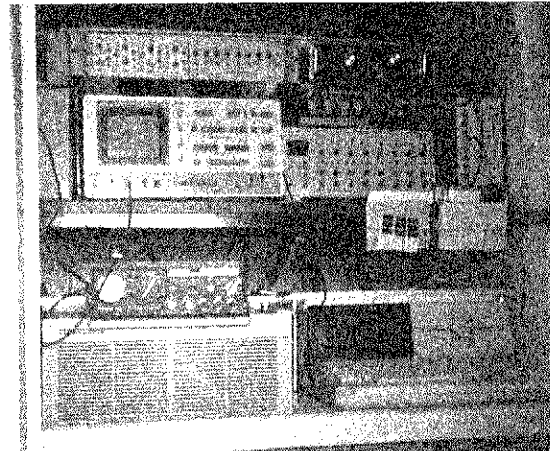


Foto 4. Equipos de medida y registro.

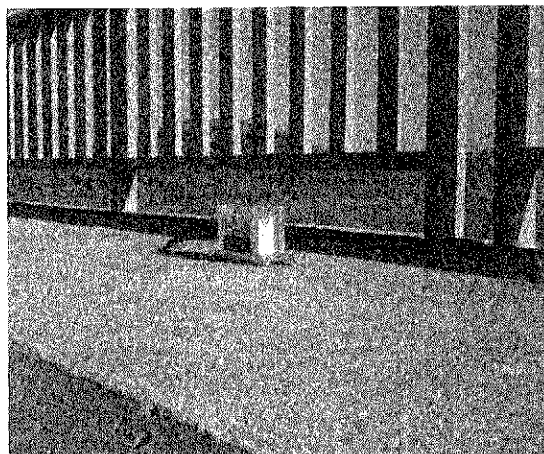


Foto 2. Servoacelerómetro colocado.

3.4. Ensayos realizados

La instrumentación del puente se realizó el día 6 de mayo de 1987, llevándose a cabo los ensayos el día siguiente.

Para las pruebas se empleó un camión de transporte de áridos, de tres ejes (un eje delantero y un eje tandem trasero), con separación entre el eje delantero y el eje del tandem de 4,525 metros.

En primer lugar, se efectuaron dos pruebas previas de comprobación, para confirmar el correcto funcionamiento de los sistemas de medida y registro, así como la adecuación de los niveles de fondo de escala seleccionados en el sistema de medida. Estas pruebas se realizaron con el camión cargado hasta un peso total de 44 t, aproximadamente. Como se pretendía que en los ensayos definitivos

el peso total del vehículo fuese lo más próximo posible a las 40 t, se eliminó parte de la carga hasta conseguir un peso efectivo de 40,3 t. Efectuada esta operación, se realizó una triple pesada del camión en báscula, controlando el peso de cada uno de los ejes por separado, y el del vehículo completo. Los datos de cada pesada se indican en la Sección 4.

Al analizar los resultados en laboratorio, se detectaron unas señales incoherentes con el resto de los resultados en el captador nº 4. Comprobado éste, se apreció un defecto en el mismo por el que la respuesta resulta correcta para bajas amplitudes, pero se produce un fallo eléctrico cuando el arco alcanza una cierta deformación. Por esta razón, todos los registros correspondientes a este captador han sido suprimidos.

Primero se efectuaron los ensayos sobre el vano 1 (vano extremo más próximo a Castuera) según el siguiente orden:

Ensayo núm.	Velocidad aprox. (km/h)	Sentido
1	5	APS-Castuera
2	45	APS-Castuera
3	22	APS-Castuera
4	56	Castuera-APS

Después se colocaron los acelerómetros en el vano número 5, realizándose sobre él los siguientes ensayos:

Ensayo núm.	Velocidad aprox. (km/h)	Sentido
5	57	Castuera-APS
6	5	APS-Castuera
7	30	Castuera-APS
8	38	Castuera-APS
9	Frenado	Castuera-APS

Para controlar la velocidad media real a la que pasaba el vehículo sobre el vano ensayado, se utilizó uno de los canales de medida (el canal 1), registrando un impulso en el momento de la entrada del eje delantero del vehículo en el vano y otro en el instante de su salida. La velocidad indicada en las tablas anteriores está obtenida a partir del tiempo invertido por el vehículo en recorrer el vano, medido mediante estas señales.

En el ensayo número 9 el camión recorrió el puente en sentido Castuera-Oficinas APS, frenando bruscamente al llegar al centro del vano 5; el vehículo se detuvo totalmente ya fuera de este vano.

3.5. Resultados obtenidos

1) Leyes de desplazamientos estáticos

A partir de los registros de desplazamientos obtenidos para la prueba lenta, se han obtenido, mediante un filtraje-suavizado de la señal, los gráficos de las leyes de desplazamientos estáticos en cada uno de los puntos de medida, con excepción del captador nº 4 anulado. En la fig. 3.5.1 se incluyen los gráficos correspondientes a los captadores situados en centro de vano.

Los máximos obtenidos para cada uno de los puentes instrumentados son los siguientes:

Captador	Desplazamiento máximo
2	3,4 mm.
3	4,2 mm.
5	3,6 mm.
6	2,4 mm.
7	3,1 mm.
8	2,8 mm.

Estos resultados parecen indicar que el vehículo no circuló exactamente por el eje del tablero durante esta prueba, sino que se aproximó más al borde derecho del mismo, en sentido de avance Castuera-Oficinas APS.

2) Leyes de desplazamientos dinámicos

En la fig. 3.5.2 se incluyen, a título ilustrativo, algunos gráficos de los registros de desplazamientos dinámicos a diferentes velocidades.

Los máximos desplazamientos obtenidos en cada una de las pruebas efectuadas, se recogen en la siguiente tabla:

Captador	Desplazamientos (mm.)			
	Ensayo			
	1	2	3	4
2	3,7	4,2	4,5	3,5
3	4,6	5,2	5,2	4,8
5	3,9	4,5	4,5	4,9
6	2,8	3,5	3,5	4,2
7	3,5	4,1	3,8	3,5
8	3,3	3,8	3,5	3,7

Del examen de los gráficos y de los valores recogidos en la tabla, cabe extraer las siguientes consideraciones:

El desplazamiento máximo medido en cada punto, es lógicamente mayor en las pruebas rápidas que en la prueba lenta (ensayo núm. 1). La cuantificación de este efecto de "impacto" se realizará en la sección 3.6.

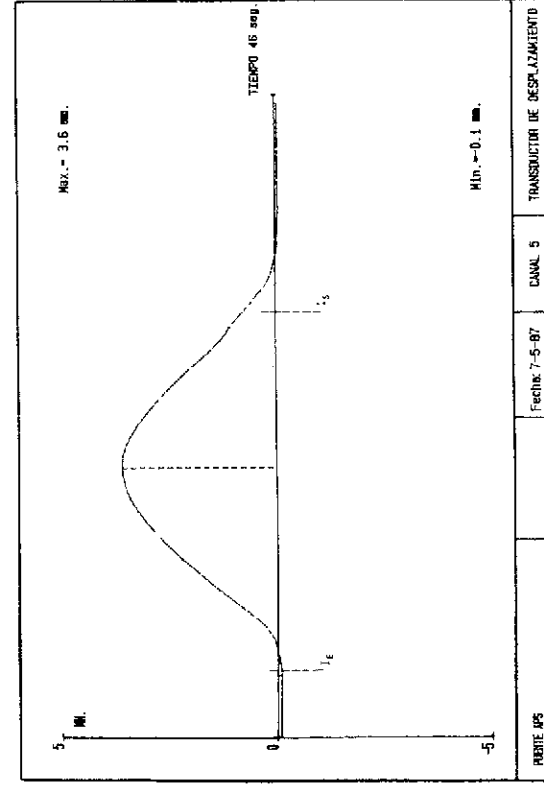
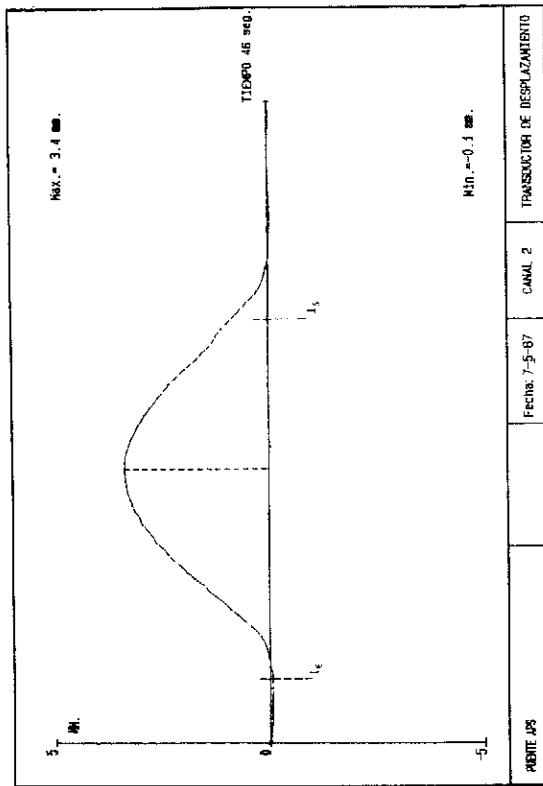
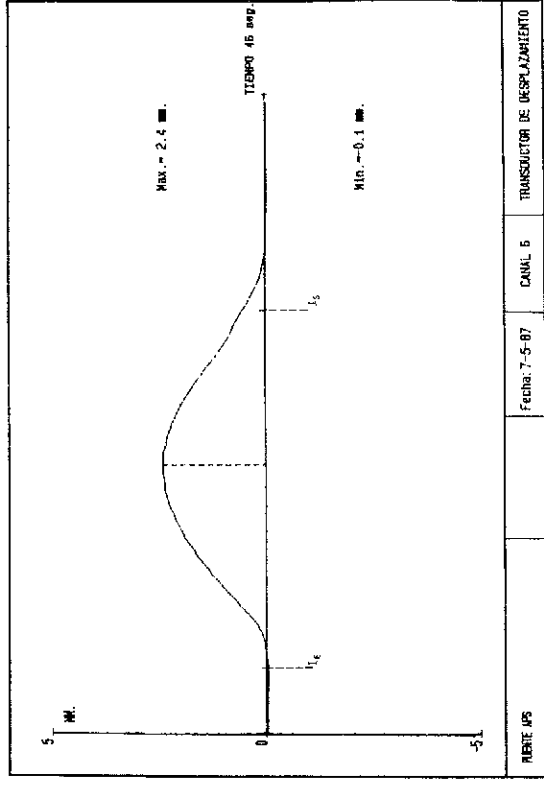
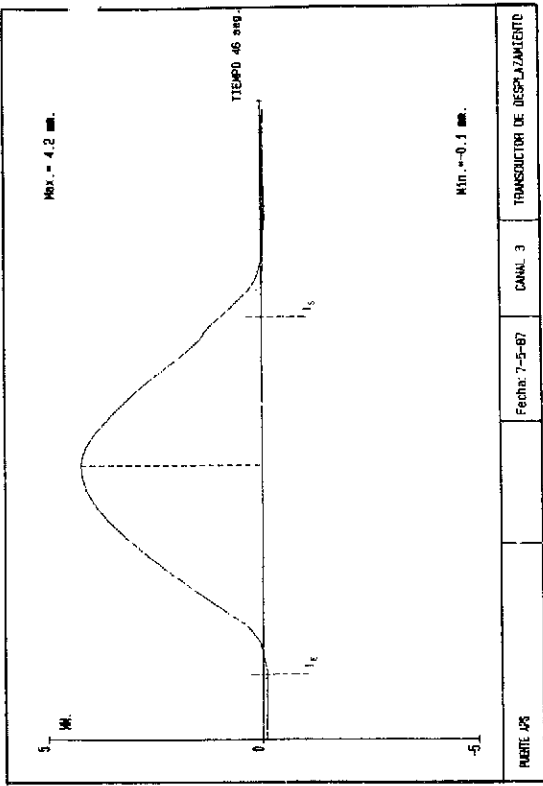


Fig. 3.5.1.

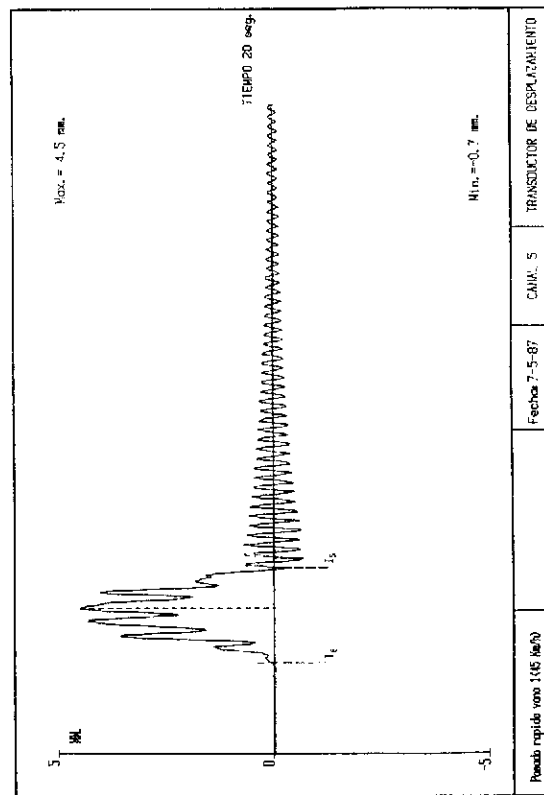
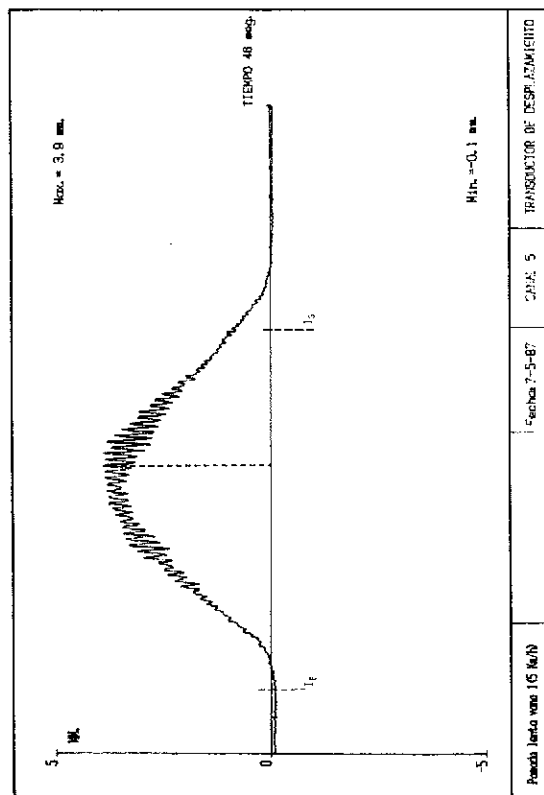
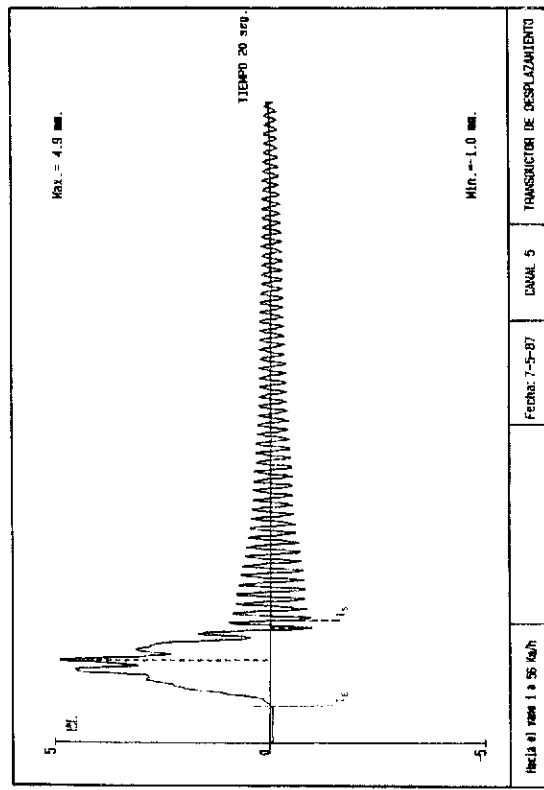
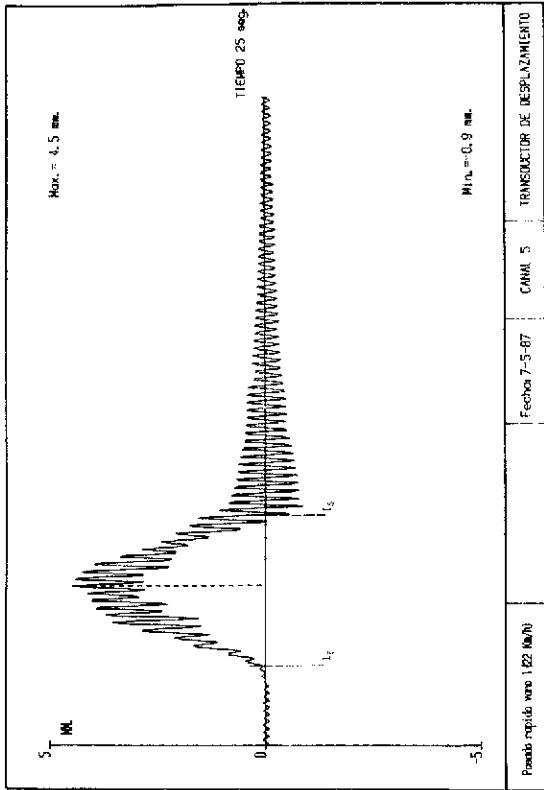


Fig. 3.5.2.

Los valores máximos registrados para cada captador parecen indicar que en los ensayos 1 a 3, el vehículo circuló aproximándose más al borde derecho, mientras en la prueba 4 fue al revés. Ello podría ser debido a una tendencia por parte del conductor del vehículo a ceñirse más hacia el borde izquierdo de su sentido de avance.

Los valores registrados detectan el efecto de flexión transversal, obteniéndose valores mayores en las vigas centrales que en las de borde.

Los registros de los ensayos 2 a 4 presentan una zona de vibraciones libres del vano, después de que el vehículo lo haya abandonado, en la que se puede estimar con facilidad el amortiguamiento de la señal. Esta zona de vibraciones libres, de magnitud apreciable, es prácticamente inexistente en los registros de la prueba lenta (ensayo 1).

La zona del registro de vibraciones libres presenta claramente una forma de senoide amortiguada casi perfecta, con una frecuencia en torno a los 3,50 ciclos por segundo. Este resultado se confirma en el análisis de frecuencias derivado de las señales de acelerómetros. Se confirma igualmente la presencia de otras frecuencias con menor impor-

tancia, que explica las irregularidades con respecto a la senoide amortiguada perfecta.

3) Frecuencias propias del tablero

Las señales de los acelerómetros en el dominio del tiempo (fig. 3.5.3) se convierten en espectros de frecuencias mediante un analizador de Fourier (fig. 3.5.4).

Del examen de las tablas de frecuencias obtenidas, se extrae, como conclusión básica, la presencia de una frecuencia en torno a 3,40 Hz, en todos los espectros, tanto en los obtenidos cuando el vehículo está todavía en el vano como cuando ya lo ha abandonado.

Esta frecuencia aparece asimismo con independencia de que el espectro se obtenga en zonas más o menos amortiguadas de la parte de la señal correspondiente a vibraciones libres.

Evidentemente, este valor corresponderá a la primera frecuencia propia de vibración del tablero.

Con menor importancia, se detecta en todos los espectros correspondientes a vibraciones libres del vano 1 (menos en el del ensayo lento) una frecuen-

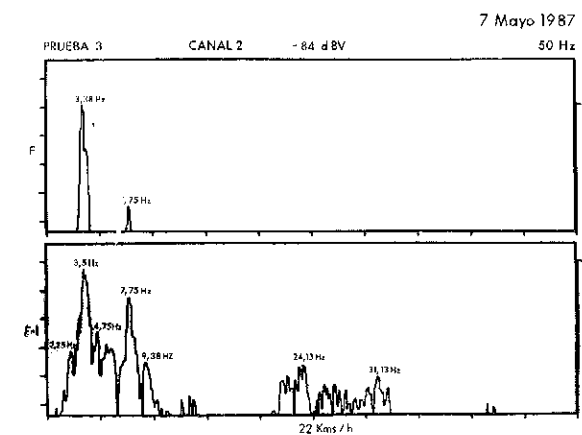
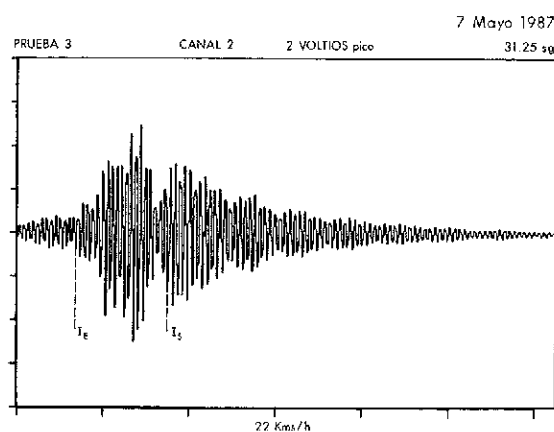
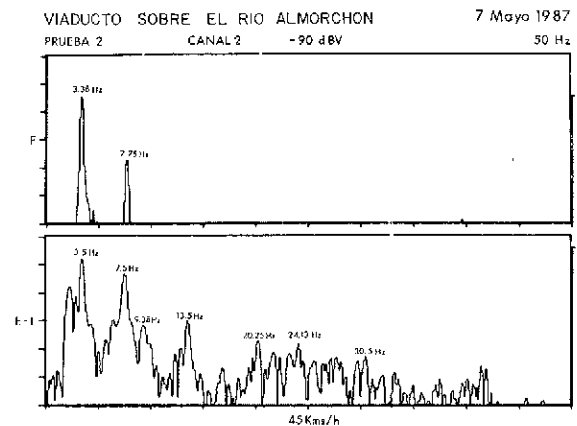
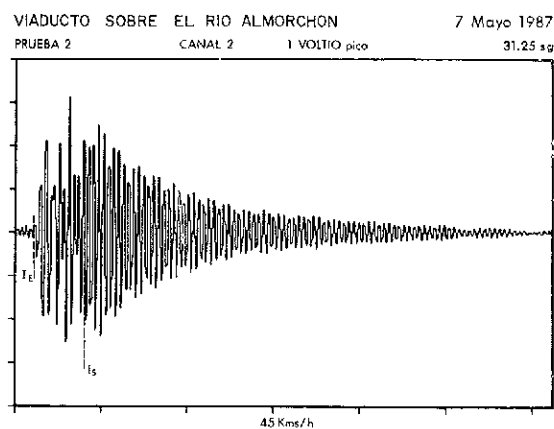


Fig. 3.5.3.

Fig. 3.5.4.

cia de aproximadamente 7,75 Hz. Aunque la importancia de su contribución a la respuesta dinámica medida es siempre muy inferior a la de la frecuencia de 3,40 Hz., su presencia es apreciable incluso en zonas de los registros de vibraciones libres bastante amortiguadas. Sin embargo, esta frecuencia no debe corresponder al segundo modo de vibración en flexión del tablero, puesto que asimilando éste en primera aproximación a una viga biapoyada, su segunda frecuencia propia debería ser del orden del cuádruplo de la primera. Quedaría por tanto la posibilidad de que corresponda a una frecuencia inducida por el vehículo, o que corresponda a un modo de vibración en torsión o flexión transversal del tablero.

La primera posibilidad puede ser descartada, ya que esta frecuencia está presente incluso en espectros correspondientes a zonas del registro en vibraciones libres muy posteriores al instante de salida del vehículo. Por lo que hace referencia a la torsión, se ha optado por restar numéricamente en el ordenador las señales correspondientes a dos acelerómetros situados en la misma sección (y en bordes opuestos), según los siguientes criterios:

- Resta directa de ambas señales.
- Resta modulando una de las señales mediante un factor, para igualar las amplitudes máximas de ambas.

En los dos casos se obtiene una señal en la cual se puede apreciar:

- a) La amplitud de vibración es muy pequeña en comparación con la de las señales originales.
- b) Sin embargo, la señal resultante básica sigue correspondiendo a una senoide de aproximadamente 3,40 Hz, sin que pueda apreciarse un aumento de la importancia relativa de la componente de 7,75 Hz.

Conforme a las anteriores observaciones, parece que las componentes correspondientes a 7,75 Hz de los bordes opuestos, no están en oposición de fase, como se produciría en caso de corresponder dicha frecuencia al primer modo de vibración en torsión, sino en fase, lo cual hace suponer que esta frecuencia pueda corresponder al primer modo de vibración en flexión transversal.

En los espectros correspondientes a las pruebas lentas de ambos vanos referentes a vibraciones libres, puede apreciarse un pico en torno a los 2,50 Hz. de importancia bastante menor que el de 3,40 Hz., pero considerable.

Ello es debido al hecho de que estos espectros fueron obtenidos utilizando el disparo del analizador mediante señal externa, empleando como tal el impulso grabado en el momento en que el vehículo abandonaba el vano. Dado que el analizador muestrea entonces la señal en el tiempo, tomando 128 muestras antes de dicho disparo y

el resto hasta 1.024 después, una pequeña porción de la señal analizada corresponde a vibraciones forzadas, hecho que explica la presencia de dicha frecuencia que por otra parte está presente en la práctica totalidad de espectros, correspondientes a vibraciones forzadas.

Por último, señalar que los registros de aceleraciones efectuados en los ensayos 7 y 8 muestran unas amplitudes muy inferiores a los de los otros registros. A falta de las leyes dinámicas de desplazamientos, que no se han obtenido en este vano por la considerable altura sobre el terreno, ello parece indicar que el efecto dinámico en estas pruebas ha sido sensiblemente inferior, lo que achacamos a una diferente situación de partida, a la entrada del vano, de la oscilación del vehículo, así como a una minoración de las interacciones tablero-vehículo.

La mayor precisión de estas interacciones habría requerido la realización de ensayos adicionales con circulación perturbada (paso sobre tablón RILEM normalizado), no efectuados en esta ocasión.

4) Amortiguamiento

El amortiguamiento correspondiente al primer modo de vibración en flexión, se ha estimado, en las zonas de vibraciones libres, a través del decremento logarítmico, dado por la expresión:

$$d = \ln(V_n/V_{n+m}) \times (1/m)$$

donde:

V_n = Valor del pico en el ciclo n .

V_{n+m} = Valor del pico en el ciclo $n + m$.

El decremento logarítmico así definido, se ha calculado para todas las señales de desplazamiento medidas en el vano 1, tomando $m = 20$ ciclos. Los valores que se recogen en la siguiente tabla corresponden a la media de dos estimaciones hechas para cada señal, una con los valores positivos y otra con los negativos:

DECREMENTO LOGARITMICO

Canal	Ensayo 2	Ensayo 3	Ensayo 4
2	0,049	0,043	0,053
3	0,050	0,047	0,049
5	0,053	0,052	0,049
6	0,049	0,055	0,057
7	0,051	0,045	0,063
8	0,051	0,049	0,065
Media	0,0505	0,0485	0,056

Se ha comprobado que los valores que se deducirían de los registros de aceleraciones son sensiblemente similares a los hallados a partir de los desplazamientos verticales.

Hay que hacer notar que, al no corresponder exactamente el amortiguamiento real al modelo de amortiguamiento viscoso perfecto, y al no ser la señal una senoide amortiguada pura con una sola frecuencia presente, los valores estimados podrían variar ligeramente en el caso de tomar un número m de ciclos diferente. Se observa, de hecho, una cierta dependencia del decremento estimado con la amplitud de vibración, disminuyendo al decrecer ésta. Partiendo de tomar el valor del ciclo inicial al comienzo de las vibraciones libres, el amortiguamiento estimado resulta mayor cuanto menor sea el número m de ciclos sobre el que se calcule el decremento logarítmico.

5) Coeficientes de impacto

El examen de los gráficos de flechas dinámicas pone de manifiesto la existencia de un factor dinámico de amplificación de los desplazamientos.

Este factor dinámico puede ser definido en la forma que se esquematiza en la figura 3.5.5. De acuerdo con dicha definición, el coeficiente de impacto sería el cociente entre la máxima flecha dinámica y la flecha pseudo-estática máxima estimada a partir de la curva media obtenida al eliminar las oscilaciones debidas al efecto dinámico.

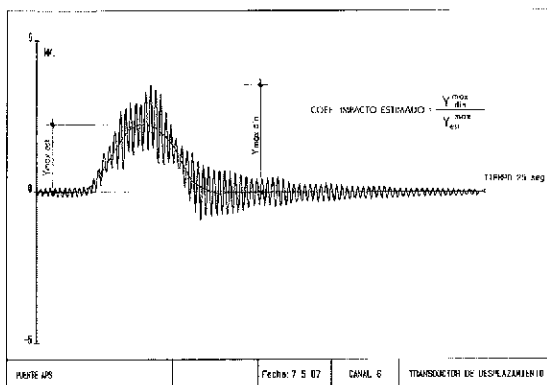


Fig. 3.5.5.

MAXIMAS FLECHAS PSEUDO-ESTATICAS Y DINAMICAS

Canal	ENSAYO 1		ENSAYO 2		ENSAYO 3		ENSAYO 4	
	f. máx. est.	f. máx. din.	f. máx. est.	f. máx. din.	f. máx. est.	f. máx. din.	f. máx. est.	f. máx. din.
2	3,4	3,7	3,1	4,2	3,4	4,5	2,8	3,6
3	4,2	4,6	4,1	5,2	4,2	5,2	3,9	4,8
5	3,6	3,9	3,7	4,5	3,5	4,5	3,9	4,9
6	2,4	2,8	2,6	3,5	2,4	3,5	3,2	4,2
7	3,1	3,5	3,0	4,1	3,1	3,8	2,9	3,5
8	2,8	3,3	3,0	3,8	2,7	3,5	3,1	3,7

COEFICIENTES DE IMPACTO

Canal	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Ensayo 4
2	1,09	1,35	1,32	1,29
3	1,10	1,27	1,24	1,23
5	1,08	1,22	1,19	1,26
6	1,17	1,35	1,46	1,31
7	1,13	1,37	1,23	1,21
8	1,18	1,27	1,30	1,19
Media	1,125	1,305	1,305	1,248

Se ha realizado numéricamente una suavización de las leyes de flechas dinámicas, obteniendo para cada una un máximo, y por comparación con el máximo dinámico, el coeficiente de impacto. Las dos tablas adjuntas recogen, para cada canal y cada ensayo, la máxima flecha dinámica, la máxima flecha pseudo-estática estimada después de suavizar la señal y el coeficiente de impacto para el vano exterior.

Recordemos, por último, que, como hemos indicado anteriormente, en el ensayo del vano central, el anterior efecto de impacto dinámico aparece sensiblemente más reducido, y, como veremos en las siguientes secciones, ello refleja una situación más próxima a la teórica correspondiente a la rodadura sin oscilación del vehículo.

4. ENSAYO VERSUS ESTUDIO TEORICO

Para la adecuada interpretación del ensayo, se desarrolla a continuación el cálculo teórico paralelo a los indicados en la sección 1, efectuados para tableros de 3 y 5 vigas, con las simplificaciones apuntadas en la sección 2, y con adaptación al ensayo; y, finalmente, se contrastan los resultados teóricos y experimentales.

A efectos de carga se considera un camión de 40 t, aproximadamente, circulando sobre la línea central del tablero a velocidades de 100 km/h y de 56 km/h, máxima alcanzada en la prueba en el

vano exterior. Se utilizó un vehículo para transporte de áridos (bañera), de tres ejes, con las siguientes características:

Longitud total	8,040 m.
Distancia entre ejes 1° y 2°	3,850 m.
Distancia entre ejes 2° y 3°	1,350 m.
Peso eje delantero	5,700 t.
Peso eje tandem trasero	34,600 t.
Peso total	40,300 t.

En la situación de la obra en la fecha del ensayo, no se había extendido el afirmado, por lo que la rodadura del vehículo de prueba se produjo sobre el pavimento de hormigón.

Los datos básicos de cálculo son:

Longitud de tablero y vigas	36,720 m.
Luz de cálculo tablero (36,72 - 0,75 - 0,25)	35,720 m.
Ancho de losa	9,400 m.
Espesor de losa (incluido encofrado)	0,250 m.
Número de vigas	4
Separación entre ejes	2,700 m.
Canto de vigas	1,800 m.
Área de vigas	0,51825 m ²
Inercia de vigas	0,220256 m ⁴
Distancia CDG a FI	0,8241 m.
Distancia CDG a FS	0,9759 m.
Peso propio viga (0,51825 x 2,5)	1,295 t/m.
Peso losa (9,40 x 0,25 x 2,5)	5,875 t/m.
Peso aceras (2 x 0,723)	1,446 t/m.
Datos sección completa:	
Inercia sección	2,22813 m ⁴
Peso vigas (4)	5,1825 t/m.
Peso losa	5,875 t/m.
Peso cargas muertas	1,446 t/m.
Peso total	12,5035 t/m.

El período propio de vibración del tablero está dado por la fórmula de Rayleigh:

$$T_0 = \frac{2 L^2}{\pi} \sqrt{\frac{m}{EI}}$$

con:

$$L = 35,72 \text{ m}$$

$$m = 12,5035/9,818 = 1,273 \text{ t/m}^2/\text{seg}^2$$

$$E = 4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = 2,22813 \text{ m}^4$$

luego:

$$T_0 = 0,307 \text{ seg}$$

$$f_0 = \frac{1}{T_0} = 3,2579 \text{ Hz}$$

La solución teórica de la deformación de la viga para el paso de una carga P constante, en condiciones de rodadura ideales, a velocidad V constante, y sin considerar amortiguamiento, está dada por el desarrollo (1) de la sección 2, que sustituyendo el valor calculado de f_0 , se escribe:

$$y = \frac{2 P L^3}{\pi^4 E I} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2 - (nf/f_0)^2} \times$$

$$\times (\text{sen } 2\pi nft - f/f_0 \text{ sen } 2\pi nft) \text{ sen } \frac{\pi n x}{L}$$

donde f_0 es la primera frecuencia de oscilación del tablero, calculada anteriormente, y f es la frecuencia del movimiento de la carga, que para las velocidades respectivas de 100 km/h y 56 km/h, resulta:

$$V = \quad \quad \quad 100 \text{ km/h} \quad 56 \text{ km/h}$$

$$f = \frac{V}{2L} = \frac{V}{2 \times 35,72 \times 3,6} = 0,4665 \text{ Hz} \quad 0,2177 \text{ Hz}$$

La ley anterior de deformaciones representa la suma de las oscilaciones libre y forzada y se aplica únicamente durante el tiempo en que la carga permanece dentro del vano. En el período posterior actúa ya únicamente la vibración libre con las condiciones iniciales correspondientes al instante en que la carga sale del vano.

La relación entre las frecuencias f y f_0 , y el factor de amplificación dinámico, resultan:

$$V = \quad \quad \quad 100 \text{ km/h} \quad 56 \text{ km/h}$$

$$f/f_0 = \quad \quad \quad 0,1429 \quad 0,067$$

$$D = \frac{1}{1 - (f/f_0)^2} = 1,021 \quad 1,004$$

Debido al reducido valor de la relación entre frecuencias, el factor dinámico teórico es próximo a la unidad, lo que elimina la posibilidad de efectos de resonancia por el simple paso de la carga. No puede descartarse, sin embargo, la eventual aparición de frecuencias de excitación superiores, asociadas al balanceo del vehículo, que pueden producirse, sobre todo, con pavimentos irregulares, con aumentos significativos de los efectos dinámicos.

En definitiva, las respectivas oscilaciones forzada y libre, referidas al centro del vano, y reducidas ambas al primer término del desarrollo, resultan:

$$y_f = \frac{2 P L^3}{\pi^4 E I} D \text{ sen } \frac{\pi S}{L} =$$

$$= \frac{P L^3}{48,698 E I} D \text{ sen } \frac{\pi S}{L}$$

$$y_f = 4,231 \times 10^3 \times D \text{ sen } 0,08795 S$$

$$y_{\ell} = -\frac{2PL^3}{\pi^4 EI} \cdot f/f_0 \cdot D \text{ sen } 2\pi f_0 t =$$

$$= -4,231 \times f/f_0 \times D \text{ sen } 20,4701 t$$

siendo S el punto de aplicación de la carga en el instante t.

Para valores del factor de amplificación D próximos a la unidad, los valores de la oscilación forzada coinciden sensiblemente con la deformada estática.

El estudio de los máximos de ambas oscilaciones da los siguientes valores teóricos:

	V = 0	V = 100 km/h	V = 56 km/h
Deformada estática	4,295 mm		
Máxima oscilación forzada		4,319 mm	4,231 mm
Posición de la carga (en tiempo)		0,64 seg.	1,12 seg.
Máxima oscilación libre		0,615 mm	0,282 mm
Posición de la carga (en tiempo)		0,69 seg.	1,15 seg.
Amplitud de vibración		1,23 mm	0,71 mm
Intervalo de vibración		0,307 seg.	0,307 seg.
Estimación máx. deformación		4,934 mm	4,513 mm
Estimación coef. impacto		1,148	1,066

Los valores teóricos de las oscilaciones libre y forzada, indicados en el cuadro anterior, son rigurosos. La oscilación máxima total, calculada mediante suma de ambos valores máximos, es una estimación admisible dada la proximidad de las posiciones de la carga en uno y otro supuesto. Se ha deducido de la misma un coeficiente teórico de amplificación de deformadas por efectos dinámicos, estimado como la relación entre las correspondientes deformaciones dinámica y estática, con un incremento porcentual que varía del 6,6 al 14,8%.

En la tabla siguiente se incluyen los resultados anteriores, junto con las medidas más significativas del ensayo.

COMPARACION RESULTADOS ENSAYO VS ESTUDIO TEORICO (vano extremo)

	ESTUDIO TEORICO			ENSAYO		
	-	100	56	56	45-20	5-4
Velocidad del vehículo (km/h)						
Deformada estática (mm)	4,295					
Deformada quasi-estática (mm)			4,231(1)			3,40(2)
Máx. deform. dinámica (mm)		4,934	4,513	3,6-4,9(3)	3,5-5,2(3)	2,8-4,6(3)
Amplitud de vibración		1,23	0,71	1,28	1,90	
Coefficiente de impacto (4)		1,148	1,066	1,248	1,305	1,125
Frecuencia propia (Hz)		3,26	3,26	3,44	3,40	3,49
Decremento log. de amortiguamiento				0,056	0,0495	
% amortiguamiento s/crítico				0,88	0,79	

- (1) Puesto que el valor del amplificador dinámico D es, prácticamente, igual a la unidad, el valor de la oscilación forzada, correspondiente a la velocidad de 56 km/h coincide con el resultante para velocidades pequeñas.
- (2) Valor medio de los cuatro captadores situados en centro del vano.
- (3) Intervalo de valores (mín.-máx.) detectados en los cuatro captadores centrados.
- (4) Definido mediante el criterio indicado en la sección 3.5 (fig. 3.5.5).

5. CONCLUSIONES

Una primera estimación cualitativa de la rigidez del puente ensayado está dada por la constante de muelle equivalente, definida como la relación entre carga y deformación estáticas, esto es:

$$K = \frac{40,3 t}{4,295 \text{ mm}} = 93 \text{ KN/mm}$$

para cuyo rango de valores (0-100), el puente se considera flexible según clasificación del EMPA.

Las condiciones de trazado, con curvas pronunciadas en ambos accesos, así como la situación de estos accesos y la rodadura sobre el pavimento de

hormigón, determinaron una velocidad máxima de ensayo de 56-57 km/h (para cada uno de los vanos ensayados), que se sitúa, por otro lado, en la parte superior de la curva de distribución por velocidades de los 224 ensayos del EMPA sobre los que se dispone de información estadística (media 47 km/h y máxima de 80 km/h).

El comportamiento del puente frente a cargas quasi-estáticas, indica una rigidez aparente superior a la teórica, habiéndose obtenido una deformación media de 3,4 mm y máxima de 4,2 mm frente a una deformada exacta teórica de 4,231 mm.

Por otro lado, la respuesta dinámica del puente en vibración libre, en el ensayo del vano exterior, ha sido mayor de la que se deduce del estudio teórico, como pudiera esperarse por las simplificaciones operadas y las condiciones de la prueba; si bien los resultados de deformaciones totales y frecuencias teóricas y medidas, son concordantes.

El análisis de las señales de acelerómetros en el dominio de la frecuencia, ha permitido establecer con precisión la primera frecuencia de vibración en flexión longitudinal del tablero, con un valor de 3,40 Hz, superior a la frecuencia teórica 3,26 Hz, únicamente en un 4%. Este aumento de la frecuencia fundamental es también coherente con la mayor rigidez aparente del puente a cargas estáticas, observada en la prueba.

La segunda frecuencia detectada tiene un valor en el entorno de 7,75-8,50 Hz, que parece corresponder al primer modo de vibración en flexión transversal.

El intervalo de valores máximos de la deformación dinámica total, 3,6-4,9 mm, medidos a la velocidad de 56 km/h, se corresponde bien con el valor teórico calculado que es 4,518 mm. La reducción del valor medio real es consistente con la reducción, antes indicada, de la deformación quasi-estática.

Las mayores diferencias se producen en la determinación del coeficiente dinámico a efectos de impacto, en el vano exterior, en el que se dispone de medidas directas de desplazamientos, con una variación teórica de 1,066 a 1,148 para el rango de velocidades 56-100 km/h, y estimaciones sobre medidas de ensayo 1,125, 1,305 y 1,248 para los rangos de velocidades 4-5, 20-45 y 56 km/h. Se justifican estos valores superiores, por la reducción de la deformación estática media real sobre el valor exacto teórico, mientras se mantienen las deformaciones totales. Es de interés observar que la mayor repercusión dinámica relativa no se produce para las velocidades más altas, sino para velocidades intermedias, en el rango 20-45 km/h.

La explicación de estas diferencias, aparte de la propia aleatoriedad en la definición de este parámetro, debe imputarse sin duda a fenómenos de interacción vehículo-tablero, propiciados por las condiciones de rodadura en que se ha efectuado la prueba.

La mayoración del factor de amplificación en el vano extremo, para velocidades alrededor de 37,5 km/h, y los valores reducidos de los registros de aceleraciones en el vano central, para este orden de velocidades, indican, para el vano primero, la posible contaminación inducida por la vibración del vehículo.

El amortiguamiento (decremento logarítmico) correspondiente al primer modo de vibración es de 0,052 que corresponde a un porcentaje de

amortiguamiento crítico del 0,82%, tratándose, por tanto, de un amortiguamiento total de tipo medio (0,05-0,13) tendiendo a bajo, según la clasificación del EMPA. Hay que destacar el bajo amortiguamiento de los puentes de hormigón comparados con estructuras de edificación, para las cuales un valor representativo del porcentaje de amortiguamiento crítico es el 5%.

En resumen, la sensibilidad del puente a las cargas dinámicas de tráfico puede considerarse normal en condiciones de pavimento no deteriorado. La frecuencia de excitación del primer modo de vibración, a las velocidades previsibles, está, como es bien conocido, muy lejos de la frecuencia propia del tablero. Frecuencias más altas de excitación asociadas a la vibración del vehículo, con incidencia en el incremento dinámico de las reacciones en los apoyos, pueden aparecer únicamente en condiciones de rodadura deterioradas. En este sentido, el extendido de la capa de rodadura en puente y accesos, mejorará todavía las condiciones dinámicas del tablero, reduciendo la influencia de tales interacciones.

En el trabajo presentado se han resumido los resultados y conclusiones más significativas del ensayo dinámico, efectuado in situ, de tableros isostáticos con vigas de hormigón pretensado.

Como se menciona en la introducción, hasta la fecha, es la Administración suiza, seguida por otras Administraciones internacionales, la que acumula mayor experiencia en este tipo de pruebas. En nuestro país, la divulgación de tales pruebas dinámicas es, por el momento, muy escasa. Por ello, y a pesar de la limitación de objetivos de este ensayo, concebido con criterio económico, creemos que la información de estos resultados podría contribuir a la ampliación del conocimiento del comportamiento dinámico de las tipologías de puentes isostáticos de carreteras, más utilizadas en la actualidad.

RECONOCIMIENTOS

Los autores, y a su través las Empresas patrocinadora del ensayo, Dragados y Construcciones, S.A., y realizadora, Geotecnia y Cimientos, S.A., desean expresar su reconocimiento, por la autorización y estímulo prestados, a la Confederación Hidrográfica del Guadiana y a la Empresa constructora, APS Presa de la Serena.

En particular los autores manifiestan su agradecimiento personal al Ingeniero de Caminos D. Manuel Barragán, Director de la Obra por parte de la Administración, y a los Ayudantes de Obras Públicas, D. Esteban González y D. Juan José Leal, de la Confederación Hidrográfica del Guadiana; al Ingeniero de Minas D. Baltasar Gaspar Tabernero, Director Gerente de APS, y al Ingeniero de Caminos, D. Rafael Castillo, Jefe de la

Obra, así como a todo el personal que colaboró en el ensayo.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] R. Cantieni, Dynamic Load Testing of Highway Bridges, IABSE PROCEEDINGS P-75/84, páginas 57-72.

[2] A.C. Aparicio y J.R. Casas, Resultados y conclusiones de las pruebas efectuadas en el paso superior de Alfonso X, en el Cinturón de Ronda de Barcelona: Una fuente de enseñanza, Hormigón y Acero, núm. 162. 1^{er} trimestre 1987, páginas 33-141.

[3] J.M. Biggs, Structural Dynamics, McGraw-Hill, 1964, páginas 315-327.

RESUMEN

Se recoge la información y resultados principales de un ensayo dinámico de tableros isostáticos efectuado en el Viaducto del río Almorchón, situado en la carretera de acceso a la obra de la Presa de La Serena, en construcción, en cuyo Pro-

yecto está comprendido como obra complementaria. Se incluyen, igualmente, el estudio dinámico teórico del tablero y la comparación de resultados teóricos y experimentales.

SUMMARY

Dynamic tests on the Almorchón river bridge decks were carried out due to the existing interest on the dynamic behaviour of simply supported "I" beam decks with a small number of beams (3-4) and spans over 35-40 m.

Vertical displacements and accelerations at various points were registered under the action of a 40 t truck crossing the bridge at different speeds. Dynamic amplification factor and damping (through logarithmic decrement) were estimated from the displacements signals. Natural frequencies were studied by means of the Fast Fourier Transform (FFT) of acceleration signals.

Experimental values are presented and compared with expected values derived from a simple theoretical analysis.

* * *

Segundo Simposio Internacional sobre Aplicaciones de los Hormigones de Alta Resistencia

Durante los días 20-22 de mayo de 1990, se va a celebrar en la Universidad de Berkeley, California, organizado por el Departamento de Ingeniería Civil de dicha Universidad, con la colaboración del American Concrete Institute, el Prestressed Concrete Institute y el Canada Centre for Mineral and Energy Technology, el Segundo Simposio Internacional sobre "Aplicaciones de los Hormigones de Alta Resistencia".

La utilización de hormigones de resistencias en compresión superiores a los 420 kp/cm², cada día es más frecuente para aplicaciones en una amplia gama de tipos estructurales.

El objetivo de este Simposio es dar a conocer las novedades y aplicaciones prácticas de estos hormigones en la construcción de edificios, puentes y otras estructuras.

Se dedicará especial atención a los métodos de obtención de estos hormigones, selección y manejo de los materiales, métodos de ensayo y procedimientos constructivos.

Los temas seleccionados, siempre relacionados con la utilización de estos hormigones, son los siguientes:

1. Proyecto y cálculo de estructuras y elementos estructurales.
2. Materiales y dosificación.
3. Control de calidad de los materiales y de la ejecución.
4. Técnicas especiales de construcción, incluyendo la fabricación, transporte y curado del hormigón.
5. Reparaciones de daños en las estructuras.

6. Propiedades fundamentales de estos hormigones.

Los textos de todas las Comunicaciones presentadas se publicarán, en inglés, en los Proceedings que se entregarán a todos los participantes.

Estos textos deberán ajustarse a las normas del American Concrete Institute.

El calendario aprobado para la presentación de trabajos es el siguiente:

— Hasta el 15 de enero de 1989: Envío de resúmenes (cuatro copias) de no más de 200 palabras.

— Hasta el 30 de abril de 1989: Aceptación, cuando proceda, de los resúmenes recibidos y notificación a los Autores.

— Hasta el 20 de septiembre de 1989: Envío de borradores de los trabajos seleccionados, para su crítica y revisión.

— Hasta el 30 de octubre de 1989: Aceptación, si procede, de los borradores recibidos y notificación a los Autores.

— Hasta el 1 de enero de 1990: Envío de los textos definitivos.

Los interesados en participar en este Simposio, deberán dirigirse a:

Utilization of High Strength Concretes
Profesor Weston T. Hester
215 McLaughlin Hall
University of California
Berkeley, California 94720
USA
(415) 642-5672

Investigación experimental de la longitud de anclaje de las armaduras comprimidas de los pilares en los cimientos(*)

Fernando Rodríguez López, José Calavera Ruiz,
Doctores Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Cátedra de Edificación y Prefabricación. E.T.S. de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

La Instrucción española actual, EH-82, (1) determina, para el anclaje de las armaduras comprimidas de los pilares de hormigón armado en los cimientos, una longitud de anclaje igual a la que poseería la misma barra en un tramo de pilar, aunque, evidentemente, los recubrimientos y condiciones de anclaje son muy diferentes. Esto origina que, en muchas ocasiones, el canto del elemento de cimentación correspondiente quede determinado por el valor de esa longitud. No obstante, muchos técnicos incumplen este requisito en sus proyectos.

El presente trabajo de investigación trata de encontrar una explicación a la falta de experiencia patológica por incumplimiento de la longitud de anclaje y de establecer una fórmula correctiva de ese valor, de tal manera que se pueda reducir el costo de las cimentaciones, en especial de zapatas, vigas de cimentación, emparrillados y placas.

2. ANTECEDENTES

Dentro de la bibliografía existente sobre hormigón armado, existen muy pocas referencias acerca del problema que se plantea en este tipo de anclajes.

El Boletín de Información del CEB n^o 151 (2) señala, para esta situación, que la presencia de recubrimientos importantes de hormigón permite controlar la rotura por "splitting" (tracciones indirectas) del anclaje y, por tanto, las condiciones son muy favorables. En otro trabajo teórico, ANCHOR (3), partiendo de un reparto a 45° de la carga que baja por el pilar en la cimentación, determina que la longitud de anclaje no debe de ser un

condicionante en el dimensionamiento del elemento de cimentación, señalando el carácter conservador de los métodos de cálculo y que un valor que se puede considerar para establecer su longitud es (1/3) de la proporcionada por las Normas.

Como únicos trabajos de investigación sobre el tema se encuentran los llevados a cabo por ASTILL y AL-SAJIR (4), sobre una probeta formada por un pilar cuadrado y una zapata sobre la que se centraba el pilar y en la que el efecto del suelo se simulaba mediante una plancha de acero muy gruesa, y por ASTILL y TURAN (5) sobre otra probeta formada por una zapata de hormigón armado, en la cual se anclaban 4 barras que a una distancia, de la cara superior de zapata, variable en función del diámetro de las barras, se soldaban a una placa de carga (por consiguiente, este modelo carece de pilar de hormigón). De los resultados de estas dos investigaciones, que adolecen del grave inconveniente de no tener en cuenta la consideración de la deformación por flexión de las zapatas, se destaca lo siguiente:

a) La situación crítica de cálculo del pilar no es la junta de unión pilar-zapata, sino otra situada un canto del pilar por encima de la anterior (con el consiguiente efecto favorable en la longitud de anclaje en la zapata).

b) El efecto importante de los recubrimientos de hormigón sobre las barras que hay que anclar.

c) El efecto favorable de estribos en las armaduras que se anclan dentro del espesor de la base, en especial, uno colocado cerca de la junta de unión pilar-zapata, dentro de esta última.

d) Se lograban tensiones de adherencia en anclaje muy superiores (dos a tres veces, en función de la resistencia del hormigón) a las establecidas en las Normas de diseño.

No obstante, tal y como se dijo anteriormente, la limitación más importante, según sus autores, de estos resultados es la falta de consideración de la flexión del cimiento, es decir, de su deformación.

En España, CALAVERA (6 y 7) señala la necesidad teórica de establecer la longitud de anclaje para las barras de espera en los cimientos y la falta

(*) El presente trabajo es un resumen de la tesis doctoral realizada por el primero de los Autores, bajo la dirección del segundo, en la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid.

de experiencia patológica por el incumplimiento de la misma. Como solución alternativa para que el canto del elemento de cimentación no quede condicionado por dicha longitud, propone el colocar un mayor número de barras de espera de diámetro inferior (con la consiguiente reducción de la longitud de anclaje), que posteriormente se solaparían con las barras del pilar.

3. RESUMEN DEL PLAN DE ENSAYOS

El Plan de Ensayos de la Investigación que se ha desarrollado estudia de forma sistemática, mediante ensayos de laboratorio a escala real, las longitudes de anclaje de las armaduras comprimidas de los pilares de hormigón armado en los cimientos.

El alcance de la presente investigación son los elementos de cimentación con pilares no próximos a los bordes del cimiento; es decir, quedan fuera de la investigación los pilares de medianería y esquina, cuya tipología presenta diferencias importantes en las características del problema que se analiza.

3.1. Variables que afectan al problema

Como variables que afectan al problema que se presenta, se encuentran:

- a) La longitud de anclaje.
- b) Diámetro de la barra que se va a anclar.
- c) Resistencias del hormigón y el acero.
- d) Cuantía de armadura de flexión del cimiento.
- e) Rigidez del cimiento.
- f) La relación entre el área del cimiento en planta y el área cargada (Área del pilar).
- g) Colocación de estribos a las armaduras comprimidas, dentro del canto del cimiento.
- h) Utilización de patillas de anclaje en barras comprimidas.

De todas estas variables existe un primer grupo [de a) a c)] íntimamente relacionadas con el valor de la longitud de anclaje que establecen las Normas y un segundo grupo que trata de recoger todas aquellas condiciones favorables que aporta el caso particular de anclaje que se estudia.

En el Plan de Ensayos de esta Investigación se ha adoptado, para algunas variables, unos valores fijos representativos, otras se han considerado como tales variables y, finalmente, no se ha considerado la presencia de otras cuando mejoran las condiciones del anclaje, pero no son frecuentes, o cuando están recogidas indirectamente por otras variables. Así, en la Tabla nº 1, están recogidas las variables y los valores considerados.

TABLA 1
Cuadro resumen de variables

Zapata número	Hormigón Acero	Diámetro barras	Longitud anclaje	Tipo de flexión cimiento	Colocación estribos	Cuantía armadura base	Empleo patillas
1	H-175 AEH 400N	12	7,7	Rígida	No	Mínima	Si
2		12	7,7	Flexible			
3		12	15,4	Rígida			
4		12	15,4	Flexible			
5		12	23,04	Rígida			
6		12	23,04	Flexible			
7		20	21,3	Rígida			
8		20	21,3	Flexible			
9		20	42,7	Rígida			
10		20	42,7	Flexible			
11		20	64	Rígida			
12		20	64	Flexible			

Al contenido del citado cuadro es necesario realizar los siguientes comentarios:

a) En cuanto a la longitud de anclaje, los valores adoptados corresponden a $1/3\ell_b$, $2/3\ell_b$ y ℓ_b , siendo ℓ_b el valor adoptado por la EH-82, para la situación que se estudia.

b) Para el diámetro de las barras se han adoptado los valores $\phi 12$ y $\phi 20$. El primero de ellos es el mínimo que se puede utilizar en pilares y el segundo es un diámetro muy habitual. La extrapolación del $\phi 25$ y el $\phi 32$ se realiza en base a la consideración (8) de que la Instrucción española sobrevalora las longitudes de anclaje de los diámetros gruesos.

c) En relación con las resistencias del hormigón y acero, los valores adoptados son muy usuales en edificación, y, en la práctica, la dispersión respecto a estos valores es escasa.

d) Para la rigidez del cimientto, es conocida la diferencia de funcionamiento de una zapata rígida a otra flexible. La primera de ellas no cumple la hipótesis de Bernoulli de conservar las secciones planas en el proceso de deformación y el mecanismo de funcionamiento es por bielas comprimidas; la segunda, sí cumple aceptablemente la hipótesis anterior. Las situaciones consideradas se corresponden con las definiciones establecidas por la EH-82.

e) En cuanto al resto de variables, no se colocan estribos dentro del espesor de la base, por no ser habitual en nuestros procesos constructivos; sí se considera la patilla de la barra, por su uso generalizado por razones constructivas; para la cuantía de la armadura de la base se ha adoptado la mínima exigida por la EH-82 (ya sea mecánica o geométrica), quedando del lado de la seguridad en función de lo establecido en investigaciones previas. Finalmente, la variable que relaciona el área cargada y el área del cimientto en planta, se considera implícita en la consideración de zapatas rígidas y flexibles.

En total, el Plan considera 12 piezas, de tal manera que con ellas se representan las variables comentadas (2 diámetros, tres longitudes de anclaje por diámetro y la rigidez del cimientto).

3.2. Modelo de ensayo

Para la adopción de un modelo de ensayo que permitiese la representación en laboratorio de una situación real, cabe destacar los dos siguientes aspectos:

a) En primer lugar, era necesario simular adecuadamente el suelo sobre el que se apoyasen las zapatas. Este punto no fue estudiado en las escasas investigaciones previas sobre el asunto y es de primordial importancia. Se estudiaron varias soluciones, llegando a la conclusión de que, de acuerdo

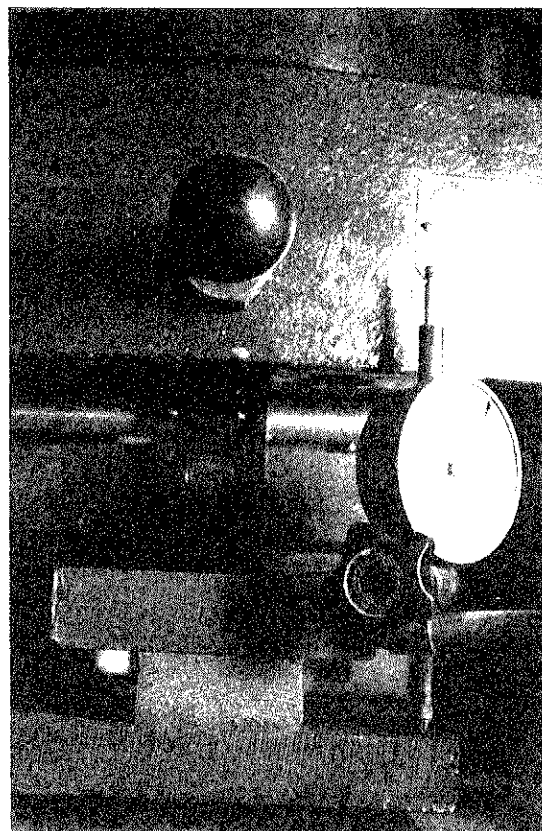


Fig. 1. Ensayo de las gomas para simular el suelo.

con las disponibilidades del laboratorio, lo más adecuado era la utilización de un material de bajo módulo de elasticidad. Para ello, se efectuaron ensayos (véase figura 1) sobre tres materiales:

- Goma espuma.
- Goma para juntas.
- Goma negra (similar al neopreno),

sobre probetas similares a las que después se iban a colocar bajo las zapatas y que de acuerdo con la bibliografía existente (9) deberían tener una esbeltez superior a 5, con el fin de asegurar un comportamiento análogo en todas las piezas. El criterio de elección del material se hizo en base a lograr un coeficiente de balasto de 10 kp/cm^3 bajo todas las zapatas, lo cual, equivale a un coeficiente de 7 kp/cm^3 , aproximadamente, en placa de 70 cm, valor correspondiente a un suelo de tipo medio. Con este criterio, el material básico elegido fue la goma para juntas, en piezas de $500 \times 50 \times 20 \text{ mm}$ y $250 \times 50 \times 20 \text{ mm}$; con estos tamaños se podían distribuir de forma adecuada bajo todas las piezas de hormigón que se iban a ensayar; el comportamiento bajo ciclos repetitivos de una pieza de goma, no mostró apenas diferencias de uno a otro en los ensayos previos que se realizaron.

b) En segundo lugar, en parte relacionado con lo anterior, era preciso no someter a las gomas a una presión muy elevada, con el fin de asegurarse,

dentro de lo posible, la respuesta lo más lineal del lecho elástico (las gomas presentan un fenómeno de rigidización en su deformación). Este aspecto se enfrentaba a la necesidad de alcanzar el límite elástico en las barras que se iban a anclar, con el fin de que el ensayo fuese representativo. Esto llevó a la adopción de un modelo de ensayo sin continuidad entre el hormigón de la zapata y el del pilar, dejando, en consecuencia, una junta desnuda de hormigón entre ambos. Este aspecto resultó muy positivo en relación con la colocación de la instrumentación, como luego veremos.

En función de lo anterior el modelo de ensayo adoptado es el de las figuras 2 y 3.

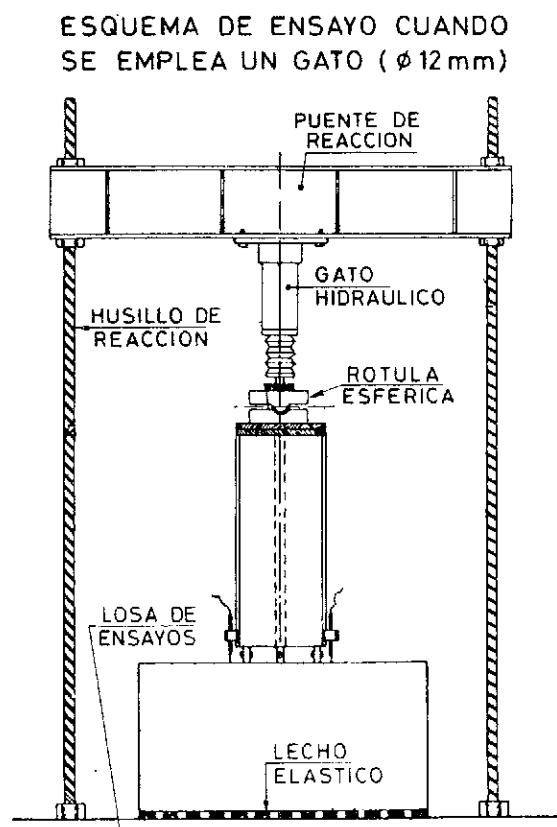


Fig. 2.

3.3. Características de las piezas ensayadas

En la tabla nº 2 se aprecian las características geométricas de las zapatas, según las definiciones siguientes:

El armado a flexión de las mismas correspondió, en todos los casos, a una cuantía mínima geométrica ($1,8\%$).

Para el caso de las zapatas 1, 2, 7 y 8 correspondientes a una longitud de anclaje de $1/3l_p$ fue necesario suplementar el canto de las mismas, con el

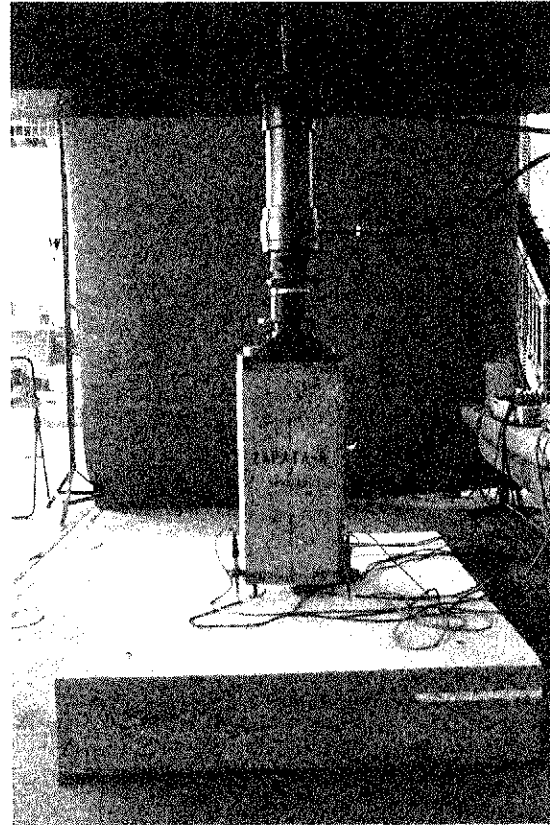


Fig. 3. Montaje del ensayo.

fin de garantizar un coeficiente de mayoración de acciones a corte y punzonamiento de 2,50 como mínimo; no obstante, se procedió al envainado en tubo de plástico, (véase figura 4), de la parte inferior de la barra, con el fin de disponer la longitud de anclaje prevista. Los estados límites de adherencia y anclaje de las armaduras de flexión de la base también fueron garantizados con un coeficiente de seguridad amplio, para evitar fallos prematuros.

En la figura nº 5 se aprecia un esquema del pilar utilizado y su armado. Como características más importantes deben destacarse:

a) Su altura fue superior a la longitud de solapo de la barra más gruesa empleada.

b) Su sección era triangular, para un fácil centrado de la carga y limitación de carga sobre lecho elástico.

c) En su parte superior llevaba soldada a las barras una plancha de acero, de 25 mm de espesor, para la transferencia de la carga. Esta chapa estaba perforada para permitir el hormigonado.

d) Como ya se ha dicho anteriormente, la junta de unión entre pilares y zapatas (véanse figuras 2 y 3) estaba desnuda de hormigón, con el fin de disminuir la carga sobre el lecho elástico y alcanzar el límite elástico en las barras.

TABLA 2
Características geométricas de las zapatas

N° de pieza	ϕ (mm)	ℓ_a (cm)	v (cm)	X (cm)	B (cm)	Z (cm)	Peso (t)	Tipo
1	12	7,7	12	40	40	16	0,06	Rígida
2	12	7,7	24	65	65	16	0,16	Flexible
3	12	15,4	20	55	55	19	0,15	Rígida
4	12	15,4	40	95	95	19	0,43	Flexible
5	12	23,0	28	70	70	26	0,33	Rígida
6	12	23,0	55	125	125	26	1,05	Flexible
7	20	21,3	25	65	65	30	0,31	Rígida
8	20	21,3	50	115	115	30	0,95	Flexible
9	20	42,7	46	105	105	46	1,22	Rígida
10	20	42,7	92	200	200	46	1,93	Flexible
11	20	64,0	67	150	150	67	2,01	Rígida
12	20	64,0	137	285	285	67	4,18	Flexible

ϕ = diámetro de la barra que se ancla.
 ℓ_a = longitud de anclaje, prevista en barras de espera.
v = vuelo de la zapata.
X = B = lados de la zapata en planta.
Z = altura de la zapata.
P = peso de la zapata.

e) El acero que configuraba las armaduras de espera procedió, para todas las piezas, de una misma colada. La calidad, como ya se ha dicho, era AEII-400-N (marca ALTRES).

Para un par de zapatas, rígidas y flexibles, correspondientes a un mismo diámetro y longitud de anclaje, el acero utilizado procedía de la misma barra comercial. Esto aseguraba una menor dispersión en los ensayos por diferencias en el acero.

3.4. Preparación y montaje del ensayo

Para la ejecución de las piezas, cuya fabricación y ensayo se realizó en los laboratorios del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), se diseñaron dos sistemas de encofrados. El de las zapatas cuadradas, consistía en un fondo sobre el que se disponían cuatro laterales, dos fijos y dos móviles. Para las zapatas en cruz se dispusieron cuatro costeros en forma de L, configurando las zapatas otros cuatro costeros en puntas de brazos de la cruz.

Para la colocación de la instrumentación, que posteriormente se comentará, fue preciso limar las corrugas de las barras que se iban a anclar en la zona desnuda de hormigón, operación que apenas modificaba la sección de la barra. En el hormigón empleado, el árido era de tamaño máximo 20 mm; y el asiento de cono de Abrams, 7 cm; la compactación se hizo con vibrador y el control de la resistencia del hormigón se hizo sobre el 100 por 100 de las amasadas, rompiendo probetas cilíndricas 15 x 30 cm, a 7 días, el día del ensayo y a 28 días, estas últimas curadas en cámara. El pilar se hormigonaba 2 días después que la zapata. El transporte de las piezas y su colocación sobre el lecho elástico se efectuaba mediante un puente grúa.

3.5. Realización del Ensayo

Como instrumentación general de los ensayos se dispuso la siguiente (véase figura 6):

a) Un captador de inducción en cada esquina de pilar para medir desplazamientos relativos entre

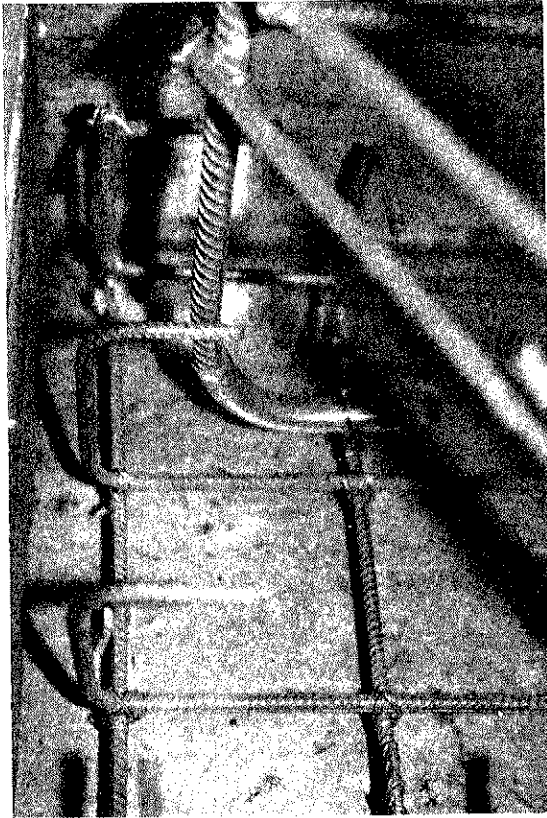


Fig. 4. Detalle de apoyo de patilla de armadura del pilar. También se aprecia el envainado de la misma.

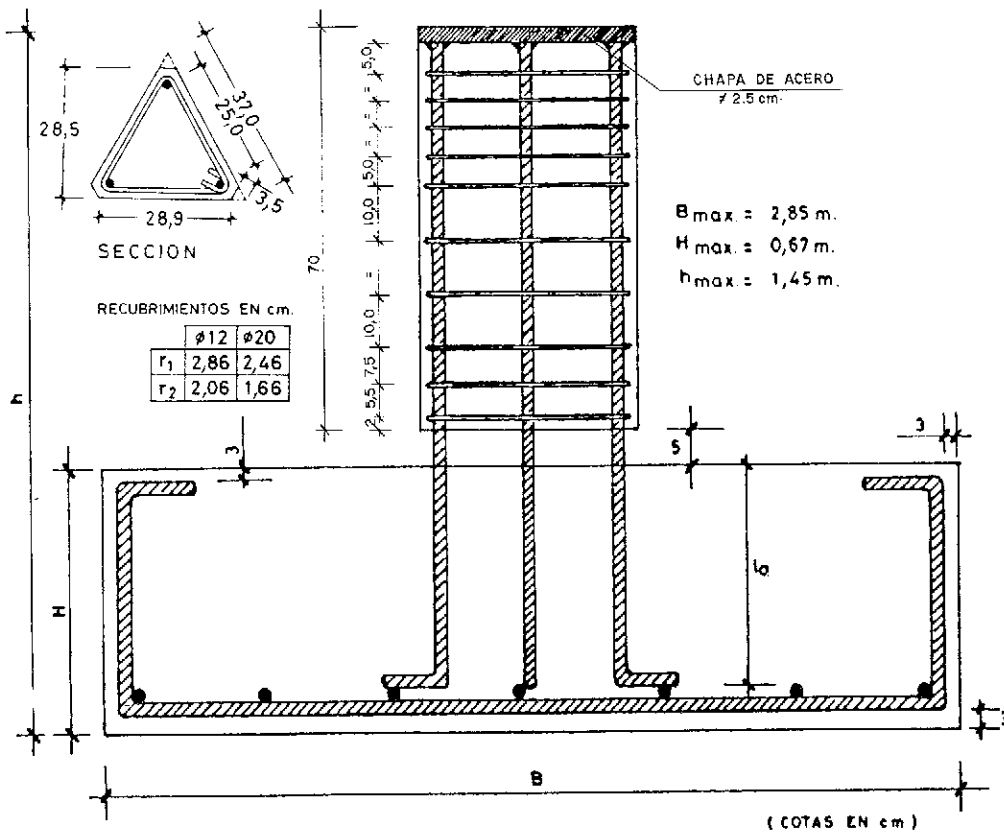
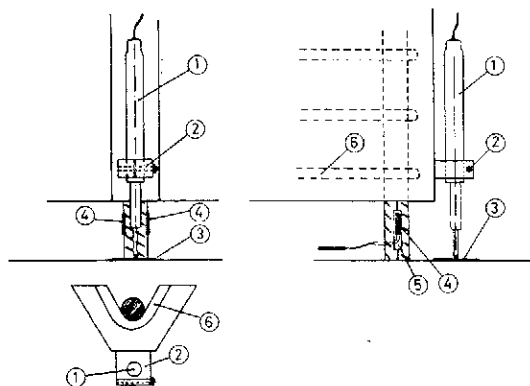


Fig. 5. Esquema, en alzado, de las piezas.

ESQUEMA DE LA DISPOSICION DE LA INSTRUMENTACION



LEYENDA

- ① CAPTADOR DE INDUCCION (Mide desplazamientos relativos entre el pilar y el hormigón de la zapata)
- ② SOPORTE DE CAPTADOR
- ③ CRISTAL DE APOYO DEL CAPTADOR
- ④ BANDAS EXTENSOMÉTRICAS (Miden deformaciones en la barra de acero)
- ⑤ ZONA LIMADA SOBRE LA BARRA CORRUGADA
- ⑥ PRIMER ESTRIBO DEL PILAR

Fig. 6.

la base del último estribo del pilar y el hormigón de la masa de la zapata, con una precisión de 0,001 milímetro.

b) Seis bandas extensométricas, colocadas según la figura, para medir deformaciones en las barras (2 bandas por barra).

c) Reglas graduadas para medir asientos en bordes de zapatas, con precisión de 0,5 mm.

La carga se aplicó en escalones del 20 por 100 de la correspondiente al límite elástico del acero que constituye las barras del pilar, procediéndose a dar nuevos escalones, una vez que se estabilizaba la penetración de las barras en la zapata.

Para cada escalón de carga se registraba la carga suministrada por los gatos; los corrimientos pilar-zapatas, las deformaciones en las barras y los asientos de las zapatas en bordes. Para los corrimientos se dispuso, también, de un listado continuo a través de un sistema de adquisición de datos conectado a un ordenador.

4. RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación se expone un resumen de los resultados obtenidos. Para mayor información se

TABLA 3
Resumen de resultados por zapatas

Zapata número	Diámetro	L_a/L_b	Rigidez	Escalón alcanzado	Coef. may. de acciones alcanzado	Tipo de rotura
1	12	1/3	Rígida	7	1,4	Splitting
2	12	1/3	Flexible	7	1,4	Penetración
3	12	2/3	Rígida	8	1,6	Inestabilidad
4	12	2/3	Flexible	8	1,6	Inestabilidad
5	12	1	Rígida	9	1,8	Inestabilidad
6	12	1	Flexible	8	1,6	Inestabilidad
7	20	1/3	Rígida	9	1,8	Penetración
8	20	1/3	Flexible	7	1,4	Penetración
9	20	2/3	Rígida	9	1,8	Inestabilidad
10	20	2/3	Flexible	9	1,8	Inestabilidad
11	20	1	Rígida	10	2,0	Inestabilidad
12	20	1	Flexible	11	2,2	Inestabilidad

puede consultar la referencia (10).

Los resultados obtenidos para cada zapata, en cuanto al escalón alcanzado, coeficiente de mayoración de acciones alcanzado y tipo de rotura, se encuentran resumidos en la tabla nº 3.

Los tipos de rotura indicados en la anterior tabla 3, pueden apreciarse en las fotografías números 7, 8 y 9 que a continuación se incluyen.

a) Rotura por "splitting" (fallo del anclaje): rotura por tracciones indirectas del hormigón (figura número 7).

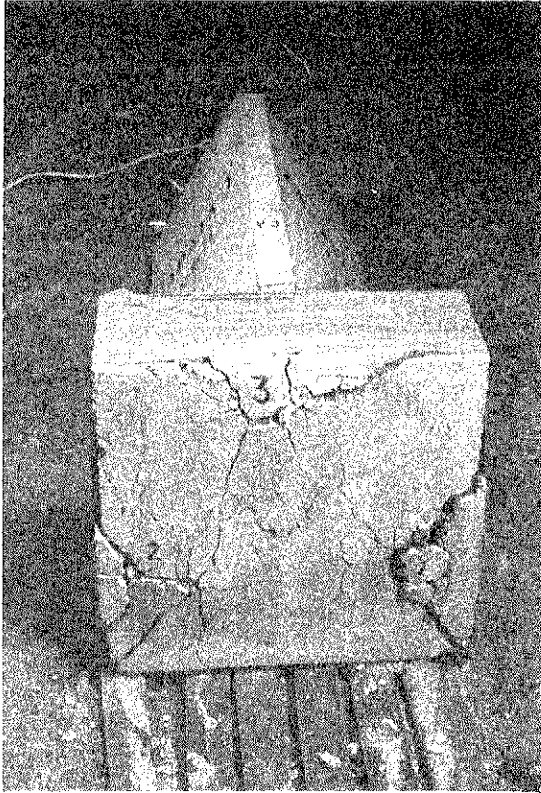


Fig. 7. Rotura por splitting.

b) Rotura por penetración de barras (fallo del anclaje) en el interior de la zapata (figura nº 8).

c) Rotura por inestabilidad del conjunto pilar-zapata (figura nº 9). Se manifiesta por medio del doblado de las barras en la zona entre pilar y zapata.

La comparación de los resultados registrados en las zapatas rígidas y en las flexibles, se representa en las figuras 10 a 15. En ellas se señala la penetración de barra (valor dado por el corrimiento entre pilar y zapata menos lo que se acorta la barra entre las bases de medida) (*) y la carga sobre cada ba-

(*) Ante el mal comportamiento de las bandas extensométricas fue preciso obviar sus valores y tomar un módulo de elasticidad de $2.100.000 \text{ kp/cm}^2$ en el acero. Esto no significa una alteración de las comparaciones, ya que éstas son relativas. El único problema, como luego se verá, se presenta cuando alguna barra sobrepasa su límite elástico.

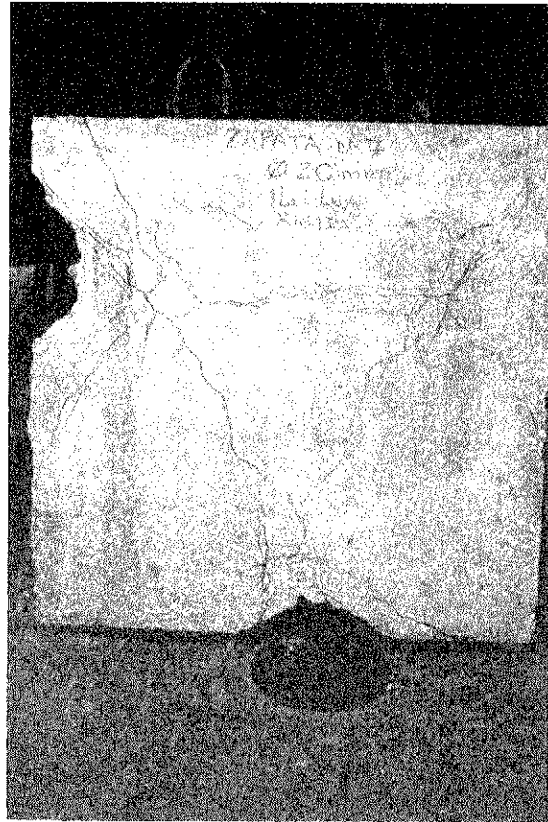


Fig. 8. Rotura por penetración de barra.

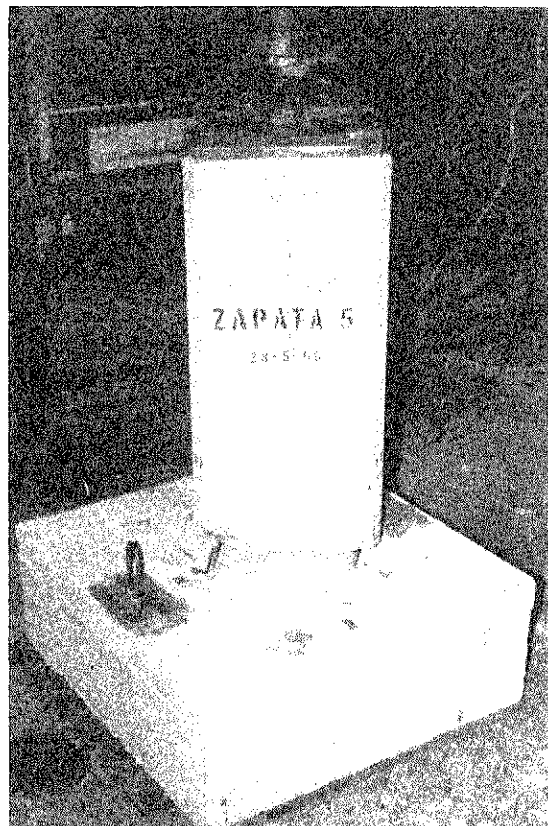


Fig. 9. Rotura por inestabilidad del pilar.

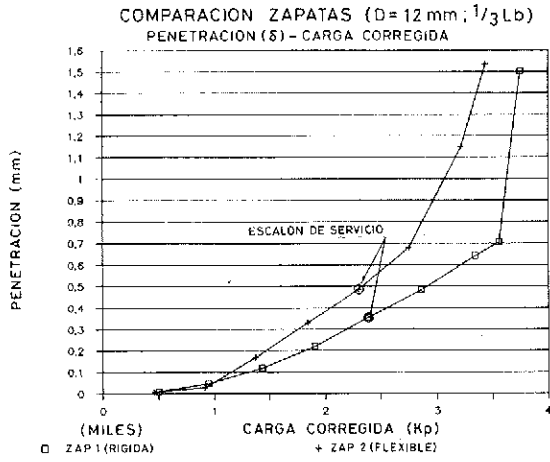


Fig. 10.

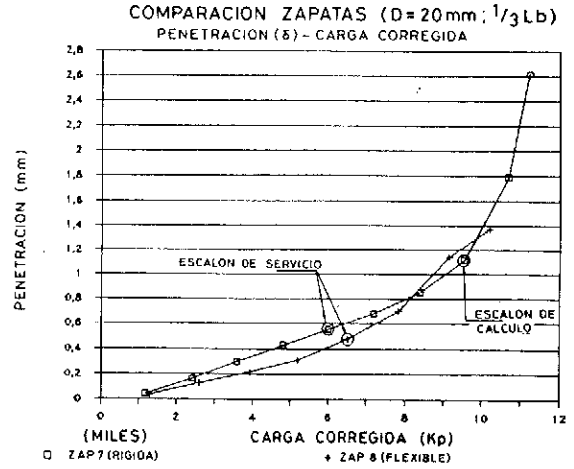


Fig. 13.

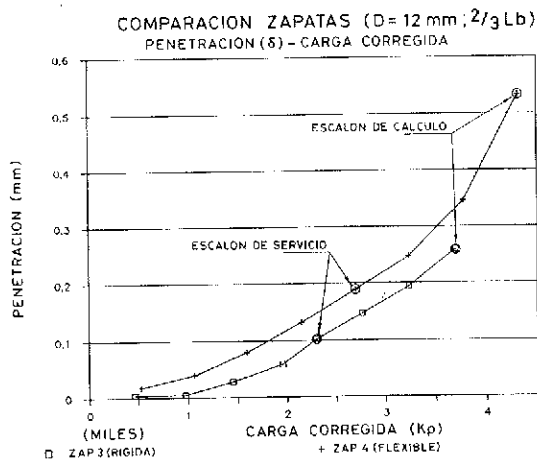


Fig. 11.

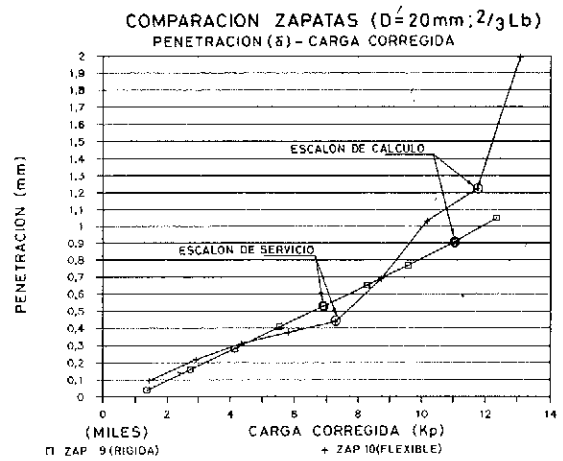


Fig. 14.

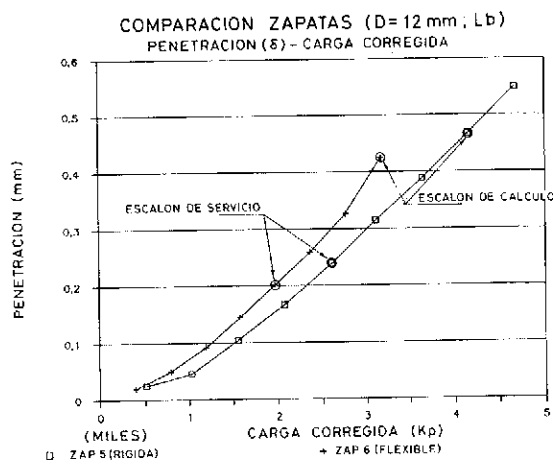


Fig. 12.

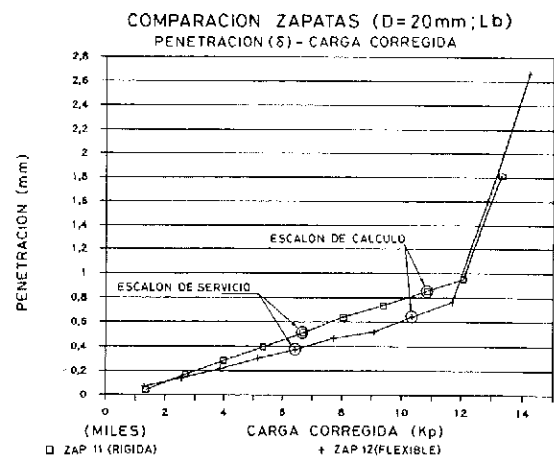


Fig. 15.

rra, corregida (en función de la raíz cúbica del cuadrado de la resistencia del hormigón en el día de ensayo, tomando como base 175 kp/cm²).

De la observación de dichas figuras se deduce:

a) La rigidez de la zapata no determina una diferencia importante de comportamiento del tipo de anclaje objeto de esta Investigación.

b) Salvo para las zapatas con menor longitud de anclaje de las armaduras del pilar [(1/3) l_b], las zapatas rígidas han dado origen a menores penetraciones de barras (*). Este resultado confirma la diferencia de funcionamiento, en cuanto al anclaje de las barras de espera, de una zapata rígida a otra flexible. En cuanto a los asientos leídos, siguen los conocimientos existentes: en zapatas rígidas se presentan mayores asientos y tensiones en los bordes, y en las zapatas flexibles se presentan esos incrementos en el centro de la zapata; esto no se ha cumplido para las zapatas flexibles con menor longitud de anclaje, aunque una razón que puede explicar esto es el tamaño del pilar con respecto a la zapata, que son comparables, lo cual pone en cuestión la consideración de tales zapatas como flexibles. (Aplicación en la primera fase de este punto).

c) En el caso de las zapatas con menor longitud de anclaje, para el diámetro 12 mm la zapata rígida ha tenido menores penetraciones que la flexible; en el caso del diámetro 20 mm ha ocurrido a la inversa, aunque con una diferencia entre las dos zapatas, menores que en el primer caso.

En cuanto a la comparación de resultados por series de rigidez y diámetro (véanse figuras 16 a 19) se tiene:

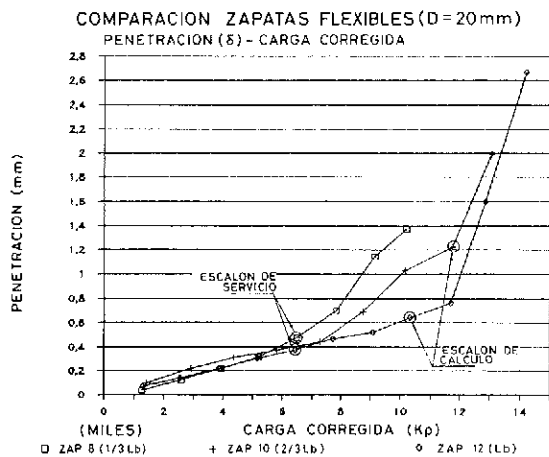


Fig. 16.

(* La zapata n^o 11, rígida, ha dado valores de penetraciones sensiblemente iguales a la n^o 12 flexible.

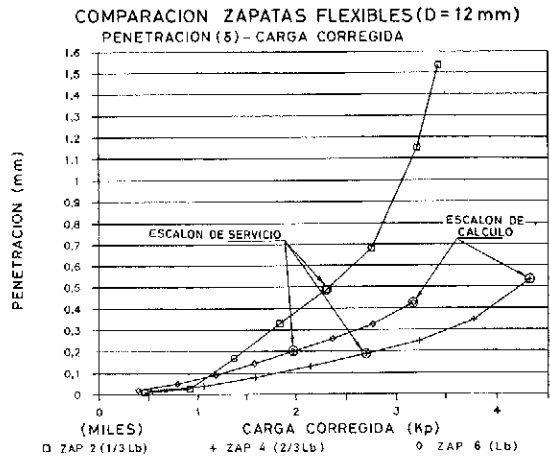


Fig. 17.

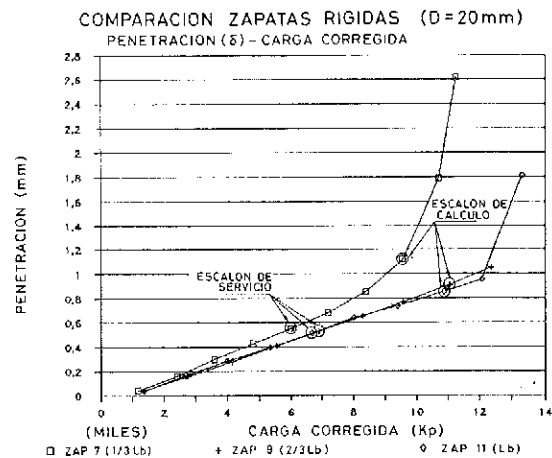


Fig. 18.

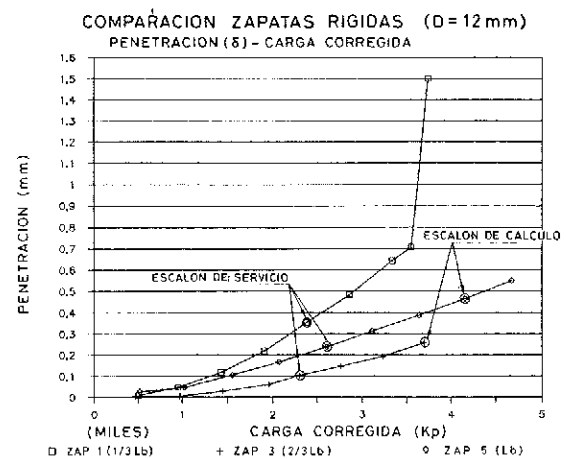


Fig. 19.

1) *En relación con la longitud de anclaje un tercio de la nominal.*

a) El comportamiento de las zapatas con longitud de anclaje un tercio de la nominal ha sido, para escalones inferiores o iguales al de servicio, semejante al de las zapatas con longitudes dos tercios y la nominal de anclaje, para un mismo diámetro y tipo de rigidez. En algunos casos, esta semejanza de comportamiento llega hasta escalones superiores al de servicio.

b) Durante el ensayo de las zapatas con longitud de anclaje un tercio de la nominal, a partir de un cierto valor de la carga se produce un cambio en la evolución de las penetraciones por cada unidad de carga aplicada. Este cambio es más brusco en el caso de las zapatas rígidas y tiene un carácter más amortiguado en el caso de las zapatas flexibles.

c) Las zapatas con longitud de anclaje un tercio de la nominal, presentaron siempre tipos de rotura relacionados con el estado límite último de anclaje de las armaduras del pilar.

d) Para las zapatas correspondientes a la menor longitud de anclaje, las penetraciones medias en situaciones próximas a las de rotura, resultaron tres veces superiores a las ocurridas, para el mismo valor de carga, en la zapata con la longitud de anclaje nominal.

2) *En relación con las zapatas con longitud de anclaje dos tercios de la nominal.*

a) El comportamiento de estas zapatas, hasta su carga de rotura, fue semejante al de las zapatas con la longitud de anclaje nominal; incluso, en algunos casos, las penetraciones medidas a lo largo del ensayo resultaron inferiores a las medidas efectuadas en las zapatas con mayor longitud de anclaje dispuesta.

b) Las cargas reales de rotura de las piezas con longitud de anclaje dos tercios de la nominal, resultaron análogas a las correspondientes al caso de disponer la longitud de anclaje completa. El tipo de rotura fue análogo en los dos casos, ocurriendo siempre por inestabilidad zapata-pilar.

c) Salvo en la zapata nº 10, no han aparecido esquemas de fisuración en las piezas con longitud de anclaje dos tercios de la nominal. En la zapata número 10 apareció un esquema de fisuración de flexión en la sección de enlace de los brazos de cruz (la zapata nº 10 es en cruz) con el centro de la zapata. Al levantar dicha zapata se apreció un esquema de fisuras; este fenómeno no ocurrió en la zapata nº 9, (zapata rígida cuadrada del mismo canto que la nº 10). No obstante, las penetraciones observadas (*) resultaron, en escalones altos, vez y media superiores a las de la zapata con el canto correspondiente a la longitud nominal. Sin embargo, la rotura fue por inestabilidad pilar-zapata, garantizando un coeficiente de mayoración de acciones de 1,8.

d) Las penetraciones de barras, para la longitud de anclaje $2/3 l_b$, medidas en escalones próximos a la rotura, oscilaron en torno a los valores obtenidos con la longitud de anclaje mayor dispuesta. En el caso del diámetro 12 se detectaron valores inferiores (del 65 al 75 por 100) y en el caso del diámetro 20 oscilaron entre un 0 por 100 en el caso de las zapatas rígidas y un 60 por 100 en las flexibles (*).

Mayor información acerca de los resultados obtenidos se puede obtener en la referencia 10.

5. CONCLUSIONES

En función de los resultados obtenidos se concluye lo siguiente:

1) Se confirma que los valores de las longitudes de anclaje de las armaduras comprimidas de los pilares de hormigón armado en los cimientos, dadas por las Normas de cálculo, son conservadores en todos los casos, con independencia del diámetro de la barra y tipo de rigidez del cemento.

2) Se establece que la longitud de anclaje de una barra corrugada en las condiciones del punto anterior, viene dada por la siguiente expresión:

$$L_a = (2/3) L_b.$$

Donde:

L_a = Longitud de anclaje que hay que disponer.

L_b = Longitud básica dada por las Normas de diseño para el anclaje de una barra en buenas condiciones de adherencia.

3) A la expresión anterior se le puede aplicar un coeficiente reductor, en función de la armadura necesaria por el cálculo y la realmente dispuesta, pero respetando los valores mínimos dados por las Normas de cálculo.

4) Todo lo establecido en los apartados 2 y 3 es aplicable con independencia del diámetro y rigidez del cemento empleado.

5) En función de lo dispuesto en el punto 2, es posible obtener una economía de hormigón en los cimientos de hormigón armado (placas, emparrillados, zapatas, etc.) al disminuir su canto, que puede llegar al 33 por 100 del volumen que es necesario colocar si se respetan las especificaciones de la EH-82.

6) De cara a una correcta ejecución, es conve-

(*) Tanto en la zapata 10 (longitud $2/3$ de la nominal) como en las 11 y 12 (longitud nominal) se observó una variación en la evolución de las penetraciones por unidad de carga, en los últimos escalones. Este aspecto está relacionado con la posible plastificación de alguna barra y, por consiguiente, al descontar la deformación elástica a los corrimientos del pilar con respecto a la zapata, origina una supervaloración de las penetraciones en la media de las tres barras correspondientes a una pieza.

niente disponer una patilla al final del anclaje de la barra a que se refiere el punto 1; pero es claro que dicha patilla no es computable a la hora de calcular el anclaje.

7) La utilización de un estribo en la junta de unión zapata-pilar es conveniente a la hora de dar mayor garantía al anclaje que se pretende realizar. Para valorar cuantitativamente este fenómeno sería necesario una investigación más exhaustiva.

Es obvio que, en pilares no de borde, no es necesario disponer estribos para evitar el pandeo de las armaduras de espera dentro del cimiento. Sin embargo, la necesidad constructiva de rigidizar el conjunto de las armaduras de espera para que no se muevan durante el hormigonado, aconseja disponer algunos estribos en esa zona. Colocar el primero de ellos cerca de la cara superior del cimiento mejora las condiciones de anclaje de la armadura de espera y por tanto permitiría alcanzar reducciones de la longitud de anclaje superiores a la establecida en este trabajo.

AGRADECIMIENTOS

Los Autores desean expresar su agradecimiento a los siguientes Organismos e Instituciones:

- Al Ministerio de Educación y Ciencia, por la Beca de Formación de Personal Investigador concedida al primero de los Autores para el desarrollo de su tesis doctoral.

- A la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos y en especial a los componentes de su Cátedra de Edificación y Prefabricación, por el apoyo prestado.

- Al Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), en cuyos Laboratorios se realizaron los ensayos, gracias a una Ayuda de Investigación concedida al primero de los Autores.

- A la Sociedad Aceros AZMA, que suministró gratuitamente todo el acero empleado en la investigación.

6. BIBLIOGRAFIA

1) COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON.- "Instrucción EH-82 para el Proyecto y la Ejecución de obras de hormigón en masa o armado" MOPU, 1982. Madrid.

2) CEB.- "Bond Action and bond behaviour of reinforcement". State-of-the-art Report. CEB. Bulletin d'Information N° 151.

3) ANCHOR, R.D.- "Compression Anchorage of Bars". Concrete, October, 1971.

4) ASTILL, A.W./ AL-SAJR, D.K.- "Compression bond in column-to-base-joints". The Structural Engineer Vol. 58B. N° 1. March 1980.

5) ASTILL, A.W./TURAN, M.- "Compression

anchorage in bases". Bond in concrete. (Proceedings of the International Conference) 1982. Applied Sciences Publ. London, 1982.

6) CALAVERA, J.- "Cálculo de estructuras de cimentación". INTEMAC, 1982, Madrid.

7) CALAVERA, J.- "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón para edificios". INTEMAC, 1985, Madrid.

8) RODRIGUEZ, F. / FERNANDEZ, J.- "Comparación de diversos sistemas de cálculo de las longitudes de anclaje de barras de acero corrugado en hormigón armado". Hormigón y Acero N° 159. 2° trimestre 1986.

9) LONG, J.E. "Bearings in structural engineerings". Edited by Newnes - Butterworth, London, 1974.

10) RODRIGUEZ, F.- Tesis Doctoral "Investigación experimental de la longitud de anclaje de las armaduras de los pilares de hormigón armado en los cimientos". E.T.S.I. CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE MADRID, 1987

RESUMEN

La Instrucción española actual E.H.-82 determina, para el anclaje de las armaduras de los pilares en los cimientos, una longitud de anclaje igual a la que poseería la misma barra en un tramo de pilar, aunque, evidentemente, los recubrimientos y condiciones de anclaje son muy diferentes. Esto origina que, en muchas ocasiones, el canto del elemento de cimentación correspondiente quede determinado por el valor de esa longitud. No obstante, muchos técnicos incumplen este requisito.

El presente trabajo de investigación trata de encontrar una explicación a la falta de experiencia patológica por incumplimiento de la longitud de anclaje y de establecer una fórmula correctiva de ese valor, de tal manera que se pueda abaratar de forma importante el costo de las cimentaciones, en especial de zapatas, vigas de cimentación, emparrillados y placas.

Después de estudiar las diferentes variables que afectan al problema, se establece un Plan Experimental sobre un modelo de ensayo consistente en un pilar triangular, de hormigón, con una barra en cada vértice, que actúa sobre una zapata cuadrada en la que se anclan las barras. La junta de unión entre ambos elementos estaba desnuda de hormigón, por requisitos de funcionamiento del modelo. Se analizan dos diámetros ($\phi 12$ y $\phi 20$), la rigidez del cimiento (rígido y flexible según la definición de E.H.-82) y tres longitudes de anclaje ($1/2\ell_b$, $2/3 \ell_b$ y ℓ_b , siendo ℓ_b la longitud especificada por la E.H.-82, en cada caso). En total se fabricaron 12 piezas y el efecto del suelo de cimentación se simuló mediante un material elástico de bajo

módulo. Durante la realización de los ensayos se medía la penetración de las barras en el cemento.

Como resultado de la Investigación se establece que los valores especificados por la E.H.-82 son conservadores y que un valor aceptable es 2/3 de los anteriores. Esto lleva consigo un ahorro de hasta un 33 por 100 del volumen de hormigón utilizado en las cimentaciones.

SUMMARY

The present Spanish Specification E.H.-82 determines for the anchoring of the foundations columns reinforcements an anchorage length similar as to the one the same bar would have if it was situated in a section of column though, as it is obvious, coverings and conditions of anchorage are very different. This causes that in many cases the dept of the foundation element is determined by that length. However, many Technicians do not to fulfil this requirement.

This work intends to find an explanation to the lack of pathological experience in the cases of not accomplishing with the right anchorage length and stablishing a correlative formula for that value, so the price of the foundations could

be greatly reduced, mainly in the foundations beams and footings, grillages and plates.

Afterwards studying the different variables which affect this problem, an Experimental Plan is established on a model consisting of a concrete triangular column, with a bar in every vertex, which acts on a square foundation where the bars are anchored; the connecting joint between both elements was concrete free due requirements of functioning. Two diameters are analyzed ($\phi 12$ and $\phi 20$), as well as the rigidity of the foundation (rigid and flexible according the the E.H.-82 Specification) and three anchorage lengths ($1/2 \ell_b$, $2/3 \ell_b$ and ℓ_b , where ℓ_b is the length specified by E.H.-82 in every case). In total, 12 members were made and the effect of the soil of foundations was simulated by means of an elastic material of low modulus. During the execution of the tests, it was measured the penetration of the bars in the foundation.

As a result of this research, it has been stablished that the values specified by E.H.-82 are conservative and that an acceptable value would be 2/3 of the above mentioned. This entails a saving of up to 33 por 100 of the concrete volume used in the foundations.

* * *

XVI Premio García-Cabrerizo a la Investigación Española

BASES

OBJETIVOS DEL PREMIO

Como en sus anteriores ediciones, el Premio García-Cabrerizo a la Invención Española tiene por finalidad la exaltación de los valores humanos y científicos de cuantos españoles promueven y realizan innovaciones Tecnológicas o de Investigación aplicada que en alguna manera favorezcan el desarrollo del País, la Industria o la Economía.

Motivo especial del Premio es despertar en la conciencia de nuestra sociedad el interés por la invención como fuente de desarrollo y como fomento de la industria mediante la divulgación de las Patentes de Invención españolas susceptibles de representar un perfeccionamiento capaz de mejorar, en cualquier medida, el nivel de vida o el progreso social.

Un objetivo del Premio es, asimismo, la justa valoración del inventor serio y consciente, y desterrar de nuestra sociedad la imagen del ser absurdo o del aventurero científico que es, desgraciadamente, el más conocido del gran público.

TEMA

El tema es completamente libre y podrá ser elegido por quienes habiendo desarrollado una innovación tecnológica en cualquier campo científico o

industrial, cumplan con los requisitos señalados por las Bases del presente concurso.

Únicamente podrán ser presentadas al Premio García-Cabrerizo a la Invención Española, las invenciones industrializables por medios técnicos. Serán rechazados los trabajos consistentes en puras teorías o especulaciones no concretadas en una realidad susceptible de ser industrializada.

Tanto las invenciones desarrolladas como las de previsible desarrollo, podrán ser presentadas al Premio.

CUANTIA

La dotación del Premio García-Cabrerizo a la Invención Española es de 500.000 pesetas.

Como es tradicional, la entrega del Premio se realizará en un Acto solemne y será acompañado del correspondiente Trofeo acreditativo del Galardón.

PARTICIPANTES

Podrán concurrir cuantos investigadores, inventores, Centros de Investigación, Empresas industriales, equipos de Técnicos, etc., de nacionalidad española, sean autores de una invención o propietarios de una patente cuyas características cumplan los requisitos citados anteriormente.

PRESENTACION DE TRABAJOS

Los Participantes deberán dirigir al señor Presidente del Jurado Calificador del XVI Premio García-Cabrerizo a la Invención Española una simple instancia en la que consten sus datos personales, dirección, teléfono y "curriculum vitae", así como sus cualificaciones técnicas si las tuviera.

A dicha instancia se acompañará.

1.—Un resumen del trabajo presentado en no más de 300 palabras, indicando campo de aplicación de la invención, características más fundamentales y posibilidades.

2.—Una descripción detallada de la invención, con expreso y pormenorizado análisis de sus características funcionales, medios empleados, y dibujos ilustrativos y explicación muy fundamentada de las ventajas que comporta, en especial, para la Economía o la Industria española.

En el caso de que la invención hubiera sido objeto de una Patente Europea concedida, o patentes nacionales también concedidas en Estados Unidos, Suecia, Alemania, Holanda, Japón o cualquiera de los Estados que efectúan el llamado "Exámen de Novedad" de las invenciones que se patentan, será muy conveniente indicar este hecho.

Si la invención hubiera sido materializada por la construcción de un prototipo, o bien por su fabricación industrial, será conveniente remitir fotografías ilustrativas. En caso necesario, el Jurado podrá examinar "in situ" las características de la invención.

Tanto la instancia como el resumen y la descripción detallada del trabajo, dibujos, fotografías, etc., deberán ser presentadas por quintuplicado. Cada uno de los cinco ejemplares deberá necesariamente presentar un conjunto inseparable o una encuadernación inseparable y la literatura será escrita a máquina.

Si el participante presenta varios trabajos al Premio, la documentación de cada uno de éstos, deberá presentarse independientemente en sobres separados, cumplimentando para cada trabajo los requisitos citados en el párrafo anterior.

Serán devueltos a sus propietarios todos los trabajos presentados que no cumplan fielmente estos requisitos.

DERECHOS DE AUTOR

Serán siempre de propiedad de los autores cuantos derechos les correspondan en virtud de las Leyes de la Propiedad Industrial o de Propiedad Intelectual, según los casos. El concursante por el he-

cho de su presentación no contrae ningún compromiso con la Fundación García-Cabrerizo ni con persona física ni jurídica alguna, siendo todos los derechos citados de la exclusiva propiedad del inventor o de su concesionario si el concursante fuera otra persona.

PLAZO DE ADMISION

El plazo de admisión de solicitudes y presentación de los trabajos expirará el día 31 de octubre de 1988 a las 24 horas. El Jurado examinará los trabajos presentados y emitirá su veredicto a favor del premiado antes del día 31 de enero de 1989.

Todos los trabajos habrán de dirigirse al señor Presidente del Jurado Calificador del XVI Premio García-Cabrerizo a la Invención Española, calle Vitruvio, nº 23 - MADRID - 28006.

JURADO CALIFICADOR

Un Jurado compuesto por eminentes personalidades de la Ciencia, de la Técnica, de la Industria y de la Propiedad Industrial, examinará los trabajos presentados y fallará el que habrá de recibir el Premio, o bien lo considerará desierto en el caso de que ninguna invención presentada fuera, en su opinión, merecedora del mismo.

El donante del Premio, señor García-Cabrerizo, no forma parte del Jurado, por propia decisión, desde la creación de éste en 1969.

Como único representante de la Fundación García-Cabrerizo, figura el Director de la misma, con voz pero sin voto.

El fallo del Jurado será inapelable.

ACEPTACION

Se entiende que todos los concursantes, por el mero hecho de concurrir, aceptan las presentes Bases.

RETIRADA DE LOS TRABAJOS CONCURSANTES

Los Trabajos presentados a este Premio deberán ser retirados por sus propietarios en la sede de la Fundación García-Cabrerizo - C/Vitruvio, 23 - 28006 - MADRID, antes del día 1º de marzo de 1989. Pasada dicha fecha la Fundación se reserva el derecho de destruir toda la documentación aportada.

Influencia de los errores de ejecución en el estado tensional de los puentes atirantados construidos por voladizos sucesivos

Ignacio Duque
y Angel C. Aparicio
Dres. Ingenieros de Caminos C. y P.
Cátedra de Puentes
E.T.S. Ingenieros de Caminos de Barcelona.

1. INTRODUCCION

En el presente artículo estudiaremos la importancia que, sobre el estado tensional, tiene la variación del peso propio o el módulo de deformación del hormigón, en la construcción por voladizos sucesivos de un puente atirantado de carretera; y, asimismo, la influencia de la colocación de los tirantes, según se realice el control de su tesado sólo por fuerza o por longitud. Igualmente, veremos hasta qué punto el control simultáneo de ambas variables en el tesado es útil para detectar discrepancias existentes entre los valores del peso propio o el módulo de deformación obtenidos en la obra y los utilizados en el cálculo.

2. DESCRIPCION GEOMETRICA DEL PUENTE

Se ha planteado un puente simétrico, con una torre central y dos vanos de 100 m cada uno (fig. 1). La separación entre tirantes es de 10 m, utilizándose los tirantes extremos para arriostrar la torre durante la construcción, pues van anclados al estribo.

El tablero, (fig. 2), se supone compuesto por dovelas prefabricadas, de 10 m de longitud, que se colocan por medio de una grúa situada externamente a él. No se usan, pues, carros de avance.

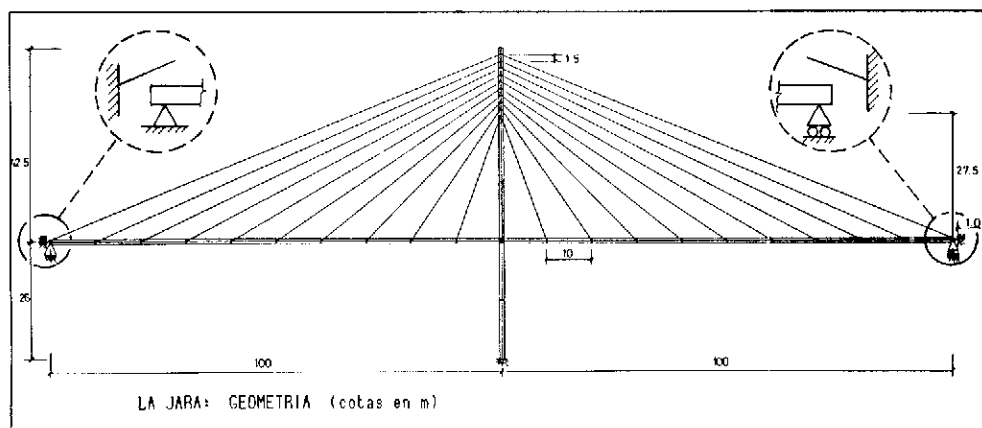


Fig. 1. Esquema longitudinal del puente estudiado.

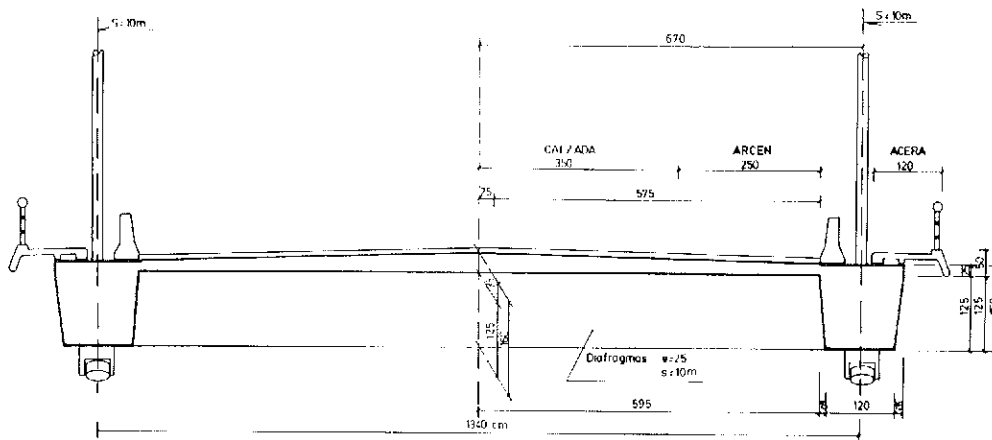


Fig. 2. Sección transversal del tablero.

La torre mide 26 m de altura desde la cimentación al eje del tablero y 42,5 m desde dicho eje hasta la coronación.

Las características geométricas del tablero y de la torre, constantes en toda su longitud, son:

Tablero:

Area = 8,275 m²
 Inercia = 1,497 m⁴
 v = 0,531 m
 v' = 1,069 m

Torre:

Area = 16,20 m²
 Inercia = 34,60 m⁴
 v = 2,25 m
 v' = 2,25 m

Para el dintel y las pilas se ha considerado una densidad de 2,6 t/m³ y un módulo de deformación de 403.000 Kp/cm², correspondiente a un hormigón de 450 Kp/cm² de resistencia.

El peso propio de la torre es 42 t/m y el del tablero, incluidos los diafragmas, 22,5 t/m. Su carga permanente la hemos evaluado en 3,56 t/m.

Los tirantes, como ya se ha mencionado, están separados 10 m entre sí en el sentido longitudinal. En cuanto a su disposición en la torre, se distribuyen en una altura comprendida entre 27,5 m y 41 m, con una separación de sus anclajes de 1,5 m. Se consideran, a todos los efectos, en un plano vertical (modelo de pórtico plano) y sus nudos extremos coinciden con los nudos de los elementos. Sabemos que siempre es posible efectuar esta simplificación si consideramos como nudo del tirante, a efectos del cálculo, la intersección de la línea de aplicación de la fuerza con el eje del elemento correspondiente, haciendo las correcciones pertinentes en la longitud del cable [3].

Los cordones, de 140 mm² cada cordón, se colocan por parejas, y en el cuadro 1 pueden verse las áreas de los tirantes y el número de pares de cordones de cada uno.

CUADRO 1

Tirantes de la estructura

Tirante	Longitud m	Area m ²	Pares de cordones
1	108,6817	0,014560	52
2	108,6817	0,014560	52
3	28,9260	0,005600	20
4	29,1888	0,005600	20
5	29,1888	0,005600	20
6	35,1406	0,006440	23
7	35,1406	0,006440	23
8	42,6730	0,007280	26
9	42,6730	0,007280	26
10	51,0962	0,008400	30
11	51,0962	0,008400	30
12	60,0256	0,008960	32
13	60,0256	0,008960	32
14	69,2809	0,010080	36
15	69,2809	0,010080	36
16	78,7311	0,010640	38
17	78,7311	0,010640	38
18	88,3204	0,011200	40
19	88,3204	0,011200	40
20	98,0081	0,011760	42
21	98,0081	0,011760	42

3. SIMULACION DE LA CONSTRUCCION DEL PUENTE POR ETAPAS

Una vez concebido el puente deseado, la estructura está unívocamente definida, lo cual incluye conocer exactamente los tirantes y sus fuerzas y longitudes en el estado permanente.

Es evidente que, en la obra, hay que proceder a construir el puente por etapas, las cuales agrupamos en las siguientes fases:

- a) Construimos la torre.
- b) Colocamos los tirantes 1 y 2, que servirán para retener la torre, limitando sus movimientos durante la construcción y los esfuerzos en la misma, pues pasamos de una estructura isostática (ménsula) a una hiperestática.
- c) Cimbramos la zona de la torre para construir las primeras dovelas y tesamos los tirantes correspondientes.
- d) Eliminamos la cimbra tras introducir con anterioridad un elemento que impide el desplazamiento horizontal relativo entre el tablero y la torre.
- e) Construimos el puente en ciclos de cuatro etapas:
 - colocación de la dovela del lado izquierdo.
 - colocación de la dovela del lado derecho.

- tesado del tirante del lado izquierdo.
- tesado del tirante del lado derecho.

f) Al poner las dovelas extremas (37 y 38), sus cotas no coinciden con las deseadas, por lo cual procedemos a llevarlas a cota cero por medio de gatos hidráulicos que actúan en los extremos del tablero (desplazamiento impuesto). Esto se corresponde con la etapa 45 del análisis. En la etapa 46 y última, se coloca la carga permanente.

Es indudable que el "cierre" de la obra, en concreto, el llevar a cota las dovelas extremas, podría solucionarse de maneras diferentes (como construir directamente esas dovelas a la cota deseada). Para independizarnos del criterio seguido, siempre que hablemos de envolventes de leyes de momentos durante construcción, nos referiremos a las etapas precedentes, (figs. 3 y 4), (hasta la etapa 44), comunes a cualquier sistema de "cierre". El procedimiento seguido es muy cómodo en el estudio teórico, pues pone de manifiesto, de una forma muy gráfica, los errores en la rasante.

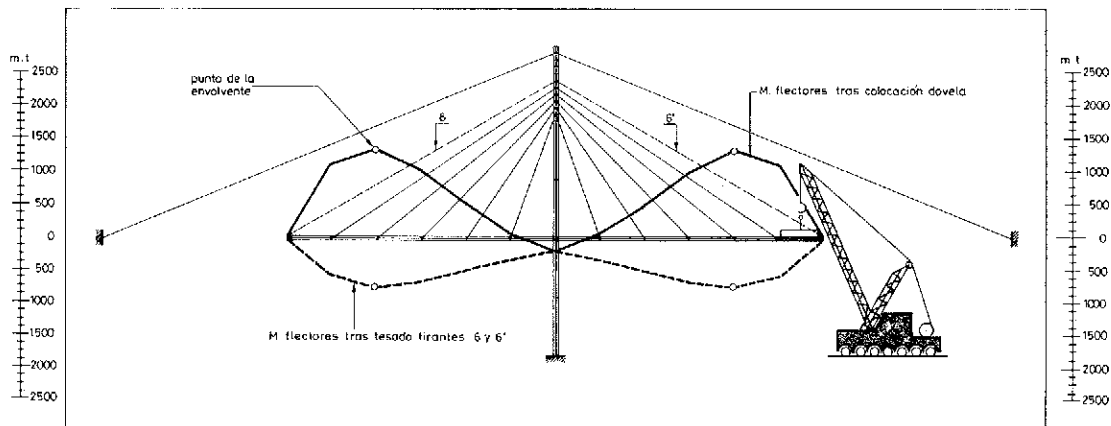


Fig. 3. Etapa impar de construcción. Momentos flectores en esa etapa y definición de la envolvente de momentos flectores durante construcción.

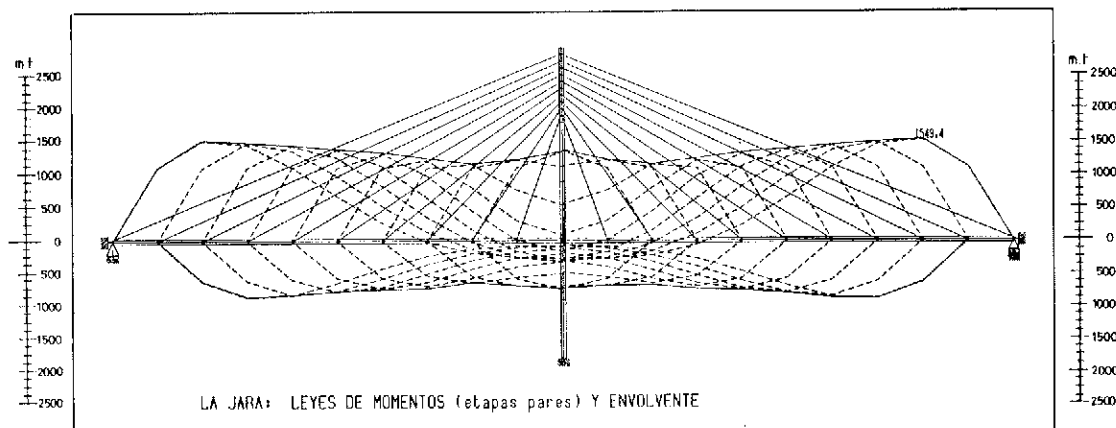


Fig. 4. Envolvente de momentos flectores durante construcción, obtenida con los valores de peso propio y módulo de deformación supuestos en el proyecto.

4. ESTUDIO ANALITICO DE LA CONSTRUCCION

El procedimiento tradicionalmente empleado para conocer, con la máxima exactitud posible, las fuerzas de tesado de los tirantes y las contraflechas de las dovelas durante la construcción, consiste en desmontar el puente [1, 3] aunque en [1], se expone un procedimiento que conduce a los mismos resultados sin necesidad de proceder al desmontaje. Se parte del puente terminado y se procede en orden inverso a la secuencia de montaje prevista, de tal manera que la fuerza de tesado de los tirantes es la que tienen en el momento de eliminarlos. En cuanto a las coordenadas extremas de las dovelas, que se desea determinarlas en el estado previo a la actuación de su peso propio, pueden obtenerse suprimiendo numéricamente el peso, pero no el elemento: las coordenadas extremas del mismo, en esa etapa, son las buscadas.

Conocidos los datos anteriores, la construcción del puente es inmediata: basta proceder en "orden directo", a partir de los datos obtenidos.

5. BREVE COMENTARIO DEL ESTADO TENSIONAL Y LAS DEFORMACIONES DURANTE LA CONSTRUCCION

En lo referente a la torre, los momentos positivos más desfavorables (tracciones en el lado de las dovelas impares) aparecen al tesar los tirantes de retención). Si éstos se colocaran en un mayor número de etapas, la acción introducida sería menor, pero, en cualquier caso, la tracción máxima no llega a 15 Kp/cm².

En cuanto a momentos negativos, es importante el producido por el empuje horizontal transmitido por el tablero a la torre al poner una dovola impar, esto es, cuando las acciones son sensiblemente asimétricas. Tampoco en este caso las tracciones superan los 15 Kp/cm². Obsérvese que el arriostamiento de la torre impide momentos en la base de la misma que serían del orden de 21.000 m.t para las últimas dovelas.

En el tablero, sometido a momentos positivos y sin considerar el pretensado, la tracción máxima es inferior a 60 Kp/cm² y, para los negativos, está próxima a 100 Kp/cm². Estas tracciones máximas se pueden resolver mediante el pretensado adecuado del dintel, y su consideración no se ha tenido en cuenta en el presente estudio paramétrico.

Los momentos al término de la construcción son prácticamente nulos, con una diferencia inferior a 25 m.t en el nudo más desfavorable, magnitud absolutamente despreciable.

Los tirantes experimentan la tensión máxima, en general, cuando se coloca la dovola siguiente a

los mismos. El axil mínimo aparece normalmente en el momento del tesado o, en el caso de los tirantes pares (lado izquierdo), al introducir su simétrico correspondiente.

El axil final en los tirantes es extraordinariamente próximo al deseado (fuerza vertical en los mismos de 260,6 t/tirante), con un error inferior a 1 t/tirante.

Recordar que durante la construcción puede interesar introducir los tirantes en dos etapas, es decir, retesando posteriormente a la etapa en que se colocan, lo que no variaría los resultados finales.

En relación a la deformada del dintel, nos hemos centrado en la etapa 44, previa a la nivelación a cota de sus extremos. Una vez situados a cota estos puntos e introducida la carga permanente, la directriz del tablero debe ser una recta, como ocurre en nuestro caso.

En cuanto a la colocación de las dovelas extremas, las dovelas pares se colocan a una cota superior a las impares, para compensar el desequilibrio que éstas introducen en la construcción.

6. IMPORTANCIA DE LA VARIACION DE LOS VALORES OBTENIDOS EN LA OBRA CON RELACION A LOS DATOS DEL PROYECTO

Al proyectar una obra es necesario estimar, a priori, valores tales como el peso específico, el módulo de deformación de los materiales, etc. Nuestro propósito es contrastar lo que ocurre cuando se construye la misma siguiendo estrictamente las directrices del proyecto y cuando varía alguno de los valores previamente fijados. En particular, haremos hincapié en la colocación de los tirantes, viendo si es más beneficioso tesarlos según las fuerzas obtenidas en el desmontaje, o según su longitud, e intentaremos recalcar hasta qué punto el control simultáneo de ambos puede señalar las discrepancias entre lo obtenido en la obra y los datos de proyecto.

En todos los casos, colocaremos las nuevas dovelas según la tangente a la directriz del puente y los tirantes se tesarán, bien por fuerza, con los axiles obtenidos en el estudio previo, bien por longitud, manteniendo su longitud teórica a tensión nula.

6.1. Variación del peso propio y la carga permanente del tablero en un 10 por 100

A priori, una variación del peso propio del tablero del 10 por 100 puede considerarse elevada; ahora bien, la incertidumbre sobre la densidad real del hormigón, fuertemente armado en

este tipo de obras, unida a un error sistemático en los encofrados, con espesores distintos a los proyectados, podría llegar a producir una modificación de ese orden de magnitud, en más o en menos.

Este problema se ha estudiado simulando la construcción de dos maneras: tesado por fuerza y por longitud, y colocando en ambos casos las dovelas según la tangente a las ya existentes.

6.1.1. Aumento (Fig. 5 y 6)

Para un incremento del peso propio, los mo-

mentos máximos que aparecen en la torre durante la construcción aumentan en el mismo orden de magnitud (10 por 100). Con todo, las tracciones máximas siguen siendo reducidas debido, en parte, al aumento del axil. Los momentos finales en la torre son muy pequeños.

Los esfuerzos en el tablero se disparan de una forma espectacular si el tesado se realiza por fuerza, pues, si bien los positivos disminuyen, los negativos (más desfavorables en la construcción), aumentan entre un 20 y un 30 por 100, llegándose a un incremento del 39 por 100.

Por contra, si el tesado se realiza controlando la longitud de los tirantes, el aumento de los momen-

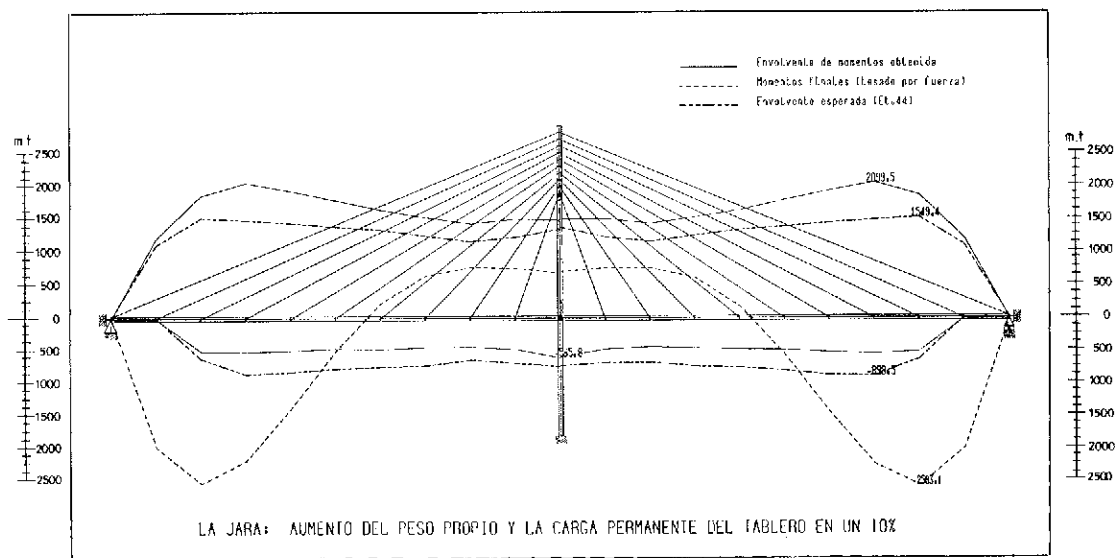


Fig. 5. Envolvente de momentos flectores durante la construcción, obtenida en la simulación: Hipótesis: incremento del peso propio un 10 por 100; control del tesado por fuerza.

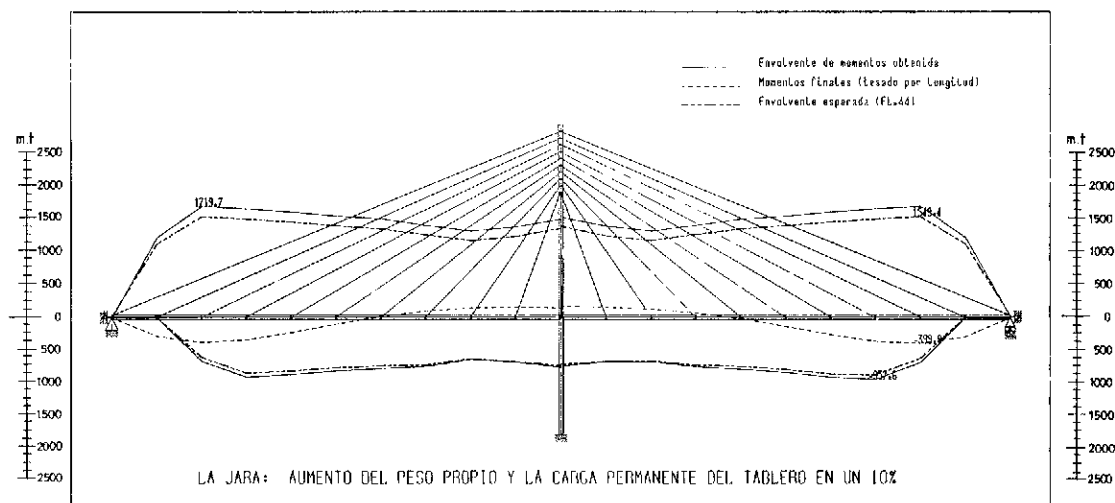


Fig. 6. Envolvente de momentos flectores durante construcción, obtenida en la simulación: Hipótesis: incremento del peso propio un 10 por 100; control de tesado por longitud.

tos negativos es inferior al 13,5 por 100.

En cualquier caso, el porcentaje de aumento de los momentos es superior a la variación del peso propio del tablero (no linealidad).

La contraflecha que hay que dar en el tesado por longitud es casi 10 cm superior a la prevista, y en el tesado por fuerza, 55 cm!!; es decir, la rasante obtenida al término de la construcción es mucho mejor si los tirantes se han colocado por longitud que si se han colocado por fuerza.

Si los tirantes se tesan por fuerza y se mide su longitud, la diferencia con respecto a la prevista se detecta rápidamente, siendo en casi todos los tirantes del orden de 1 cm o mayor.

Los axiles máximos en este caso varían un 5 por 100 con relación a los de proyecto, y los axiles finales presentan una gran dispersión, aunque en la zona media del puente (menos influida por las etapas finales), el aumento es del 14 por 100.

Si los tirantes se introducen por longitud, se detecta un aumento en la fuerza de tesado del orden del 8 por 100 en casi todos ellos. El aumento de la tensión final es del 10 por 100.

Como conclusión, podemos decir que, en el caso de aumento del peso propio, colocar los tirantes por longitud es mucho mejor que hacerlo controlando fuerzas, sobre todo en lo que respecta a los esfuerzos en el tablero. En concreto, introducir las dovelas según la tangente, unido al tesado por fuerza, origina unos resultados absolutamente desastrosos.

El aumento del peso propio puede detectarse con claridad controlando simultáneamente la fuerza de tesado y la longitud de los tirantes.

6.1.2. Disminución del peso propio (Figs. 7 y 8)

Al reducir el peso propio y la carga permanente del tablero en un 10 por 100, se observa un descenso análogo en los esfuerzos máximos en la torre.

En el tablero disminuyen los momentos negativos y aumentan los positivos. Esta variación es notablemente más importante en el tesado por fuerza, con valores entre el 60 y el 70 por 100, mientras que si se introducen las dovelas de forma tangente y se colocan los tirantes por longitud, los esfuerzos obtenidos son inferiores a los calculados.

Los momentos obtenidos al final de la construcción, hacen inaceptable la construcción controlando los tirantes exclusivamente por su fuerza, por la gran diferencia en la deformada, previa a la colocación de los extremos del tablero a cota.

La deformada obtenida es siempre mejor en el tesado por longitud.

En cuanto a los tirantes, si se tesa por fuerza controlando la longitud, su variación se detecta casi inmediatamente.

Igualmente, si se introducen por longitud controlando la fuerza de tesado, la disminución en la misma oscila entre el 7,8 por 100 y el 8,8 por 100.

Como conclusiones más importantes indicaremos que el tesado por longitud, colocando las dovelas según la tangente, está del lado de la seguridad, mientras el tesado por fuerza conduce a resultados desastrosos. La disminución del peso propio puede detectarse controlando simultáneamente la fuerza de tesado y la longitud de los tirantes.

6.2. Variación del módulo de deformación del hormigón en un 30 por 100

La determinación a priori del módulo de defor-

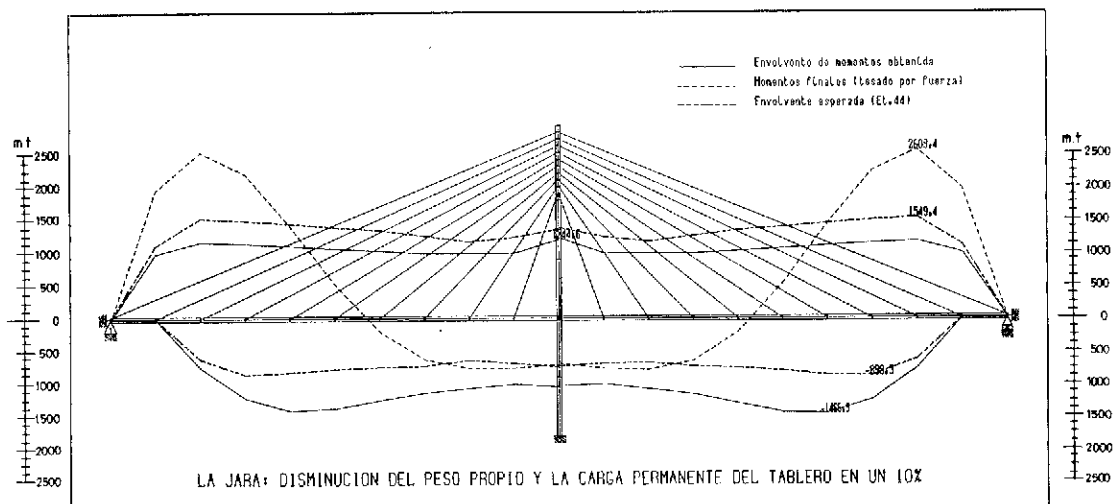


Fig. 7. Envolvente de momentos flectores durante construcción, obtenida en la simulación: Hipótesis: disminución del peso propio un 10 por 100; control del tesado por fuerza.

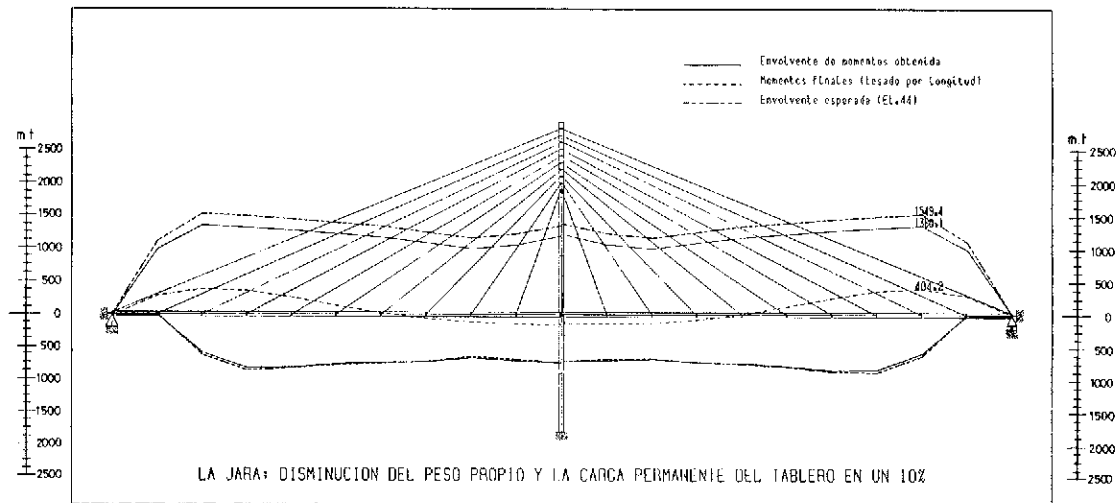


Fig. 8. Envolvente de momentos flectores durante construcción, obtenida en la simulación: Hipótesis: disminución del peso propio un 10 por 100; control de tesado por longitud.

mación del hormigón, es realmente difícil. De hecho, el CEB en su Código Modelo indica que la variación del mismo con respecto a la fórmula por ellos preconizada, puede oscilar en ± 30 por 100 y nuestra experiencia es de valores análogos de dispersión en probetas extraídas de una misma obra.

6.2.1. Aumento del módulo de deformación del hormigón. (Figs. 9 y 10)

Un aumento del módulo de deformación del hormigón implica un incremento en los momentos que aparecen en la torre durante la construcción, algo mayor en el caso de tesado por fuerza. Esto se explica si recordamos que la estructura es hi-

perestática, por lo cual, al aumentar la rigidez de la torre, absorbe mayores esfuerzos.

Los esfuerzos en el dintel varían con relación a los previstos. En el tesado por fuerza los positivos aumentan poco y en los extremos del tablero disminuyen, mientras que los negativos crecen más, hasta un 10,4 por 100 en los extremos. Si el tesado es por longitud el aumento de los positivos es más importante, pero es menor el de los negativos (más desfavorables). De cualquier forma, la oscilación de momentos para una sección dada es del mismo orden de magnitud.

Los momentos finales son notablemente mejores en el tesado por longitud, lo que está en estrecha relación con el hecho de que también la deformada del tablero se aproxima más a la deseada.

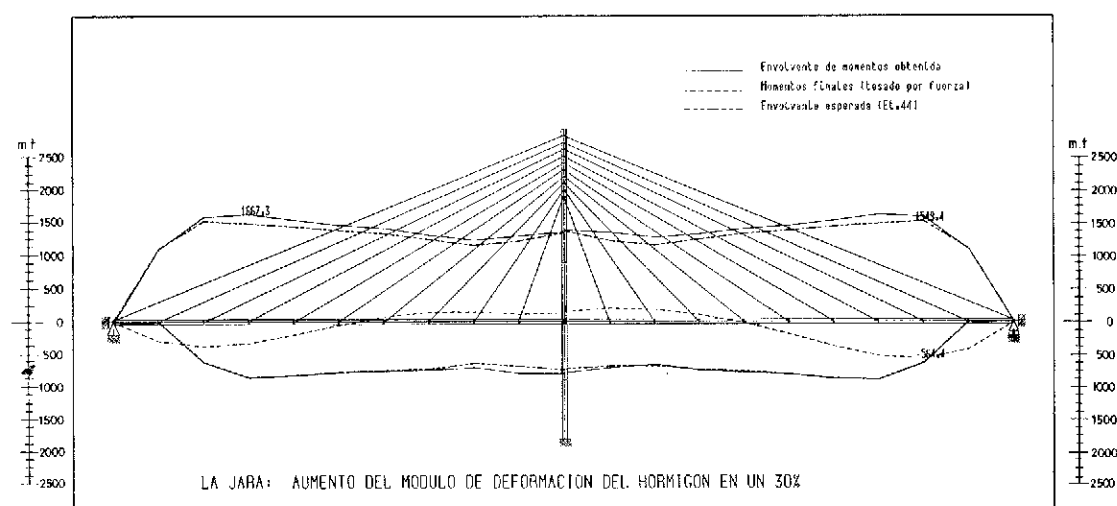


Fig. 9. Envolvente de momentos flectores durante construcción, obtenida en la simulación: Hipótesis: aumento de E_c un 30 por 100; control de tesado por fuerza.

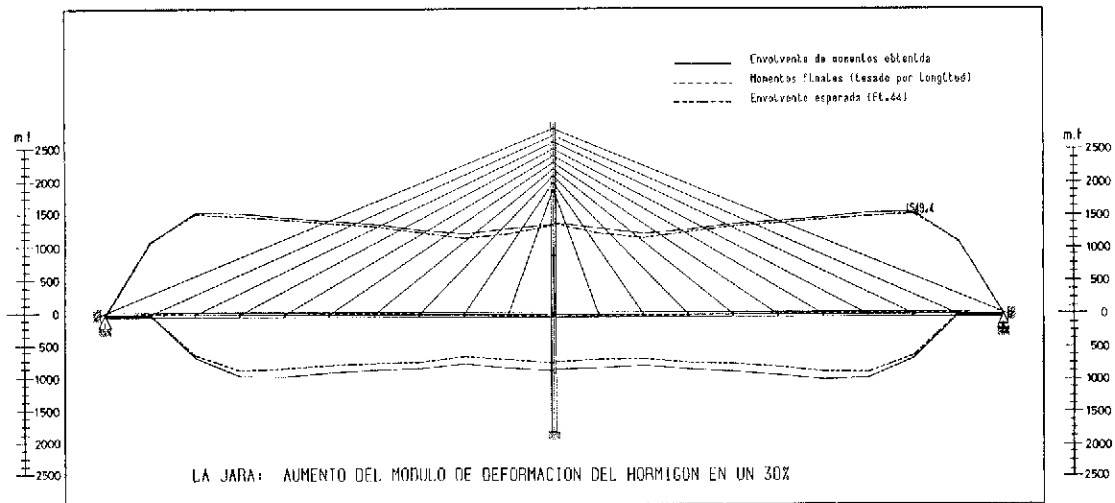


Fig. 10. Envolvente de momentos flectores durante construcción, obtenida en la simulación: Hipótesis: aumento de E_c un 30 por 100; control de tesado por longitud.

La variación de longitud en los tirantes al tesar por fuerza, se acusa de manera clara sólo en los tirantes impares, es decir, los que cierran un ciclo de construcción.

La variación en la fuerza al tesar por longitud es pequeña, y se observa un aumento del 2 por 100 en la casi totalidad de los tirantes.

La diferencia en la cota de las dovelas, con relación a la esperada, es mucho mayor en el tesado por fuerza.

Como conclusión, podemos decir que, en esta tipología de puentes, el tesar controlando la longitud es más favorable que hacerlo controlando la fuerza.

No es fácil detectar una anomalía en el módulo de deformación del hormigón a partir del control simultáneo de la fuerza y la longitud de los tirantes, aunque sí llega a apreciarse el fenómeno.

6.2.2. Disminución del módulo de deformación. (Figs. 11 y 12)

Si el módulo de deformación disminuye, el comportamiento de la torre es análogo al caso anterior: descenso de los esfuerzos durante la construcción y momentos remanentes al término de la misma.

Los momentos en el tablero disminuyen, tanto

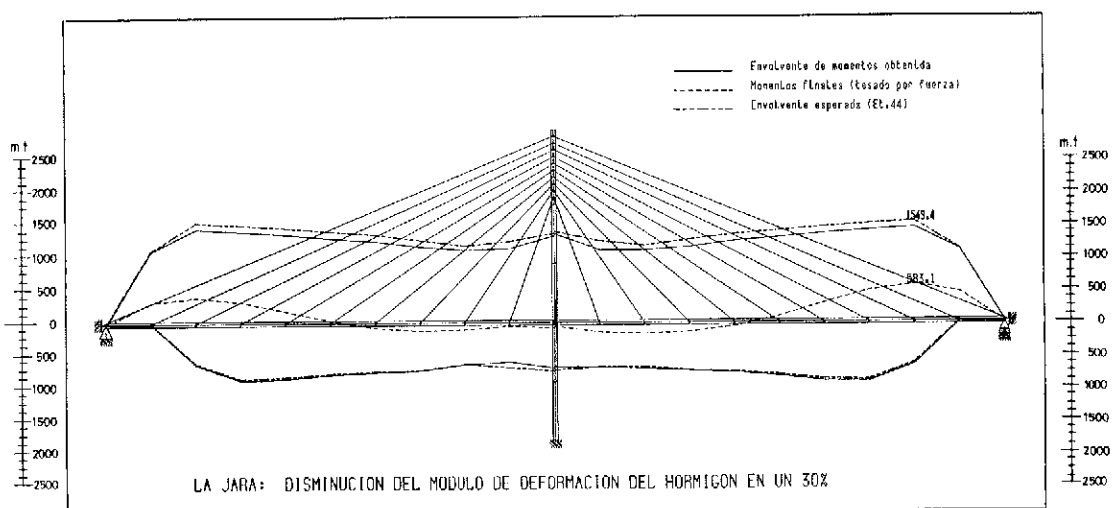


Fig. 11. Envolvente de momentos flectores durante construcción, obtenida en la simulación: Hipótesis: disminución de E_c un 30 por 100; control de tesado por fuerza.

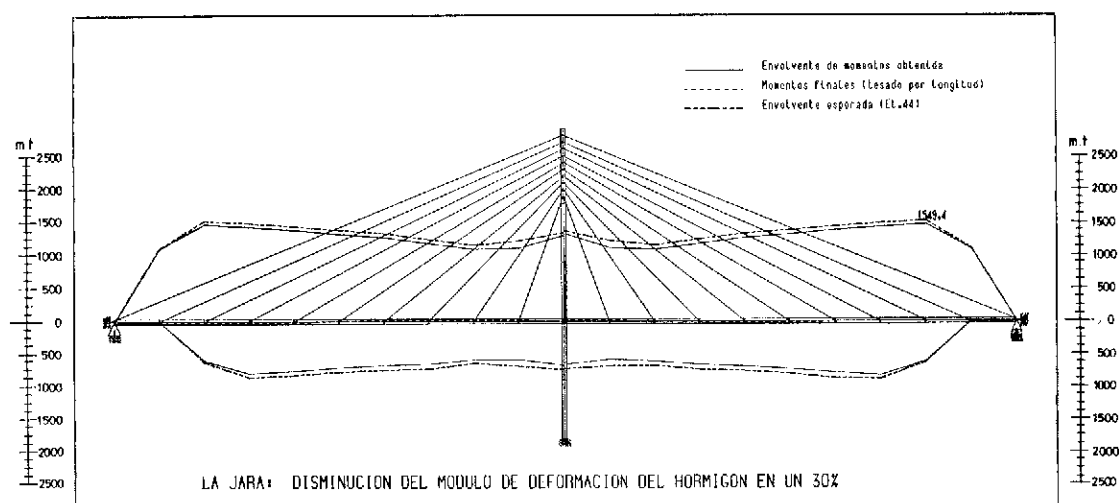


Fig. 12. Envolvente de momentos flectores durante construcción, obtenida en la simulación: Hipótesis: disminución de E_c un 30 por 100; control de tesado por longitud.

los positivos como los negativos, y si aumentan algo es en un porcentaje inferior al 2,5 por 100 (sólo en el tesado por fuerza y para los positivos en el extremo del tablero).

Los esfuerzos finales son mejores al tesar por longitud.

A partir de lo anteriormente expresado, creemos aconsejable realizar los cálculos con el módulo de deformación más alto previsto en la construcción, en la idea de que los esfuerzos en el tablero serán siempre menores a los de proyecto.

La deformada obtenida es excelente si el tesado se hace por longitud, e inferior si es por fuerza.

Al tesar por fuerza, la diferencia de longitud de los tirantes con relación a la prevista se detecta con claridad, sobre todo en los tirantes impares, como ocurría en el caso anterior; ahora bien, las diferencias son, lógicamente, de distinto signo y algo superiores en este caso.

Si se tesa por longitud los axiles de tesado son un 2 por 100 menores que los de cálculo. Sin embargo, los axiles al final de la construcción coinciden sensiblemente con los deseados, cosa que no ocurre en el tesado por fuerza.

La discrepancia en las cotas de las dovelas es mínima en el tesado por longitud (inferior a 2,5 cm) y más importante en el tesado por fuerza (hasta 17 cm).

Como conclusión podemos decir que los esfuerzos durante la construcción son inferiores a los previstos, por lo cual parece recomendable realizar el proyecto con el máximo valor del módulo de deformación que espera obtenerse en la obra. El tesado por longitud es más conveniente que el tesado controlando sólo la fuerza.

7. RESUMEN Y CONCLUSIONES

En el presente trabajo, se ha estudiado la importancia que en la construcción de los puentes atirantados pueden tener posibles discrepancias entre los valores del peso propio y el módulo de deformación del hormigón tomados en proyecto y los realmente existentes en la obra, así como la influencia de la colocación de los tirantes fiándose exclusivamente de su fuerza de tesado o de la longitud de los mismos (Cuadro 2).

Las conclusiones más notables son:

—En la práctica totalidad de los casos, introduce menores errores el control de los tirantes por longitud.

—El caso de tesado por fuerzas y colocación de las dovelas según la tangente a las ya construídas, sin hacer ningún tipo de correcciones, conduce a resultados desastrosos, si hay un error en el peso propio del tablero.

—La construcción con un peso propio inferior al de cálculo y controlando los tirantes por longitud, está del lado de la seguridad.

—Si el módulo de deformación es inferior al previsto, los esfuerzos de construcción son menos importantes, sea cual sea su signo.

—El control simultáneo de la fuerza de tesado y la longitud de los tirantes, puede detectar anomalías en la construcción con relación a los valores de proyecto; pero las variaciones en el módulo de deformación, son difícilmente detectables.

Por tanto, resulta interesante estudiar la construcción con los valores máximos esperados para el peso propio y el módulo de deformación, pues de esta forma se está del lado de la seguridad. Este

CUADRO 2

Resumen de los resultados de la construcción al modificar los datos de proyecto

Control de tesado por	Relación M/Mpatrón en el tablero		Diferencia de flecha max. (cm) (Ec. 44)	
	Fuerza	Longitud	Fuerza	Longitud
	$\frac{M_{SIM}^{>0}}{M_P^{>0}} / \frac{M_{SIM}^{<0}}{M_P^{<0}}$	$\frac{M_{SIM}^{>0}}{M_P^{>0}} / \frac{M_{SIM}^{<0}}{M_P^{<0}}$		
Peso propio (+ 10 por 100). Tangente	0,59 / 1,39	1,08 / 1,13	-55,2	9,8
Peso propio (- 10 por 100). Tangente	1,78 / 0,77	0,92 / 0,87	54,9	9,8
Módulo de deformación (+ 30 por 100)	0,98 / 1,10	1,14 / 1,05	-8,1	3,3
Módulo de deformación (-30 por 100)	1,02 / 0,94	0,89 / 0,96	11,3	-3,9

Notas:

SIM = Simulación.

P = Proyecto (Patrón).

efecto es más notable si el control del tesado se realiza por longitud.

8. AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo es parte de una tesis doctoral realizada en la Cátedra de Puentes de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona, y que no habría sido posible sin la ayuda económica recibida del Ministerio de Educación y Ciencia, a través de una beca F.P.I., durante los años 1983 a 1986. Igualmente, hemos de expresar nuestro agradecimiento a la Generalitat de Catalunya por la concesión de un "Ajut per l'acabament de tesis doctorals", en 1984.

9. BIBLIOGRAFIA

[1] Duque, Ignacio. Análisis no lineal geométrico de puentes atirantados de hormigón y su aplicación al estudio de la influencia que diversos parámetros ejercen sobre su configuración geométrica y tensional. Tesis Doctoral. Barcelona. Nov., 1986.

[2] Gimsing, Niels J. Cable Supported Bridges. Concept and Design. John Wiley and Sons, Norwich, 1983.

[3] Manterola, J. y Fernández Troyano, L. Puente "Ingeniero Carlos Fernández Casado" sobre el embalse Barrios de Luna. Hormigón y Acero, n° 151, 1984, pp. 21-86.

RESUMEN

La construcción de un puente atirantado por voladizos sucesivos es un tema complejo, tanto desde el punto de vista tecnológico como del de su análisis. Una parte no despreciable de la dificul-

tad, se debe a la incertidumbre existente en relación a los valores de determinadas magnitudes que el proyectista debe evaluar a priori, tales como el peso propio del tablero o el módulo de deformación del hormigón. En el presente trabajo se acota, sobre un ejemplo práctico, la importancia que las citadas variaciones pueden tener en los esfuerzos que se presentan durante la construcción del puente, tanto si se construye fiándose exclusivamente en la fuerza de tesado o controlando la longitud de los tirantes. Se indica, así mismo, qué criterio de tesado (por fuerza o longitud) es más seguro en cada caso y, hasta qué punto, el control simultáneo de la fuerza y la longitud de los tirantes puede detectar discrepancias entre los valores definidos en proyecto y los reales existente en la obra.

SUMMARY

The construction of a cable-stayed bridge by the cantilever construction method is a complex subject from both, technological and analytical, point of view. A very important part of difficulty is due to the existing uncertainty about the actual values of self weight of the deck and elastic modulus of concrete and its possible variations out the values supposed in design. In this paper, using a practical example, the significance that the above mentioned variations can produce on the internal forces existing during the bridge construction are studied in two cases: controlling the tension force of stay only by pressure oil-gauge or controlling by the appropriate length of stay. In the same way, the most safe tension control criteria is indicated for each case and the analysis of the suitability of simultaneous control of length and force of the stays, in order to detect disagreement among values defined in design and the actual ones existing in works, is carried out.

Vida en fatiga de alambres de acero de pretensado

Javier Llorca
Vicente Sánchez-Galvez
Drs. Ingenieros de Caminos
Departamento de Ciencia de Materiales
E.T.S. de Ingenieros de Caminos
Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

Durante los últimos veinte años, el hormigón pretensado se ha utilizado con frecuencia en estructuras sometidas a importantes acciones dinámicas (puentes de ferrocarril, puentes grúa, edificios de contención de reactores nucleares, etc.). En estas situaciones, la resistencia en fatiga del hormigón pretensado puede ser el factor crítico de diseño. Durante mucho tiempo se postuló que el comportamiento en fatiga del hormigón pretensado venía impuesto por el hormigón y se prestó poca atención a las armaduras activas, en las que se suponía que la amplitud de la oscilación de tensiones era muy inferior a los valores que empezaban a ser críticos.

Con el paso del tiempo se descubrió que la hipótesis anterior podía ser falsa en algunas situaciones: cuando se utiliza un pretensado parcial, permitiendo una fisuración controlada del hormigón, o cuando una sobrecarga aislada produce la fisuración del hormigón y la fuerza de pretensado no es suficiente para cerrar las grietas, se produce una amplificación de las tensiones en el tendón que puede llevar a una rotura temprana

por fatiga del elemento estructural. Algunos modelos de cálculo (1, 2) y los resultados de los ensayos realizados por otros autores (3, 4) muestran que, en estos casos, el elemento crítico es la armadura de pretensado. Estos interrogantes, junto a otras causas, han motivado a los ingenieros y a los investigadores para estudiar el problema del comportamiento en fatiga de los alambres de acero de pretensado.

El método clásico seguido para determinar las propiedades en fatiga de los aceros de pretensado se apoya en la determinación de las curvas de Wöhler y en él se basan todas las normativas existentes (5-9) y la mayor parte de las investigaciones realizadas [Véanse, por ejemplo, (10, 11)]. Estas curvas representan el número de ciclos de carga y descarga que resiste antes de su rotura una probeta del material para una amplitud de tensiones $\Delta\sigma$ ($\Delta\sigma = \sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{mín}}$). El procedimiento experimental es el siguiente: manteniendo constante $\sigma_{\text{mín}}$, se hacen varios ensayos para diferentes amplitudes $\Delta\sigma$ y así se obtiene una curva de Wöhler de resistencia a fatiga. Para obtener otra curva, se repiten los ensayos para otra $\sigma_{\text{mín}}$. El resultado final es una familia de curvas $\Delta\sigma - N$ para distintas $\sigma_{\text{mín}}$ (Fig. 1).

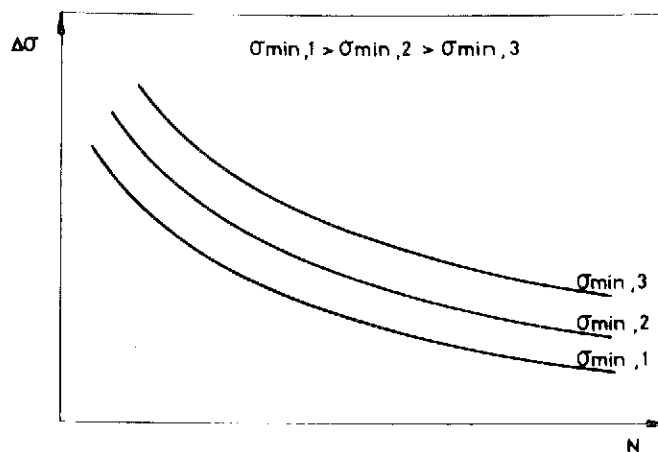


Fig. 1. Curvas de Wöhler de resistencia a fatiga para diferentes tensiones mínimas.

Este método de afrontar el problema adolece, a nuestro parecer, de varias dificultades. En primer lugar, la obtención de las curvas de Wöhler es muy costosa; para poder definir una de ellas con suficiente precisión es necesario un mínimo de 5 puntos de la curva. Y para poder determinar cada punto con suficiente fiabilidad es necesario un mínimo de 6 ensayos, siendo deseable 12. Esto supone en total entre 30 y 60 ensayos para cada curva, algunos de los cuales tienen una duración muy elevada ya que para amplitudes de tensión cercanas al límite de fatiga, el alambre puede resistir durante millones de ciclos. En segundo lugar, los resultados obtenidos no se pueden extrapolar a geometrías diferentes y a situaciones de carga en las que la amplitud de las tensiones es variable. Finalmente, la objeción más importante a las curvas de Wöhler se apoya en que es un estudio fenomenológico que no permite conocer cuáles son las causas que gobiernan el nacimiento y desarrollo de una fisura por fatiga. En estas condiciones, los ensayos realizados no permiten indicar al fabricante cómo debe actuar para mejorar la calidad de su producto frente a la fatiga, ni señalan los parámetros principales que debe tener en cuenta el ingeniero en el control de calidad de los alambres de acero de pretensado.

La aplicación de la Mecánica de la Fractura ha permitido, en las dos últimas décadas, estudiar y evaluar los fenómenos físicos que rigen la iniciación y propagación de una grieta por fatiga en los materiales metálicos. En este artículo se presentan las principales conclusiones de un trabajo de investigación, basado en las técnicas de la Mecánica de la Fractura, sobre el comportamiento en fatiga de los alambres de acero de pretensado. (12).

II. INVESTIGACIONES REALIZADAS

2.1. Fatiga de materiales metálicos

Desde un punto de vista físico, la rotura por fatiga de un elemento estructural consta de dos fenómenos distintos: la nucleación de una discontinuidad a partir de la superficie libre y la propagación de la misma hasta la rotura final. Debido a su distinto carácter físico, los parámetros que controlan ambas situaciones son distintos. En el caso de la nucleación, el número de ciclos N_n necesarios para generar la discontinuidad depende principalmente del estado superficial (tensiones residuales, inclusiones, defectos, etc.), de la amplitud de tensiones aplicada $\Delta\sigma$, del límite elástico cíclico σ_{yc} y de la microestructura del material. No se puede extraer una ley general y el valor de N_n habrá de determinarse en particular para cada material estudiado. Su importancia frente al número total de ciclos de vida en fatiga N puede variar desde cero (si existen grietas preexistentes) hasta cerca del 90 por 100.

La fase de propagación presenta un comportamiento más sencillo de cuantificar a través de la ley de París. Esta ley señala que la velocidad de propagación de una fisura en cada ciclo da/dN es función de la amplitud de la oscilación del factor de intensidad de tensiones en un ciclo ΔK , de acuerdo con la expresión:

$$\frac{da}{dN} = C (\Delta K)^m \quad (1)$$

donde C y m son constantes que hay que determinar experimentalmente y que dependen del material utilizado, del medio en que se realiza el ensayo y, en menor medida, de la relación de tensiones R definida como el cociente entre la tensión mínima y máxima en un ciclo. En el caso de un alambre fisurado, la amplitud de la oscilación del factor de intensidad de tensiones en un ciclo ΔK viene expresada por:

$$\Delta K = \Delta\sigma (\pi a)^{1/2} M (a/D) \quad (2)$$

donde $\Delta\sigma$ es la amplitud de oscilación de tensiones en un ciclo, "a" es la profundidad de la fisura y D el diámetro del alambre. La función adimensional $M (a/D)$ puede encontrarse en la bibliografía (22).

Esta ley es válida para velocidades de propagación superiores a 10^{-9} metros/ciclo. Para valores inferiores de ΔK se observa la aparición de un umbral de propagación de fisuras ΔK_{th} , que se define como aquella amplitud de la oscilación del factor de intensidad de tensiones para la que la velocidad de propagación de fisuras es nula, o, al menos, inferior a 10^{-11} metros/ciclo (figura 2). La magnitud de ΔK_{th} depende principalmente de la microestructura del material y de la relación de tensiones R .

La transición entre la fase de iniciación de una grieta y la de propagación no se realiza de modo brusco, sino que existe un dominio en que ambos fenómenos se solapan. Esta zona (denominada zona de propagación de microfisuras) se descubrió hace una década y su estudio es el más complicado puesto que exige evaluar la importancia relativa que tienen todos los factores que influyen en la iniciación y en la propagación.

De acuerdo con lo anterior, la vida en fatiga N de un elemento estructural sometido a una amplitud de la oscilación de cargas constante, vendrá expresada por:

$$N = N_n + N_{mf} + N_p \quad (3)$$

donde N_{mf} y N_p son los ciclos necesarios para propagar una microfisura y una fisura, respectivamente, hasta una profundidad crítica. Los objetivos de la investigación realizada eran determinar experi-

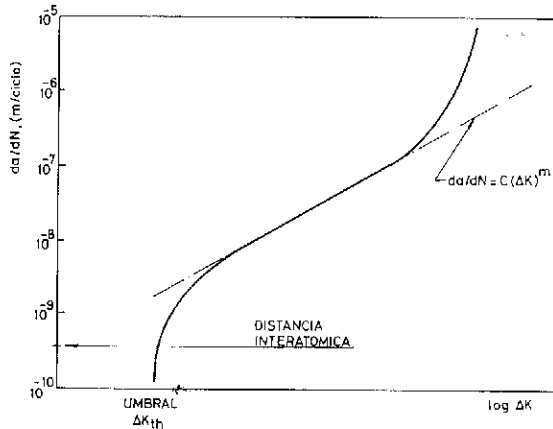


Fig. 2. Velocidad de propagación de fisuras en función de la amplitud de la oscilación del factor de intensidad de tensiones.

mentalmente los parámetros que rigen estos fenómenos en los aceros de pretensado y, una vez conocidos, desarrollar un modelo, basado en la Mecánica de la Fractura, que permitiera calcular N.

2.2. Resultados experimentales: propagación de fisuras

Los ensayos se realizaron sobre alambres lisos de 7 mm de diámetro, con un límite elástico de 1340 MPa y una tensión de rotura de 1710 MPa. Las velocidades de propagación en la zona de París se midieron teniendo en cuenta la variación de flexibilidad del alambre al propagarse la fisura. En la

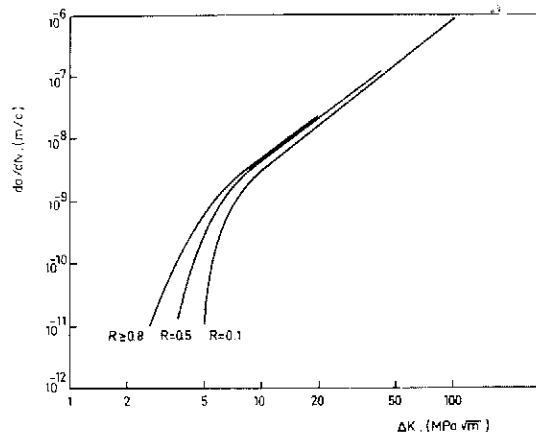


Fig. 3. Valores experimentales de la velocidad de propagación de fisuras en un alambre de acero de pretensado.

zona cercana al umbral, como esta técnica no proporcionaba suficiente precisión, se desarrolló un método nuevo que proporcionaba una gran

precisión a costa de incrementar el trabajo experimental. Todos los ensayos se realizaron en atmósfera de laboratorio. Las características detalladas de estos ensayos han sido publicados con anterioridad (13).

Los resultados experimentales pueden verse en las figuras 3 y 4. Como se puede observar, la ley de París se verifica correctamente en este material y los parámetros C y m dependen también de la relación de tensiones R. En cuanto al umbral de propagación de fisuras ΔK_{th} se comprobó que, en este material y para el medio ambiente en que se realizaron los ensayos, depende principalmente de la relación de tensiones R según una ley lineal.

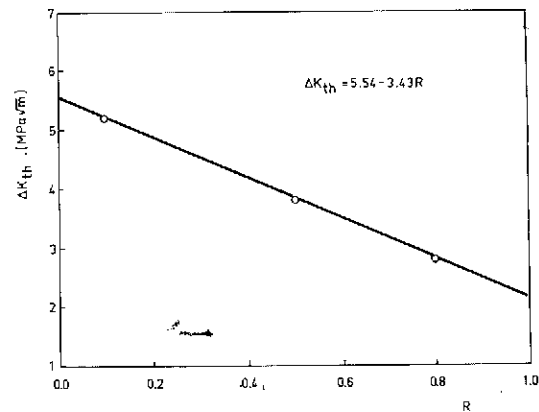


Fig. 4. Influencia de la relación de tensiones R en el umbral de propagación de fisuras en un alambre de acero de pretensado.

Se han comparado estos resultados de ΔK_{th} con los existentes en la literatura para aceros de igual composición química y microestructura semejante (aceros eutectoides perlíticos) sometidos a distintos tratamientos termomecánicos. En estos aceros el umbral de propagación de fisuras, para un valor de R fijo, está relacionado con el límite elástico σ_y , de manera que al aumentar este último disminuye ΔK_{th} . Esta dependencia es elevada para valores de la relación de tensiones R pequeños ($R < 0,3$) y bastante ligera en el caso de valores de R elevados ($R > 0,6$) (13). Esta última conclusión (el umbral de propagación de fisuras depende poco del límite elástico del material para R elevadas e incluso muestra cierta tendencia a disminuir al aumentar σ_y) es importante en el caso de los aceros de pretensado. No podemos olvidar que este material, debido al pretensado inicial, trabaja siempre con unos valores de la relación de tensiones superiores a 0,6.

2.3. Resultados experimentales: iniciación de fisuras

Para estudiar la iniciación de las fisuras se realiza-

ron ensayos sobre alambres lisos, dotados de un sistema de sujeción especial para evitar la rotura en los anclajes. Previamente al ensayo se midieron las tensiones residuales en la superficie de los alambres mediante la técnica de difracción de rayos X. A pesar de que los alambres habían sufrido un tratamiento de envejecido, se midieron tensiones residuales de tracción de unos 100 MPa en la dirección del eje del alambre y algo inferiores en módulo, y de compresión en la dirección normal. Para tener un rango más amplio de tensiones residuales estudiadas, en algunos alambres se introdujeron fuertes tensiones residuales de compresión mediante un laminado superficial (entre 200 y 400 MPa).

Los alambres fueron ensayados con distintos bloques de amplitudes de tensión hasta que se producía su rotura. De este modo se podía evaluar a la vez el límite de fatiga y la vida en fatiga. Las superficies de fractura fueron observadas mediante un microscopio electrónico de barrido, con objeto de determinar las causas de la iniciación. Más detalles de las técnicas experimentales empleadas pueden encontrarse en (14).

Las observaciones con el microscopio permiten afirmar que las roturas se iniciaron siempre en las cavidades existentes en la superficie de los alambres y que presentan profundidades entre 30 y 100 μm . (figura 5). El origen de estas cavidades no está muy claro, pero puede obedecer a distintos fenómenos. Una deficiente lubricación en el proceso de trefilado puede producir fuertes sobrecalentamientos locales. En el enfriamiento rápido que se produce a continuación, se forma una fina lámina de martensita que es arrancada en los sucesivos trefilados, produciendo una cavidad de poca profundidad y elevada traza su-

perficial. Las cavidades más profundas pueden ser causadas por inclusiones superficiales que son arrancadas durante el proceso de trefilado o durante el ensayo de fatiga (15). Un estudio realizado sobre las características de estos defectos (16) indicó que las principales inclusiones son sulfuros de manganeso, aluminio y calcio y que en el fondo de las cavidades siempre se podía observar la presencia de microgrietas.

Esta última conclusión tiene vital importancia puesto que si en el fondo de las cavidades hay grietas preexistentes al ensayo de fatiga, no tiene sentido hablar de "iniciación" de fisuras en este material. Toda la vida en fatiga y el límite de fatiga vendrían dirigidos por la propagación de microfisuras y de fisuras. Además, este hecho explica el valor reducido de la relación entre el límite de fatiga y el límite elástico en estos materiales, si se les compara con otros aceros (13).

Las observaciones con el microscopio también mostraron que el modo de fractura por fatiga de las microfisuras que parten de un defecto era semejante al presentado por las fisuras largas. De acuerdo con los más recientes estudios sobre este fenómeno, se puede entonces caracterizar la propagación de las microfisuras de acuerdo con los resultados experimentales obtenidos para fisuras largas, sin más que tener en cuenta en el cálculo del factor de intensidad de tensiones, la influencia de las tensiones residuales, de la profundidad y forma de los defectos superficiales y del estado tensional (tensión plana) en las proximidades de la superficie (14, 17).

2.4. Modelo de cálculo

Teniendo en cuenta los resultados anteriores, se



Fig. 5. Defecto superficial

elaboró un modelo de cálculo para determinar el límite de fatiga y la vida en fatiga. El modelo permite calcular el factor de intensidad de tensiones a lo largo del borde de una fisura superficial y tiene en cuenta la influencia sobre K de todos los parámetros indicados en el párrafo anterior. Cuando se simula la propagación, el modelo evalúa la relación de tensiones R en cada punto del borde de la grieta, para calcular la velocidad de propagación y de esta manera simula el cambio de forma que experimenta la fisura al propagarse. En el caso de que se supere el límite elástico del material, también se determina la evolución sufrida por las tensiones residuales. Los fundamentos teóricos han sido publicados anteriormente (12,18).

TABLA 1
Ensayos sobre alambres lisos para determinar el límite de fatiga y la vida en fatiga

Ensayo	$\Delta\sigma$ (MPa)	R	Observaciones
C-I-22	460,9	0,067	Sólo iniciación
C-II-1	690,1	0,049	Rotura 109810 Ci.
C-II-2	578,1	0,058	Rotura 164120 Ci.
C-II-5	387,1	0,510	Rotura 334620 Ci.
C-II-6	490,2	0,505	Rotura 158590 Ci.
C-II-7	527,1	0,100	Rotura 171450 Ci.
C-II-9	583,1	0,507	Rotura 84780 Ci.
C-II-10	346,3	0,722	Rotura 343380 Ci.
C-II-11	570,4	0,515	Rotura 92100 Ci.
C-II-12	400,8	0,504	Rotura 328080 Ci.
C-II-13	356,5	0,715	Rotura 376080 Ci.
C-II-15	441,8	0,503	Rotura 253800 Ci.
C-II-16	579,3	0,510	Rotura 133550 Ci.
C-II-17	598,4	0,497	Rotura 103050 Ci.
C-II-18	446,9	0,500	Rotura 194330 Ci.
C-II-19	357,8	0,714	Rotura 270770 Ci.
C-II-20	305,6	0,756	Rotura 336400 Ci.
C-II-5A	292,8	0,545	No rotura 610200 Ci.
C-II-1A	378,2	0,010	No rotura 692820 Ci.
C-II-15A	337,4	0,512	No rotura 837750 Ci.
C-II-15B	380,7	0,515	No rotura 599780 Ci.
C-II-10A	334,8	0,514	No rotura 575330 Ci.
C-II-19A	256,7	0,794	No rotura 800260 Ci.
C-II-13A	247,0	0,802	No rotura 726440 Ci.
C-II-13B	295,4	0,763	No rotura 707390 Ci.

En la tabla 1 se han recogido los resultados de los ensayos realizados sobre alambres lisos para comprobar el modelo. En el caso del límite de fatiga, el modelo postula que no se ha de producir propagación de la microfisura cuando la amplitud de la oscilación del factor de intensidad de tensiones en todos los puntos de la grieta preexistente sea inferior a ΔK_{th} . Como se puede comprobar en la tabla 2, los resultados experimentales reflejan, en todos los casos, lo previsto por el modelo. La única excepción es el alambre C-II-20, pero en este

caso la rotura se produjo en los anclajes por un defecto en la sujeción. En el caso de la vida en fatiga, la comparación entre los resultados teóricos y experimentales se puede ver en la figura 6. Sirva como ejemplo de la precisión del modelo el hecho de que el error relativo medio, en todos los ensayos, entre el número de ciclos de vida calculado y el obtenido experimentalmente es del 0,7 por 100.

III. APLICACIONES PRACTICAS

3.1. Fabricación

El objetivo del fabricante de acero de pretensado, en lo que se refiere a las propiedades en fatiga, debe ir dirigido a mejorar su límite de fatiga y su vida en fatiga. Para ello puede actuar adecuadamente en los procesos de fabricación, variando algunas características del material (microestructura, defectos superficiales, tensiones residuales, etcétera) para lograr un comportamiento óptimo. La investigación realizada, al señalar las causas que aceleran o retardan la rotura por fatiga, le permitirá trabajar en la dirección adecuada.

De acuerdo con los resultados de la investigación, el límite de fatiga se alcanzará cuando la amplitud de la oscilación del factor de intensidad de tensiones, en el fondo de la microfisura superficial, sea igual al umbral ΔK_{th} . Si llamamos "a" a la profundidad de la microfisura, a/c a su factor de forma y suponemos que no existen tensiones residuales, el límite de fatiga σ_f vendrá expresado por (19):

$$\sigma_f = \frac{\Delta K_{th}}{F(a, a/c)} \quad (4)$$

y como $\Delta K_{th} = 5,54 - 3,43 R$, llegamos a:

$$\sigma_f = \frac{5,54 - 3,43 R}{F(a, a/c)} \quad (5)$$

donde σ_f viene expresado en MPa y $F(a, a/c)$ en $m^{1/2}$. $F(a, a/c)$ es una función calculada numéricamente y que tiene en cuenta la influencia de la geometría del defecto en el factor de intensidad de tensiones. Los valores de la función F para las geometrías usuales, se muestran en la tabla 3. Gráficamente estos resultados se han representado en las figuras 7a y 7b.

Las expresiones (4) y (5) permiten estudiar de qué manera se puede mejorar el límite de fatiga. Una primera posibilidad es incrementar el umbral ΔK_{th} . El valor del umbral, para un material y medio ambiente dados, depende fuertemente de la microestructura cuando la relación de tensiones R es próxima a cero. La explicación de este hecho se basa en el fenómeno denominado "cierre de la fisura". En el momento del ciclo en que la tensión

TABLA 2

Valores de ΔK en un defecto superficial frente a ΔK_{th} y comparación con los resultados experimentales

Ensayo	ΔK (MPa · m ^{1/2})	R	ΔK_{th} (MPa · m ^{1/2})	Resultados experimentales
C-I-22	5,79	,067	5,31	Propagación
C-II-1	6,08	,061	5,33	Propagación
C-II-1A	3,33	,033	5,40	No Propagación 692820 Cic.
C-II-2	6,50	,069	5,30	Propagación
C-II-5	3,83	,520	3,75	Propagación
C-II-5A	2,90	,560	3,62	No Propagación 610200 Cic.
C-II-6	5,59	,520	3,77	Propagación
C-II-7	5,82	,180	4,93	Propagación
C-II-9	5,71	,490	3,87	Propagación
C-II-10	3,65	,660	3,27	Propagación
C-II-10A	3,53	,190	4,90	No Propagación 575330 Cic.
C-II-11	5,57	,490	3,86	Propagación
C-II-12	4,41	,340	4,36	Propagación
C-II-13	3,42	,640	3,33	Propagación
C-II-13A	2,37	,750	2,96	No Propagación 726440 Cic.
C-II-13B	2,84	,700	3,12	No Propagación 707390 Cic.
C-II-15	4,00	,470	3,92	Propagación
C-II-15A	3,04	,470	3,92	No Propagación 837750 Cic.
C-II-15B	3,44	,480	3,88	No Propagación 599780 Cic.
C-II-16	6,45	,380	4,22	Propagación
C-II-17	6,43	,520	3,77	Propagación
C-II-18	4,19	,490	3,86	Propagación
C-II-19	4,04	,640	3,35	Propagación
C-II-19A	2,90	,740	3,00	No Propagación 800260 Cic.
C-II-20	2,43	,690	3,19	Propagación

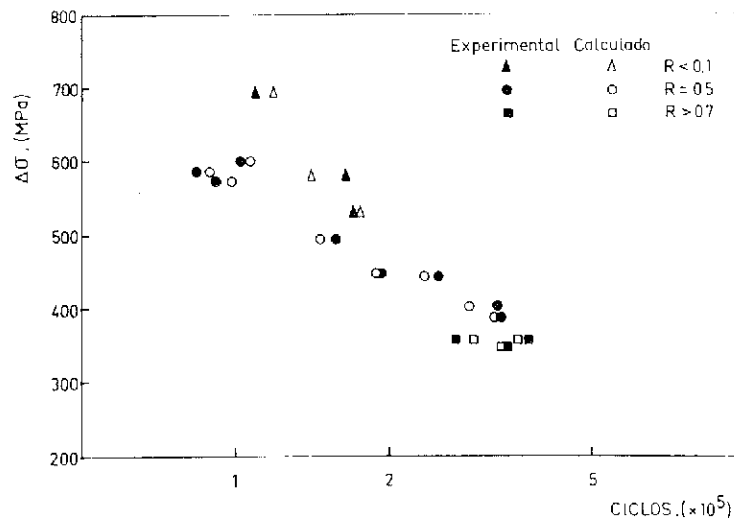


Fig. 6. Resultados experimentales y calculados con el modelo de vida en fatiga.

TABLA 3

Valores de la función F para distintas profundidades y formas de defectos superficiales (en $m^{1/2} \cdot 10^2$)

a/c	Profundidad de fisura (micras)				
	30	40	50	60	70
,1	,95528	1,1031	1,2333	1,3510	1,4592
,2	,92443	1,0674	1,1934	1,3073	1,4121
,3	,88593	1,0230	1,1437	1,2529	1,3533
,4	,84410	,9747	1,0897	1,1937	1,2894
,5	,80167	,9257	1,3050	1,1337	1,2246
,6	,76035	,8780	,9816	1,0753	1,1615

es mínima, los labios de la grieta pueden entrar en contacto debido a la rugosidad superficial que ésta presenta. La fisura permanece cerrada durante un cierto período del ciclo siguiente, aunque la tensión aplicada aumente. Mientras la grieta permanece cerrada, no existe singularidad de tensiones y el resultado final es una disminución de la amplitud de oscilación del factor de intensidad de tensiones que también puede traducirse en un incremento aparente de ΔK_{th} . Los resultados experimentales existentes en la literatura (20) señalan que se pueden lograr importantes incrementos del umbral con microestructuras de grano más grueso. Sin embargo, este fenómeno desaparece cuando los materiales trabajan con tensiones mínimas elevadas (valores de R altos) puesto que entonces la fisura permanece abierta durante todo el ciclo y la influencia de la microestructura en ΔK_{th} es casi despreciable. Como estas son las condiciones de trabajo de los aceros de pretensado, podemos extraer ya una primera conclusión: no es posible mejorar de un modo importante el límite de fatiga de estos aceros produciendo cambios microestructurales.

Examinando las figuras 7a y 7b se observa que la profundidad y, en menor medida, la forma de los defectos superficiales tienen enorme importancia en el límite de fatiga. Un aumento en la profundidad del defecto entre 30 y 70 μm , produce una disminución de σ_f entre 100 y 200 MPa, dependiendo del valor de la relación de tensiones R a que se encuentre sometido el alambre. El efecto del factor de forma es también apreciable, aunque no produce una variación superior a 100 MPa. Los defectos más peligrosos (los de mayor profundidad) son aquellos que se han formado a partir de una inclusión. Por tanto, se conseguirá incrementar el límite de fatiga si el alambón a partir del cual se trefilan los alambres de acero de pretensado tiene un menor contenido en inclusiones y si esas inclusiones son más pequeñas. Los ensayos realizados por Fowler (21) sobre un acero eutectoide perlítico han demostrado que, en igualdad de condi-

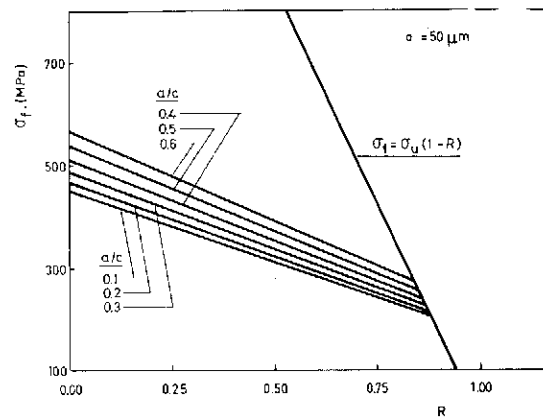
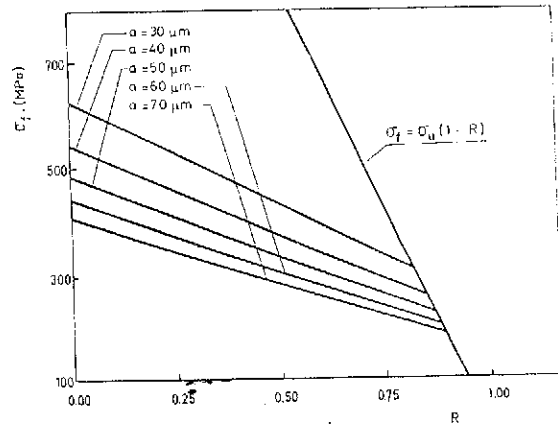


Fig. 7. a) Influencia de la profundidad de los defectos superficiales en el límite de fatiga ($a/c = 0,3$); b) Influencia de la forma de los defectos superficiales en el límite de fatiga.

ciones, cuando se aumenta el porcentaje de inclusiones por unidad de área de un 0,097 por 100 a un 0,318 por 100, el límite de fatiga disminuye en unos 125 MPa. Verpoest (15) ha estudiado la influencia en σ_f de un pulido electrofórico superficial en un acero eutectoide trefilado, de características semejantes al estudiado por nosotros. Al pulir la superficie del alambre se hace disminuir el tamaño de los defectos y aumenta σ_f . Esta mejora depende de la profundidad de la capa de material eliminado, hasta alcanzar un valor estacionario algo superior a 150 MPa. El aumento de σ_f al retirar las primeras capas de material se produce al disminuir la profundidad de los defectos y coincide con los valores que predice el modelo propuesto. El límite se alcanza cuando los defectos superficiales alcanzan el tamaño medio de las inclusiones existentes en el alambre. A partir de ese momento, las roturas por fatiga se inician en esas inclusiones, como se pudo comprobar en las observaciones rea-

lizadas por Verpoest con el microscopio electrónico de barrido.

El efecto de las tensiones residuales ha preocupado siempre a los fabricantes, que suelen someter a los alambres a distintos tratamientos finales con el fin de eliminarlas. En la figura 8 se ha representado el efecto de unas tensiones residuales de 200 MPa y -200 MPa sobre el límite de fatiga. Las tensiones de tracción producen un aumento de las tensiones mínima y máxima, disminuyendo ΔK_{th} y produciendo un ligero descenso de σ_f . Teniendo en cuenta que las tensiones residuales de tracción medidas en los alambres no superan los 100 MPa, su efecto puede considerarse de segundo orden. En cuanto a las tensiones residuales de compresión, su efecto es importante para relaciones de tensión R inferiores a 0,2. En este caso, la fisura se encuentra sometida a tensiones de compresión durante una parte del ciclo de carga, disminuyendo drásticamente ΔK y mejorando mucho σ_f . A partir del momento en que la tensión mínima en cada ciclo supera en módulo a las tensiones residuales, su efecto es semejante al de las tensiones residuales de tracción, aunque en sentido contrario. Para relaciones de tensión R elevadas, las deformaciones plásticas producidas al superar el límite elástico producen una redistribución de tensiones que hace disminuir la magnitud de las tensiones residuales y hacen despreciable su efecto sobre el límite de fatiga (18). Este último hecho ha sido comprobado experimentalmente por los autores, realizando ensayos sobre alambres lisos en los que una zona tenía tensiones residuales de tracción y otra de compresión. Mientras que para valores de R menores de 0,2 la rotura se inició siempre en la zona de tracciones, para relaciones de tensión superiores a 0,6 las grietas comenzaron indistintamente en unas u otras. Como esta última situación es en la que se utilizan los aceros de pretensado, pode-

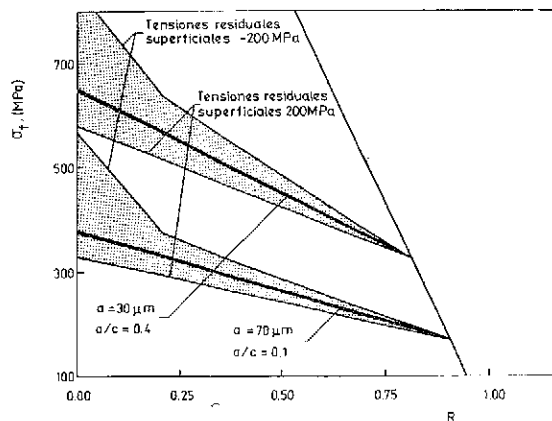


Fig. 8. Influencia de las tensiones residuales superficiales en el límite de fatiga.

mos concluir que las tensiones residuales no juegan un papel preponderante en el límite de fatiga.

Lo señalado en los párrafos anteriores sobre el límite de fatiga puede aplicarse, casi sin variaciones, para la vida en fatiga. Al no existir fase de iniciación de fisuras en este material, tanto el límite de fatiga como la vida en fatiga responden al mismo fenómeno físico de la propagación de una grieta.

Los resultados experimentales con distintos aceros de pretensado, indican que la velocidad de propagación de fisuras da/dN es muy semejante para todos (13, 22, 23), al igual que la tenacidad de fractura, y que para relaciones de tensión R elevadas, la microestructura tiene poca influencia (20).

En la figura 9 se han representado los resultados experimentales de Birkenmaier (11) junto con las predicciones de vida en fatiga del modelo para distintas profundidades (30-70 μm) y factores de forma (0,1-0,5) de los defectos superficiales. Estos valores coinciden con los medidos experimentalmente en los alambres utilizados por los autores. Como se puede apreciar, el modelo explica correctamente los resultados de Birkenmaier y descubre la causa principal de la dispersión que presentan estos aceros cuando son ensayados a fatiga. Mientras que con defectos pequeños, para una amplitud de tensiones $\Delta\sigma = 450$ MPa, un alambre puede resistir antes de su rotura millones de ciclos, otro con un defecto de doble tamaño puede romper en menos de 200.000 ciclos. Este efecto se reduce al aumentar la amplitud de tensiones puesto que para $\Delta\sigma$ elevadas la mayor parte de la vida en fatiga se consume en propagar la fisura, mientras que para $\Delta\sigma$ cercanas al límite de fatiga tiene más peso la propagación de una microfisura. En esta última situación, si partimos de un defecto de doble profundidad reducimos mucho el número de ciclos N de vida en fatiga.

Las tensiones residuales influyen sobre la vida en fatiga a través de la relación de tensiones R. Para valores de R superiores, es menor el cierre de la fisura en cada ciclo y se pueden medir velocidades de propagación ligeramente superiores (13). El efecto total sobre el número de ciclos a rotura N depende de la profundidad de la zona afectada por las tensiones residuales, que puede variar entre 50 y 200 μm (18). En cualquier caso, si tenemos en cuenta las redistribuciones de tensiones producidas al superar el límite elástico, que las tensiones residuales actúan solamente sobre las microfisuras superficiales y que las diferencias en velocidades de propagación para distintas R son pequeñas, se puede concluir que el efecto de las tensiones residuales sobre la vida en fatiga no tiene apenas importancia, sobre todo si se compara con la influencia de los defectos superficiales.

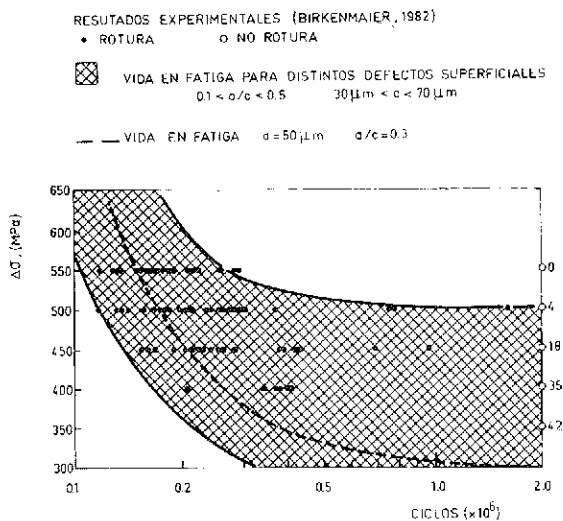


Fig. 9. Resultados experimentales de vida en fatiga de alambres de acero de pretensado (11) y predicciones del modelo.

Como conclusión de todo lo señalado hasta ahora, parece evidente señalar que una mejora en las propiedades en fatiga de los alambres de acero de pretensado pasa por una reducción del número y tamaño de las inclusiones y por una mayor atención al proceso de trefilado para lograr un estado superficial más uniforme.

3.2. Control de calidad

Los resultados de la investigación pueden utilizarse para realizar los estudios de control de calidad de estos materiales (en obra o en fábrica) de modo que se pueda conseguir una mayor fiabilidad con un menor costo. Los métodos utilizados actualmente están descritos en las normativas internacionales y presentan las dificultades que se señalaron en la introducción.

Desde un punto de vista físico, los parámetros de los alambres que se han de conocer para predecir su límite de fatiga y su vida en fatiga son:

- El umbral de propagación de fisuras ΔK_{th} .
- La velocidad de propagación de fisuras da/dN .
- La tenacidad de fractura (que fija el tamaño crítico de la grieta).

- La profundidad y forma de los defectos superficiales.

- Las tensiones residuales superficiales.

En el caso de los alambres de acero de pretensado ya se ha comentado que los tres primeros son muy semejantes para todos, especialmente para valores de la relación de tensiones R elevados. Por ello, bastaría conocer cuál es la distribución de defectos superficiales y las tensiones residuales, para resolver el problema. Las tensiones residuales presentan magnitudes bastante semejantes para los alambres que provienen de la misma partida y se pueden determinar con facilidad y de modo rápido con los modernos equipos de medida de tensiones residuales por difracción controlados por ordenador. En cualquier caso, el error introducido al no considerarlas es pequeño y, cuando no se desee gran precisión, se puede prescindir de ese dato.

Para conocer la distribución de defectos, el método más eficaz consiste en realizar varios ensayos de fatiga sobre alambres lisos. Estos ensayos pueden ser de corta duración (amplitud de tensiones elevada). Así, si se emplea una amplitud de tensiones de 700 MPa, la vida en fatiga será inferior a 100.000 ciclos. Diez ensayos de esta clase llevan menos tiempo que uno solo de 2.000.000 de ciclos, que son frecuentes aplicando la normativa actual. Mediante un proyector de perfiles o un microscopio electrónico de barrido, se pueden medir esos defectos y realizar una extrapolación estadística de los tamaños máximos y mínimos esperados. Con esos valores se pueden utilizar las expresiones del modelo desarrollado para calcular cuáles son los límites superior e inferior que cabe esperar en la vida en fatiga de los alambres con un determinado grado de confianza.

IV. REFERENCIAS

- (1) Sánchez-Gálvez, V. y Llorca, J. (1985) "Método de cálculo en fatiga de secciones de hormigón pretensado". Hormigón y Acero, 154. pp. 211-216.
- (2) Páez, A. (1985) "La fatiga en vigas de hormigón pretensado". Hormigón y Acero, 156. pp. 169-214.
- (3) Frey, B. y Thürlimann, B. (1983) "Ermüdungsversuche an stahlbetonbalken mit und ohne"

schubbewehrung". Bericht 7801-1. Institut für Baustatik und Konstruktion. ETH. Zurich.

(4) Abeles, P.W., Brown, E.I. y Hu, C.H. (1973) "Fatigue resistance of under-reinforced prestressed beams subjected to different stress ranges. Miner's hypothesis. American Concrete Institute. Atlantic City.

(5) UNE 36-465 (1986) "Armaduras de hormigón pretensado. Ensayo de fatiga a la tracción". IRANOR. Madrid.

(6) Waagard, K. (1982) "Veritas fatigue design recommendations for offshore concrete structures". Der Norske Veritas. Oslo.

(7) CEB-FIP (1978) "Model code for concrete structures". Bulletin d'Information 124-125F. París.

(8) RILEM (1979) "Essai de fatiga sur armatures de précontrainte". RPC-8. París.

(9) Fernández, A., Esslinger, V. y Belzunce, J. (1985) "Propuesta de norma para ensayos de armaduras activas y pasivas". Hormigón y Acero, 158. pp. 135-144.

(10) Castillo, E., Fernández, A., Esslinger, V. y Thürlimann, B. (1985) "Statistical model for fatigue analysis of wires, strands and cables". IABSE, P-82-85.

(11) Birkenmaier, N. y Narayanan, R. (1983) "Fatigue resistance of large high tensile stay tendons". Fatigue of Steel and Concrete Structures, IABSE. Lausanne. pp. 663-672.

(12) Llorca, J. (1986) "Iniciación y propagación de fisuras por fatiga en alambres de acero de pretensado". Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

(13) Llorca, J. y Sánchez-Gálvez, V. (1987) "Fatigue threshold determination in high strength cold drawn eutectoid steel wires". Engineering Fracture Mechanics, 26. pp. 869-882.

(14) Llorca, J. y Sánchez-Gálvez, V. (1988) "Fatigue limit and fatigue life prediction in high strength cold draw eutectoid steel wires". Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures, 11. En prensa.

(15) Verpoest, I., Aernoudt, E., Deruyttere, A. y De Bondt, M. (1985) "The fatigue threshold, surface condition and fatigue limit of steel wires". International Journal of Fatigue, 7. pp. 199-214.

(16) Ceñal, F.J. (1981) "Caracterización metalográfica del estado superficial de tendones de acero eutectoide para hormigón pretensado". Tesis master. Universidad de Navarra.

(17) Leis, B.N.; Hopper, A.T., Ahmad, A.J., Broek, D. y Kanninen, M.F. (1986) "Critical review of the fatigue growth of short cracks". En-

gineering Fracture Mechanics, 23. pp. 883-898.

(18) Llorca, J. y Sánchez-Gálvez, V. (1987) "Numerical determination of the influence of residual stresses on fatigue", Int. Conf. on Computational Plasticity. Barcelona. pp. 1123-1136.

(19) Llorca, J. y Sánchez-Gálvez, V. (1987) "Influencia del estado superficial en el límite de fatiga de aceros de pretensado". Jornadas Ibéricas de Fractura. Braga.

(20) Gray, G.T., Williams, J.C. y Thompson, A.W. (1983) "Roughness induced crack closure: An explanation for microstructurally sensitive fatigue crack growth". Metallurgical Transactions, 14A. pp. 421-433.

(21) Fowler, G.J. (1979) "The influence of non-metallic inclusions on the threshold behaviour in fatigue". Materials Science and Engineering, 39, pp. 121-126.

(22) Valiente, A., Sánchez-Gálvez, V. y Elices, M. (1984) "On fatigue cracking in prestressing steel wires". Advances in Fracture Research, ICF 6, pp. 2143-2151.

(23) Martín, M.A. (1987) "Corrosión-fatiga de un acero eutectoide trefilado en agua de mar artificial". Tesis Doctoral. Universidad Autónoma de Madrid.

RESUMEN

En este artículo se presentan los resultados de interés práctico (para el proyectista y el fabricante) de una investigación realizada sobre el comportamiento en fatiga de alambres de pretensado. Aplicando la Mecánica de Fractura se ha podido comprobar que la vida en fatiga y el límite de fatiga de los alambres de acero de pretensado está condicionada por su estado superficial. Para conseguir una mejora de sus propiedades en fatiga, es necesario disminuir el tamaño y número de las inclusiones y cavidades superficiales. Con arreglo a estos resultados, se propone un nuevo método para el control de calidad.

SUMMARY

The practical results for designing and making obtained in a research on fatigue behaviour of prestressing steel wires are presented. It has been possible to prove, using Fracture Mechanics, that fatigue life and fatigue limit of prestressing steel wires is controlled by their surface condition. To improve their fatigue properties is necessary to diminish the number and size of inclusions and surface cavities. According these results, a new method is proposed for quality control.

Nuevas aportaciones al ensayo FIP de fragilización por hidrógeno en tiocianato amónico

Jesús Toribio

Manuel Elices

Dres. Ingenieros de Caminos

Departamento de Ciencia de Materiales

Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

Una de las cuestiones de mayor importancia con referencia a los aceros de pretensado es la corrosión bajo tensión [1]. Desde el punto de vista de la seguridad estructural, porque implica una *pérdida de capacidad resistente del material*, con el consiguiente riesgo de rotura catastrófica. Desde la óptica económica, por la necesidad de mantenimiento y/o reposición de los elementos metálicos dañados, lo que encarece los costes de conservación.

El riesgo de un accidente por corrosión bajo tensión en una estructura pretensada preocupa a los proyectistas, constructores y usuarios de la obra. Buena prueba de ello es el interés demostrado por la Federación Internacional de Pretensado (FIP) al organizar tres congresos internacionales en los últimos años (I Congreso, 1971, Ed. C.L. Bijl; II Congreso, 1973, Ed. F. Blekkenhorst; III Congreso, 1981, Eds. M. Elices y V. Sánchez-Gálvez) además de numerosos congresos monográficos promovidos por fabricantes y constructores.

Se han detectado roturas producidas por este fenómeno en todo tipo de estructuras pretensadas y para todo tipo de aceros. En la referencia [1] se analizan exhaustivamente tres ejemplos representativos: la rotura de la cubierta del Palacio de Congresos de Berlín (ocurrida en mayo de 1980 tras veintitrés años de servicio), diversas roturas en tuberías de hormigón pretensado y roturas de forjados pretensados de aparcamientos.

Dentro de la corrosión bajo tensión existen dos mecanismos de agresión: disolución anódica y fragilización por hidrógeno. El primero, únicamente se produce bajo ciertas condiciones electroquímicas; mientras que el último se da, en mayor

o menor medida, con todo tipo de condiciones. Su trascendencia es tal que en 1978 la FIP propuso un ensayo standard [2], el ensayo en Tiocianato Amónico, para determinar la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de aceros de pretensado. Este ensayo presenta algunos inconvenientes [3], principalmente la enorme dispersión de resultados, y la dificultad de correlacionarlos con las situaciones reales. La principal ventaja es su bajo coste y facilidad de realización, pues se lleva a cabo sobre alambres lisos.

En el presente artículo se analiza la influencia de las tensiones residuales del material en su susceptibilidad a la fragilización, evaluada a través del ensayo FIP en Tiocianato Amónico. Dichas tensiones se originan en el metal a causa del proceso de fabricación, siendo por tanto características de éste. Representan así una variable de diseño, fundamental a la hora de elegir el tipo de acero, en función del uso a que vaya destinado.

El modelo de transporte de hidrógeno que se utiliza en esta investigación está basado en la difusión de hidrógeno dentro del metal. Las tensiones residuales inherentes al material juegan un papel fundamental, puesto que transforman un estado tensional uniforme en otro que no lo es.

El problema así planteado no tiene solución analítica. Se ha resuelto mediante procedimientos numéricos, discretizando las ecuaciones de la difusión. La bondad de la discretización se comprueba analizando un problema particular que sí posea solución analítica. Se introducen en el modelo diversas leyes tipo de tensiones residuales basadas en mediciones realizadas en alambres similares mediante difracción de rayos X.

El objetivo final de la investigación es la obtención de curvas que representen la tensión apli-

cada frente al tiempo hasta rotura del alambre, a partir de diversas leyes de tensiones residuales. Estas curvas permiten predecir la vida del material en ambiente de hidrógeno. Se proponen también actuaciones tendentes a alargar dicha vida, como son los laminados superficiales, que introducen tensiones residuales compresivas en el metal.

2. RESULTADOS EXPERIMENTALES

Se utilizan resultados experimentales correspondientes al ensayo en Tiocianato Amónico propuesto por la FIP [4, 5]. Se han ensayado cuatro alambres comerciales de acero de pretensado. Sus composiciones químicas se muestran en la Tabla 1 y sus propiedades mecánicas en la Tabla 2. Todos ellos son aceros eutectoides trefilados.

TABLA 1

Composición química

Acero	%C	%Mn	%Si	%P	%S	%N
A	0,82	0,60	0,18	0,010	0,024	0,007
B, C, D	0,81	0,60	0,27	0,014	0,029	0,011

TABLA 2

Propiedades mecánicas

Acero	$s_{0,1}$ (MPa)	$s_{0,2}$ (MPa)	s_R (MPa)	$e_{F\text{máx}}$ (%)	Z (%)	K_{IC} (MPa m ^{1/2})
A	1421	1455	1700	6,0	30,0	98
B	1436	1460	1681	5,5	29,5	98
C	1387	1410	1653	5,6	27,2	98
D	1433	1460	1682	5,5	27,0	98

$s_{0,1}$: Límite elástico al 0,1 por 100 de deformación.

$s_{0,2}$: Límite elástico al 0,2 por 100 de deformación.

s_R : Tensión de rotura.

potencial del metal respecto al electrodo de calomelanos saturado se mantiene prácticamente constante alrededor de -760 mV y el pH de la solución es aproximadamente 3,9.

La normativa [2] establece que la carga aplicada sobre el alambre debe ser el 80 por 100 de su carga de rotura y la temperatura de ensayo de 50°C . En este caso, puesto que se trata de investigar las propias condiciones del ensayo FIP, se han adoptado como variables experimentales, la tensión aplicada y la temperatura (35 y 50°C).

Las muestras, todas ellas con forma cilíndrica lisa, fueron desengrasadas con tricloroetileno y sometidas a carga constante mediante un sistema de palancas. Para cada nivel tensional se realizaron cuatro ensayos como mínimo, llegándose en ocasiones a ocho.

$e_{F\text{máx}}$: Deformación bajo carga máxima.

Z: estricción (reducción porcentual de sección).

K_{IC} : Tenacidad de fractura.

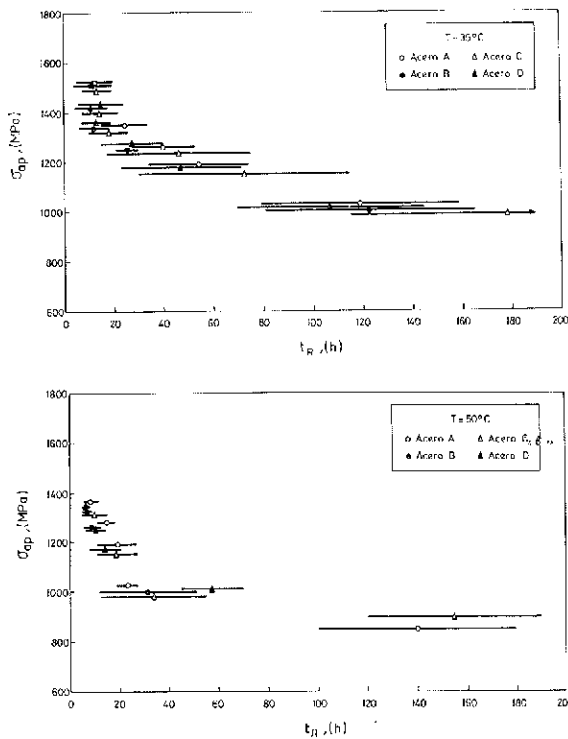
Para fabricar los alambres se parte de rollos de alambroón de 12 mm de diámetro que se someten a un proceso de *patentado* en baño de plomo fundido con el fin de obtener una estructura microscópica constituida por perlita fina. A continuación tiene lugar el endurecimiento mediante *trefilado en frío* hasta obtener alambres de 7 mm de diámetro. Finalmente estos alambres se someten a un tratamiento de relajación de tensiones residuales (*envejecido*), que consiste en un calentamiento hasta 425°C durante unos pocos segundos, y posterior enfriamiento en agua (aceros A, B y D) o en aceite (acero C).

Las probetas se introducen en una disolución acuosa de tiocianato amónico con una relación en peso de 1 g de NH_4CNS por cada 4 g de agua. El

En cada ensayo se mide el tiempo de rotura de la probeta, hasta un máximo de 200 horas. Transcurrido ese tiempo sin haberse producido la rotura, se da por terminado el ensayo, considerándose este valor como umbral de susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno [2].

Los resultados experimentales correspondientes a los cuatro aceros y las dos temperaturas de ensayo se muestran en las Figs. 1.1 y 1.2. Para cada nivel de tensión aplicada σ_{ap} se representa el tiempo medio hasta rotura t_R y el intervalo correspondiente a su desviación típica. A la vista de estos resultados cabe realizar dos consideraciones:

—Estos ensayos presentan una gran dispersión experimental en lo que a tiempos de vida se refiere.



Figs. 1.1 y 1.2. Resultados de ensayos en Tiocianato Amónico.

re, variable que permite determinar la susceptibilidad del metal frente a la fragilización por hidrógeno.

—La dispersión no es uniforme. Para niveles tensionales elevados resulta pequeña, y aumenta ostensiblemente al disminuir la tensión aplicada.

La explicación de estos hechos debe buscarse en alguna variable capaz de modificar el estado tensional impuesto externamente. Las tensiones residuales internas del material han sido propuestas por diversos investigadores [6, 7, 8] como causa de los fenómenos citados.

En este trabajo se consideran distribuciones tipo de tensiones residuales no uniformes, que además de alterar la magnitud del estado tensional de origen exterior, modifican su uniformidad, creando gradientes tensionales que influirán decisivamente en la difusión de hidrógeno, y por tanto en la fragilización del metal.

3. MODELO TEORICO

3.1. Difusión

El modelo teórico de difusión se basa en dos hipótesis básicas:

D1) TRANSPORTE: *El transporte de hidrógeno*

no atómico dentro del metal se produce por difusión. Se desprecia así el transporte por movimiento de dislocaciones, que supone considerar el coeficiente de difusión dependiente de la densidad de dislocaciones, función a su vez de la deformación plástica.

La hipótesis D1 equivale entonces a tomar un coeficiente de difusión independiente de la deformación plástica. Se sustenta en investigaciones recientes realizadas por los autores [9, 10], en las que se muestra la importancia del transporte de hidrógeno por difusión, gobernado por los gradientes de concentración y de tensión hidrostática.

Otros estudios apuntan en la misma línea [11], afirmando que, en probetas con polarización catódica previa al ensayo de tracción, el transporte por movimiento de dislocaciones es importante, mientras que en ensayos con polarización catódica durante el ensayo de tracción (caso del ensayo FIP), es primordial el transporte por difusión.

D2) ABSORCION: *La absorción del hidrógeno adsorbido es instantánea.* Esta hipótesis se fundamenta en estudios anteriores de los mismos autores [9, 10], en los que se demuestra que aun en ensayos de fractura muy rápidos realizados en ambiente de hidrógeno sobre probetas entalladas, la pérdida de carga de rotura respecto al mismo ensayo en ambiente inerte es importante. El daño (fragilización) producido por el hidrógeno es considerable a pesar de la brevedad de los ensayos, por lo cual la absorción será casi instantánea.

Se estima que la velocidad necesaria para que el efecto fragilizador sea despreciable a temperatura ambiente es la correspondiente a ensayos de 10 s de duración hasta rotura. El tiempo de absorción será todavía menor, pero aun suponiendo los citados 10 s, se trata de una duración despreciable frente a las de ensayo (10 a 200 horas).

Las ecuaciones de la difusión son las Leyes de Fick, modificadas para incluir un término dependiente de la tensión hidrostática [12-18]:

$$\underline{J} = -D \underline{\text{grad}} c + M c \underline{\text{grad}} \sigma \quad (1)$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \Delta c - M \underline{\text{grad}} c \underline{\text{grad}} \sigma - M c \Delta \sigma \quad (2)$$

donde σ es la tensión hidrostática ($\sigma = \text{tr } \underline{a}/3$), D el coeficiente de difusión y M un segundo coeficiente función del anterior:

$$M = \frac{DV^*}{RT} \quad (3)$$

siendo V^* el volumen parcial molar de hidrógeno, R la constante de los gases perfectos y T la temperatura absoluta.

La concentración de hidrógeno absorbido en el contorno del metal es, de acuerdo con la hipótesis D2:

$$c_0^* = c_0 \exp \left[\frac{\sigma V^*}{RT} \right] \quad (4)$$

distribución de Boltzmann donde c_0 es la concentración de equilibrio de hidrógeno en el metal en ausencia de tensión, y σ la tensión hidrostática en el contorno.

El problema que hay que resolver es el correspondiente a un cilindro recto circular de radio a (Fig. 2). Las coordenadas r y x ($x = a - r$) definen la posición respecto al eje y el contorno del cilindro, respectivamente. La concentración es $c = c_0^*$ en el contorno ($c = c_0$ en ausencia de tensión). En el instante inicial no hay hidrógeno dentro del cilindro.

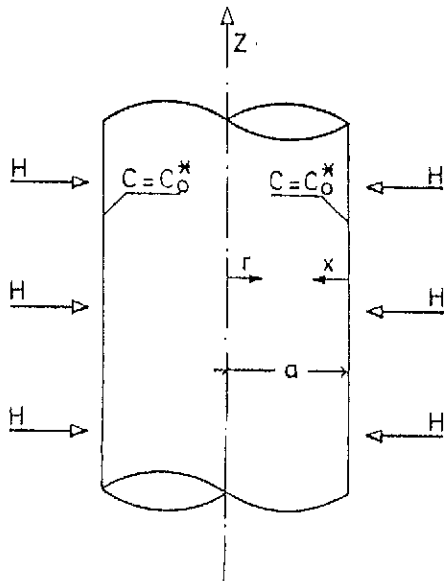


Fig. 2. Problema que hay que resolver.

Por simetría cilíndrica se anulan las derivadas con respecto a θ y z (coordenadas cilíndricas), con lo cual la ecuación (2) se transforma, sustituyendo los operadores diferenciales por sus componentes, en:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \left[\frac{\partial^2 c}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial c}{\partial r} \right] - \frac{DV^*}{RT} \frac{\partial c}{\partial r} \frac{\partial \sigma}{\partial r} - \frac{DV^*}{RT} c \left[\frac{\partial^2 \sigma}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma}{\partial r} \right] \quad (5)$$

referida al intervalo $0 \leq r \leq a$, con la condición inicial:

$$c(r, 0) = 0; \quad 0 \leq r \leq a \quad (6)$$

y las condiciones de contorno:

$$\frac{\partial c}{\partial r}(0, t) = 0; \quad t \geq 0 \quad (7)$$

$$c(a, t) = c_0^*; \quad t \geq 0 \quad (8)$$

La condición de contorno (7) se debe a la simetría axial del problema: no existe flujo de hidrógeno a través del eje del cilindro. La condición (8) se convierte en $c = c_0$ cuando el sólido se encuentra libre de tensiones.

En esta investigación se analiza la influencia, frente a la fragilización por hidrógeno, de la distribución de tensiones residuales en los alambres. Para ello se adoptan seis leyes tipo de tensiones residuales en dirección axial, representadas en la Fig. 3, en la que x representa la profundidad medida desde el contorno. Únicamente se representan las primeras 400 μm de profundidad, pues el tamaño crítico de fisura nunca superará este valor: para la tensión aplicada más baja (850 MPa) la profundidad de la fisura crítica resulta ser 350 μm .

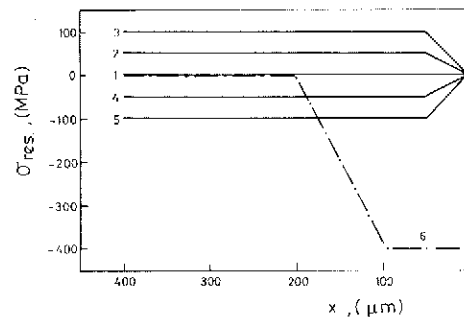


Fig. 3. Leyes tipo de tensiones residuales.

A profundidades superiores a las cuatrocientas micras se han utilizado distribuciones de tensiones residuales que equilibren a las anteriores con suave gradiente, de forma que no resultan determinantes en el proceso de difusión.

La ley tipo 1 corresponde al material libre de tensiones. Las de los tipos 2, 3, 4 y 5 son una representación esquemática de las distribuciones de tensiones residuales que se han medido recientemente [7, 8] en alambres de acero similares, en cuanto a proceso de fabricación y tratamientos térmicos, a los aquí estudiados.

La ley tipo 6 corresponde esquemáticamente a un alambre que ha sufrido un proceso de laminado superficial. Permitirá estudiar teóricamente la influencia beneficiosa de este tratamiento mecánico en la vida de los alambres de acero en ambien-

te de hidrógeno, aumentando considerablemente el tiempo hasta rotura.

La ecuación (5) con las condiciones (6), (7) y (8) no tiene solución analítica, por lo que se ha recurrido a una solución numérica, implementada en computador. El método de resolución ha sido el de los *Elementos Finitos* para el problema tensional combinado con *Residuos Ponderados* para el problema de difusión [15-18].

El dominio se ha discretizado según la malla mostrada en la Fig. 4, más refinada en la zona próxima al contorno con el fin de reproducir fielmente las leyes tipo de tensiones residuales adoptadas en la Fig. 3. El programa permite obtener las concentraciones de hidrógeno en los nodos de la red. Las tensiones residuales se introducen como valores iniciales en los puntos de Gauss de los elementos.

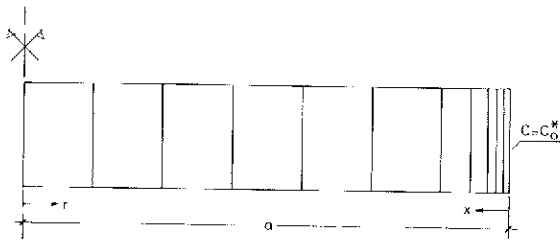


Fig. 4. Discretización del dominio.

La elección del intervalo de discretización para la variable temporal resulta decisiva de cara a minimizar el error en los resultados de difusión. Siguiendo las indicaciones contenidas en [18] se ha elegido un intervalo de tiempo entre ciclos de cálculo $D\Delta t/a^2 = 0,01$.

La bondad de la discretización se ha comprobado resolviendo un caso particular con solución analítica: el problema de la difusión en un cilindro libre de tensiones. En este caso la ecuación (5) se convierte en:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \left[\frac{\partial^2 c}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial c}{\partial r} \right] \quad (9)$$

en el intervalo $0 \leq r \leq a$, con la condición inicial (6) y las condiciones de contorno (7) y (8) (esta última con valor c_0 , como caso particular).

Este problema tiene como solución [19, 20, 21]:

$$\frac{c}{c_0} = 1 - \frac{2}{a} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_0(\alpha_n r)}{\alpha_n J_1(\alpha_n a)} \exp(-D \alpha_n^2 t) \quad (10)$$

donde J_0 y J_1 son las funciones de Bessel de órdenes cero y uno respectivamente, y α_n las raíces positivas de la ecuación $J_0(\alpha_n a) = 0$. Las diez primeras raíces de esta ecuación son las siguientes:

- $x_1 = 2,4048$
- $x_2 = 5,5201$
- $x_3 = 8,6537$
- $x_4 = 11,7915$
- $x_5 = 14,9309$
- $x_6 = 18,0711$
- $x_7 = 21,2116$
- $x_8 = 24,3525$
- $x_9 = 27,4935$
- $x_{10} = 30,6346$

Para obtener la solución es necesario obtener numéricamente los valores de las funciones de Bessel y efectuar el sumatorio contenido en (10). El desarrollo en serie de una función de Bessel de orden n es:

$$J_n(x) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{(-1)^k (x/2)^{n+2k}}{k! \Gamma(n+k+1)} \quad (11)$$

donde Γ es la función gamma de Euler, que en el caso de argumento entero (caso del problema que aquí se resuelve) viene dada por:

$$\Gamma(p) = (p-1)! \quad (12)$$

La solución analítica (exacta) se compara en la Fig. 5 con la solución numérica. Se observa que la concordancia resulta excelente para el intervalo de discretización temporal adoptado ($D\Delta t/a^2 = 0,01$), y los errores máximos en concentraciones de hidrógeno nunca superan el 4 por 100. Se adoptará pues este intervalo temporal para los cálculos.

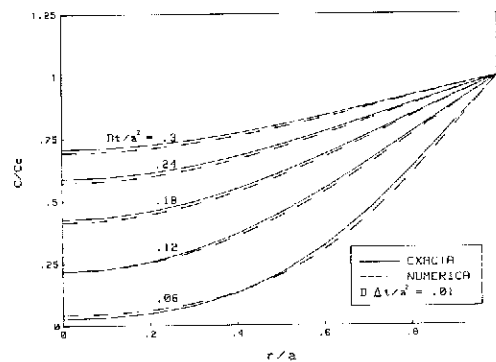


Fig. 5. Comparación entre las soluciones exacta y numérica para la difusión en un cilindro libre de tensiones.

3.2. Fractura

Se adoptan las siguientes hipótesis de fractura:

F1) INICIACION: La fractura se inicia cuando el hidrógeno alcanza una concentración crítica c_c

sobre una distancia x_c (zona dañada o tamaño crítico de iniciación). Se postula que cuando la zona dañada alcanza el valor x_c se crea una fisura con forma de lúnula de profundidad x_c .

F2) PROPAGACION: Se desprecia el tiempo de propagación, es decir, el tiempo requerido para propagar la fisura desde el tamaño inicial x_c hasta el tamaño crítico que produce la rotura final de la muestra. Esta hipótesis equivale a considerar que el tiempo de iniciación coincide con el tiempo de rotura t_R .

El postulado F2 se sustenta en los resultados experimentales de la referencia [4]: Se han realizado medidas de la flexibilidad de la probeta a lo largo del ensayo en ambiente agresivo, no observándose variaciones incluso poco antes de la rotura final.

Además, se han realizado interrupciones de los ensayos en ambiente agresivo al 90 por 100 de su tiempo de rotura, para, tras desgasificar completamente la probeta, someterla al ensayo de tracción simple convencional, no observándose pérdida en carga de rotura. Se comprueba así que no se producen daños parciales en la muestra, sino que caso de producirse algún daño, conduce a la rotura final en muy poco tiempo.

Con la conjunción de ambas hipótesis el problema de la fractura consiste en obtener el tiempo de rotura t_R para el cual el hidrógeno alcanza una concentración crítica c_c sobre una distancia crítica x_c . La condición de rotura se basa en el factor de intensidad de tensiones K_I [22]:

$$K_I = K_{III E} \quad (13)$$

donde $K_{III E}$ es el factor de intensidad de tensiones umbral correspondiente al entorno agresivo considerado.

La expresión del factor de intensidad de tensiones para una fisura en forma de lúnula de profundidad x situada en un sólido cilíndrico es:

$$K_I = M (\sigma_{ap} + \sigma_{res}) \sqrt{\pi x} \quad (14)$$

en la cual M es un factor adimensional dependiente de la geometría, σ_{ap} la tensión aplicada externamente (uniforme), y σ_{res} la tensión residual que existía en la actual fisura cuando el material estaba sano. La expresión (14) únicamente es válida para el caso de distribuciones de tensiones residuales uniformes sobre lo que posteriormente será zona dañada.

Las leyes tipo de tensiones residuales que se utilizan en esta investigación (Fig. 3) no son uniformes, pero se tomarán como tales a efectos de obtención del factor de intensidad de tensiones (no así a efectos de difusión) pues el error que se comete con esta aproximación es pequeño por dos motivos: de una parte, las leyes tipo adoptadas no

muestran excesiva irregularidad (salvo la 6); además la tensión aplicada será siempre considerablemente mayor que la residual. Como valor de σ_{res} se adopta el correspondiente al tramo horizontal de las distribuciones de la Fig. 3.

Actualmente, se encuentra todavía en fase de resolución el problema del cálculo del factor de intensidad de tensiones para un sólido cilíndrico con una fisura en forma de lúnula sometido a una distribución cualquiera de tensiones. El factor adimensional M está calculado para el caso de tensión uniforme [23, 24]. En la Fig. 6. se ha dibujado el correspondiente a fisuras muy poco profundas ($x/a \rightarrow 0$), caso de la zona dañada en fragilización por hidrógeno, nunca superior a 400 μm . Se adopta $M = 0,94$, que corresponde a una relación $x/b = 0,5$. La condición de rotura se expresa entonces mediante:

$$0,94 (\sigma_{ap} + \sigma_{res}) \sqrt{\pi x_c} = K_{III E} \quad (15)$$

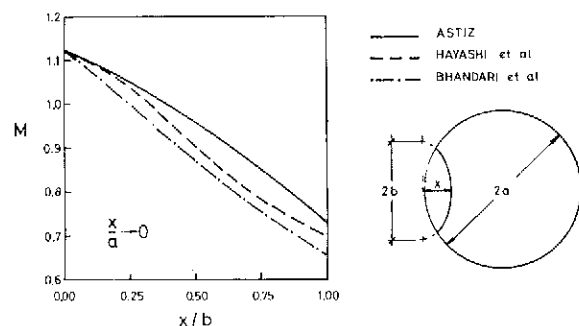


Fig. 6. Factor de intensidad de tensiones correspondiente a un cilindro con fisura elíptica (Ref. [24]; Astiz, 1986).

4. PREDICCIÓN DE VIDA

El objetivo final de la investigación es determinar el tiempo hasta rotura de los aceros en ambiente de hidrógeno. Para determinarlo es preciso calcular la evolución de la concentración de hidrógeno en cualquier punto de la probeta. El programa de cálculo permite conocer, en cada ciclo, las concentraciones nodales, por lo que mediante una interpolación espacial y otra temporal se conocen las concentraciones en todo punto e instante. La rotura tendrá lugar en un instante t_R en el que se alcance la concentración crítica de hidrógeno c_c sobre una distancia crítica x_c .

Se adoptan los siguientes datos de cálculo:

- $V^* = 2 \text{ cm}^3/\text{mol}$, de acuerdo con los valores obtenidos en aceros por Hirt [11].

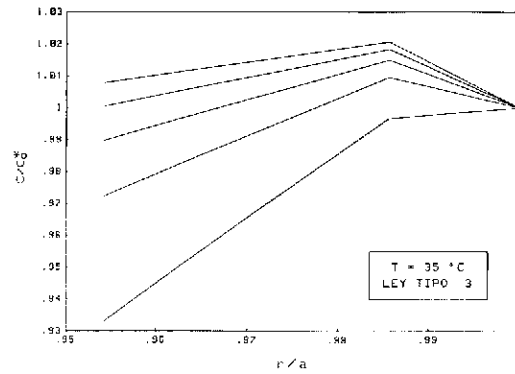
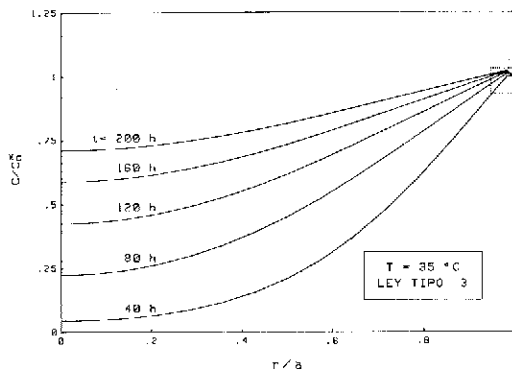
- $D = 4,99 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ (35°C), $D = 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ (50°C), valores tomados de [25] y [26], suponiendo una energía de activación para la difusión de hidrógeno de 9000 cal/mol [4].

- $c_c/c_0 = 1,24$ (35°C), $c_c/c_0 = 1,18$ (50°C), tomados de [5].

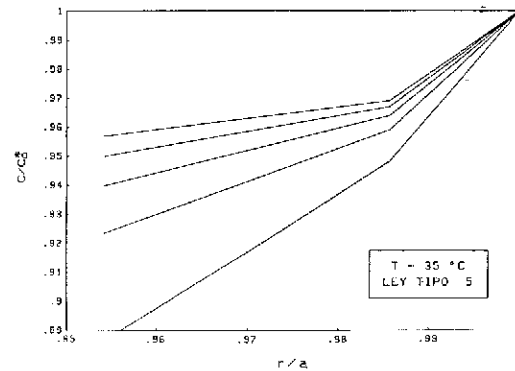
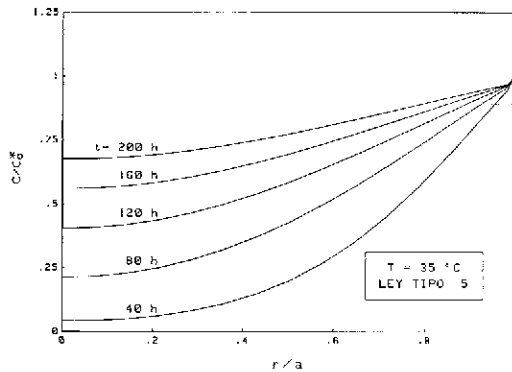
- $K_{IHE} = 0,97 K_{IC}$, a partir de [27].

Los resultados del cálculo de difusión para las distribuciones de tensiones residuales más representativas (leyes tipo 3, 5 y 6) se dan en las figuras 7.1 a 7.6 ($T = 35^{\circ}\text{C}$), que muestran la concentración en todos los puntos de la probeta y en cualquier instante. Se aprecia claramente cómo condicionan la difusión los gradientes de tensiones residuales.

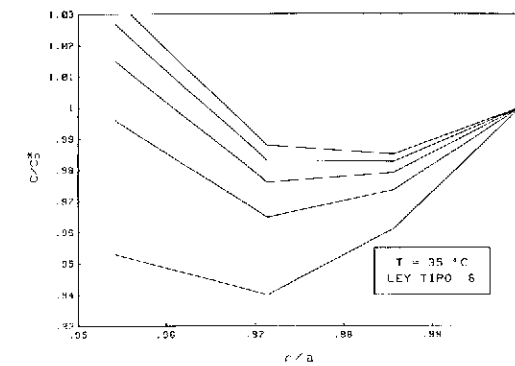
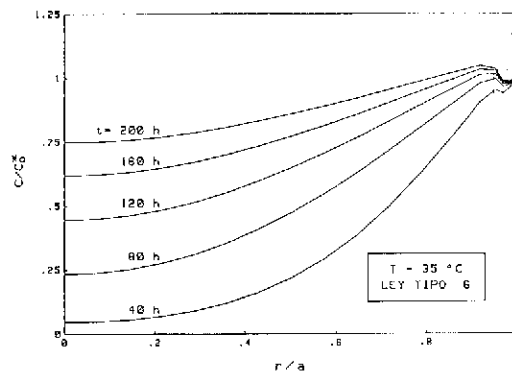
Las tensiones de tracción (ley tipo 3) favorecen el flujo de hidrógeno hacia el interior, mientras que las compresivas (ley tipo 5) lo dificultan. El caso 6, correspondiente a un laminado superficial, presenta un mínimo de concentración en el punto de máxima compresión hidrostática, y a continuación un crecimiento debido al fuerte gradiente (anulación de las tensiones compresivas). Debe tenerse en cuenta en este caso que la concentración de hidrógeno en el contorno c_0^* , dada por la ecuación



Figs. 7.1 y 7.2. Resultados del cálculo de difusión (Tensiones residuales de tracción inherentes al proceso de fabricación).



Figs. 7.3 y 7.4. Resultados del cálculo de difusión (Tensiones residuales de compresión inherentes al proceso de fabricación).



Figs. 7.5 y 7.6. Resultados del cálculo de difusión (Tensiones residuales de compresión producidas por laminado superficial).

ción (4), es muy pequeña debido a la gran compresión residual en el propio contorno.

Para obtener las curvas de tensión aplicada σ_{ap} frente a tiempo hasta rotura t_R y comparar así con los resultados experimentales dados en las Figs. 1.1 y 1.2 se procede de la siguiente forma: para cada tensión aplicada se obtiene la zona crítica median-

$$x_c = \frac{1}{\pi} \left[\frac{K_{III E}}{0,94 (\sigma_{ap} + \sigma_{res})} \right]^2 \quad (16)$$

obtenida despejando x_c de (15), en la cual σ_{res} representa la tensión residual en la zona horizontal de las leyes tipo de la Fig. 3. Por otra parte, se puede obtener la concentración crítica adimensionalizada con respecto a la concentración en el contorno, a partir de:

$$\frac{c_c}{c_0^*} = \frac{c_c/c_0}{\exp [(\sigma_{ap} + \sigma_{res,c}) V^*/RT]} \quad (17)$$

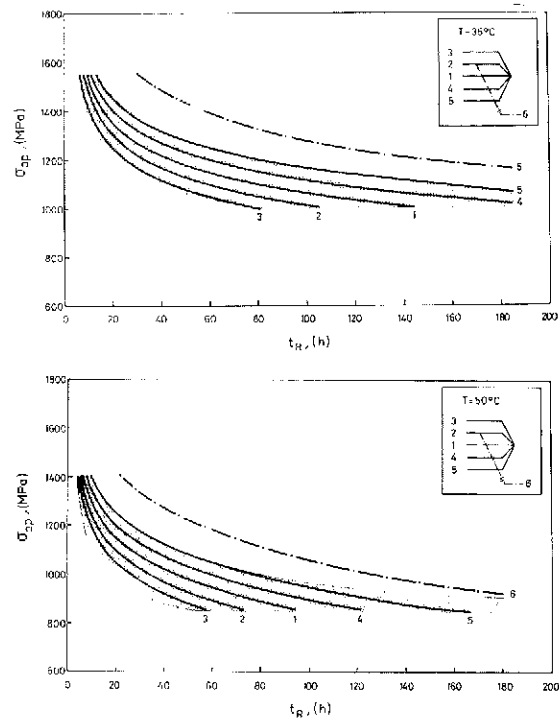
donde $\sigma_{res,c}$ es la tensión residual en el contorno del cilindro ($r = a$), de valor cero en todas las leyes tipo salvo la 6.

Con la profundidad crítica (16) y la concentración crítica (17) se puede entrar en los resultados de difusión (Figs. 7.1 a 7.6), realizando una doble interpolación espacio-temporal para obtener el tiempo hasta rotura t_R : en primer lugar se obtiene la concentración a profundidad x_c en todo instante (a partir de las concentraciones nodales), y por último se obtiene el instante en que dicha concentración alcanza el valor c_c/c_0^* .

Los resultados de cálculo se muestran en las Figs. 8.1 y 8.2, comparados con la banda experimental de resultados. La concordancia puede calificarse de excelente, pues la curva 1, correspondiente a material sin tensiones residuales, reproduce perfectamente la tendencia central. Por otra parte las curvas 2, 3, 4 y 5, correspondientes a material con tensiones residuales suaves, propias de fabricación sin tratamiento posterior, cubren la banda experimental con muy buen ajuste. Las tensiones residuales compresivas alargan la vida del alambre, mientras que las de tracción la disminuyen.

La curva 6 corresponde a un material que ha sufrido un tratamiento mecánico de laminado superficial posterior al proceso de fabricación, que introduce fuertes tensiones residuales compresivas y alarga enormemente la vida del alambre en ambiente agresivo, resultado teórico que corrobora un hecho experimental ya comprobado [7, 8].

Las curvas teóricas, debido a su forma, explican también perfectamente por qué la dispersión que



Figs. 8.1 y 8.2. Comparación entre resultados experimentales (área sombreada) y numéricos.

se obtiene en el ensayo FIP de Tiocianato es creciente al disminuir la tensión aplicada, pues son curvas cuya pendiente va siendo menor a medida que disminuye la tensión aplicada.

Se observa también el diferente comportamiento de las soluciones a una y otra temperatura, debido a la dependencia del coeficiente de difusión con esta variable. Resulta, por tanto, imprescindible controlar del modo más preciso posible la temperatura de ensayo propuesta en la normativa de la FIP, pues variaciones suaves de temperatura pueden dar lugar a fuertes variaciones de tiempos de rotura.

Se compara por último, para el caso del alambre sin tensiones residuales (curva 1), la solución obtenida en el sólido cilíndrico, con la correspondiente a la difusión de hidrógeno en un semiespacio con concentración c_0 en la frontera, más fácil de obtener, y posible solución aproximada para el caso cilíndrico.

La solución para el semiplano es:

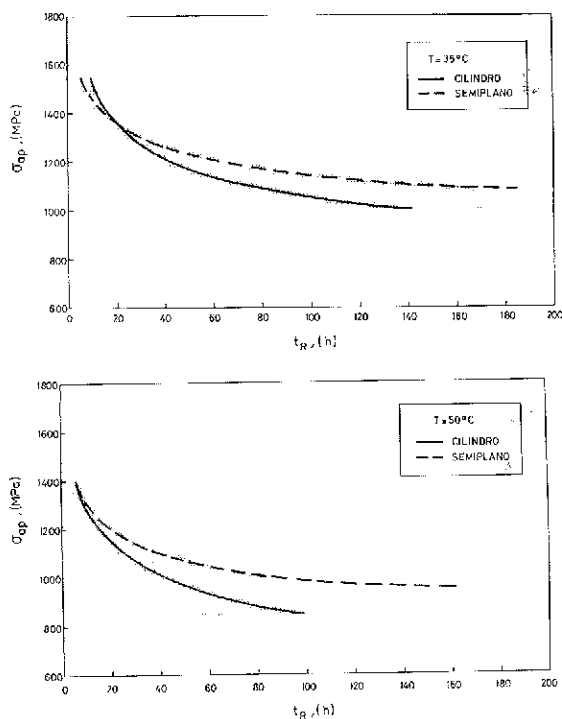
$$\frac{c}{c_0} = 1 - \operatorname{erf} \left[\frac{x}{2 (Dt)^{1/2}} \right] \quad (18)$$

donde la función de error viene dada por:

$$\operatorname{erf} z = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z \exp(-y^2) dy \quad (19)$$

En las Figs. 9.1 y 9.2 se comparan las soluciones cilíndrica y plana entre sí y con la banda de

resultados experimentales. Como puede verse, la solución aproximada (caso plano) posee un error importante en tiempo de rotura, que además queda del lado de la inseguridad (predice tiempos de vida mayores que los reales). El error es creciente al disminuir la tensión aplicada, de forma que para tensiones bajas la solución del caso plano incluso se sale de la banda experimental.



Figs. 9.1 y 9.2. Comparación entre dos soluciones teóricas (cilindro y semiplano infinito) y los resultados experimentales (área sombreada).

5. CONCLUSIONES

- 1) Se ha modelizado de forma teórica la influencia de las tensiones residuales en la fragilización por hidrógeno de aceros, obteniéndose una representación muy fiel de los resultados experimentales.
- 2) Se ha confirmado así la importancia de la difusión como fenómeno de transporte de hidrógeno dentro del metal.
- 3) Se ha puesto de manifiesto la importancia de la tensión aplicada en la dispersión de resultados experimentales, mayor a tensiones bajas.
- 4) La temperatura resulta ser una variable que debe controlarse con precisión, pues los resultados dependen fuertemente de ella.
- 5) Los tratamientos de laminado superficial alargan considerablemente la vida del alambre, al introducir en su superficie fuertes tensiones residuales de compresión.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean dejar constancia de su agradecimiento al profesor José Manuel Campos por el asesoramiento en la elección de las distribuciones tipo de tensiones residuales.

REFERENCIAS

- [1] Elices, M. Problemas de corrosión bajo tensión en el hormigón pretensado. *Rev. Iber. Corros. Prot.*, pp. 21-31 (1983).
- [2] FIP-78 (Stress Corrosion Test). Stress corrosion cracking resistance test for prestressing tendons. Technical Report No. 5 FIP, Wexham Springs. Slough U.K. (1981).
- [3] Parkins, R.N., Elices, M., Sánchez-Gálvez, V. Some comments on the standardization of tests methods for prestressing steel. *Proceedings 3rd. FIP Symposium. FIP-Berkeley. Wexham Springs. Slough U.K.* (1981).
- [4] Piñero, J.M. Tenacidad de fractura de alambres frente a la fragilización por hidrógeno. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. (1981).
- [5] Sánchez-Gálvez, V., Elices, M. On hydrogen induced cracking in prestressing steel wires. *Proceedings of the 5th European Conference on Fracture* (Edited by L.Faria), pp. 1003-1014. Lisbon. Portugal. (1984).
- [6] Elices, M., Maeder, G., Sánchez-Gálvez, V. Effect of surface residual stress on hydrogen embrittlement of prestressing steels. *British Corrosion Journal*, Vol. 18, No. 2, pp. 80-81 (1983).
- [7] Campos, J.M., Elices, M. Influencia de las tensiones residuales en la fragilización por hidrógeno de alambres trellados. *Anales de Mecánica de la Fractura*, Vol. 3, pp. 251-256 (1986).
- [8] Campos, J.M., Elices, M. Tensiones residuales en alambres trellados. *Anales de Mecánica de la Fractura*, Vol. 4 (en vías de publicación) (1987).
- [9] Toribio, J. Fractura elastoplástica de alambres entallados. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. (1987).
- [10] Toribio, J., Elices, M. Estudio cinemático de la fragilización por hidrógeno en alambres entallados. *Anales de Mecánica de la Fractura*, Vol. 4 (en vías de publicación). (1987).
- [11] Hirth, J.P. Effects of hydrogen on the properties of iron and steel. *Met. Trans.*, Vol. 11A, pp. 861-890 (1980).
- [12] Van Leeuwen, H.P. Hydrogen embrittlement of the circumferentially notched round specimen. Technical Report NLR TR72113U. National Aerospace Laboratory. Amsterdam. The Netherlands (1972).

[13] Van Lecuwen, H.P. The kinetics of hydrogen embrittlement: a quantitative diffusion model. *Eng. Fract. Mech.*, Vol. 6, pp. 141-161 (1974).

[14] Van Leeuwen, H.P. A failure criterion for internal hydrogen embrittlement. *Eng. Fract. Mech.*, Vol. 9, pp. 291-296 (1977).

[15] Astiz, M.A. Numerical modelling of hydrogen diffusion in metals. II International Conference on Numerical Methods for Nonlinear Problems. Barcelona. Spain. (1984).

[16] Astiz, M.A. Estudio de la difusión de hidrógeno en materiales metálicos. *Anales de Mecánica de la Fractura*, Vol. 2, pp. 107-111 (1985).

[17] Astiz, M.A. Estudio de la difusión de hidrógeno en materiales metálicos. II Symposium sobre Aplicaciones del Método de los Elementos Finitos en Ingeniería. Barcelona. Spain. (1986).

[18] Astiz, M.A. Hydrogen diffusion analysis in metals. *Computational Methods for Non Linear Problems* (Edited by R. Taylor). (to be published) (1987).

[19] Kikuta, Y., Ochiai, S., Araki, T. The diffusivity of hydrogen and its effect on the embrittlement of steel. 1st Int. Congress on Hydrogen in Metals, pp. 293-299. Paris (1972).

[20] Crank, J. *The Mathematics of Diffusion*. Oxford University Press (1975).

[21] Budak, B.H., Samarski, A.A., Tjonov, A.N. *Problemas de la Física Matemática*. Mir (1984).

[22] Elices, M. *Mecánica de la Fractura Aplicada a Sólidos Elásticos Bidimensionales*. Servicio de Publicaciones de la E.T.S.I. Caminos. Madrid (1987).

[23] Elices, M. Fracture of steels for reinforcing and prestressing concrete. *Fracture Mechanics of Concrete*. (Edited by G.C. Sih). Martinus Nijhoff Publishers, pp. 226-271 (1985).

[24] Astiz, M.A. An incompatible singular elastic element for two and three dimensional crack problems. *Int. J. Fract.*, Vol. 31, pp. 105-124 (1986).

[25] Elices, M., Sánchez-Gálvez, V., Bernstein, L., Thompson, A., Piñero, J.M. Hydrogen embrittlement of prestressing steel. Hydrogen effects in metals. *AIME*, pp. 971-978 (1980).

[26] Doig, P., Jones, G.T. A model for the initiation of hydrogen embrittlement cracking at notches in gaseous hydrogen environments. *Met. Trans.*, Vol. 8A, pp. 1993-1998 (1977).

[27] Elices, M., Sánchez-Gálvez, V., Entrena, A. Stress corrosion testing of cold drawn steel wires in NH_4SCN solutions. K_{ISCC} measurements. Pro-

ceedings 3rd FIP Symposium. FIP-Berkeley. Wexham Springs, Slough. U.K. (1981).

RESUMEN

El ensayo en Tiocianato Amónico ha sido propuesto por la Federación Internacional de Pretensado como método de obtención de la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno en aceros de alta resistencia. Este fenómeno juega un papel relevante en la rotura de alambres metálicos en ambientes agresivos.

La investigación que aquí se presenta analiza numerosos resultados experimentales obtenidos sobre alambres de acero ensayados en Tiocianato Amónico a diferentes temperaturas y con diversas tensiones aplicadas. Se propone un modelo de fragilización basado en la difusión de hidrógeno dentro del metal, gobernada por los gradientes de concentración de hidrógeno y de tensión hidrostática. En el modelo se introducen distintas distribuciones de tensiones residuales, de acuerdo con mediciones efectuadas en la superficie de los alambres mediante difracción de rayos X.

A partir del modelo teórico se obtiene la predicción de vida del material en función de la tensión aplicada, para cada ley de tensiones residuales. La concordancia entre los resultados numéricos y experimentales resulta excelente, lo que confirma la bondad del modelo de transporte de hidrógeno basado en la difusión. Asimismo se muestra la influencia en los resultados de la tensión aplicada y de la temperatura. Por último, se analiza la influencia del laminado superficial en el alambre, que provoca un aumento del tiempo de vida del material en ambiente de hidrógeno.

SUMMARY

The Ammonium Thiocyanate Test was proposed by FIP as a suitable method for checking the hydrogen embrittlement susceptibility of prestressing steels.

In this work a great number of experimental results are analyzed. A diffusion model, based on hydrogen concentration and hydrostatic stress gradients, is proposed. The residual stresses measured on the wire surface by X-ray diffraction are also considered in the model.

Times to rupture, as a function of applied stress, were obtained showing good agreement with experimental data. The influence on lifetime of applied stress, temperature and surface rolling have been analyzed.

Relajación de tensiones en tendones con temperatura variable

Vicente Sánchez-Gálvez,

Manuel Elices

y Javier Llorca

Dres. Ingenieros de Caminos

Departamento de Ciencia de Materiales

E.T.S. de Ingenieros de Caminos

Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

La determinación precisa de las pérdidas de pretensado diferidas es un parámetro de gran importancia en el diseño de estructuras de hormigón pretensado. Por lo general, el cálculo de las pérdidas de pretensado diferidas, especialmente en las estructuras de gran responsabilidad, se realiza con gran meticulosidad por lo que se refiere a la fluencia y retracción del hormigón, considerando parámetros tales como la temperatura y humedad del ambiente, dimensiones del elemento estructural, etc., mientras que por el contrario el cálculo de la relajación del acero de pretensado se lleva a cabo de una forma simplista, utilizando expresiones muy sencillas que permiten un cálculo rápido pero muchas veces muy poco aproximado (1).

Los autores de este artículo encontraron hace ya algunos años una expresión parametrizada basada en un modelo de activación térmica para explicar la relajación de tensiones en aceros de alta resistencia (2). Se demostró que esta expresión predice con mucha mayor precisión las pérdidas de tensión diferidas que las fórmulas simplificadas de las normas comparando las predicciones de ambos métodos con resultados reales de ensayos de relajación de larga duración (3). Asimismo, la expresión encontrada tiene la ventaja de ser válida aunque la temperatura del tendón no sea la ambiente, caso éste en el que las expresiones de las normas dejan de tener validez (4). Recientemente, los autores han demostrado que la misma expresión puede utilizarse para explicar la deformación plástica del acero en tracción simple, fluencia y relajación, lo que permite encontrar los parámetros de la expresión a partir de ensayos de tracción evitándose así los ensayos de relajación, largos y costosos (5).

El problema que se plantea en ocasiones es conocer las pérdidas de pretensado diferidas cuando la temperatura del tendón varía con el tiempo y a lo largo del mismo, situación que se presenta en caso de incendio de estructuras pretensadas, en procesos de curado al vapor de vigas pretesas e in-

cluso en tendones con trayectoria curva en puentes que reciben una insolación en la cara superior. El objetivo de este trabajo es encontrar las expresiones que proporcionan la relajación del acero de pretensado en este tipo de situaciones de tendones con temperatura variable.

2. MODELO

En el caso de temperatura constante T , la deformación plástica diferida ϵ^p en el tiempo t para un elemento del tendón cuya tensión inicial era σ_0 y la tensión en el instante t es σ vale (2):

$$\epsilon^p = \left[\frac{\sigma + \beta T \ln(\nu t)}{P} \right]^m - \left[\frac{\sigma_0 + \beta T \ln(\nu t_0)}{P} \right]^m \quad [1]$$

donde ν y β son constantes que valen respectivamente 10^{13} s^{-1} y $0,09 \text{ MPa}/^\circ\text{K}$, respectivamente, t_0 es el tiempo de puesta en carga del tendón, y P y m son los parámetros del modelo dependientes del acero utilizado y que pueden encontrarse a partir de un ensayo de relajación o incluso a partir de un ensayo de tracción simple.

En el caso de temperatura variable con el tiempo, la utilización del modelo implica determinar en primer término la temperatura equivalente en el instante t , $T_{eq}(t)$, que es una función del tiempo que tiene en cuenta la historia de temperaturas en el elemento del tendón desde el instante de puesta en carga t_0 hasta el instante t . La temperatura equivalente se obtiene con la ecuación implícita (4)

$$\int_0^t \nu (\nu t)^{-T_{eq}/T(t)} dt' = 1 \quad [2]$$

donde $T(t')$ expresa la historia de temperaturas en el elemento. Una vez hallada la temperatura

equivalente $T_{eq}(t)$, puede hallarse la deformación plástica diferida en el instante t , siempre que nos encontremos en situaciones de tensión efectiva creciente con el tiempo. Se denomina tensión efectiva σ_{ef} al parámetro

$$\sigma_{ef} = \sigma + \beta T_{eq} \ln(\nu t) \quad [3]$$

En estos casos en que σ_{ef} es función creciente del tiempo, la deformación plástica diferida viene dada por la expresión:

$$\begin{aligned} \epsilon^p &= \left[\frac{\sigma + \beta T_{eq} \ln(\nu t)}{P} \right]^m - \\ &- \left[\frac{\sigma_0 + \beta T_0 \ln(\nu t_0)}{P} \right]^m = \\ &= \left(\frac{\sigma_{ef}}{P} \right)^m - \left(\frac{\sigma_{ef0}}{P} \right)^m \end{aligned} \quad [4]$$

donde T_0 es la temperatura inicial del elemento y σ_{ef0} el valor inicial de la tensión efectiva. Evidentemente, la expresión [4] deja de ser válida cuando la tensión efectiva decrece con el tiempo, ya que en tal caso disminuiría la deformación plástica, lo cual es imposible. Este tipo de situaciones pueden darse en enfriamientos rápidos, como en el caso del final del ciclo de un curado al vapor, y entonces la deformación plástica y la relajación del acero se mantienen constantes en el tiempo.

La expresión [4] puede utilizarse también para encontrar la deformación plástica diferida cuando la temperatura del tendón T varía con el tiempo y también a lo largo del tendón, que es el objetivo de este trabajo. Si se considera un elemento del tendón de coordenada x y de longitud dx , se puede hallar la temperatura equivalente para dicho elemento en el instante t , $T_{eq}(x, t)$ a partir de la historia de temperaturas en dicho elemento y finalmente determinar la deformación plástica diferida del elemento en el instante t :

$$\begin{aligned} \epsilon^p(x, t) &= \left[\frac{\sigma(x, t) + \beta T_{eq}(x, t) \ln(\nu t)}{P} \right]^m - \\ &- \left[\frac{\sigma_0(x) + \beta T_0(x) \ln(\nu t_0)}{P} \right]^m \end{aligned} \quad [5]$$

donde $\sigma_0(x)$ y $T_0(x)$ son la tensión inicial y la temperatura inicial en el elemento, que en principio pueden también no ser constantes a lo largo del tendón.

La utilización de la ecuación [5] para encontrar las pérdidas de tensión por relajación del acero, depende de las condiciones de anclaje del tendón. Pueden encontrarse casos de anclaje en puntos fijos o relajación pura, como en el caso de una pista

de fabricación de vigas pretensas; extremos libres o fluencia pura, cuando la tensión del acero se mantiene constante con el tiempo; situaciones intermedias como en el caso de vigas postesadas en que la relajación del acero está influida por la fluencia y retracción del hormigón y viceversa. Dada la limitación de este artículo, se presentan las expresiones de cálculo para las dos situaciones extremas de relajación pura y fluencia pura. Las expresiones para fluencia y retracción del hormigón combinadas con la relajación del acero en situaciones de temperatura variable se publicarán posteriormente, aunque el método ha sido ya descrito para situaciones isotermas con anterioridad (6).

3. FLUENCIA PURA

En este caso se tiene

$$\sigma(x, t) = \sigma_0 = \text{constante} \quad [6]$$

independientemente del punto considerado y del tiempo.

En esta situación que no se da en la realidad, pero que se aproxima a la situación real en vigas isostáticas pretensadas con armaduras postesadas que sufren un calentamiento, introduciendo la condición [6] en la ecuación [5] se tiene

$$\epsilon^p(x, t) = \left[\frac{\sigma_0 + \beta T_{eq}(x, t) \ln(\nu t)}{P} \right]^m - \epsilon_0^p \quad [7]$$

donde se ha llamado

$$\epsilon_0^p = \left[\frac{\sigma_0 + \beta T_0 \ln(\nu t_0)}{P} \right]^m \quad [8]$$

supuesto que la temperatura inicial T_0 es constante a lo largo del tendón.

La deformación diferida del elemento se obtendrá añadiendo a la deformación plástica diferida la deformación instantánea debida a la dilatación térmica ya que la deformación elástica es constante, al ser la tensión constante. La deformación del elemento debida a la dilatación térmica viene dada por

$$\epsilon_T(x, t) = \alpha [T(x, t) - T_0] \quad [9]$$

donde α es el coeficiente de dilatación del acero y $T(x, t)$ la temperatura del elemento en el instante t . Finalmente, la deformación diferida total en el instante t del elemento del tendón viene dada por

$$\epsilon(x, t) = \epsilon^p(x, t) + \epsilon_T(x, t) \quad [10]$$

Generalmente, en estas condiciones de tensión

constante, el parámetro que interesa encontrar es la variación de longitud del tendón $\Delta l(t)$ que se hallará sencillamente integrando las deformaciones:

$$\Delta l(t) = \int_0^l \epsilon(x, t) dx \quad [11]$$

donde l es la longitud del tendón que, como es usual en Resistencia de Materiales, se supone no se ve afectada por Δl . (La variación de longitud del tendón es pequeña frente a la longitud del mismo). Sustituyendo la expresión [10] en [11] se obtiene finalmente

$$\Delta l(t) = \int_0^l \left[\frac{\sigma_0 + \beta T_{eq}(x, t) \ln(\nu t)}{P} \right]^m dx + \int_0^l \alpha T(x, t) dx - [\epsilon_0^P + \alpha T_0] l \quad [12]$$

donde

$$\int_0^t \nu(\nu t)^{-T_{eq}/T(x, t)} dt = 1 \quad [13]$$

Así pues, dada una historia de temperaturas en el tendón, $T(x, t)$, la ecuación implícita [13] permite encontrar la historia de temperaturas equivalentes $T_{eq}(x, t)$ y la ecuación [12] proporciona, finalmente, la variación de longitud del tendón.

4. RELAJACION PURA

En este caso

$$\sigma(x, t) = \sigma(t) \quad [14]$$

variable con el tiempo, pero constante a lo largo del tendón. En este caso, la condición que debe cumplirse es la constancia de longitud del tendón (anclaje en puntos fijos). Ahora bien, muchas situaciones se aproximan mejor por una condición de anclaje a un bastidor rígido de acero que acompaña las deformaciones del tendón producidas por la variación de temperatura. Tal es el caso de las vigas pretensadas cuando se desprecian las deformaciones producidas por fluencia y retracción del hormigón ya que, como es conocido, los coeficientes de dilatación de acero y hormigón son sensiblemente iguales.

En estos casos se tiene:

$$\epsilon^P(x, t) = \left[\frac{\sigma(t) + \beta T_{eq}(x, t) \ln(\nu t)}{P} \right]^m - \epsilon_0^P \quad [15]$$

ya la condición de constancia de la longitud del tendón implica

$$\int_0^l \epsilon(x, t) dx = 0 \quad [16]$$

donde $\epsilon(x, t)$ es la deformación diferida total del elemento, igual a la suma de las contribuciones elástica, plástica y térmica, en el caso de anclaje en puntos fijos, y solamente las dos primeras en el caso de anclaje a un bastidor rígido. Es decir:

$$\epsilon(x, t) = \epsilon^e(x, t) + \epsilon^P(x, t) + \epsilon_T(x, t) \quad [17]$$

para anclaje en puntos fijos

$$\epsilon(x, t) = \epsilon^e(x, t) + \epsilon^P(x, t) \quad [18]$$

para anclaje a un bastidor rígido.

La deformación elástica diferida es sencillamente

$$\epsilon^e(x, t) = [\sigma(t) - \sigma_0] / E \quad [19]$$

donde E es el módulo de elasticidad del acero. Finalmente, sustituyendo [19] y [15] en [17] y [18] con la condición [16] se encuentra

$$\frac{\sigma(t) - \sigma_0}{E} + \int_0^l \left[\frac{\sigma(t) + \beta T_{eq}(x, t) \ln(\nu t)}{P} \right]^m dx + \int_0^l \alpha T(x, t) dx - [\epsilon_0^P + \alpha T_0] l = 0 \quad [20]$$

para anclaje en puntos fijos y

$$\frac{\sigma(t) - \sigma_0}{E} + \int_0^l \left[\frac{\sigma(t) + \beta T_{eq}(x, t) \ln(\nu t)}{P} \right]^m dx - \epsilon_0^P l = 0 \quad [21]$$

para anclaje a un bastidor rígido de acero.

Las ecuaciones [20] y [21] son expresiones implícitas en $\sigma(t)$ que permiten encontrar la tensión en el tendón en todo instante t . Aun cuando las expresiones parecen complicadas, la obtención de $\sigma(t)$ se realiza en pocos minutos con la ayuda de una calculadora programable, una vez hallada la historia de temperaturas equivalentes, con la ecuación [13].

5. EJEMPLOS DE CALCULO

5.1. Relajación en una viga pretensada

Se ha estudiado la relajación de tensiones en una viga pretensada con armaduras pretensas, tras un ciclo de curado al vapor. La longitud de la viga es de 20 metros y la distancia desde los anclajes del tendón a los extremos de la viga es de 10 metros. La temperatura se supone constante e igual a

20°C en todo el tendón, durante las primeras veinte horas después del tesado. En ese momento se supone que empieza el curado al vapor a una temperatura de 60°C, durante 8 horas, para volver luego a la temperatura inicial. Durante el curado al vapor se ha supuesto que la temperatura en las vigas pretensas permanece constante y que disminuye linealmente desde los extremos de las mismas hasta los anclajes (Fig. 1).

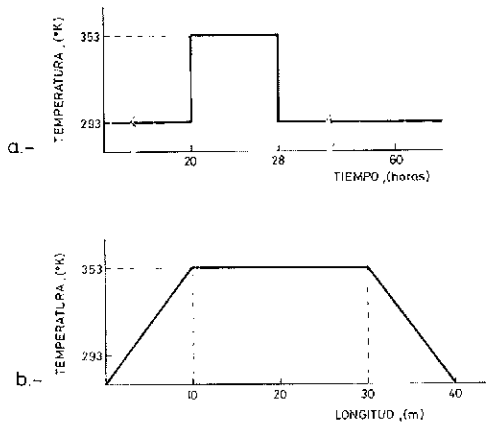


Fig. 1. Curado al vapor. a) Evolución de la temperatura con el tiempo. b) Variación de la temperatura a lo largo del tendón, durante el curado.

Las constantes P y m utilizadas para el acero del tendón fueron 3235 MPa y 28,34 (4). Se discretizó el tendón en 40 elementos de 1 metro de longitud cada uno. Para los cálculos de las tensiones se utilizaron intervalos de tiempo de 2500 segundos. El coeficiente de dilatación térmica del acero se escogió igual a $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ y como módulo de elasticidad 186200 MPa. La tensión inicial fue de 1278 MPa.

En las figuras 2 y 3 se han representado las historias de temperaturas equivalentes para dos puntos. El primero de ellos (figura 2) se encontraba situado a 4,5 m de uno de los anclajes. El segundo (figura 3) estaba situado dentro de la viga, a una distancia de 19,5 m de uno de los anclajes.

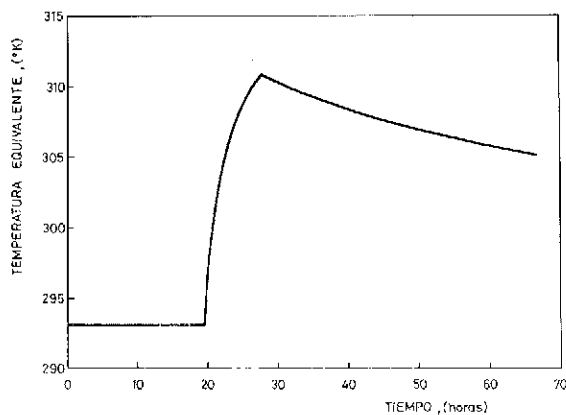


Fig. 2. Historia de temperaturas equivalentes, a 4,5 metros del anclaje.

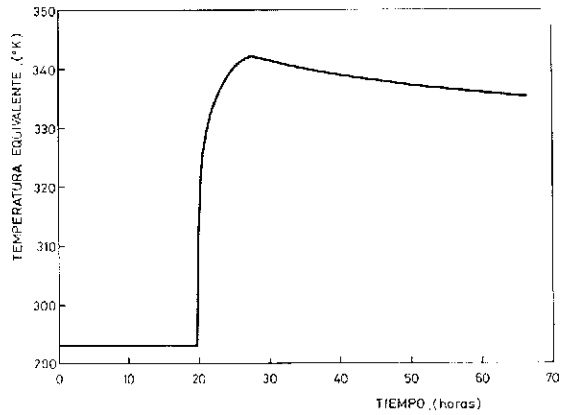


Fig. 3. Historia de temperaturas equivalentes, a 19,5 metros del anclaje.

Después del curado al vapor se puede suponer que se ha logrado una adherencia perfecta entre el acero y el hormigón de la viga pretensa. En esta situación se pueden despreciar los efectos de la disminución de temperatura sobre las deformaciones del acero dentro de la viga ($\epsilon_T(x, t) = 0$ si $10 \text{ m} < x < 30 \text{ m}$, y $t > 28$ horas). No ocurre lo mismo en las zonas exteriores a la viga, donde la disminución de temperaturas produce un retesado del tendón. En la figura 4 se han representado las pérdidas de tensión con el tiempo, tanto para la viga (zona central) como para los extremos en los que el tendón está fuera del hormigón.

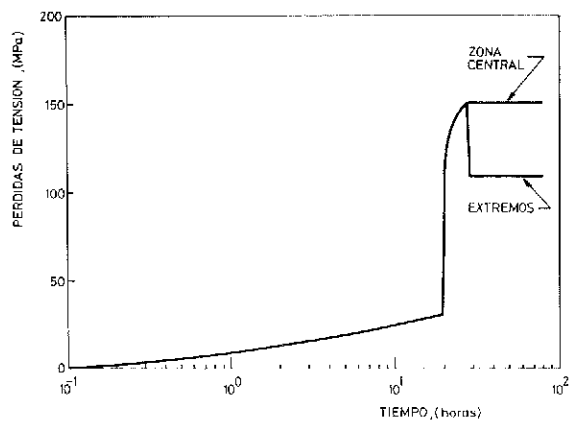


Fig. 4. Relajación del tendón con el tiempo, dentro de la viga (zona central) y en los extremos.

5.2. Relajación de un tendón con trayectoria curva en un puente

Algunos trabajos de investigación publicados recientemente han aportado resultados cuantitativos sobre la diferencia de temperaturas entre la parte superior e inferior del tablero de un puente de hormigón pretensado (7, 8). Estos resultados indican que a primeras horas de la madrugada la temperatura se ha uniformizado en el canto del

tablero. Durante el día, el efecto de la radiación solar produce un calentamiento en la zona superior del tablero, apareciendo un gradiente térmico que puede afectar a la relajación. En uno de esos trabajos (7), se ha calculado la distribución de temperaturas en diversos puntos característicos de la sección de un puente en un día de verano. Si el puente está pretensado con un tendón con trayectoria curva, nos encontraríamos que, en cada sección del puente, el tendón se encuentra a distinta profundidad respecto de la calzada y sufre un ciclo térmico distinto (variación de la temperatura con el tiempo y la posición). El método de cálculo descrito en este artículo permite calcular la relajación de tensiones experimentada por el tendón en estas condiciones.

Las características del acero del tendón, así como la tensión inicial, son las mismas que en el ejemplo anterior. Como los ciclos térmicos comienzan cuando se ha finalizado la construcción del puente es lícito suponer que existe una buena adherencia entre el tendón y el hormigón y no se tienen en cuenta los efectos de la variación de temperatura sobre las deformaciones del tendón [$\epsilon_T(x, t) = 0$].

Los valores de la evolución de las temperaturas a lo largo de un día tipo de verano en las zonas superior e inferior del tablero, se han tomado de (7) y pueden verse en la figura 5. El tendón se ha supuesto que describe una trayectoria parabólica dentro del tablero del puente. Según estas hipótesis, la temperatura en un punto del tendón situado a una distancia x de un extremo del puente viene expresada por:

$$T(x, t) = T_{inf}(t) + (2x/L - 1)^2 [T_{sup}(t) - T_{inf}(t)] \quad [22]$$

donde L es la longitud del puente (40 metros) y $T_{sup}(t)$ y $T_{inf}(t)$ las temperaturas en la parte superior e inferior del tablero en el momento considerado.

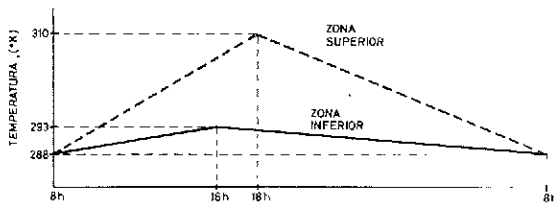


Fig. 5. Esquema de la evolución de temperaturas en las zonas superior e inferior del tablero de un puente, en un día tipo de verano.

Para los cálculos se discretizó el tendón en 40 elementos de 1 metro. El intervalo de tiempo utilizado fue de 3.600 segundos. Se supuso que el puente se encontraba sometido a una historia de

temperaturas correspondientes a un día tipo de verano, durante varios meses.

En las figuras 6, 7 y 8 se han representado las historias de temperaturas equivalentes, para 3 puntos situados a 18,5 m, 9,5 m y 0,5 m del extremo del puente, respectivamente. En la figura 9 se han representado las pérdidas de tensión, en función del tiempo, para el tendón.

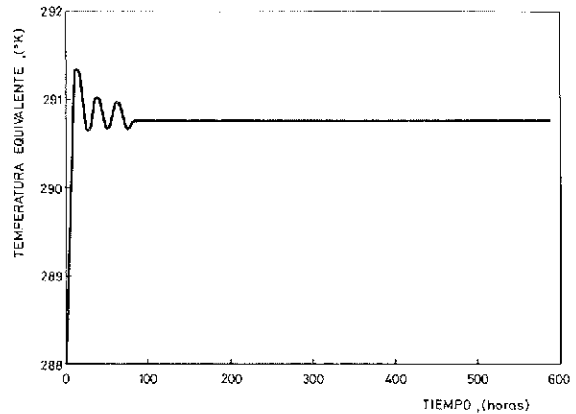


Fig. 6. Historia de temperaturas equivalentes, a 18,5 metros del extremo del puente.

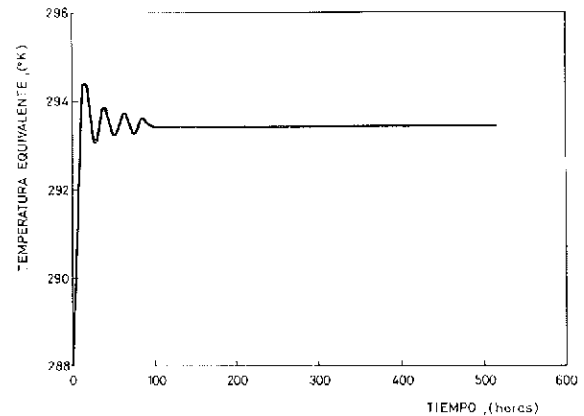


Fig. 7. Historia de temperaturas equivalentes, a 9,5 metros del extremo del puente.

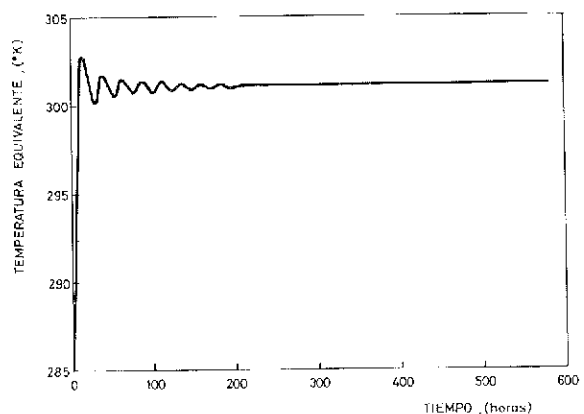


Fig. 8. Historia de temperaturas equivalentes, a 0,5 metros del extremo del puente.

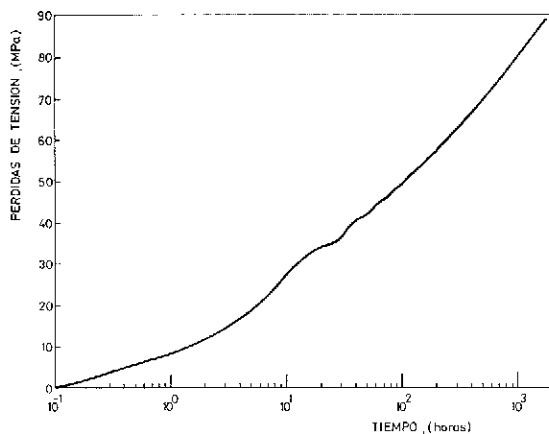


Fig. 9. Relajación del tendón en función del tiempo.

6. CONCLUSIONES

Se ha desarrollado un modelo que permite predecir la relajación de tensiones del acero de pretensado, a temperaturas distintas de la ambiente, con una expresión parametrizada en la que los dos parámetros empíricos pueden obtenerse a partir de un ensayo de relajación isoterma o incluso a partir de un ensayo de tracción simple.

Se han encontrado las ecuaciones del modelo para situaciones de temperatura variable con el tiempo y a lo largo del tendón. Se presentan las ecuaciones para las dos situaciones extremas de tensión constante con el tiempo (fluencia pura) y longitud del tendón constante con el tiempo (relajación pura). Las expresiones encontradas permiten el cálculo de la relajación del acero en función del tiempo, en pocos minutos, con ayuda de una calculadora manual programable.

Se presentan dos ejemplos sencillos para mostrar el método de cálculo: la relajación en una viga pretensada con vigas pretensas, tras un ciclo de curado al vapor, y la relajación de un tendón con trayectoria curva en un puente que sufre insolación sobre la calzada.

El paso siguiente consistirá en encontrar las expresiones para relajación del acero de pretensado, combinada con fluencia y retracción del hormigón, en condiciones de temperatura variable, ecuaciones que ya fueron deducidas anteriormente en situaciones isotermas.

7. REFERENCIAS

(1) CEB-FIP. "Model code for concrete structures".

(2) Sánchez-Gálvez, V., Elices, M. y Astiz, M.A. (1976) "A new formula for stress relaxation in steels". *Materials and Structures*, 54, p. 411.

(3) Sánchez-Gálvez, V. (1979) "Extrapolación de las pérdidas de pretensado por relajación de aceros envejecidos". *Hormigón y Acero*, 133. p. 133.

(4) Sánchez-Gálvez, V., Elices, M., Erdelyi, A. y Kosiorek, M. (1977) "Stress relaxation due to steam curing". *Materials and Structures*, 60. p. 351.

(5) Sánchez-Gálvez, V. y Elices, M. (1986) "The relationship between tensile strain, creep and stress relaxation in cold drawn steels at low temperatures". *Materials Science and Engineering*, 78. p.1.

(6) Sánchez-Gálvez, V. y Elices, M. (1984) "Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación". *Hormigón y Acero*, 153. p.95.

(7) Serrano, P. y Cruces, J. (1986) "Simulación del comportamiento térmico de tableros de puente". *Hormigón y Acero*, 161. p. 21.

(8) Mirambell, E. y Aguado, A. (1987) "Estudio del comportamiento de puentes de losa de hormigón frente a la acción térmica ambiental". *Hormigón y Acero*, 163. p. 65.

RESUMEN

La determinación precisa de las pérdidas de pretensado diferidas es un tema de gran importancia para el proyecto de estructuras de hormigón pretensado. Dentro del cálculo de las pérdidas de pretensado diferidas, la relajación del acero de pretensado se considera con fórmulas sencillas que se ha demostrado previamente pueden conducir a errores importantes en la estimación de dichas pérdidas.

Los autores han propuesto, desde hace varios años, un método más preciso, basado en fundamentos físicos, que permite predecir con exactitud la relajación del acero de pretensado en situaciones reales de temperatura variable con el tiempo, y considerar asimismo la influencia sobre la relajación, de la variación de longitud del tendón por fluencia y retracción del hormigón.

Esta comunicación presenta las ecuaciones que se utilizarían para estimar la relajación en el caso de tendones con temperatura variable a lo largo de los mismos y en el tiempo, problema que puede presentarse en situaciones de incendio de estructuras pretensadas.

SUMMARY

This research is based on a model (previously developed by the authors, Ref. 2) for predicting stress relaxation losses at several temperatures from an isothermal stress relaxation test or, even, from a simple tensile test. Such model was expanded to predict stress relaxation losses after a variable temperature history (Ref. 4), with the same

temperature along the steel tendon at every instant.

This paper presents a new expansion of the model to cope with variable temperature, not only with time but along the length of the tendon. Two simple examples support the calculation procedure; a steam curing process and a prestressed beam with different temperature profiles due to sun heating.

* * *

II Congreso Internacional sobre "Construcción de Conducciones Subterráneas"

Durante los días 23-27 de octubre de 1989 se va a celebrar, en el Centro de Congresos de Hamburgo (R.F.A.), el II Congreso Internacional sobre "Construcción de conducciones subterráneas".

En esta ocasión, a la vista de la experiencia recogida en el I Congreso celebrado en el 87, y teniendo en cuenta la multiplicidad de temas de especial interés que en relación con este tipo de construcciones actualmente existe, se ha decidido tratar exclusivamente en las reuniones el tema "Canalización de aguas residuales y protección del ambiente".

Durante los días del Congreso estará abierta una exposición en la que se presentarán las más recientes novedades relacionadas con los trabajos subterráneos y la construcción de canalizaciones.

Se realizarán visitas a obras ya terminadas y a fábricas de tuberías, en Hamburgo.

Habrá un servicio de traducción simultánea en inglés, francés, alemán y japonés.

Los temas elegidos para este Congreso son:

1. Nuevos criterios para la construcción de redes de alcantarillado.

2. La canalización y conducción de aguas residuales:

– Consecuencias para la capa freática y el terreno.

– Consecuencias respecto a la explotación y mantenimiento.

– Consecuencias desde el punto de vista jurídico.

– Consecuencias desde el punto de vista económico.

3. Detección de daños ocasionados a las obras y al ambiente, estimación de los daños, programas de conservación de las redes de alcantarillado.

4. Técnicas y métodos modernos para la reparación, rehabilitación y construcción de las canalizaciones y conductos de aguas residuales, resistentes a la corrosión.

5. Saneamiento de las aguas subterráneas y de los terrenos contaminados, en las proximidades del alcantarillado.

Este Congreso resulta de particular interés para las Comunidades, empresas de saneamiento, oficinas de estudios, Universidades y Escuelas Técnicas, Agrupaciones profesionales, constructores de maquinaria, empresas constructoras, fabricantes de materias primas, tuberías, equipos industriales, aparatos de medición, de toma de datos, etc.

Las personas interesadas en presentar algún trabajo en este Congreso, deberán enviar un resumen del mismo, de no más de 300 palabras redactado en francés, inglés o alemán a la siguiente dirección:

II Internationaler Kongress
Leitungsbau' 89
c/o Hamburg Messe und Congress GmbH
Congress Organisation
P.O. Box 30 24 80
D-2000 Hamburg 36
Federal Republic of Germany.

A la misma dirección deberán dirigirse también todos los que deseen participar en el Congreso o recibir información complementaria sobre el mismo.

Convocatoria para la concesión de la "Medalla de oro Gustave Magnel"

Para perpetuar la memoria del insigne Ingeniero Gustave Magnel, uno de los fundadores de la F.I.P. y Profesor de la Universidad de Gante, la Asociación de Ingenieros de Bélgica, en colaboración con dicha Universidad ha constituido la "A.I.G. Foundation" que viene otorgando periódicamente la "Medalla de Oro Gustave Magnel", para premiar a proyectistas de estructuras singulares en el campo de la ingeniería y la edificación.

En otoño del próximo año 1989, se va a conceder otra de estas Medallas, para obras construidas en el período 1984-1989. La "A.I.G. Foundation" desea recibir propuestas para esta Medalla, las cuales podrán ser presentadas:

Directamente por los que se consideren calificados para obtener esta honrosa distinción;

—Por terceras personas, Directores de empresas públicas o privadas que estimen debe concederse la Medalla a uno de sus Ingenieros por los excepcionales méritos de alguno de sus proyectos.

Los proyectos que se propongan al premio deben reunir las condiciones precisas para que puedan ser calificados como una aplicación realmente importante y destacada de la técnica del hormigón armado o pretensado. No se tendrá en cuenta ni la nacionalidad del proyectista ni el país en el que la estructura haya sido construida.

Las propuestas deberán contener:

a) Una breve descripción de la estructura escogida.

b) Una declaración firmada por el proyectista y otras dos personas, en la que se justifique que el candidato es realmente el autor de la estructura que se presenta.

c) Una carta, firmada por el autor del proyecto, en la cual haga constar explícitamente que está dispuesto a facilitar al Jurado del Premio, cualquier información adicional o los datos suplementarios que se estimen necesarios para poder formar un juicio exacto sobre la estructura en cuestión.

d) El curriculum vitae del proyectista candidato.

Las propuestas serán consideradas confidenciales y se valorarán por un Jurado constituido por Profesores e Ingenieros de las seis Universidades belgas. Si la propuesta no es admitida o no obtiene resultado favorable, toda la documentación se devolverá al interesado, a petición del mismo.

El que resulte premiado será invitado a recibir la Medalla en una ceremonia que normalmente tiene lugar en Gante, bajo los auspicios de la "A.I.G. Foundation". Se le concederá un Diploma que le permitirá ostentar el título de "Laureado con la Medalla de Oro Gustave Magnel".

Las propuestas deberán enviarse, antes del 15 de enero de 1989, a:

Secretariat of the A.I.G. Foundation
Lange Kruisstraat 29
B-9000 GENT
Belgium
Tel.: 00 32 91 23 79 30.

Podrá también solicitarse a la citada Secretaría cualquier información adicional que se estime conveniente, así como copia del Reglamento completo que regula la concesión de estas Medallas.

Comportamiento frente a la corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado protegidos por ánodos de sacrificio

Antonia Martín

Dra. en Ciencias Químicas

Vicente Sánchez-Gálvez

Dr. Ing. Caminos C. y P.

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid.

INTRODUCCION

Entre las conclusiones del tercer simposio de la FIP sobre corrosión bajo tensión de aceros de pretensado (1), debe destacarse que "un acero de pretensado fabricado adecuadamente y situado dentro de un hormigón sano y compacto no debe presentar problemas de corrosión bajo tensión". La existencia de miles de estructuras de hormigón pretensado en perfecto estado en todo el mundo, en ambientes muy diversos y en utilizaciones dispares, avala esta afirmación.

Sin embargo, se dispone de suficiente información sobre roturas en estructuras de hormigón pretensado, donde la corrosión bajo tensión de la armadura activa aparece como una de las posibles causas (por ejemplo: E. Phillips y U. Nurnberger) (2, 3). Aun cuando el número de roturas es ínfimo con relación al número de estructuras de hormigón pretensado existente y siempre aparecieron asociadas a defectos de proyecto o de construcción, el problema es real y el interés de la protección del acero de pretensado frente a la corrosión bajo tensión es grande en todo el mundo.

Entre los distintos procedimientos utilizados comúnmente para la protección frente a la corrosión de materiales metálicos, la protección catódica mediante ánodos de sacrificio o corrientes impresas es un método eficaz, sencillo y que ofrece ventajas indudables.

En el caso de aceros de armar es un procedimiento que se ha mostrado útil para prevenir la corrosión y de hecho ya se viene utilizando con eficacia probada y su utilización es creciente en los últimos años (4-7).

Por lo que respecta al acero de pretensado, cabría preguntarse en qué medida la utilización de la protección catódica con ánodos de sacrificio podría ser también un método eficaz de protec-

ción contra la corrosión bajo tensión. El medio ambiente en que se encuentra el acero de pretensado es el hormigón, que cuando está bien fabricado le protege eficazmente, pero que cuando presenta grietas o defectos (por ejemplo por defectos en la inyección de las vainas) puede permitir el acceso a la superficie del acero de productos agresivos, como son los iones cloruros, que pueden iniciar el ataque y llevar a la rotura de la armadura. En principio, el proceso es similar al que puede tener lugar con el acero de armar, por lo que si la protección catódica se ha mostrado eficaz en estructuras de hormigón armado, cabría esperar un resultado semejante en estructuras de hormigón pretensado.

La diferencia importante en la forma de trabajo de ambos tipos de acero se encuentra, como es bien sabido, en la presencia de una tensión mecánica elevada, prácticamente constante en el caso del acero de pretensado, que por ello es un acero de alta resistencia, frente a tensiones mucho menores y variables en los aceros de armar, que son aceros de resistencia media o baja. Este hecho implica un riesgo en la utilización de la protección catódica frente a la corrosión en aceros de pretensado. Se trata de la fragilización por hidrógeno que es común a aceros de alta resistencia cuando se les aplica una polarización catódica suficientemente negativa y una tensión mecánica elevada y que se traduce en roturas frágiles y espon-táneas sin muestras visibles de corrosión. De hecho, está suficientemente demostrado que los aceros de pretensado pueden romper por fragilización por hidrógeno en distintas disoluciones acuosas a potenciales suficientemente bajos (8, 9). Aún así es interesante el estudio de la corrosión bajo tensión de aceros de pretensado protegidos catódicamente con ánodos de sacrificio, ya que pueden proporcionar potenciales electroquímicos suficientemente bajos para impedir la corrosión del acero en ambientes agresivos y sin embargo no ser tan negativos como para ocasionar la fragilización

por hidrógeno del acero. Así por ejemplo, en disoluciones acuosas de hidróxido cálcico con pH de 12,5 que semejan bien la situación real del acero en el seno del hormigón, se encuentra una banda de potenciales en torno a -800 mV con relación al electrodo de calomelanos, en la que no aparece la corrosión bajo tensión del acero de pretensado ni por disolución ni por fragilización por hidrógeno (10). El estudio se extiende ahora a medios más agresivos, como puede ser el agua de mar, que simulen situaciones reales en que el hormigón que recubre el acero está deteriorado, que son los casos, como hemos indicado al principio, en que han sucedido roturas de estructuras de hormigón pretensado por corrosión bajo tensión de la armadura activa.

METODO EXPERIMENTAL

Acero utilizado

La investigación se ha realizado utilizando en los ensayos un acero de pretensado comercial, de producción nacional, trefilado y envejecido. La composición química y las propiedades mecánicas del acero se resumen en las tablas I y II, respectivamente.

del mar, en estructuras marítimas o cercanas a la costa y es también frecuente en estructuras de carreteras o en aparcamientos al aire libre, cuando se utiliza sal en invierno para impedir la formación de hielo en la calzada. Un número elevado de roturas acaecidas en Estados Unidos se ha debido a esta causa.

Por ello, se decidió que un buen candidato para simular la situación del acero de pretensado en un ambiente agresivo sería la utilización de agua de mar artificial, que semeja la situación real en estructuras marinas y es similar a la situación real en puentes de carretera cuando el agua del deshielo es fundamentalmente una solución acuosa de cloruro sódico con concentración elevada. Para garantizar la uniformidad del medio ambiente en los ensayos, se preparó agua de mar artificial según la norma ASTM D-1141 (11).

Tipos de muestras utilizadas

Se han realizado ensayos de corrosión bajo tensión con alambres de acero de pretensado de 7 mm de diámetro y unos 40 cm de longitud.

Se han utilizado dos tipos de muestras en los ensayos:

Tabla I

Composición química

C %	Mn %	Si %	P %	S %	N %	Fe %
0,82	0,60	0,18	0,010	0,024	0,007	resto

Tabla II

Propiedades Mecánicas del acero

Módulo de elasticidad	204,4 Gpa
Límite elástico $\sigma_{0,2}$	1430 Mpa
Tensión de rotura	1670 Mpa
Alargamiento bajo carga máx	5,8 %
Estricción	28 %
Tenacidad de fractura K_{IC}	119 Mpa \sqrt{m}

Medio ambiente

Entre los distintos agentes agresivos que pueden atacar la superficie del acero de pretensado cuando la protección por el hormigón es deficiente, el ión cloruro se ha mostrado como el más dañino y es muy eficaz para romper la capa pasiva que protege el acero, provocando picaduras que pueden ocasionar la rotura de la armadura. La presencia de cloruros en el ambiente que envuelve al acero de pretensar puede provenir, por la proximidad

—Muestras lisas, en las que la única preparación ha consistido en un desengrasado y lijado de la superficie hasta el grano 600.

—Muestras prefisuradas, en este caso las muestras se ensayaban con una fisura transversal previa. Esta prefisura se obtenía practicando una entalla, con una cortadora de diamante, de 1 mm de profundidad aproximadamente y creciendo a partir de ésta una fisura por fatiga hasta una profundidad total, entalla más fisura, de unos 2,5 mm de profundidad.

En la figura 1 se puede ver el esquema de los tipos de muestras utilizadas.

La utilización de dos tipos de muestras en los ensayos de corrosión bajo tensión se justifica por cuanto las muestras lisas reproducen la situación de una armadura activa en perfecto estado, sin defectos superficiales, mientras que las muestras prefisuradas simulan la situación extrema en que la superficie del acero está dañada por golpes, arañazos, picaduras previas, etc.

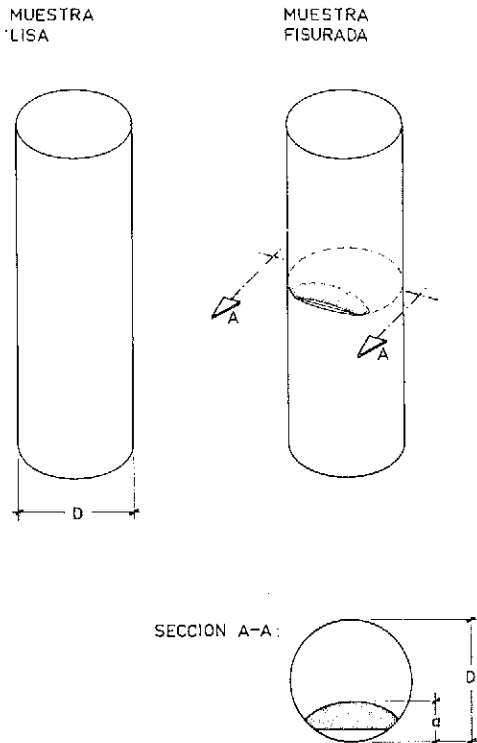


Fig. 1. Esquema de la geometría de las muestras.

Descripción del método experimental

Los ensayos de corrosión bajo tensión se realizan sometiendo la muestra a una carga constante de tracción, manteniendo la muestra sumergida en el ambiente agresivo y aplicándole distintos potenciales de polarización. Para cada nivel de carga aplicado, el parámetro que se utiliza para definir el grado de resistencia a la corrosión bajo tensión es el tiempo de duración del ensayo hasta que sucede la rotura de la muestra. Se impuso un límite a la duración del ensayo de 1000 horas para muestras prefisuradas y de 7000 horas para muestras lisas, suponiéndose que si se supera esa vida el fenómeno es despreciable, lo que equivale a suponer que una muestra que supera el límite de duración de ensayo tendría una vida infinita en las mismas condiciones. En tal caso, se desmonta el ensayo y se establece que el umbral para la fisuración del acero en el ambiente considerado supera la carga utilizada en dicho ensayo.

Cuando se utilizan muestras prefisuradas, el fenómeno de corrosión bajo tensión se localiza en la zona más solicitada de la muestra, es decir, en el fondo de la fisura (12). En esta zona el estado tensional está caracterizado por el factor de intensidad de tensiones K_I , definido como:

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi a} M (a/D)$$

donde σ es la tensión aplicada (sin considerar la fisura), a la profundidad de la fisura; D el diámetro del alambre, y M un parámetro adimensional función de la geometría y que ha sido calculado anteriormente, por elementos finitos, para fisuras superficiales semielípticas en sólidos cilíndricos sometidos a tracción (13). Cuando el acero es susceptible a la corrosión bajo tensión en el ambiente considerado, la fisura inicial inicia su propagación y, a medida que crece la profundidad de la fisura a tensión constante, aumenta el valor de K_I hasta alcanzarse la rotura, lo cual tiene lugar cuando K_I alcanza un valor crítico K_{IC} , que es la tenacidad de fractura del material (véase tabla II). Para un valor definido de la profundidad de la fisura inicial, a, la relación entre el valor correspondiente del factor de intensidad de tensiones y la tenacidad de fractura es igual a la relación entre la tensión aplicada y la tensión de rotura que tendría la muestra en el aire

$$\frac{K_I}{K_{IC}} = \frac{\sigma}{\sigma_{R \text{ aire}}}$$

Así pues, esta relación es un buen parámetro para determinar el grado de susceptibilidad del acero a la corrosión bajo tensión en el ambiente considerado.

RESULTADOS EXPERIMENTALES

Se han realizado ensayos a carga constante en muestras cilíndricas lisas al 70 - 80 - 90 y 95 por 100 de la carga de rotura en agua de mar artificial, para potencial libre de corrosión (-700 mV) respecto del electrodo de calomelanos saturado y con acoplamiento de zinc (-1025 mV SCE). En estos ensayos no se ha obtenido ninguna rotura después de 7000 horas de ensayo, excepto para las muestras sometidas al 95 por 100 de la carga de rotura en agua de mar artificial y a potencial libre de corrosión, donde se alcanzó la rotura de las muestras pasadas las 6000 horas de ensayo.

En cuanto a los ensayos con muestras cilíndricas prefisuradas, se han realizado también a carga constante, con distintos niveles de tensión respecto a la tensión de rotura en el aire, al potencial libre de corrosión, acoplamiento de zinc y -800 mV. Todos los potenciales referidos al electrodo de calomelanos saturado.

Los esquemas para imponer los potenciales electroquímicos correspondientes pueden verse en la figura 2.

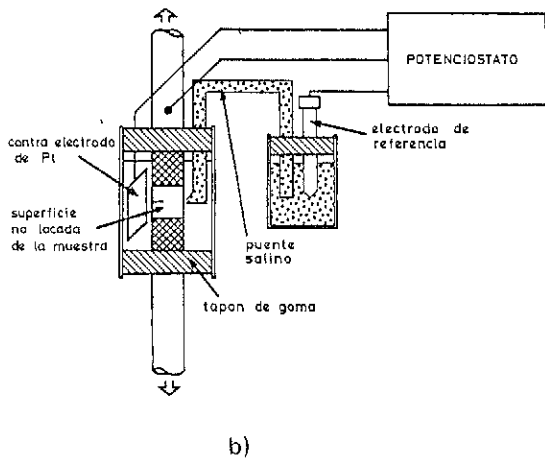
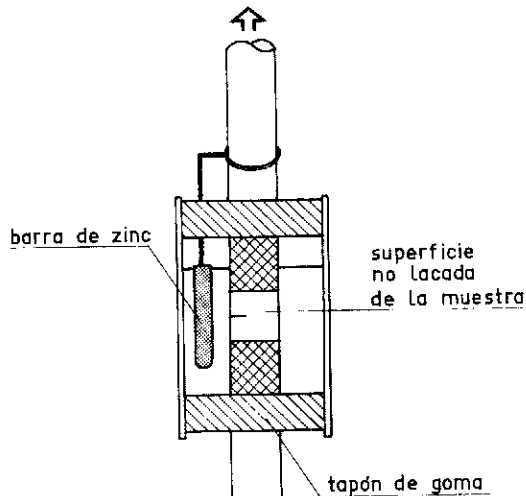


Fig. 2. a) Esquema del montaje de las muestras con acoplamiento de zinc en los ensayos de corrosión bajo tensión. b) Esquema del circuito electroquímico de control de potencial, utilizado en las experiencias de corrosión bajo tensión.

En las figuras 3 a 5 se ofrecen gráficamente los resultados obtenidos en muestras prefisuradas. Se puede observar la relación entre el factor de intensidad de tensiones inicial expresado como porcentaje del valor de la tenacidad de fractura del material y el tiempo de rotura, que es mayor cuanto menor sea el valor de K_I aplicado. El crecimiento del tiempo de rotura es asintótico y define un valor umbral K_{ISCC} (14). En todos los casos existe este valor umbral, por debajo del cual la fisura no se propaga en el medio agresivo correspondiente.

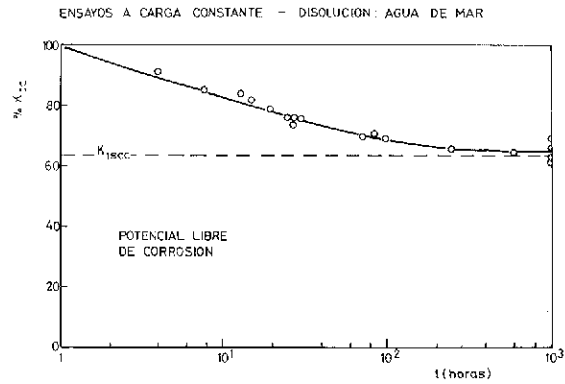


Fig. 3.

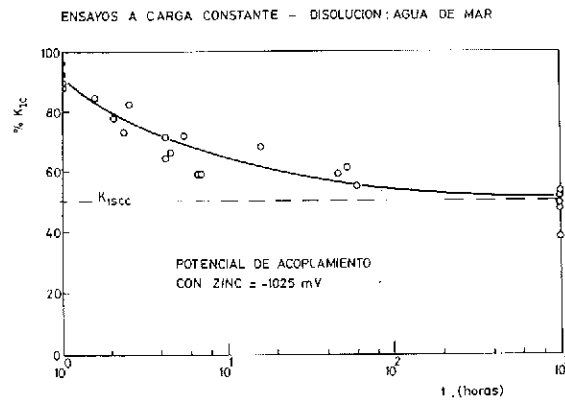


Fig. 4.

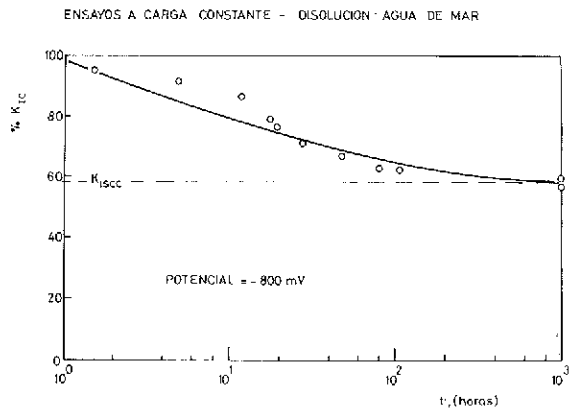


Fig. 5.

DISCUSION DE LOS RESULTADOS

Cuando se utilizan muestras lisas exentas de defectos superficiales, la inmersión en agua de mar artificial no ocasiona problemas de corrosión bajo tensión, ni a potencial libre de corrosión ni con polarización catódica. Este medio agresivo produce

corrosión generalizada y picaduras a potencial libre, que con el tiempo reducen la sección resistente y pueden conducir a la rotura de la muestra (en los ensayos realizados por encima de las 6000 horas, cuando la tensión era del 95 por 100 de la resistencia del acero. Con tiempos mucho mayores se conseguirá la rotura para tensiones inferiores). Estas roturas son dúctiles y sin síntomas de fisuración o fragilización. La utilización de la protección catódica con ánodo de zinc en muestras lisas es eficaz para evitar esta corrosión; y para la disolución utilizada, se forman depósitos calcáreos, en la superficie del acero, que la protegen de la corrosión. En la figura 6 se ofrecen dos muestras que han estado sometidas durante 3000 horas a un ensayo de corrosión bajo tensión, respectivamente a potencial libre de corrosión y con acoplamiento de zinc, a efectos comparativos. Como puede observarse, una vez eliminados los depósitos calcáreos de la muestra que estuvo protegida catódicamente, aparece la superficie del acero perfectamente limpia; mientras la muestra que se mantuvo a potencial libre ofrece una superficie corroída. Por el contrario, cuando se observan los resultados obtenidos con muestras prefisuradas, se encuentra que, tanto a potencial libre de corrosión como con acoplamiento de zinc, el agua de mar artificial ocasiona la fisuración que lleva a la rotura con valores de K_I inicial muy inferiores a la tenacidad de fractura del acero en el aire. En ambos potenciales, existe un umbral del factor de intensidad de tensiones $K_{I_{SCC}}$ que es incluso inferior en las muestras con acoplamiento de zinc que para potencial libre de corrosión: lo que indica que en muestras fisuradas la concentración de tensiones en el fondo de la fisura provoca un aumento local de la concentración de hidrógeno en el metal, fragilizándolo y aumentando con ello la velocidad de propagación de la fisura que lleva a la rotura.

Finalmente, el estudio para una polarización catódica moderada, como es -800 mV (SCE), que para otros medios ambientes supone una región de práctica inmunidad frente a la corrosión bajo tensión, no supone ninguna mejora en agua de mar artificial, ya que el valor del umbral $K_{I_{SCC}}$, aunque ligeramente superior al que se encuentra con acoplamiento de zinc, es aún inferior al valor para potencial libre de corrosión.

CONCLUSIONES

Se ha demostrado que cuando las muestras lisas se introducen en disolución de agua de mar artificial y se acoplan con zinc para conseguir la protección del acero, la formación de los depósitos calcáreos previene la corrosión del acero y la formación de fisuras por corrosión bajo tensión, y prolonga la vida de éste; pero si las muestras son

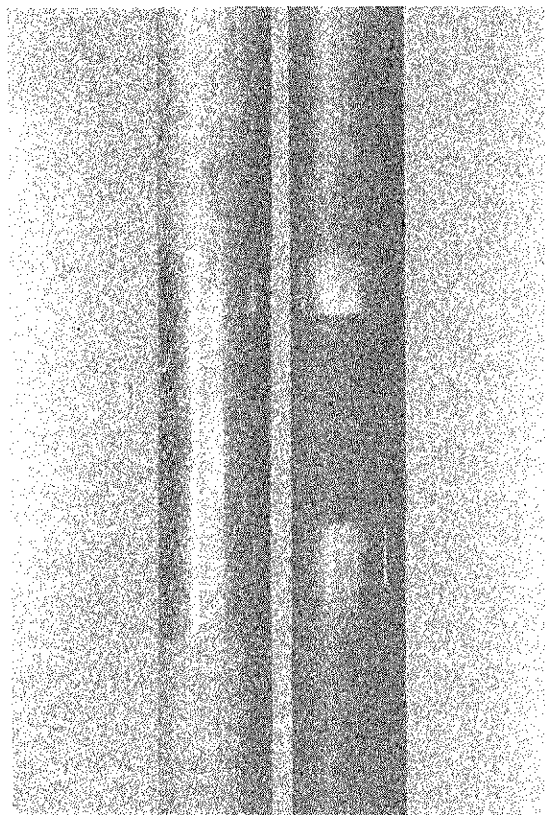


Fig. 6.

prefisuradas, la protección catódica es muy perjudicial y las fisuras crecen, más deprisa incluso que a potencial libre de corrosión, por el fenómeno de la fragilización por hidrógeno.

Por lo tanto, la protección catódica del acero de pretensado es un método eficaz de protección frente a la corrosión en agua de mar, pero puede ser muy peligrosa si la superficie del acero está dañada, pues en tal caso la fragilización por hidrógeno puede acelerar la progresión de los defectos superficiales y conducir a la rotura frágil del acero.

REFERENCIAS

- (1) FIP, 1981. Proc. 3rd. Symp. FIP "Stress corrosion of prestressing steels". M. Elices y V. Sánchez-Gálvez. Eds., Fip - Berkeley, Wexham Springs, Slough. U.K.
- (2) Phillips, E. 1975. "Survey of corrosion of prestressing steel in concrete water retaining structures". Austl. Water Resources Council, paper n. 9.
- (3) Nurnberger, U., 1981. "Analysis and evaluation of failures in prestressed steel". FIP, 1981. Proc. 3rd. Symp.

(4) Schell, H.C. and Manning, D.G., 1985. *Materials Performance*, pp. 18-25.

(5) Whiting, D. and Stark, D. NCHRP. Report n. 234. Transportation Research Board, Washington, D.C., 1981. pp. 63.

(6) Schorr, K., *Betonwerk und Fertigteil - Technik (Wiesbaden)* V. 47. No. 3, Mar. 1981. pp. 150 - 152.

(7) Kendal, K. *Civil Engineering (London)*. Sep. 1984. pp. 57-58.

(8) Elices, M., 1984. cap. 5 de *Fracture Mechanics of Concrete*, G.C. Sih y A. Ditomasso. Eds. Martinus Nijhoff Publ. La Haya.

(9) Lancha, A.M. 1987. "Influencia del trefilado en la corrosión bajo tensión en aceros eutectoides" Tesis doctoral. Universidad Complutense de Madrid.

(10) Sánchez-Gálvez, V. Caballero, L. Elices, M. *ASTM STP 866 Philadelphia*, 1985. pp. 428-436.

(11) ASTM D 1141., 1971. "Standard for Substitute Ocean Water".

(12) Parkins, R.N. Craig, I.H. y Congleton, J. *Corrosion Science*, 24, 709. 1984.

(13) Valiente, A. "Criterios de Fractura para alambres". Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, 1980.

(14) Carter, C.S. *Engineering Fract. Mech.* 3, 1. 1971.

RESUMEN

Se han realizado ensayos de corrosión bajo tensión de alambres en agua de mar artificial, a potencial libre y acoplados con Zn, con probetas lisas y prefisuradas.

Las probetas lisas acopladas al Zn resisten más que cuando se ensayan a potencial libre. Por el contrario, las probetas prefisuradas acopladas al Zn tienen vidas más cortas que las ensayadas a potencial libre. Las vidas de las probetas prefisuradas fueron siempre muy inferiores a las lisas.

SUMMARY

Stress corrosion tests at constant load has been performed using artificial sea water as aggressive environment, both at the free corrosion potential and coupling the specimens to zinc rods, with smooth and precracked samples.

The results show that smooth samples coupled to zinc to protect them from general corrosion exhibit longer durations in SCC tests than samples at the free corrosion potential, while precracked samples coupled with zinc show very short lives even shorter than precracked samples at the free corrosion potential due to hydrogen embrittlement.

* * *

Premio de la F.I.P. para estructuras singulares

En la reunión del Consejo de la F.I.P. celebrada el pasado septiembre, se acordó establecer un "Premio de la FIP para estructuras singulares". Este premio será concedido cada cuatro años, coincidiendo con los sucesivos Congresos de la FIP y se quiere que el primero pueda ser otorgado en el próximo Congreso que se celebrará, en Hamburgo, en junio de 1990.

Se ha constituido un Subcomité para preparar el Reglamento correspondiente para la concesión de estos Premios, Reglamento que será sometido a la aprobación del Consejo de la FIP en la reunión que habrá de celebrarse en abril del próximo año 1989.

El primero de estos Premios será otorgado a estructuras de hormigón pretensado que hayan sido construidas después del 31 de diciembre de 1986. Se tendrá en cuenta:

1º) La calidad del proyecto y de la ejecución y, en particular, la correlación entre ambas.

2º) La originalidad y/o introducción de una nueva aplicación en el campo de las estructuras de hormigón.

Además, se juzgarán las estructuras de acuerdo con su estética, impacto social, etc., cuando ello

sea digno de tomarse en consideración.

Las solicitudes se calificarán por un Jurado internacional y su informe será publicado en las "Notas de la F.I.P."

El Jurado tendrá en cuenta las condiciones locales y el contexto de las estructuras que opten al Premio.

En las solicitudes se incluirá:

1. Breve descripción de la estructura. (Máximo 500 palabras).
2. Fotografías (20 x 25 cm).
3. Planos (A3 ó A4).

NOTA DE LA A.T.E.P.

En los próximos números de *Hormigón y Acero* seguiremos incluyendo cuantas noticias nos vayan llegando en relación con este Premio y, en especial, la forma de presentar las solicitudes y el plazo de admisión establecido. No obstante, se ha querido dar cuenta de los datos hasta ahora conocidos, por estimar que ello puede resultar de especial interés para todos los Miembros de nuestra Asociación.

Sensibilidad del acero de pretensar a los esfuerzos transversales

Andrés Valiente y Manuel Elices. Dres. Ingenieros de Caminos, C. y P.
Departamento de Ciencia de Materiales. E.T.S. Ing. Caminos, Canales y Puertos,
Universidad Politécnica de Madrid

INTRODUCCION

La existencia de fuerzas transversales actuando sobre las armaduras activas en estructuras de hormigón pretensado es sobradamente conocida. Los cambios de dirección de las armaduras en las proximidades de los anclajes y en las vainas se producen a expensas de empujes laterales que en ocasiones pueden ser muy importantes, como sucede en los amarres de las vainas o en los soportes de desviación de las armaduras externas. Las propias cuñas de anclaje producen fuertes cargas laterales sobre las armaduras.

La capacidad para soportar simultáneamente esfuerzos transversales y longitudinales constituye, pues, una propiedad importante de los aceros de pretensado y sin embargo, hay razones para pensar que no se refleja adecuadamente en las características mecánicas exigidas a estos materiales. El estado triaxial de tensiones que se origina por la acción conjunta de ambos esfuerzos no es directamente comparable con el estado uniaxial impuesto en un ensayo de tracción simple para medir la resistencia y ductilidad del acero. De hecho, la información publicada sobre roturas debidas a esfuerzos transversales (1, 2, 3) indica que dichos esfuerzos, además de disminuir la capacidad resistente de las armaduras, modifican el modo de fractura y en lugar de producirse una rotura típica a tracción, en copa y cono, se produce una rotura plana inclinada.

Ante estos datos resulta indudable la conveniencia de conocer mejor la sensibilidad de los aceros de pretensado a los esfuerzos transversales, entre otras razones, porque ese conocimiento hará posible determinar la aptitud de un acero para soportar tales esfuerzos y establecer criterios de clasificación al respecto. Así lo ha entendido la Federación Internacional del Pretensado, cuya comisión sobre Aceros y Sistemas de Pretensado ha propuesto recientemente, con la opinión favorable de los fabricantes, un ensayo de clasificación para cordones.

La investigación que se expone en este trabajo aborda el problema teórico y experimentalmente. Se ha diseñado y puesto a punto un dispositivo para realizar ensayos de rotura de alambres sometidos simultáneamente a tracción longitudinal y a compresión lateral. El uso de este dispositivo ha hecho posible obtener datos experimentales de rotura de aceros de pretensar bajo esfuerzos transversales y ha contribuido al desarrollo de un modelo teórico aplicable a este tipo de rotura. Dicho modelo puede utilizarse como un primer instrumento de análisis para evaluar la sensibilidad de un acero a los esfuerzos transversales y también para fundamentar los criterios prácticos de clasificación que puedan proponerse.

EXPERIMENTACION REALIZADA

Para llevar a cabo la parte experimental de la investigación, se han seleccionado dos alambres trefilados de acero de pretensar, de 3,5 y de 5 mm de diámetro que en lo sucesivo serán denominados acero A y acero B, respectivamente. La figura 1 muestra sus curvas tensión-deformación que se han obtenido a partir de ensayos de tracción simple, con medida de deformaciones mediante un extensómetro resistivo de 5 cm de base.

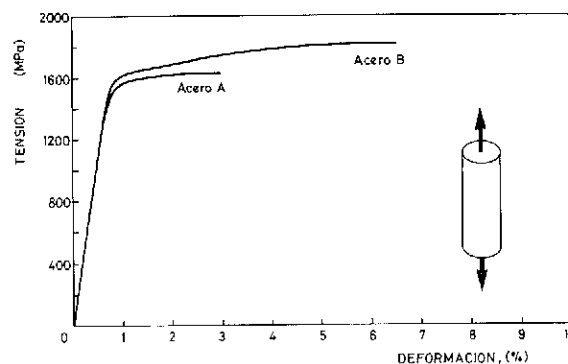


Fig. 1. Curvas tensión-deformación de los aceros empleados en la experimentación.

Las propiedades mecánicas más significativas se recogen en la tabla I, pudiendo apreciarse que ambos materiales satisfacen los requisitos de resistencia y ductilidad, correspondientes a su diámetro, que establece la instrucción EP-77 (4).

TABLA I
Características de los aceros estudiados

	Acero A	Acero B
– Diámetro	3,5 mm	5 mm
– Módulo de elasticidad	203 GPa	210 GPa
– Límite elástico 0,2%	1550 MPa	1610 MPa
– Carga unitaria máxima	1640 MPa	1810 MPa
– Alargamiento bajo carga máxima	3%	6,5%
– Alargamiento remanente concentrado de rotura (10 ϕ)	7,5%	10%
– Estricción	49%	46%
– Doblados alternativos	18	15
– Pérdida de resistencia por doblado-desdoblado	2,2%	1,6%

El equipo experimental empleado en la investigación está compuesto por una máquina electromecánica de ensayos estáticos para someter el alambre a tracción en dirección longitudinal, y por un dispositivo diseñado y construido para aplicar sobre el alambre un esfuerzo de compresión transversal que se superpone al de tracción longitudinal.

El dispositivo es en esencia una reproducción a escala reducida de una máquina de ensayos de compresión y está formado por un bastidor de acero y por un microcilindro oleohidráulico solidario al bastidor que hace las veces de actuador estático (figura 2). El aceite que acciona el microcilindro se presuriza en un transformador donde la presión recibida de una botella de nitrógeno comprimido es multiplicada y transmitida al aceite. De este modo se consigue que el empuje ejercido por el émbolo del microcilindro sea estable y que pueda re-

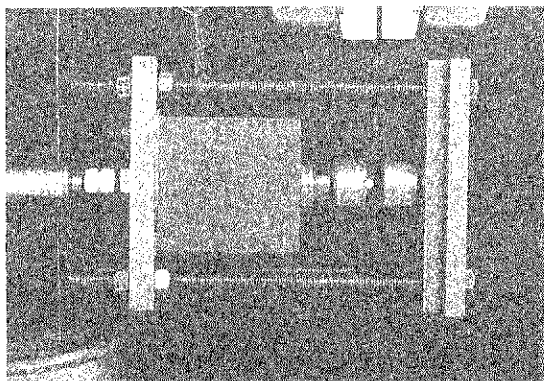


Fig. 2. Dispositivo para aplicar compresiones transversales.

gularse mediante un manorreductor variable colocado a la salida de la botella de nitrógeno. Para medir y controlar el valor de la fuerza aplicada se dispuso un manómetro a la salida del transformador y se realizó una prueba de calibrado consistente en comprimir con el émbolo la propia célula de carga de la máquina de tracción y utilizarla para medir la fuerza. El sistema así conseguido permite aplicar cargas transversales constantes de hasta 23 kN con un error de $\pm 0,12$ kN.

El procedimiento operativo seguido en la ejecución de los ensayos de tracción con esfuerzo transversal se describe a continuación.

La probeta de alambre se introduce a través del bastidor de carga lateral y se sujeta a las mordazas de la máquina de tracción. Para evitar que el peso del bastidor descansa sobre la probeta se compensa mediante un contrapeso y una polea fijada al marco de la máquina, lo cual permite además situar el actuador a cualquier altura sobre la probeta. La carga lateral se aplica comprimiendo el alambre contra una superficie lisa por medio de un mandril del propio alambre y el valor deseado se selecciona mediante el manorreductor de la botella de nitrógeno. El ensayo se inicia poniendo en funcionamiento la máquina de tracción y durante el mismo, a medida que la probeta se alarga, el bastidor se desplaza solidariamente con la sección que comprime, de modo que no induce acciones parásitas.

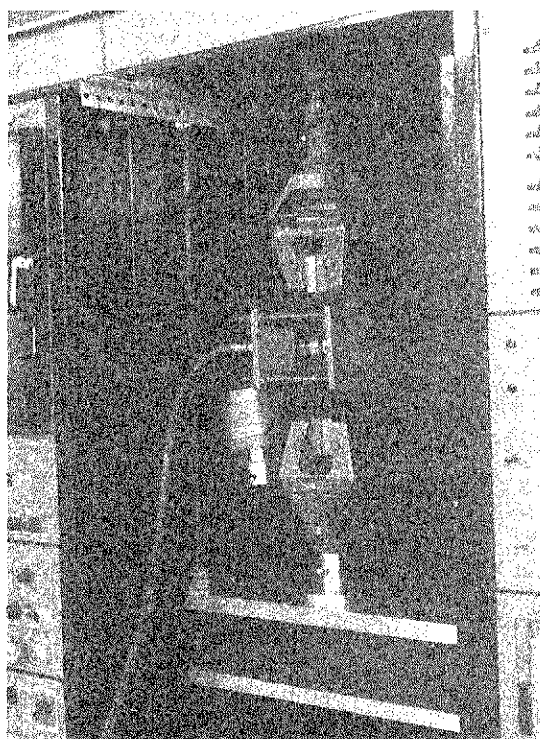


Fig. 3. Ensayo de tracción con carga lateral.

El ensayo finaliza cuando el alambre rompe registrándose la carga de tracción que produce la rotura. La figura 3 muestra el aspecto de uno de los ensayos a punto de comenzar.

Los resultados de los ensayos de rotura con carga biaxial para los dos aceros estudiados aparecen en la figura 4, donde se ha representado la carga longitudinal de rotura frente a la carga lateral, refiriendo aquella a la carga de rotura en tracción simple, P_0 . Las curvas obtenidas para ambos materiales confirman que la resistencia disminuye por efecto del esfuerzo transversal. Otro de los efectos que merece la pena destacar se refiere al tipo de rotura. En todos los ensayos, ésta se produjo en la sección comprimida transversalmente y en todos ellos el modo de rotura dejó de ser el típico de tracción simple, en copa y cono, para convertirse en una rotura plana, iniciada en el contacto entre el mandril y la probeta e inclinada 45° respecto al eje del alambre, tal como confirman los ángulos medidos sobre las probetas rotas. La figura 5 muestra las roturas correspondientes a tres probetas del acero B, la primera sin carga lateral y las otras dos con cargas de 2,4 y 7,9 kN. Como puede observarse, la primera es una rotura en copa y cono producida después de la estricción, mientras que las otras dos son roturas planas a 45° . En el caso de la probeta con carga lateral de 2,3 kN la rotura se ha producido también después de la estricción y con una pérdida de resistencia mínima respecto a tracción simple. El efecto más característico de la carga lateral es pues la alteración del modo de rotura.

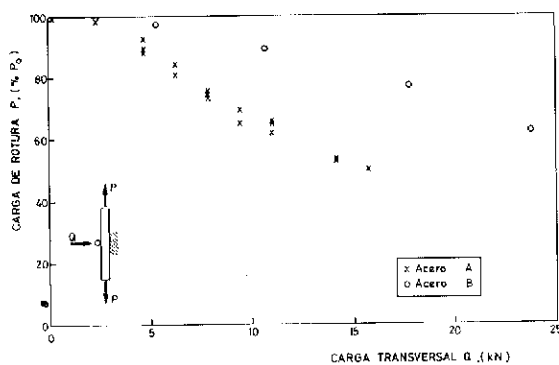


Fig. 4. Carga de rotura de alambres frente a carga lateral.

MODELO TEORICO

La rotura plana a 45° que originan las cargas laterales, sugiere una aplicación del análisis límite

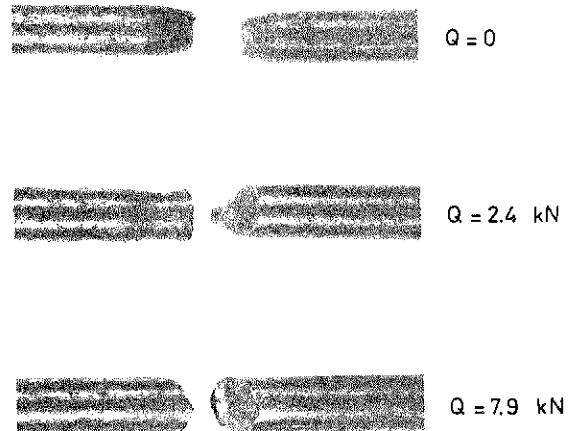


Fig. 5. Roturas de probetas para diferentes cargas laterales.

y en particular del teorema del límite superior, para obtener una cota de la condición de rotura que pueda expresarse en función de las dos cargas aplicadas, la lateral y la longitudinal. En la aplicación del teorema se ha considerado el criterio de Tresca de agotamiento del material y el modo de deformación del alambre indicado en la figura 6.

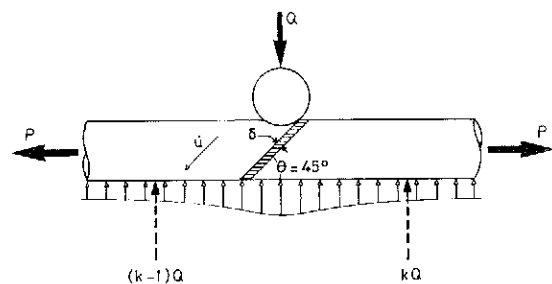


Fig. 6. Mecanismo de agotamiento considerado para el análisis límite.

La zona del alambre que fluye plásticamente es una banda de espesor δ inclinada 45° respecto al eje, con origen en el contacto del alambre y el mandril. La deformación en esta banda es uniforme y se reduce a una deformación angular $\dot{\gamma}$ que origina el deslizamiento de una cara respecto a la otra. Si \dot{u} es la velocidad de deslizamiento, la potencia que desarrollan las fuerzas aplicadas, según la notación de la figura 6, será:

$$\dot{W}_e = P\dot{u} \cos \theta + k Q \dot{u} \sin \theta \quad (1)$$

La potencia desarrollada por las tensiones en la banda de deformación se calcula por integración sobre el volumen V de la banda, teniendo en cuenta la distribución de deformaciones considerada y el criterio de Tresca:

$$\begin{aligned} \dot{W}_i &= \int_V \tau_y \dot{\gamma} dV = \tau_y \frac{\dot{u}}{\delta} \int_V dV = \\ &= \tau_y \frac{\dot{u}}{\delta} \delta \frac{\Omega}{\cos \theta} = \tau_y \dot{u} \frac{\Omega}{\cos \theta} \end{aligned} \quad (2)$$

En la ecuación obtenida, τ_y es la tensión cortante de agotamiento y Ω el área de la sección transversal del alambre. El teorema del límite superior (1) establece que la potencia dada por la ecuación (2) ha de ser superior a la dada por la ecuación (1). Expresando esta desigualdad resulta:

$$P \cos \theta + k Q \sin \theta \leq \tau_y \frac{\Omega}{\cos \theta} \quad (3)$$

donde se ha introducido el coeficiente adimensional k para tener en cuenta que sobre la superficie de apoyo opuesta al mandril, la banda de deformación divide en dos partes la carga lateral (figura 6). El valor de k puede variar entre $1/2$ y 1 dependiendo del área sobre la que apoya el alambre. Para los soportes empleados en esta investigación, de dimensiones mucho mayores que el diámetro del alambre, su valor ha de ser próximo a $1/2$.

Haciendo $\theta = 45^\circ$ y dado que $2 \tau_y \Omega$ es la carga de agotamiento del alambre en tracción simple, P_0 , se obtiene finalmente la condición límite de rotura bajo carga biaxial:

$$P + k Q \leq P_0 \quad (4)$$

La desigualdad (4) divide el plano $Q/P_0 - P/P_0$ en dos regiones separadas por la recta:

$$\frac{P}{P_0} + k \frac{Q}{P_0} = 1 \quad (5)$$

de pendiente $-k$ y ordenada en el origen 1 . Al representar en dicho plano los puntos correspondientes a datos de rotura bajo carga biaxial han de quedar situados por debajo de esta recta.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con el fin de analizar los resultados, los datos de los ensayos de rotura se han representado en el diagrama $Q/P_0 - P/P_0$ de la figura 7, junto con la recta determinada por la ecuación (5) para $k = 1/2$.

En la representación se observa claramente que los puntos experimentales se agrupan sobre la recta, lo que indica que la teoría de análisis límite es aplicable al problema estudiado y que la cota superior obtenida coincide prácticamente con la condición de rotura real. La primera de estas dos conclusiones concuerda con la reducida capacidad de endurecimiento por deformación del acero de pre-

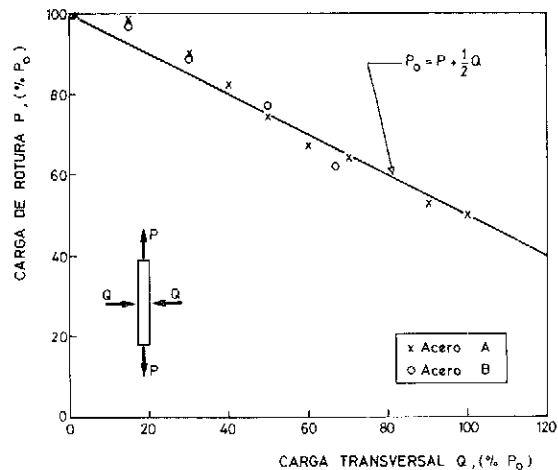


Fig. 7. Comparación de resultados teóricos y experimentales.

tensor (su límite elástico es del orden del 90 por 100 de la resistencia a tracción), debido a la cual, la hipótesis de material perfectamente plástico que se contempla en la teoría del análisis límite resulta bastante realista. La segunda se explica porque el mecanismo de agotamiento adoptado para aplicar la teoría se asemeja considerablemente al mecanismo de rotura real, con la consiguiente aproximación a la condición límite.

Aunque el ajuste de los puntos experimentales a la recta dibujada es notable (la razón de correlación es $0,99$ en el caso del acero A y $0,98$ en el del B), puede ser interesante indicar las posibles causas de las diferencias observadas. En primer lugar, hay que señalar la dispersión intrínseca de los ensayos de rotura, que se aprecia claramente en la figura 4. Algunos de los ensayos correspondientes al acero A se han realizado por duplicado o triplicado y los resultados obtenidos difieren, incluso en el caso de tracción simple.

Otra posible causa es el valor $1/2$ del coeficiente k , adoptado por simplicidad para la ecuación (5). En la tabla II figuran las ecuaciones de las rectas de regresión y los coeficientes de correlación de los aceros A y B, pudiendo apreciarse que la pendiente de máximo ajuste es ligeramente distinta de $-1/2$. En cualquier caso, se confirma que el coeficiente no depende de la carga lateral aplicada y que para el tipo de apoyo utilizado el valor $1/2$ es apropiado.

Finalmente, puede apuntarse como última causa de discrepancia, la aplicación de los resultados teóricos incluso en el caso de cargas laterales pequeñas. Para estas cargas se produce una transición de la rotura en copa y cono a la rotura plana a 45° y el modelo de agotamiento propuesto en la figura 6 no resulta realista, porque no corresponde al modo de rotura real y porque no es una pequeña zona próxima a la rotura la que está plastificada,

sino todo el alambre. En cualquier caso, el hecho de haber identificado la tensión normal de agotamiento con la resistencia a tracción, en lugar de hacerlo con el límite elástico, contribuye en cierta medida a incorporar en los resultados teóricos la transición indicada.

Con el fin de contrastar más ampliamente los resultados teóricos obtenidos, con datos experimentales, en la tabla II se analizan también los ensayos de rotura bajo carga lateral incluidos en la referencia 6. Estos ensayos corresponden a alambres de pretensar de tres tipos distintos, y se caracterizan porque el esfuerzo transversal se ha aplicado mediante dos mandriles, es decir, con un tipo de apoyo distinto al descrito en el apartado 2. Según se ha indicado anteriormente, esta diferencia sólo debe afectar al coeficiente k y en efecto, así lo confirma la tabla II. Los valores de dicho coeficiente son similares a los de los aceros A y B, excepto en el caso del alambre de mayor diámetro. En conclusión, la contrastación con otros datos experimentales reafirma la validez de los resultados teóricos, esto es, la capacidad de la ecuación (5) para predecir fiablemente la rotura bajo carga biaxial de los aceros de pretensar estudiados en ésta y en otras investigaciones.

Para concluir el análisis de resultados es conveniente hacer una reflexión sobre su utilidad en cuanto a caracterizar la sensibilidad de los aceros de pretensar a los esfuerzos transversales. La condición de rotura determinada por la ecuación (5) es una cota superior de la condición límite y se ha deducido suponiendo un material que se agota plásticamente antes de romperse. Corresponde, por tanto, a un material perfectamente dúctil que no experimenta ninguna fragilización inducida por el estado biaxial de carga. Por su parte, los resultados experimentales demuestran que se trata de la condición límite y que es una predicción fiable, ya que los dos aceros comerciales estudiados la satisfacen. En consecuencia, constituye una referencia del comportamiento dúctil bajo cargas transversales, válida para definir la sensibilidad de un acero a este tipo de sollicitación.

CONCLUSIONES

La investigación realizada ha propiciado algunos avances de interés respecto al problema de la sensibilidad de los aceros de pretensar a los esfuerzos transversales:

– Desde el punto de vista experimental, se ha desarrollado y puesto a punto un procedimiento de ensayos de rotura de alambres bajo carga biaxial que permite medir la pérdida de resistencia en función del esfuerzo transversal.

– Desde el punto de vista teórico, se ha obtenido una condición analítica de rotura, consecuente con los aspectos físicos del fenómeno, y con una capacidad predictiva satisfactoriamente contrastada.

– Desde el punto de vista de las aplicaciones ingenieriles, la condición obtenida es un índice representativo del comportamiento dúctil de alambres bajo sollicitación biaxial y puede utilizarse como fundamento teórico para establecer criterios de calificación de materiales a partir de ensayos tecnológicos destinados a caracterizar dicho comportamiento.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a la Comisión Asesora de Investigación Científica y Técnica, por la subvención n.º PR84-0511 que ha hecho posible esta investigación.

REFERENCIAS

- (1) FIP, Report on prestressing steel: 1, types and properties (1976).
- (2) Godfrey, H.J., "The mechanical properties of steel wire: A seminar", The Wire Association International (1979).
- (3) Elices, M., "Fracture of steels for reinforcing and prestressing concrete", en el libro "Frac-

TABLA 2
Correlación de resultados teóricos y experimentales

Acero	ϕ (mm)	Recta de Regresión	Coefficiente de Correlación
(*) A	3,5	$P + 0,55 Q = 1,03 P_0$	0,99
(**) B	5	$P + 0,57 Q = 1,04 P_0$	0,98
(**) Bainítico	5	$P + 0,47 Q = 1,00 P_0$	0,99
(**) Trefilado	5	$P + 0,63 Q = 1,01 P_0$	0,99
(**) Trefilado	7	$P + 1,07 Q = 1,01 P_0$	0,99

(*) Presente investigación.
(**) Referencia 6.

ture Mechanics of Concrete". Martinus Nijhoff Publishers (1985).

(4) Instrucción EP-77.

(5) Calladine, C.R., "Plasticity for engineers" Ellis Hoowood Limited, (1985).

(6) Maupetit, P. y otros, "Shear fracture of prestressing plain carbon steel wires under complex loading", Int. Journal of Fracture, 13, pp. 725-727, (1977).

RESUMEN

En muchas aplicaciones, es inevitable que aparezcan esfuerzos transversales actuando sobre las armaduras de pretensado, habiéndose comprobado que este tipo de esfuerzos reduce la capacidad resistente y modifica el modo de rotura, debido principalmente al estado triaxial de tensiones que generan. El presente trabajo es una investigación llevada a cabo para estudiar este tema teórica y experimentalmente. En el terreno experimental se ha diseñado y puesto a punto un sistema de ensayos con carga lateral que permite realizar ensayos de rotura de alambres sometidos simultáneamente a tracción longitudinal y compresión transversal. Con las observaciones de estos ensayos se ha

elaborado un modelo teórico de rotura dúctil que permite predecir la resistencia longitudinal de un alambre con cargas laterales. Los resultados teóricos han sido comparados con los datos experimentales de ésta y otras investigaciones, habiéndose obtenido un considerable grado de aproximación entre ambos. El modelo desarrollado constituye, pues, una buena representación del comportamiento dúctil bajo esfuerzos transversales y puede utilizarse como referencia para catalogar la sensibilidad de un acero de pretensar a este tipo de esfuerzos.

SUMMARY

The usual fracture of reinforcing and prestressing steel wires is of the cup and cone type. However, inside the anchorages and in places associated with a lateral compression, a shear type fracture may occur, with an important lowering of the fracture load.

This paper discusses: an experimental procedure for testing steel wires under biaxial loading, a theoretical justification of the experimental results based on plasticity theory, and some suggestions for quality control using the transversal load test.

* * *

Nueva publicación de la F.I.P. Proceedings del Simposio de la F.I.P. "Jerusalén'88"

La Asociación de Ingenieros y Arquitectos de Israel ha puesto a la venta, al precio de 60,- \$ USA cada ejemplar, incluidos gastos de envío, la publicación en la que se reproducen los textos en inglés de las cuarenta y nueve Comunicaciones presentadas en las Sesiones Técnicas del Simposio de la F.I.P. celebrado, en Jerusalén, durante los días 4 al 9 de septiembre.

Los cuatro Temas tratados en estas reuniones fueron los siguientes: 1. Durabilidad del hormigón en regiones cálidas y húmedas; 2. Aceros y sistemas de pretensado; 3. Aplicación práctica del cálculo no lineal a las estructuras de hormigón pre-

tensado, y 4. El hormigón pretensado en edificios de numerosas plantas.

Los interesados en adquirir esta nueva publicación, de 507 páginas, con numerosas figuras y tablas, deberán dirigir sus pedidos, adjuntando el correspondiente cheque extendido a nombre de la "Association of Engineers and Architects in Israel. FIP Symposium'88", a la siguiente dirección:

ASSOCIATION OF ENGINEERS AND ARCHITECTS IN ISRAEL. - FIP SIMPOSIUM'88
Tel Aviv, 200 Dizengoff Street
Israel.

Tenacidad de fractura del acero de pretensar

Andrés Valiente,
Manuel Elices y
Miguel A. Astiz
Dres. Ingenieros de Caminos, C. y P.
Departamento de Ciencia de Materiales
E.T.S. de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid

INTRODUCCION

En un sentido amplio, se entiende por tenacidad de fractura la característica de un material mediante la cual se mide la resistencia que opone a la rotura frágil. Por lo tanto es una propiedad que adquiere interés para el ingeniero cuando la posibilidad de que se produzcan roturas de este tipo representa un riesgo no despreciable.

La rotura frágil se caracteriza por tener lugar sin grandes deformaciones previas y sin una absorción importante de energía, y se produce por dos causas fundamentales: porque el material es intrínsecamente frágil o porque se originan localmente zonas sometidas a intensa sollicitación, donde se desarrolla el proceso de rotura, sin que el resto del material pueda contribuir a oponerse al mismo.

En el caso del acero de pretensar hay numerosos datos demostrativos de que no se trata de un material frágil, pero su campo de aplicación se va ampliando progresivamente y surgen nuevas condiciones de utilización más proclives a la rotura frágil. Entre ellas merece la pena destacar, por su importancia, tres: las bajas temperaturas ocasionadas por los usos criogénicos, los ambientes agresivos y las cargas cíclicas. En los tres casos se favorece la rotura frágil, propiciando las causas que la producen: las bajas temperaturas hacen que el acero se comporte frágilmente y tanto los ambientes agresivos como las cargas cíclicas provocan la aparición de fisuras que actúan como concentradores de tensión y se convierten en zonas de iniciación de la rotura.

La importancia que han adquirido estas nuevas aplicaciones a lo largo de los últimos años, justifica el interés de conocer la tenacidad de fractura del acero de pretensar. Por ello, el Departamento de Ciencia de Materiales ha dedicado al tema un con-

siderable esfuerzo de investigación, cuyos aspectos más relevantes constituyen el contenido de este trabajo, que ha sido desarrollado con arreglo al planteamiento que sigue.

En primer lugar, se examinan los métodos de medida normalizados que se emplean para medir la tenacidad de fractura y se analizan sus posibilidades de aplicación al acero de pretensar. A continuación, se detallan las aportaciones teóricas que ha sido necesario realizar para encontrar un procedimiento de medida aplicable a este material y se describe la metodología desarrollada al respecto. Finalmente, se presentan los resultados de las medidas llevadas a cabo con acero de pretensar y se analiza su significado en relación con el problema de la rotura frágil, incluyendo la influencia de algunos factores importantes que afectan a la tenacidad de fractura, tales como temperatura y anisotropía.

MEDIDA DE LA TENACIDAD DE FRACTURA

El concepto de tenacidad de fractura surge con el criterio de rotura basado en el factor de intensidad de tensiones. La teoría matemática de la Elasticidad demuestra que la distribución de tensiones en un sólido bidimensional con una fisura recta, presenta una singularidad en el punto correspondiente al extremo de la fisura. Si la sollicitación es simétrica respecto a la fisura, al desarrollar en serie el campo de tensiones alrededor de dicho punto, el término singular que resulta es un campo tensional universal, salvo en un factor de proporcionalidad denominado factor de intensidad de tensiones, que depende de la sollicitación aplicada y de la geometría del sólido. Por ser singular, este término domina el estado tensional en las inmediaciones del extremo de la fisura y, en consecuencia,

es el factor determinante de la rotura. A partir de este dato se puede razonar que si en diferentes sólidos fisurados del mismo material, el término singular del campo tensional es idéntico y en uno de ellos origina la rotura, en todos los demás ha de suceder lo mismo. Ahora bien, la igualdad del término singular implica la igualdad del factor de intensidad de tensiones y, por consiguiente, la condición de rotura es que dicha magnitud alcance un valor crítico, característico del material. Esta propiedad del material es la tenacidad de fractura.

La única situación física real que constituye un problema bidimensional es el estado de deformación plana, y los ensayos normalizados para la tenacidad de fractura se basan en reproducir ese estado. Se emplean probetas planas, previamente fisuradas por fatiga y con factor de intensidad de tensiones conocido, que se someten a carga creciente hasta que rompen. A través de un registro carga-alargamiento, se comprueba que el comportamiento del material es elástico-lineal, y a partir de la carga última se calcula el factor de intensidad de tensiones de rotura, esto es, la tenacidad de fractura. La existencia de deformación plana junto al extremo de la fisura, requiere un espesor mínimo de probeta dado por (1,2,3):

$$B_m = 2,5 (K_{IC}/\sigma_y)^2 \quad (1)$$

donde K_{IC} es la tenacidad de fractura y σ_y el límite elástico del material. Al depender el espesor mínimo de K_{IC} , sólo es posible comprobar si la probeta empleada satisface el requisito después de realizar el ensayo.

LA TENACIDAD DE FRACTURA DEL ACERO DE PRETENSAR

La tenacidad de fractura es una propiedad mecánica y como tal, el material la adquiere tras haber experimentado todas aquellas fases del proceso de fabricación que determinan sus características definitivas. En el caso del acero de pretensar, algunas de estas fases contribuyen también a conformar geoméricamente el producto final y por ello, propiedades mecánicas y geometría están unidas inseparablemente. Este hecho representa una seria limitación para medir la tenacidad según las normas existentes, debido a la condición de espesor mínimo.

En efecto, la sección transversal más pequeña de las probetas normalizadas tiene forma rectangular, con el lado menor coincidiendo con el espesor y con una relación entre lados que depende del tipo de probeta, pero que en ningún caso es inferior a dos. Tratándose de acero de pretensar, estas probetas han de fabricarse a partir de un alambre o de una barra, y el rectángulo deberá estar contenido en la sección circular correspondiente, por lo cual

el máximo espesor de probeta que puede obtenerse es 0,44 veces el diámetro del alambre o barra disponible. Para un límite elástico de 1.400 MPa y una tenacidad de fractura de $90 \text{ MPa} \sqrt{\text{m}}$, típica en aceros de alta resistencia, el mínimo espesor de probeta que se requiere, según la ecuación (1), es de 10 mm y por lo tanto el diámetro del alambre o barra habrá de ser mayor de 23 mm.

Esta cifra indicativa es muy superior a los diámetros más usuales en acero de pretensar y por ello, con este material, sólo en casos excepcionales es posible aplicar los procedimientos normalizados para medir la tenacidad. Uno de esos casos es el de las barras que se observan en la figura 1. Se trata de acero templado y revenido, fabricado en Japón y que ha sido objeto de un amplio estudio en el Departamento de Ciencia de Materiales (4). Su límite elástico es de 1.350 MPa y su tenacidad se ha medido ensayando probetas normalizadas como la que aparece en la figura. Las probetas se fabricaron a partir de las barras mayores, con un espesor de 14,3 mm, el mayor posible teniendo en cuenta que el diámetro de las barras era de 32 mm. El valor de la tenacidad obtenido en los ensayos fue de $101 \text{ MPa} \sqrt{\text{m}}$ y por consiguiente el espesor de probeta empleado supera el mínimo definido por la ecuación (1). Sin embargo, la magnitud de la tenacidad medida confirma que los ensayos normalizados no sirven, en general, para el acero de pretensar.

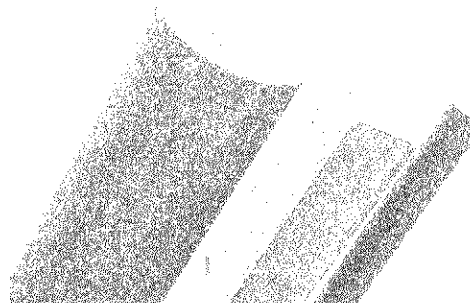


Fig. 1. Barras de acero de pretensar y probeta para medir su tenacidad de fractura.

ESTUDIO TEORICO

La imposibilidad de satisfacer la condición de espesor mínimo, significa que no es factible crear una situación local de deformación plana en el fondo de la fisura mediante un experimento que reproduzca un problema bidimensional y, por consiguiente, para medir la tenacidad de fractura del acero de pretensar es preciso recurrir a un ensayo tridimensional. Sin embargo, antes hay que hacer extensivo el significado de esa magnitud a situaciones de ese tipo, porque su definición se basa en un criterio de fractura deducido para casos planos.

Se plantea así la necesidad de generalizar el criterio de fractura basado en el factor de intensidad de tensiones, para que sea aplicable también a problemas tridimensionales. Esta es la cuestión fundamental que hay que resolver y para abordarla hay dos vías que parecen especialmente indicadas. La primera de ellas parte de un importante resultado teórico deducido para casos tridimensionales de sólidos elásticos fisurados (5,6): en los planos normales al borde de la fisura, alejados de la superficie del sólido, las tensiones presentan una singularidad idéntica a la de los casos bidimensionales de deformación plana, pero el factor de intensidad de tensiones varía de un punto a otro del borde. En consecuencia, si en algún punto el factor K_I es igual a la tenacidad de fractura, en un entorno del fondo de la fisura el estado tensional del plano correspondiente será el que provoca la rotura en casos planos y por tanto, cabe concluir que, bajo esas condiciones, se iniciará la rotura a partir de dicho punto del borde de la fisura. El punto crítico es aquel donde K_I es máximo y, por consiguiente, el criterio de fractura puede formularse del siguiente modo:

$$\text{Máx } K_I(s) = K_{IC} \quad (2)$$

donde s es el parámetro de posición del borde de la fisura.

La aplicación del criterio, requiere conocer la función $K_I(s)$. En la práctica este problema raras veces puede resolverse analíticamente y hay que recurrir a métodos numéricos o experimentales, una vez definida la sollicitación y la geometría del sólido que se va a considerar. En el caso del acero de pretensar, lo más sencillo es partir de la propia forma cilíndrica del alambre y de la sollicitación de tracción que habrá de soportar, con lo cual sólo queda por fijar el tipo de fisura. Por lo que a la ubicación se refiere, ha de estar contenida en una sección transversal del alambre, para que el estado de carga sea simétrico respecto a su plano y corresponda al modo I. Además, ha de ser una fisura de superficie, para poder controlar su desarrollo a partir de un defecto artificial. En cuanto a la forma, sólo pueden considerarse las correspondientes a fisuras de fatiga, por ser éstas las únicas que se admiten en las normas de ensayos de fractura. En alambres se puede producir fatiga aplicando esfuerzos cíclicos de tracción o flexión y se generan fisuras con forma de lúnula semielíptica, que se inician en la superficie y van progresando hacia el interior (figura 2).

El factor de intensidad de tensiones de esta fisura ha sido calculado numéricamente por Astiz (7) mediante elementos finitos. Para ello ha desarrollado un elemento especial para el borde de la fisura, cuyas funciones de forma llevan incorporada la singularidad de tensiones existente en esa zo-

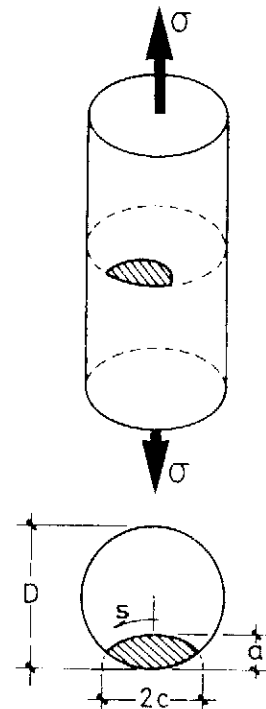


Fig. 2. Tipo de fisura considerado.

na. El elemento posee la ventaja adicional de que puede combinarse eficazmente con el método de propagación virtual de la fisura, para determinar el factor K_I a través de su significado energético. Los resultados numéricos concuerdan con los obtenidos experimentalmente por métodos fotoelásticos para el mismo problema, en el caso de fisura de borde recto (8). K_I es máximo en el punto medio del borde de la fisura, siempre que las relaciones a/c y a/D sean menor que 0,75 y mayor que 0,1 respectivamente. Los valores correspondientes se han representado gráficamente en la figura 3.

Las curvas de esta figura proporcionan los datos teóricos necesarios para estudiar la aplicabilidad del criterio de fractura que expresa la ecuación (2), particularizándolo para el problema representado en la figura 2. Sin embargo, como se indicó anteriormente, no es ésta la única posibilidad de generalizar a tres dimensiones el criterio bidimensional del factor K_I . Es posible también formular dicho criterio en términos energéticos y generalizar directamente el resultado de acuerdo con las igualdades:

$$G = \frac{(1 - \nu^2) K_I^2}{E} = \frac{(1 - \nu^2) K_{IC}^2}{E} \quad (3)$$

la primera de las cuales expresa que la energía liberable por unidad de área de propagación de fisura, G , es proporcional al cuadrado del factor de intensidad de tensiones K_I , siendo E y ν el módulo de

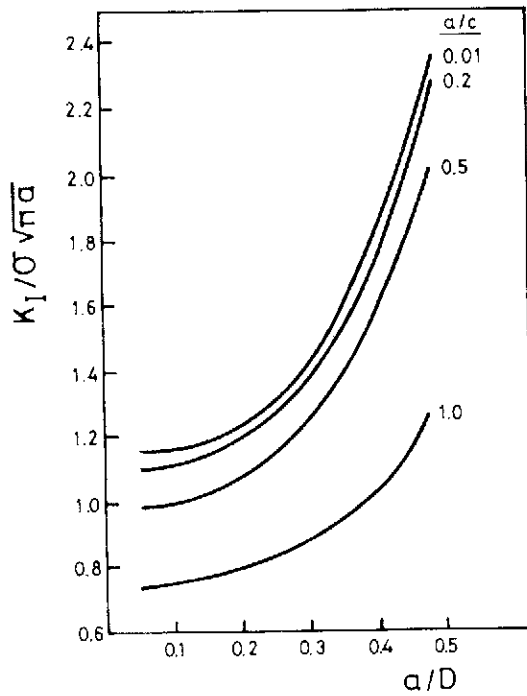


Fig. 3. Factor de intensidad de tensiones para la fisura semielíptica.

elasticidad y el coeficiente de Poisson del material; la segunda igualdad expresa la condición de rotura de que K_I iguale la tenacidad de fractura K_{IC} . Por consiguiente, dicha condición es equivalente a que la magnitud G alcance el valor crítico $(1 - \nu^2) K_{IC}^2/E$ y el criterio de fractura generalizado a tres dimensiones será:

$$G = \frac{(1 - \nu^2) K_{IC}^2}{E} \quad (4)$$

Para la fisura de la figura 2, la predicción teórica que resulta al aplicar este criterio ha de diferir de la que proporciona el criterio anterior, por no ser constante el factor de intensidad de tensiones en el borde de la fisura. La energía liberable G correspondiente a este problema, ha sido calculada a partir de la flexibilidad de un alambre fisurado, mediante la relación:

$$G = \frac{1}{2} \sigma^2 \pi \frac{D^2}{4} \frac{dC}{d\Omega} \quad (5)$$

donde $dC/d\Omega$ representa la variación de la flexibilidad C del alambre al propagarse la fisura un área $d\Omega$. Las medidas experimentales y los resultados numéricos indican que para relaciones a/c menores que 0,8, dicha flexibilidad depende básicamente de la profundidad a de la fisura (figura 4) y puede expresarse analíticamente mediante la relación polinómica:

$$C = C_0 + \frac{1}{ED} [4,81 (a/D)^2 - 22,31 (a/D)^3 + 75,36 (a/D)^4] \quad (6)$$

donde C_0 es la flexibilidad del alambre en ausencia de fisuras. Así pues, por lo que a la deformabilidad se refiere, las fisuras de borde elíptico con $a/c < 0,8$ son asimilables a fisuras de borde recto. Para el cálculo de la energía unitaria liberable, G , se ha supuesto que también es así (figura 5), con lo cual se tiene:

$$d\Omega = 2\sqrt{aD - a^2} da \quad (7)$$

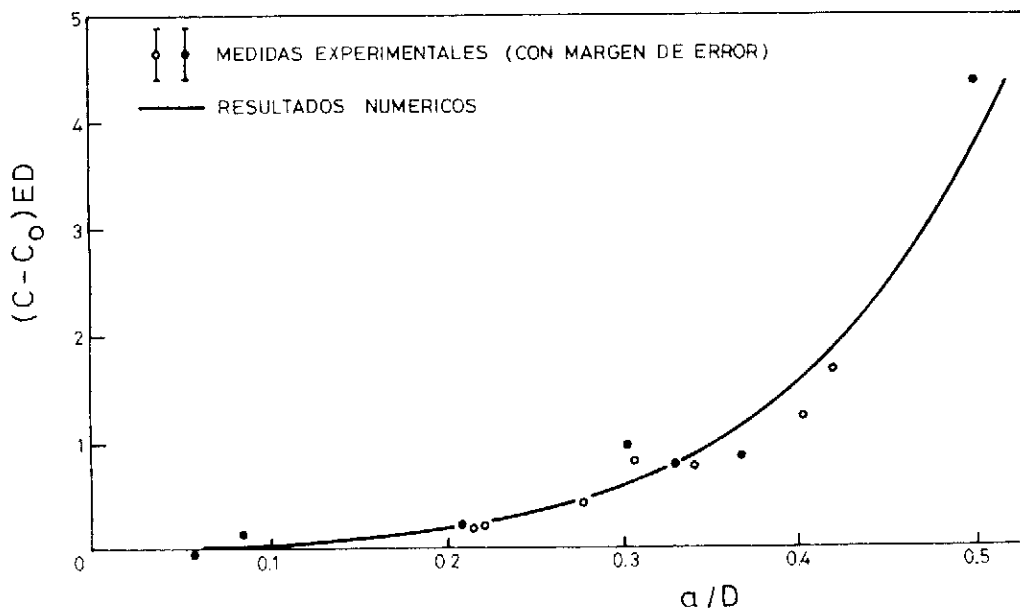


Fig. 4. Flexibilidad de un alambre fisurado.

y particularizando en la ecuación (5) las expresiones de C y de $d\Omega$ dadas por las igualdades (6) y (7), resulta finalmente:

$$G = \frac{\sigma^2 \pi a}{E} \times \frac{0,47 - 3,29 (a/D) + 14,50 (a/D)^2}{\sqrt{[(a/D) - (a/D)^2]}} \quad (8)$$

Esta expresión, junto con las curvas de la figura 3, completa los resultados teóricos necesarios para aplicar al acero de pretensar los dos criterios tridimensionales de fractura que expresan las ecuaciones (2) y (4) y que han sido deducidos por generalización del criterio bidimensional basado en el factor de intensidad de tensiones.

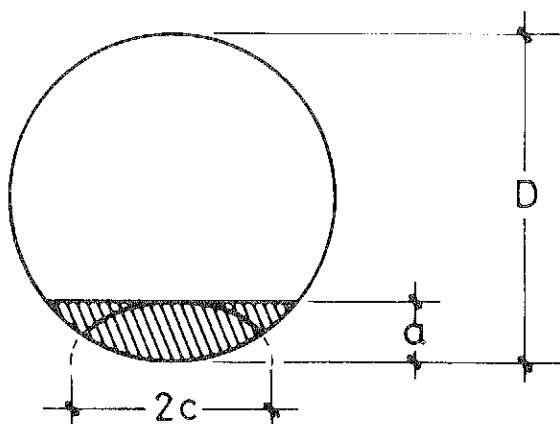


Fig. 5. Asimilación de la fisura semielíptica a una de borde recto.

ESTUDIO EXPERIMENTAL

Para establecer si la tenacidad de fractura puede ser medida mediante ensayos que reproduzcan situaciones tridimensionales, es necesario realizar un estudio experimental que permita determinar cual es el criterio de fractura al que responde el material, comprobando qué parámetro, G o $K_{m\acute{a}x}$, es, en rotura, independiente de las dimensiones de la fisura. Una vez efectuada esta comprobación, la tenacidad de fractura se obtiene a partir del valor crítico hallado, bien porque ambas cantidades coinciden, si el criterio de fractura es el de $K_{m\acute{a}x}$, o bien porque están directamente relacionadas, si el criterio válido es el de G.

El estudio experimental correspondiente a esta investigación se ha efectuado con cinco aceros de pretensar distintos, todos ellos comerciales, y ha consistido en la realización de un amplio programa de ensayos de fractura con los cinco materiales, cuyas características mecánicas y de fabricación figuran en la tabla I. El acero C se ha ensayado también a -165°C y se han incluido sus propiedades mecánicas a esa temperatura.

Las probetas empleadas han sido muestras de alambre previamente sometidas a fatiga, con el fin de generar fisuras del tipo de la figura 2. Para ello, se practicó sobre su superficie un corte transversal de poca profundidad y, seguidamente, fueron sometidas a carga de tracción variable cíclicamente. De este modo se consigue que a partir del corte crezca una grieta de fatiga cuya forma coincide sensiblemente con la fisura geoméricamente ideal de la figura 2.

Los ensayos de fractura consistieron en aplicar sobre la probeta de alambre fisurado, una carga de tracción creciente hasta provocar la rotura, y se realizaron midiendo con un extensómetro el alargamiento afectado por la fisura, para comprobar si hay comportamiento lineal hasta rotura. También

Tabla I
Características de los aceros estudiados

Acero		ϕ (mm)	E (GPa)	$\sigma_{0,2}$ (MPa)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon(\sigma_{m\acute{a}x})$ (%)	η (%)
A	Trefilado envejecido	7	201	1460	1680	5,5	42
B	Trefilado estabilizado	7	212	1450	1685	6,5	40
C	Trefilado estabilizado	7	206	1590	1790	6,0	45
C (-165°C)	—	—	213	1745	1960	3,8	43
D	Templado y revenido	7	181	1360	1480	5,5	38
E	Templado y revenido	9	204	1350	1470	6,5	46

se tuvieron en cuenta las limitaciones establecidas para los ensayos de fractura normalizados, que tienen por objeto asegurar su representatividad. Tras la rotura, las superficies de fractura se examinaron en un proyector de perfiles y se midieron las dimensiones de la fisura de fatiga.

Con estos datos y con la carga de rotura registrada en los ensayos, se calcularon los valores en rotura de los dos parámetros de fractura posibles, $K_{m\acute{a}x}$ y $\sqrt{GE/(1-\nu^2)}$, utilizando para ello las curvas de la figura 3 y la ecuación (8). Se han calculado también la media y la desviación típica de las dos series de valores que resultan para cada material. Los resultados obtenidos se resumen en la tabla II, donde se indica, para cada acero, el número de ensayos, los intervalos de variación de las variables geométricas adimensionales a/D y a/c , y el valor medio de la serie que menor dispersión presenta.

La dispersión del valor de rotura al variar las dimensiones de la fisura, permite comprobar si el material obedece el criterio de fractura basado en el parámetro correspondiente, ya que según el criterio, dicho valor debe ser característico del material e independiente por tanto de las variables geométricas. Por este motivo, se han calculado las cantidades de la tabla II y se ha destacado el parámetro de menor dispersión en cada material. Es importante señalar que ninguna de las desviaciones típicas en la Tabla II supera el 10 por 100, cifra que en Mecánica de Fractura se considera como límite de la dispersión intrínseca imputable a la dificultad de representar fisuras de fatiga mediante formas geométricas. Esta dificultad aumenta en situaciones tridimensionales, por la mayor complejidad de las fisuras.

Las dispersiones obtenidas son, por tanto, válidas para determinar el criterio de fractura aplicable a cada uno de los cinco aceros y permiten conocer sus respectivas tenacidades de fractura, que vendrían dadas por los valores medios de la tabla II. Para ilustrar la validez de los criterios, en la figura 6 se ha representado la carga de rotura de un alám-

bre fisurado del acero C, en función de la profundidad de fisura. La curva de trazo lleno es la predicción teórica que resulta de aplicar el criterio con el valor de la tenacidad de la tabla II, y los puntos son datos experimentales. Como puede apreciarse, la concordancia es notable.

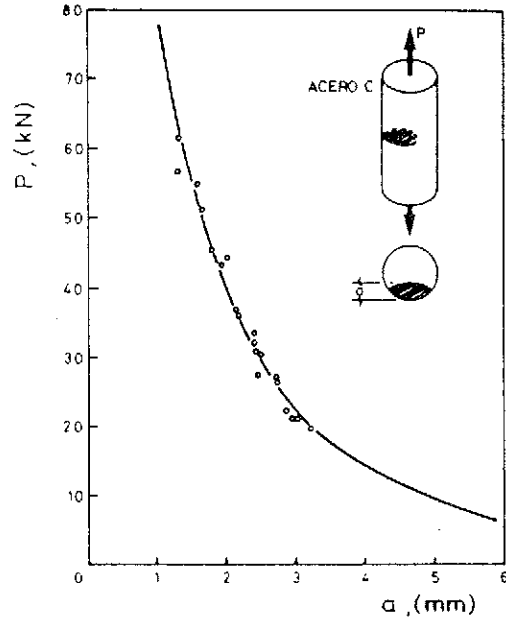


Fig. 6. Predicción teórica y datos experimentales de rotura para el acero C.

bre de uno u otro de los criterios, encuentra su explicación en el modo de producirse la rotura en cada acero; de ahí que cada uno de ellos aparezca asociado a materiales afines y a una morfología de fractura característica. El criterio basado en el máximo valor de K_I , representa una condición de rotura local, tal como queda reflejado en el razonamiento que conduce a su formulación. Su validez como criterio de fractura, significa que es suficiente con que la rotura se inicie localmente, en un punto del borde de la fisura, para que se desencadene la rotura total. Los aceros que obede-

Tabla II
Resumen de resultados de ensayos de fractura

Acero	N° ensayos	a/D	a/c	$K_{m\acute{a}x}$ (MPa \sqrt{m})	$\sqrt{GE/(1-\nu^2)}$ (MPa \sqrt{m})
A	8	0,317-0,394	0,59-0,68	—	102 ± 4%
B	8	0,320-0,429	0,43-0,66	—	117 ± 8%
C	23	0,196-0,466	0,54-0,72	—	111 ± 6%
C (-165°C)	8	0,229-0,486	0,40-0,65	42 ± 7%	—
D	8	0,196-0,444	0,57-0,71	65 ± 10%	—
E	25	0,167-0,464	0,52-0,75	102 ± 7%	—

cen a este criterio son los dos templados y revenidos, además del que se ha ensayado a baja temperatura. La morfología de fractura asociada es la que muestra la figura 7, correspondiente a una probeta de acero E. Se trata de una propagación de la fisura de fatiga en su plano, sin ningún tipo de irregularidad, muy acorde con la limitada deformación que ha sufrido la estructura interna del material durante el proceso de fabricación.

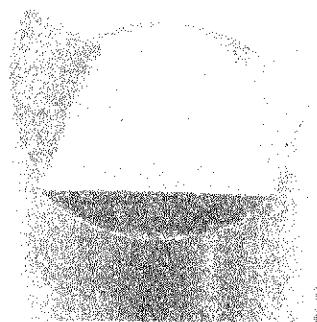


Fig. 7. Morfología de fractura del acero E.

Por el contrario, el criterio basado en la energía liberable es una condición de rotura global, ya que la energía considerada es la que libera todo el borde de la fisura. Cuando este criterio gobierna la fractura, la rotura no se inicia localmente y desde ahí se propaga, sino que se origina simultáneamente en diferentes puntos del borde de la fisura. Los aceros para los cuales es válido son los trefilados, y la morfología de fractura es la de una superficie irregular, muy abrupta y ajena al plano de la fisura inicial. Todo ello es consistente con la fortísima deformación que sufre la estructura interna de estos aceros durante el trefilado. En la figura 8 puede observarse una fractura característica del acero C.

Una comprobación adicional que podría llevarse a cabo para confirmar que la tenacidad de fractura medida aplicando criterios tridimensionales de fractura es la misma propiedad que se mide en los ensayos normalizados, sería comparar los valores que se obtienen para un mismo material por ambos procedimientos. Como se indicó anteriormente, en el caso del acero de pretensar es muy difícil disponer de datos correspondientes a ensayos normalizados, pero el acero E es una de las excepciones, ya que los ensayos mencionados en el apartado tercero se realizaron con este acero. La tenacidad así medida es de $101 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$, igual a la que figura en la tabla II, $102 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$. Asimismo, la morfología de la fractura es análoga, como puede apreciarse comparando las figuras 7 y 9. Por todo ello, se concluye que también este tipo de comprobación confirma la validez del método propuesto para medir la tenacidad de fractura del acero de pretensar.

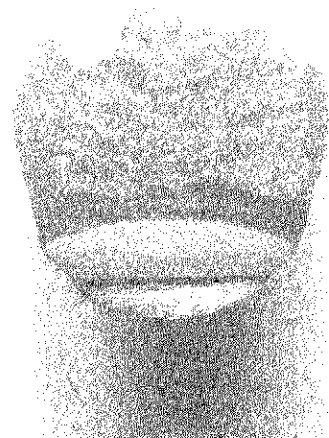


Fig. 8. Morfología de fractura del acero C.

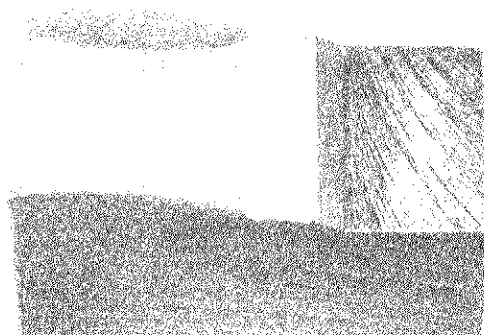


Fig. 9. Fractura del acero E en ensayo normalizado.

Una cuestión importante que puede considerarse cuantitativamente, una vez medida la tenacidad de fractura del acero de pretensar, es la de su fragilidad. Los valores obtenidos, en torno a $100 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$, están en consonancia con los de otros aceros de alta resistencia, y son indicativos de una ductilidad moderada. Este factor se une a las fuertes cargas de servicio que se aplican al acero de pretensar y la conjunción de ambos hace que el riesgo de rotura frágil no sea despreciable si no se puede garantizar la inexistencia de defectos. Este riesgo es particularmente importante a bajas temperaturas, porque la tenacidad de fractura disminuye notablemente. Sin embargo, esta no es una característica negativa del acero de pretensar, sino que, por el contrario, experimenta unas pérdidas de tenacidad inferiores a la mayoría de los aceros. Por lo que se refiere a la tenacidad de cada tipo de material, para los tres aceros trefilados es alta y muy similar, lo que parece indicar que este tipo de proceso proporciona siempre un material tenaz. En cambio, los dos aceros templados y revenidos presentan grandes diferencias y sólo en el mejor de los casos están a la altura de los aceros trefilados. La

tenacidad puede ser por lo tanto una propiedad que se debe considerar en un acero templado y revenido.

CONCLUSIONES

A modo de resumen, se enumeran seguidamente las conclusiones más importantes que se deducen de los resultados teóricos y experimentales de la investigación, así como del análisis de los mismos:

— Los criterios tridimensionales de fractura que resultan de generalizar el del factor de intensidad de tensiones son aplicables al acero de pretensar.

— Cada uno de esos criterios está asociado a un tipo diferente de acero de pretensar: los trefilados y los templados y revenidos.

— La aplicación del criterio de fractura permite predecir las condiciones de rotura del acero de pretensar. Los elementos teóricos necesarios son aportaciones de la investigación.

— La tenacidad de fractura del acero de pretensar puede medirse con la metodología desarrollada en la investigación. Los valores así obtenidos coinciden con las medidas normalizadas.

— El acero de pretensar no posee una tenacidad de fractura baja, pero el riesgo de una rotura frágil no es despreciable por completo.

La tenacidad de los aceros trefilados es alta, pero la de los templados y revenidos es muy variable y puede alcanzar valores preocupantes.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a la Comisión Asesora de Investigación Científica y Técnica, por la subvención n.º PR84-0511 que ha hecho posible esta investigación.

REFERENCIAS

1. Norma ASTM E399.

2. Norma BS 5447.

3. Norma AFNOR A-03-180.

4. Caballero, L. Tesis Doctoral. Universidad Complutense. 1985.

5. Kassir, M.K. y Sih, G.C. "Mechanics of fracture II". Noordhoff. 1975.

6. Bui, H.D. Journal of Mechanics and Physics of Solids. 25 pág. 29-39. 1977.

7. Astiz, M.A. International Journal of Fracture. 31. pág. 105-124. 1986.

8. Valiente, A., Elices, M. y Astiz, M.A. Anales de Física, serie B. 77, pág. 122-129. 1981.

9. Valiente, A. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. 1980.

RESUMEN

En esta contribución se muestra que los criterios tridimensionales de fractura que resultan de generalizar el del factor de intensidad de tensiones, son aplicables al acero de pretensar. Cada uno de estos criterios está asociado a un tipo diferente de acero; los trefilados y los templados y revenidos.

La tenacidad de fractura de los alambres puede medirse con la metodología desarrollada en este artículo. Los valores así obtenidos coinciden con las medidas normalizadas.

SUMMARY

In this paper various aspects of the stress intensity factor for prestressing steel wires are considered; the theoretical determination —taking into account 3D— and the experimental critical value at which crack propagation occurs.

Several types of steel for prestressing concrete were tested; cold drawn steels and quenched and tempered steels. For these steels different fracture criteria are proposed and discussed.

Reunión del Consejo de la F.I.P.

Durante los días 2 al 4 de setiembre, con la asistencia de veinticinco Delegados representantes de los distintos Grupos Nacionales integrados en la Federación, se celebró en Jerusalem (Israel) la segunda de las reuniones del Consejo de la F.I.P. correspondientes al presente año 1988. En ella participó el Sr. Piñeiro en representación de la A.T.E.P.

Entre los diversos temas tratados dentro del Orden del día previsto, merecen comentarse, para general conocimiento de nuestros Asociados, los siguientes:

— El tesorero, Mr. Clark, presentó y comentó el presupuesto de ingresos y gastos correspondiente al año actual y la relación de Grupos Nacionales que ya han abonado la cuota anual y de los que aún no la han pagado. La A.T.E.P. ha satisfecho ya su cuota. Actualmente, son treinta y nueve los Grupos Nacionales afiliados a la F.I.P., habiéndose dado de baja, por llevar varios años sin abonar su cuota otros cuatro Grupos. Están en trámites para formalizar su afiliación a la F.I.P., tres nuevos Grupos Nacionales: los de Indonesia, Paquistán e Irlanda. El balance del presente año prevé un saldo favorable que permite mantener invariables, para 1989, los importes de las cuotas actualmente vigentes.

— Se expuso la situación actual de los trabajos que vienen realizando las distintas Comisiones Técnicas de la F.I.P. De las nueve Comisiones existentes, la número 9 "Estructuras en zonas sísmicas", está actualmente en suspenso. Las demás vienen desarrollando normalmente la labor que tienen encomendada y se preparan nuevas publicaciones. Ultimamente han sido editadas las siguientes:

— Dentro del Grupo de "Recomendaciones de la F.I.P.", la Comisión número 5 "Prefabricación" ha publicado "Precast prestressed hollow core floors".

La Comisión número 1 "Hormigón" y en el Grupo de "State of the Art Report", publicó "Condensed silica fume in concrete".

— Con el carácter de "Informes Especiales" y con el objeto de conseguir precios más asequibles, se ha iniciado la publicación, en forma de fotocopias adecuadamente encuadradas y con portada especial, de algunos trabajos redactados por distintas Comisiones. Están ya a la venta las tres siguientes:

• "The F.I.P. stress corrosion test with ammonium thiocyanate", por G. Hampejs. (Comisión número 2 "Aceros y sistemas de pretensado").

• "Assessment of mechanical properties of structural materials for cryogenic application", por F.S. Rostasy. (Comisión número 2).

• "Ice load considerations". Apéndice a las Recomendaciones de la F.I.P. "Design and Construction of Concrete Sea Structures". (Comisión número 6 "Estructuras marítimas de hormigón").

— Se informó que el Profesor Bruggeling, que durante los últimos veinte años ha venido ocupando la presidencia de la Comisión número 2 "Aceros y Sistemas de pretensado", ha renunciado a su cargo, sucediéndole en el mismo el Dipl. Ing. H-R. Müller, de Suiza. El Profesor Bruggeling continuará prestando su colaboración en esta Comisión como Miembro activo. Se agradeció al Profesor Bruggeling la magnífica labor realizada en la Presidencia de la Comisión durante tantos años.

— En relación con el próximo XI Congreso de la F.I.P. en Hamburgo, en Junio de 1990, se presentó y discutió el programa previo que ha sido elaborado por el Comité Científico designado al efecto, y una lista de posibles Coordinadores para las distintas Sesiones de Trabajo, y de Conferenciantes invitados. Después de un breve debate y una vez aceptadas algunas sugerencias y nuevas propuestas, quedó aprobado, en principio, el programa del Congreso y la relación de Coordinadores y Conferenciantes.

— Se discutió una propuesta presentada para establecer un "Premio de la F.I.P." para "Estructuras destacadas de hormigón pretensado" que sería concedido coincidiendo con la celebración de los sucesivos Congresos, es decir, cada cuatro años. La propuesta fue aceptada y se nombrará un Subcomité que redactará el oportuno Reglamento. Los premios serán adjudicados por un Jurado Internacional especialmente designado al efecto, a la vista de las propuestas que reciba, que deberán ser presentadas por los Vicepresidentes de los respectivos Grupos Nacionales. Se intentará que el primero de estos premios pueda otorgarse en el próximo Congreso de Hamburgo.

— Se informó sobre las gestiones que se están realizando para constituir una nueva Comisión Técnica que se ocuparía del tema "Conservación y reparación de estructuras de hormigón pretensado".

— Se dió a conocer un escrito de la Fundación AIG, de la Universidad de Gante (Bélgica) en el que se informa que, en otoño de 1989, se va a conceder una nueva “Gustave Magnel Golden Medal”. Este galardón, establecido en 1959, en memoria del que fue Profesor de dicha Universidad, Gustave Magnel, se otorgará al proyectista de una estructura construida en hormigón armado o pretensado, durante el período 1984-1989, que pueda ser considerada como una aplicación especialmente destacada e importante de la técnica del hormigón.

Se invita a presentar propuestas para la concesión de la mencionada Medalla.

— Se acordó que las reuniones del Consejo durante el próximo año 1989 se celebrarán:

— El 17 de abril, en Praga (Checoslovaquia).

— El 30 de setiembre, en Singapur, a continuación del Simposio de la F.I.P. que allí se celebrará los días 28 y 29 de dicho mes, y que estará dedicado al tema “Últimos avances en las estructuras prefabricadas de hormigón pretensado”.

* * *

Reunión de la Comisión de Prefabricación de la F.I.P.

Coincidiendo con el Simposio de la F.I.P. celebrado en Jerusalén, el día 6 de setiembre del presente año 1988, se reunió en dicha ciudad la Comisión de Prefabricación. Diecinueve de sus Miembros asistieron a la reunión, entre ellos, los representantes de España, Señores Calavera y Piñeiro.

Antes de la Sesión Plenaria de la Comisión, en salas independientes y con el fin de preparar su Informe a la Comisión, celebraron reuniones los Grupos de Trabajo siguientes:

— Día 5.— Grupo de “Traviesas de hormigón para vías férreas”.

Grupo de “Control de Calidad”.

Grupo de “Estructuras compuestas”, en el que está integrado el de “Forjados a base de viguetas y bovedillas”, que preside el Sr. Calavera.

— Día 6.— Grupo sobre “Uniones entre elementos estructurales”.

En la reunión de la Comisión, los Presidentes de los diferentes Grupos informaron sobre el desarrollo de los trabajos que tienen encomendados, del estado actual de los mismos y el programa de actividades previsto para los próximos meses.

Entre los temas tratados destacaremos que el Grupo de Trabajo que se ocupa del estudio de “Losas aligeradas”, ha publicado unas Recomendaciones con el título de “Losas aligeradas, de hormigón pretensado, para forjados”.

El Grupo al que se ha encomendado el estudio de las traviesas para vías férreas, que ya ha publicado un primer Informe sobre el tema, está actualmente preparando unas recomendaciones para el cálculo de estos elementos bajo la acción de cargas dinámicas. Como quiera que existen diversas tendencias, no sólo diferentes, sino incluso opuestas, sobre los métodos adecuados para realizar estos

cálculos, el Presidente del Grupo, Prof. Gylltoft, solicitó a los Delegados de los distintos países le enviasen un informe sobre lo que al respecto se encuentra normalizado en cada uno de sus países.

El Prof. Menegotto, representante de la Comisión en el Grupo de Trabajo mixto FIP-CEB para el estudio de estructuras prefabricadas, comentó cómo se van desarrollando los trabajos correspondientes.

Con respecto a las estructuras compuestas, actualmente, en la Comisión hay cuatro Grupos de Trabajo que se ocupan de:

1. Forjados a base de viguetas y bovedillas.
2. Losas aligeradas.
3. Cálculo de estructuras compuestas.
4. Control y garantía de calidad.

Estos Grupos, bajo la coordinación del Prof. Bernander, están preparando unas recomendaciones conjuntas para el cálculo, ejecución y control de calidad de las estructuras construidas a base de elementos prefabricados. Se intenta que estas Recomendaciones puedan quedar concluidas para su presentación en el próximo Congreso Internacional que celebrará la F.I.P., en junio del 90, en Hamburgo.

Paralelamente, otro Grupo de Trabajo se ocupa del estudio del tema de las uniones entre elementos estructurales prefabricados y entre estos elementos y las estructuras construidas in situ.

El Grupo de Trabajo que estudia los forjados a base de viguetas y bovedillas y que preside el Sr. Calavera, celebrará una nueva reunión, en Madrid, el viernes día 2 de diciembre del presente año 88.

La próxima reunión de la Comisión de Prefabricación, se celebrará en Oslo (Noruega) los días 21 y 22 de abril del 89.

Asamblea General de la F.I.P.

Coincidiendo con el Simposio de la F.I.P., que tuvo lugar en Jerusalem (Israel) en setiembre último, se celebró el lunes día 5 de dicho mes, la reglamentaria Asamblea General de la Federación.

De acuerdo con lo dispuesto en los Estatutos, en las Asambleas España tiene derecho a participar con cuatro Delegados, que en esta ocasión fueron los Señores Calavera, González Valle, Pérez Fadón y Piñeiro.

Entre otros asuntos de trámite, se confirmaron los nombramientos propuestos por el Consejo para la renovación de los siguientes Cargos Directivos de la F.I.P.:

— Presidente de la F.I.P.: Profesor R. Walther (Suiza).

— Deputy-President: J. Moksnes (Noruega).

— Senior Vice-President: Profesor L. Janda (Checoslovaquia).

Se acordó también nombrar, Presidente Honorario, al Dr. H. Wittfoht (R.F.A.), quien desde agosto de 1984 ha ocupado el cargo de Presidente de la F.I.P., y Miembro de Honor, al Prof. K.V. Mikhailov (Rusia), Senior Vice-President saliente.

El hasta ahora Presidente Dr. H. Wittfoht, hizo un breve resumen de la actuación de la F.I.P. durante los años de su mandato (1984-1988) y, finalmente, el nuevo Presidente Prof. R. Walther, agradeció la confianza que en él se depositaba, con la que se sentía muy honrado, y prometió que haría todo lo posible para lograr en el futuro los mayores éxitos en la labor que la F.I.P. tiene encomendada en beneficio de la sociedad en general y de la técnica del pretensado en particular.

* * *

Simposio de la F.I.P. en Jerusalén en (Israel)

Durante los días 4 al 9 de septiembre de 1988 y organizado conjuntamente por la FIP, el Grupo Nacional de Israel del Hormigón Pretensado y la Asociación de Arquitectos e Ingenieros de dicho País, se celebró, en el Hotel Hilton de Jerusalem, un nuevo Simposio de los que periódicamente convoca la Federación para el estudio de temas concretos seleccionados entre los que, en el momento de la convocatoria, se considera pueden resultar de mayor interés.

Para este Simposio fueron elegidos los cuatro temas siguientes: 1. Durabilidad del hormigón en regiones cálidas y húmedas; 2. Aceros y sistemas de pretensado; 3. Aplicación práctica del cálculo no lineal a las estructuras de hormigón pretensado; 4. El hormigón pretensado en los edificios de numerosas plantas.

Participaron en las reuniones más de trescientos técnicos procedentes de muy diversos países de todas las partes del mundo.

El lunes día 5 tuvo lugar la solemne Sesión de Apertura en la que intervinieron: el Presidente del Comité Organizador, Ingeniero J. Shimoni; el Doctor Y. Sarne, de la Asociación de Ingenieros Civiles y Estructurales de Israel; el Primer Ministro y Ministro de Asuntos Exteriores de dicho país, Mr. S. Peres, y el Doctor H. Wittfoht, Presidente de la F.I.P.

Después de estas intervenciones, el Presidente de la FIP entregó las Medallas de la Federación que en esta ocasión se otorgaron a los señores siguientes: Prof. Ing. C. Cestelli-Guidi, de Italia; Prof. L. Janda, de Checoslovaquia y al Ing. J. Shimoni, de Israel.

A continuación, se iniciaron las Sesiones Técnicas para la presentación y discusión de las Comunicaciones relativas a los cuatro temas antes citados seleccionados para este Simposio. Al Tema 1 se presentaron diez Comunicaciones; al Tema 2, trece; al Tema 3, quince; y otras quince al Tema 4.

Los textos de cuarenta y nueve de estas Comunicaciones se han recogido en un volumen de "Proceedings" que se entregó a los participantes junto con la documentación inicial. Han quedado fuera de esta publicación cuatro trabajos cuyos textos no fueron enviados por sus Autores dentro del plazo adecuado.

En la tarde del último día de reuniones, se celebró la Sesión de Clausura en el curso de la cual el Presidente saliente de la F.I.P., Dr. H. Wittfoht, presentó al nuevo Presidente el Prof. R. Walther. El Prof. Walther, después de unas palabras de agradecimiento por su designación, comentó el programa previsto para las futuras actividades de la F.I.P., e informó sobre las próximas reuniones internacionales: Congresos, Simposios, etc.

Se concluyó el Acto con la intervención del Sr. Shimoni, Presidente del Comité Organizador del Simposio.

Aparte de las Sesiones Técnicas, celebraron reuniones las diversas Comisiones de la F.I.P. También hubo una exhibición de "Posters" con la descripción de algunas importantes realizaciones en hormigón pretensado, un programa especial de actividades para los acompañantes y diversos Actos Sociales.



**JORNADAS
sobre
TECNICAS
DEL
HORMIGON
ARMADO
Y
PRETENSADO
EN
CENTRALES
NUCLEARES**

EDITADO POR:



**asociación técnica
española del pretensado**

Precio del ejemplar: 3.000 ptas.

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

- HUARTE, S.A.—HASA.— Oficina Técnica.—** Avda. General Perón, 40 C - 4.º. 28020 Madrid.
- IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.—** Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.—** Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).—** Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
- IBERING, ESTUDIOS Y PROYECTOS, S.A.—** Plaza Gala Placidia, 5-7. 08006 Barcelona.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—** Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYPESA).—** General Díaz Porlier, 49-51. 28001 Madrid.
- INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).—** Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.
- INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES.—** Velázquez, 11 - 3.º izda. 28001 Madrid.
- INSTITUTO TECNICO DE CONTROL, ALICANTE 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.—** Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.—** Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A.—** Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
- OBRAS Y CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES, S.A. (OCISA).—** Princesa, 3 - 7º. 28008 Madrid.
- PACADAR, S.A.—** Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PRENSOLAND, S.A.—** Calle Industria, s/n. 08529 Sant Martí de Centelles (Barcelona).
- PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.—** Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
- SENER, TECNICA INDUSTRIAL Y NAVAL, S.A.—** Avda. del Triunfo, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
- SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS. - DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO.—** Paseo de la Castellana, 67. 28071 Madrid.
- SIKA, S.A.—** Carretera Madrid-Irún, Km. 14,500. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
- SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA BBR (S.A.E. BBR).—** Avda. General Perón, 36. 28020 Madrid.
- SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A. (SECEGSA).—** Estébanez Calderón, 3 - 1º A. 28020 Madrid.
- TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—** Velázquez, 105. 28006 Madrid.
- TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.—** Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.
- TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).—** Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente, su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.



**asociación técnica
española del pretensado**