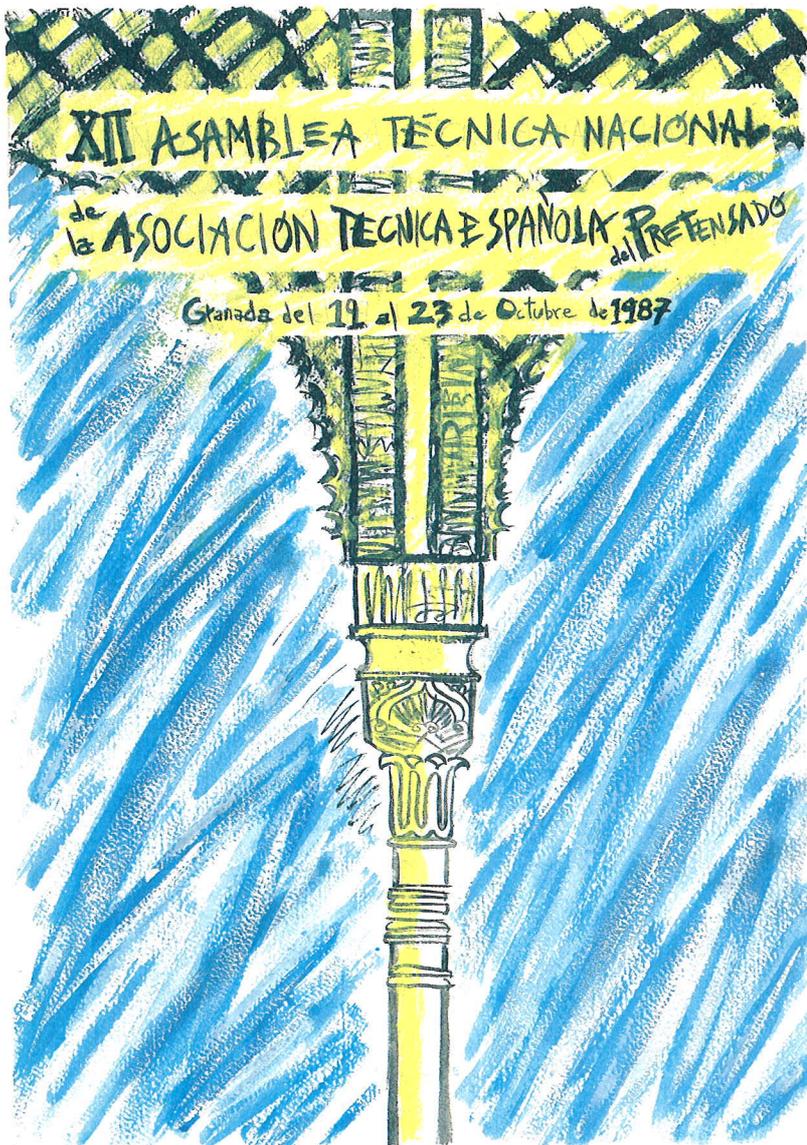


hormigón



y ACERO

n°166

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. COSTILLARES. CHAMARTIN. 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).— P° 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.— P° 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

*hormigón
 y acero*

n.º 166

1er 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 - COSTILLARES - CHAMARTIN - 28080 MADRID

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

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

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
MURCIA, Juan

PIÑEIRO, Rafael
POZO VINDEL, Florencio J. del
ROMERO, Rafael
SANCHEZ CASTRO, Carlos
SANCHEZ GALVEZ, Vicente
SIEGRIST, Carlos

hormigón y acero n. 166

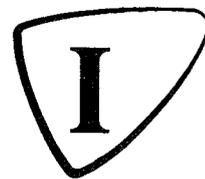
índice

	<u>Pág.</u>
Principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1987. Informe resumido	9 - 15
Principaux activités de l'Association Technique Espagnole de la Précontrainte, au cours de 1987. Compte Rendue.	
Short report on the activities of the Spanish Technical Association for Prestressing during 1987.	
<i>R. Piñeiro.</i>	
XIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.	17 - 26
XIIª Assemblée Technique Nationale de la A.T.E.P.	
XIIª A.T.E.P. National Technical Assembly.	
<i>R. Piñeiro.</i>	
Discurso pronunciado en la Sesión de Apertura de la XIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.	27 - 29
Discours prononcé au cours de la Séance d'Overture de la XIIª Assemblée Technique Nationale de l'A.T.E.P.	
Speech pronounced at the Opening Session of the XIIª A.T.E.P. National Technical Assembly.	
<i>A. Pérez.</i>	
Discurso pronunciado en la Sesión de Clausura de la XIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.	31 - 32
Discours de Clôture de la XIIª Assemblée Technique Nationale de l'A.T.E.P.	
Closing Speech of the XIIª A.T.E.P. National Assembly.	
<i>F. Arredondo.</i>	
COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA I SESION TECNICA	
Tema 1º: "Investigaciones y Estudios"	
457-2-34	
Modelo de análisis de secciones para evaluar la respuesta hasta la rotura, por solicitaciones normales y/o tangentes, de estructuras de hormigón pretensado	33 - 58
Un modèle d'analyse des sections pour évaluer la réponse jusqu'à rupture, par efforts normales et/ou tangents, des structures en béton précontraint.	
A model of sectional analysis for evaluating the response up to failure by bending, shear and torsion of prestressed concrete structures.	
<i>A. López Rodríguez y A.C. Aparicio.</i>	

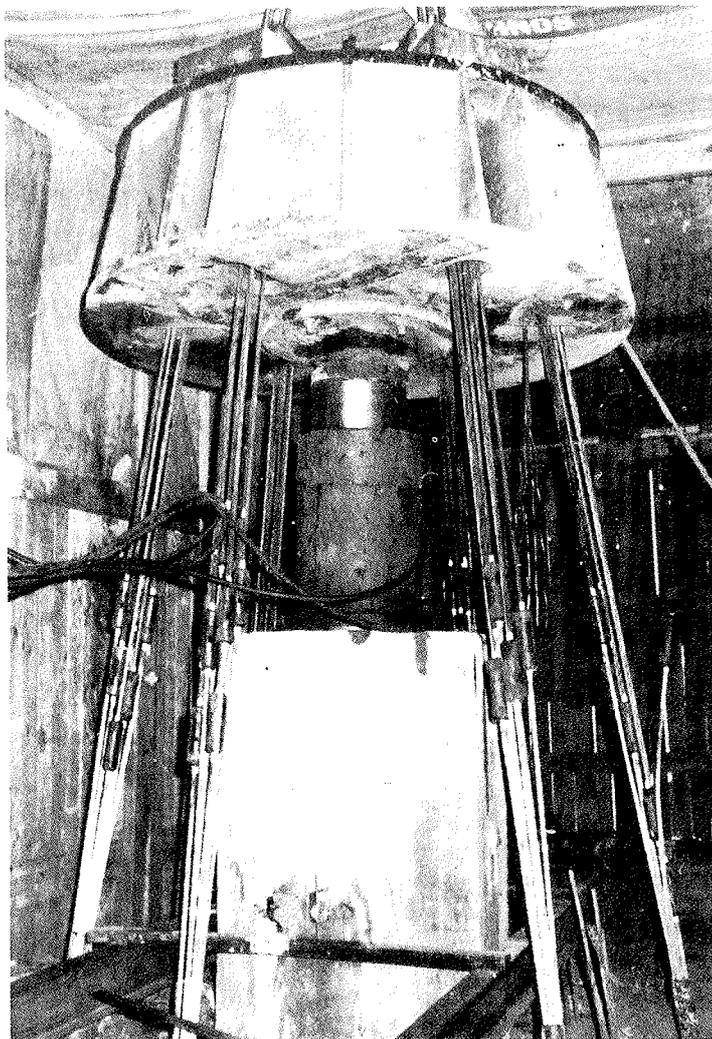
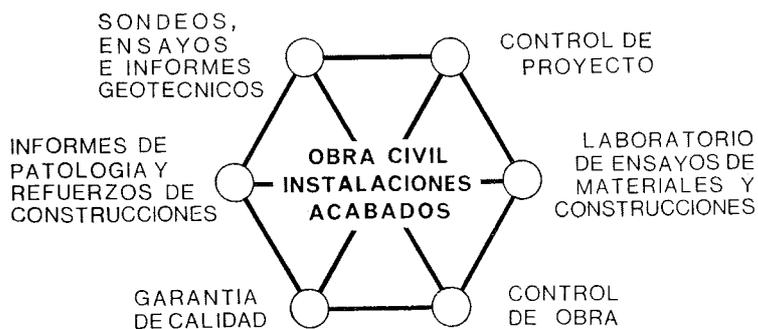
- 457-2-35 Evolución hasta rotura de estructuras laminares de revolución de hormigón pretensado** 59 - 79
 Evolution jusqu'à rupture des voiles minces en béton précontraint avec symétrie de révolution.
 Evolution up to failure of prestressed concrete axisymmetric shell structures.
P. Roca y A.R. Marí.
- 457-4-15 Diagrama momento curvatura de secciones de hormigón armado y pretensado sometidas a carga instantánea y diferida. Modelo teórico y contrastación experimental** 81 - 97
 Diagrame moment-courbure des sections en béton armé et précontraint soumises à des charges instantanées et différées. Modèle théorique et contrastation expérimentale.
 Moment-curvature diagram of reinforced and prestressed concrete sections submitted to instantaneous and delayed loads. Theoretical model and experimental results summary.
H. Corres y R. Rodríguez Cazar.
- 457-8-116 Estudio de la corrosión en viguetas pretensadas y de la mejora de su durabilidad con hormigones con cenizas volantes** ... 99 - 112
 Etude de la corrosion dans les poutrelles en béton précontraint.
 Corrosion study in prestressing beams.
J.A. Lechuga; J. Llagostera y J. Perxas.
- 457-8-117 La influencia de la armadura de compresión en la cuantificación de las flechas a 90 días** 113 - 120
 L'influence de le pourcentage de l'armature comprimée sur le calcul des flèches à 90 jours.
 The influence of compression reinforcement on beam deflection quantifications within a 90 days period.
J. Benlloch; B. Perepérez, y E. Barberá.
- 457-8-118 Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión del acero pretensado en disoluciones de NaHCO_3** 121 - 126
 Corrosion sous tension des aciers de précontrainte dans les solutions de NaHCO_3 .
 Susceptibility to stress corrosion cracking of prestressing steel in NaHCO_3 .
M.C. Alonso; C. Andrade; R.P.M. Procter, y M. Sáenz de Santa María.
- 685-0-19 Influencia de excentricidades de ensayo sobre la resistencia a tracción indirecta del hormigón por doble punzonamiento. Relaciones con otras resistencias** 127 - 135
 L'influence des excentricités d'essai sur la résistance à la traction indirecte du béton par poinçonnement. Relations avec autres résistances.
 The influence of test excentricities on concrete indirect tensile strenght by double punch. Relationship with other strengths.
E. Barberá; B. Perepérez; E.J. Giménez; A. Santamaría; J. Benlloch, y S. Balasch.
- 837-4-34 La losa semirresistente pretensada. Puesta en marcha de un procedimiento flexible de fabricación** 137 - 145
 La predalle précontrainte. Mise en place d'un procédé flexible de fabrication.
 The prestressed preslabs. Execution of a flexible manufacturing process.
G. Chardin; M. Casaponsa; F. Cabrera, y J.L. Delauzun.

Portada: Reproducción del Cartel anunciador de la XII^a Asamblea Técnica Nacional, que obtuvo el primer premio en el concurso al efecto celebrado.
 Autor: *Antonio Peña Molina.*

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 NAVEGACION.—Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislatá (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.
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).
 INDUSTRIAS VEYGA, 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.
 JUNTA DEL PUERTO DE VILLAGARCIA DE AROSA.—Villagarcía de Arosa (Pontevedra).
 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.
 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.
 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. (TYPSA).—Madrid.
 UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
 VIGUETAS MUBEMI.—Torrente (Valencia).

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 DE CHILE. Dirección de Bibliotecas.—Santiago de Chile (Chile).
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 incomprensión. 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.

Principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1987. Informe resumido

R. Piñeiro
Secretario de la A.T.E.P.

Como Secretario de la Asociación Técnica Española del Pretensado y en cumplimiento de las normas establecidas, debo redactar, para que sea incluido en el nº 166 de nuestra Revista "Hormigón y Acero" correspondiente al primer trimestre de 1988, el resumen de las principales actividades desarrolladas por la A.T.E.P. durante el pasado año 1987.

El objeto de estos resúmenes anuales, como tantas veces hemos dicho pero que es necesario volver a explicar para conocimiento de los Miembros que últimamente se han incorporado a nuestra Asociación, es dejar constancia de las actuaciones más destacadas de la A.T.E.P. durante los últimos doce meses con el fin de que, de este modo, en cualquier momento, con los datos que en estos resúmenes se incluyen sea posible reconstruir, siquiera a grandes rasgos, lo más destacado de lo que la A.T.E.P. ha realizado a lo largo de su historia, que abarca ya un período demasiado prolongado (en 1988 se cumplen los 39 años de su fundación) para que, incluso los que la han vivido desde sus comienzos, puedan recordar todo lo que ha sucedido. Se estima que siempre puede resultar interesante conocer cómo ha ido evolucionando la Asociación, los logros alcanzados, cómo se han resuelto los distintos problemas que han ido surgiendo, cuáles son los actualmente pendientes, etc.

En esta ocasión, teniendo en cuenta que a partir del nº 166 de "Hormigón y Acero", la Revista va a estar íntegramente dedicada a la publicación de los textos de las Comunicaciones presentadas a nuestra XIIª Asamblea Técnica Nacional, recientemente celebrada en Granada, y que se desea darlas a conocer cuanto antes a todos nuestros Asociados, nos vemos obligados a reducir al máximo este nuestro informe anual.

No obstante, y antes de iniciar la ordenada enumeración de las principales actividades desarrolladas durante 1987, estimamos necesario hacer algunos comentarios generales sobre lo ocurrido en la Asociación durante dicho año.

Los años en los que se celebran Asambleas son siempre años especiales para la A.T.E.P. En 1987 correspondía organizar la XIIª Asamblea y, por consiguiente, ha sido uno de esos años especiales, que requieren una intensa dedicación y un gran esfuerzo que, evidentemente, repercute de un modo importante en el desarrollo normal de nuestros habituales trabajos. Afortunadamente, el resultado de estas Jornadas ha sido calificado como muy satisfactorio y así, el balance final del año se considera positivo ya que el esfuerzo realizado queda ampliamente compensado con el éxito obtenido, dado que la celebración de estas reuniones constituye un hecho trascendental para la marcha de la Asociación.

Como quiera que en el mismo número de la Revista en el que va a aparecer este resumen se incluye también una amplia y detallada referencia de lo que ha sido nuestra XIIª Asamblea, en beneficio de esa brevedad requerida a la que anteriormente hemos aludido, omitimos todo nuevo comentario sobre este tema. Vamos solamente a recomendaros que meditéis sobre la mejor forma de promocionar las aplicaciones de la técnica del pretensado en aquellos campos, especialmente en el de la arquitectura, en los cuales hasta ahora son muy pocas las veces que se recurre al pretensado a pesar de que es evidente que en numerosas ocasiones, especialmente en los casos de rehabilitación, reparaciones o refuerzos, podría ser la solución idónea. De hecho, dejando aparte las muy escasas construcciones singulares, puede decirse que en la edificación normal sólo se recurre al pretensado en los casos de forjados a base de viguetas. En el discurso pronunciado por Páez en la Sesión de Apertura, cuyo texto se incluye en este mismo número de "Hormigón y Acero", podréis encontrar sabrosos comentarios sobre este tema; tema que, por otra parte, tiene en estudio también la Junta de Gobierno de la A.T.E.P. para intentar programar las actuaciones que se consideren más eficaces para propiciar el cambio de esta anómala situación.

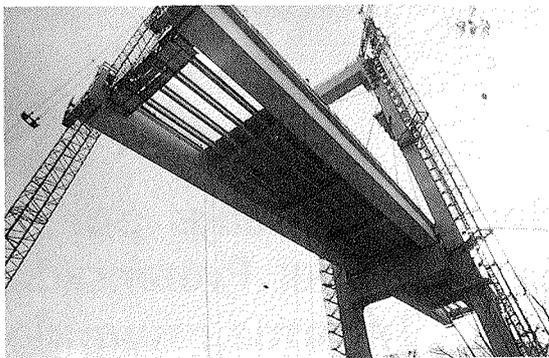


Fig. 1. Vista del puente atirantado de "Fernando Reig", en Alcoy, durante su construcción (Dragados y Construcciones, S.A.).

Con motivo de esta Asamblea, y como ya es tradicional, se concedieron tres nuevas "Medallas de la A.T.E.P.". Dado que en la ya mencionada reseña se comenta este tema, sólo queremos aquí expresar nuestra más cordial enhorabuena a los que en esta ocasión han resultado tan justamente galardonados por su destacada colaboración en las actividades de nuestra Asociación, los Señores D. Rafael López Palanco, D. F. Javier Rui-Wamba Martija y D. Carlos Siegrist Fernández.

Al término de estas Jornadas se realizó un sondeo entre los participantes con el objeto de conocer su opinión sobre el lugar que preferirían fuese elegido como sede de la XIIIª Asamblea Técnica Nacional. Hubo numerosas y distintas propuestas pero el mayor número de votos lo obtuvieron Alicante y Palma de Mallorca. Existe por lo tanto la posibilidad de que, dentro de tres años, volvamos a reunirnos en una de las dos Ciudades citadas.

Pasando ya a otros temas debemos mencionar que, durante 1987, el Grupo de Trabajo que constituido por representantes de diversos Organismos, Entidades y Empresas venía trabajando, dentro de la A.T.E.P., por encargo del Ministerio de Industria y Energía, en la preparación del borrador de la normativa que ha de regular la homologación y control de los anclajes y sistemas de pretensado, ha concluido su labor y en fecha próxima se elevará al citado Ministerio la propuesta de normativa elaborada.

Lógico resulta también, en este comentario inicial, dejar constancia de que, con ocasión de la última fiesta de Santo Tomás de Aquino, les fue concedida la Medalla de Oro de la Universidad de Madrid a D. Carlos Benito Hernández y D. Manuel Elices Calafat, ambos veteranos y destacados Miembros de la A.T.E.P. y entrañables amigos. Para ellos, nuestra más cordial y sincera enhorabuena.

Pero no todo han sido satisfacciones y alegrías en el año 1987. Lamentablemente, en el curso del mismo, a finales del mes de marzo, falleció el insigne Profesor Doctor Arquitecto D. Buenaventura Bassegoda Musté, valiosísimo colaborador de nuestra Asociación durante muchos años. Formó parte de la Junta de Gobierno de la A.T.E.P., pronunció inolvidables conferencias en las que nos deleitaba con su saber y su inigualable léxico, publicó artículos y, en fin, en todo momento, colaboró amplia y muy eficazmente en la labor que la Asociación tiene encomendada. En reconocimiento a los innumerables méritos contraídos, fue nombrado Miembro de Honor de la A.T.E.P. y galardonado con una de las primeras Medallas que se concedieron. Descanse en Paz.

Y después de estos breves comentarios de los más destacados acontecimientos singulares acaecidos durante los últimos doce meses, iniciamos la ordenada y resumida enumeración de las principales actividades, de carácter normal, desarrolladas por la A.T.E.P. en 1987.

1. REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA A.T.E.P., EN COLABORACION CON EL I.E.T., DEL C.S.I.C.

Aparte de la XIIª Asamblea Técnica Nacional, ya comentada, y precisamente porque con motivo de ella la mayor parte de los posibles conferenciantes estaban ocupados en preparar sus Comunicaciones a dicha Asamblea, durante el pasado año sólo fue posible celebrar dos reuniones públicas en Madrid.

La primera tuvo lugar en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, como siempre, el pasado 9 de abril. En ella, el Sr. Páez trató el tema "Una valoración directa del rozamiento de las vainas". Con su habitual elocuencia, expuso un método sencillo y eficaz para el cálculo de las pérdidas originadas, en la fuerza inicial de pretensado, a consecuencia del rozamiento de los tendones en sus entubaciones. Los asistentes se mostraron muy interesados en la intervención del Sr. Páez y, al final de ella, se entabló un animado coloquio en el curso del cual, el Conferenciante tuvo ocasión de ampliar algunos de los conceptos expuestos y concretar diversos datos sobre el método por él propuesto.

En la segunda de estas reuniones, celebrada el 21 de mayo, D. Enrique Mirambell pronunció una Conferencia sobre el tema "Criterios de diseño en puentes de hormigón frente a la acción térmica ambiental". Fue ilustrada con la proyección de diapositivas y acogida con gran interés por los asistentes. Al final, se abrió un coloquio que permitió al Sr. Mirambell realizar determinadas aclaraciones

y concretar diversos datos relativos al método de cálculo propugnado.



Fig. 2. D. Alfredo Páez Balaca.



Fig. 3. D. Enrique Mirambell Arrizabalaga.

Es justo dejar aquí constancia del sincero agradecimiento de la A.T.E.P. a cuantos, con total desinterés, nos siguen prestando su valiosísima colaboración para la organización de estas reuniones, cuyo principal objetivo es mantener vivo el contacto directo entre todos los Asociados y facilitarles la más actual información sobre los problemas relativos a la técnica del pretensado y sobre las novedades que en este campo van surgiendo.

2. PUBLICACIONES DE LA A.T.E.P.

Para general conocimiento de todos los Miem-

bros de la A.T.E.P., a continuación se reproducen los índices de los cuatro números (162, 163, 164 y 165) de "Hormigón y Acero" publicados durante 1987.

Número 162. Primer trimestre de 1987

– "Informe resumido sobre las principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado, durante el año 1986". R. Piñeiro.

– "Pandeo lateral de vigas con distorsión". J.M. Sancho Aznal y J. Ortiz Herrera.

– "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". A.C. Aparicio y J.R. Casas.

– "Análisis de la estructura del puente de Fernando Reig sobre el río Barxell, en Alcoy". J.A. Fernández Ordóñez; J. Martínez Calzón; F. Millanes Mato; A. Ortiz Bonet y J. Marco Ventura.

Número 163. Segundo trimestre de 1987

– "Estado límite último de soportes de hormigón armado. Propuesta general de comprobación". H. Corres y B. Alsaadi.

– "Consideraciones sobre la rotura de los materiales". M. Vieco.

– "Ductilidad seccional y redistribución de esfuerzos en estructuras hiperestáticas de hormigón armado y pretensado". A.R. Marí.

– "Análisis de las vibraciones en las máquinas: fundaciones antivibratorias para máquinas rotativas". M. Vieco.

– "Estudio del comportamiento de puentes losa de hormigón frente a la acción térmica ambiental. Criterios de diseño". E. Mirambell y A. Aguado.

– "Nota complementaria al artículo de Francisco Javier Galán "Comentarios al cálculo de tubos de hormigón armado, con camisa de chapa", aparecido en el nº 161 de la Revista Hormigón y Acero". J. Rui-Wamba.

– "Tendencias actuales en la construcción de puentes atirantados". J. Manterola.

Número 164. Tercer trimestre de 1987

– "Cálculo, con variación lineal, de características elastogeométricas". J.M. Arrieta y F.J. del Pozo Vindel.

– "Análisis de piezas curvas pretensadas (I)". M. Martínez Lafuente.

– “Una formulación matemática para el estudio analítico de los tirantes”. I. Duque y A.C. Aparicio.

– “Determinación del coeficiente (K) de longitud efectiva en columnas de segmentos espaciales de naves metálicas, utilizando microcomputadoras”. J.M. Torres y D. Botta.

– “Nuevas fórmulas aproximadas para el dimensionamiento de secciones de hormigón armado”. P. Jiménez Montoya y F. Morán Cabré.

– “Pandeo con fluencia”. E. Pedoja.

– “Módulo de deformación global equivalente del hormigón. Aplicación al análisis de los efectos de la fluencia en el tiempo”. J. Murcia.

– “Estudio experimental de la influencia de las condiciones de curado inicial en la resistencia de probetas moldeadas de hormigón”. J. Fernández Gómez.

Número 165. Cuarto trimestre de 1987

– “Análisis diferido en segundo orden de piezas comprimidas esbeltas de hormigón. Planteamiento en viscoelasticidad lineal, aproximaciones para considerar la fluencia y conclusiones de cara a la práctica”. J. Murcia.

– “Vectores de carga en barras de sección variable”. J.M. Arrieta y F.J. del Pozo Vindel.

– “Análisis de puentes de planta circular por el método de la lámina plegada”. J.I. González Esteban y A. Samartín.

– “Reajuste de la ley de momentos flectores de dinteles, en la zona de empotramiento en los soportes de hormigón”. R. Bernárdez.

– “Diseño preliminar de mallas tesas”. F. Hernández Rodríguez y A. Martín Navarro.

– “Acciones térmicas de diseño en puentes cajón de hormigón”. E. Mirambell y A. Aguado.

– “Sobre el dimensionamiento y la comprobación, a la luz de la fluencia, de piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado y pretensado. Métodos simplificados y normativa española actual”. J. Murcia.

Se hace preciso volver a recordar que, de acuerdo con los requisitos actualmente exigidos por la UNESCO a las Revistas Técnicas de difusión internacional, los trabajos que en ellas se publiquen deberán llevar el título en *español, francés e inglés* y un *breve resumen, de no más de cien palabras, en español e inglés*. En virtud de todo ello, todos los trabajos que se nos envíen para ser incluidos en nuestra Revista, es imprescindible que cumplan rigurosamente dichas exigencias. Rogamos encarecidamente a nuestros amables colaboradores ten-

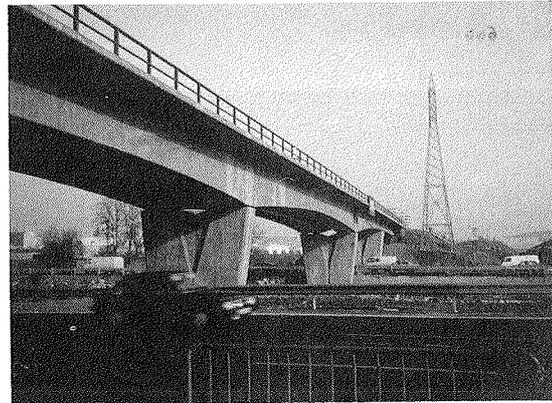


Fig. 4. Puente sobre el río Manzanares (Euroestudios, S.A.).

gan esto muy presente ya que, en caso contrario, nos veríamos forzados a reclamarles los títulos y resúmenes en los citados idiomas, con los consiguientes trastornos y demoras en la edición de los sucesivos números de “Hormigón y Acero”. Afortunadamente, como puede comprobarse en el número correspondiente al cuarto trimestre del pasado año, los últimos trabajos recibidos cumplen ya estas condiciones.

Queremos destacar ahora que, sin duda debido al evidente prestigio alcanzado por nuestra Revista como consecuencia del alto interés de los trabajos originales que en ella se incluyen, cada día es mayor su difusión, tanto en España como en el extranjero. Buena prueba de ello son las solicitudes de intercambio que se siguen recibiendo. Recientemente, hemos accedido a formalizar intercambios con las siguientes Revistas:

– “Ingeniería Civil” y “Arquitectura/Cuba”, a petición del Centro de Información Técnica, de La Habana (Cuba) y

– “Obra Pública”, a petición del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Cataluña.

Debemos recordar que todas las publicaciones que se reciben en la A.T.E.P. están a disposición de los Asociados, para su consulta en los locales de nuestra Secretaría, en el edificio del Instituto Eduardo Torroja del CSIC.

3. ADQUISICION Y DISTRIBUCION DE PUBLICACIONES EXTRANJERAS

Durante el pasado año se han distribuido, entre los Miembros de la A.T.E.P. que lo han solicitado, treinta y ocho ejemplares de los “Proceedings de las Jornadas Portuguesas de Ingeniería de Estructuras”, que constan de tres volúmenes.

Se ha adquirido el libro en francés, titulado: "Las estructuras trianguladas en hormigón pretensado", editado recientemente por la Asociación Francesa para la Construcción.

4. OTRAS ACTIVIDADES

Nuestra Asociación continúa colaborando activamente con diversos Organismos y Entidades nacionales y extranjeros, en trabajos relacionados con la técnica del pretensado, de acuerdo con lo dispuesto en sus Estatutos. Entre estas colaboraciones merecen destacarse, por su especial importancia, las siguientes.

En el campo internacional, la A.T.E.P. participa en los trabajos y decisiones de los Organos de Dirección de la FIP y en sus Comisiones Técnicas, en donde está representada por varios de sus Miembros, especialistas en los temas de los cuales dichas Comisiones se ocupan.

A este respecto, y a petición de varios de nuestros Asociados, a continuación se incluye la relación de las Comisiones Técnicas que actualmente tiene constituídas la FIP:

- Comisión 1.— Hormigón.
- Comisión 2.— Aceros y Sistemas de pretensado.
- Comisión 3.— Práctica de Cálculo.
- Comisión 4.— Práctica Constructiva.
- Comisión 5.— Prefabricación.
- Comisión 6.— Estructuras Marítimas.
- Comisión 7.— Reactores y Contenedores.
- Comisión 8.— Depósitos de Hormigón, y
- Comisión 9.— Estructuras en Zonas Sísmicas.

Excepto en las Comisiones nºs. 1, 6 y 9, en todas las demás vienen trabajando, como Miembros activos, representantes de la A.T.E.P.

En los correspondientes números de "Hormigón y Acero" se han publicado reseñas de los principales temas tratados y de los acuerdos adoptados en las diferentes reuniones celebradas por el Consejo de la FIP y sus diversas Comisiones.

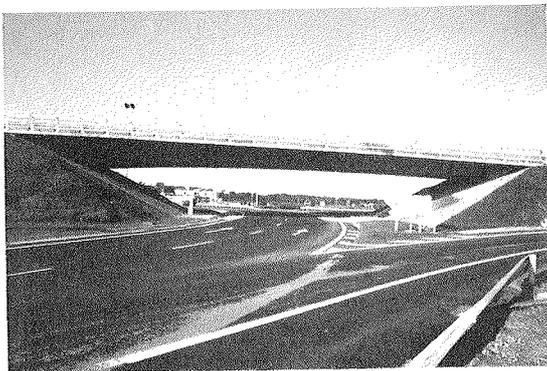


Fig. 5. Puente en la intersección de la CN-II con las GE-533 y 672, en Gerona. (Euroestudios, S.A.).

En el ámbito nacional se continúa colaborando en la labor de normalización encomendada a la Comisión Permanente del Hormigón del MOPU; en los Grupos de Trabajo que se encargan de la redacción, revisión y actualización de las normas de UNESID relativas a los aceros y sus métodos de ensayo; y en la Comisión del Sello de Conformidad CIETAN para viguetas de hormigón, homologado por el MOPU.

Por lo que se refiere a los Grupos de Trabajo que tiene constituídos la A.T.E.P., debemos informar lo siguiente:

El Grupo de Trabajo que está preparando el Manual H.P.—7 "Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados" y en el que colaboran catorce Miembros de la ATEP, continúa su labor que aún no ha podido concluir dadas las dificultades y problemas que el tema plantea. No obstante, el borrador está ya muy avanzado y se confía en que pueda terminarse durante el año 88.

También sigue trabajando el Subgrupo encargado de preparar la normativa relativa a la utilización de sistemas de pretensado en centrales nucleares. Este Subgrupo es uno de los que integran el Grupo de Trabajo que, por acuerdo de la Comisión Permanente del Hormigón, se ocupa de preparar las normas para "Hormigón en Centrales Nucleares", para su incorporación a las Instrucciones vigentes de cuyo campo de aplicación actualmente están excluidas, dadas sus peculiares características, las estructuras para centrales nucleares.

Como ya se ha comentado al principio de este resumen, el Grupo de Trabajo encargado, a petición del Ministerio de Industria y Energía, de la normativa para la homologación de anclajes y sistemas de pretensado, ha concluido su labor satisfactoriamente.

Por último, el próximo año 1988 comenzará su labor un nuevo Grupo de Trabajo que se ocupará de redactar una normativa sobre "Anclajes al terreno", tema sobre el cual la bibliografía existente hasta el momento es realmente escasa, especialmente en nuestro país. La Junta de Gobierno de la ATEP ha considerado que el interés evidente de este tema justificaba la creación de un nuevo Grupo de Trabajo para su estudio.

Existen otros varios temas que merecen la atención de la ATEP pero que, por el momento, no es posible abordar. Entre ellos cabe citar los siguientes: "Método para la determinación del módulo de elasticidad de los aceros"; "Adaptación de la normativa actual sobre coeficientes de rozamiento tendones-vainas a los últimos estudios sobre el particular"; "Problemas que plantea la utilización en un mismo tendón, de rollos de aceros de diferente módulo de elasticidad", y "Coeficiente de susceptibilidad de los aceros a la tracción desvia-

da". De todos ellos está previsto ocuparse cuando las circunstancias lo permitan.

También debe mencionarse que, de conformidad con lo dispuesto en los Estatutos, la Junta de Gobierno de la ATEP, encargada de encauzar, dirigir, controlar y promocionar las actividades de la Asociación, ha celebrado sus reuniones reglamentarias en los meses de enero, mayo, julio, septiembre y noviembre del 87, y que se han celebrado las correspondientes reuniones de la Comisión Mixta CSIC-ATEP constituida, como ya se ha informado, para el seguimiento de las actividades previstas en el Convenio suscrito en su día por ambas partes para regular su mutua colaboración. Las condiciones en que esta colaboración entre la ATEP y el CSIC, a través del Instituto Eduardo Torroja, se viene desarrollando son plenamente satisfactorias.

Para terminar estos comentarios parece oportuno hacer referencia a algunas de las principales actividades que se tienen previstas para 1988.

En febrero del 88 se iniciará, en el Instituto Eduardo Torroja, un nuevo Curso, CEMCO-88, para post-graduados Iberoamericanos. En él y en virtud de uno de los acuerdos adoptados por la Comisión Mixta CSIC-ATEP, nuestra Asociación se ha encargado de organizar un Seminario de dos días de duración, sobre "Proyecto y construcción de estructuras de hormigón pretensado", bajo la dirección del Dr. Ingeniero de Caminos D. José Calavera y en el que intervendrán también los Srs. Albajar, Elices, Manterola, Rui-Wamba y Villar, todos ellos Miembros de nuestra Asociación.

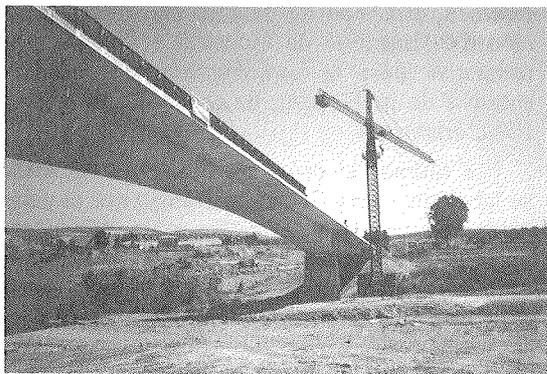


Fig. 6. Puente de la Fase I de la Ronda de Langreo (Asturias). Proyecto de J.J. Arenas; C. Alonso y M. Pantaleón.

La Dirección del Comité Latinoamericano de Estructuras (CLAES) ha invitado a la ATEP a participar en las actividades de dicho Comité. Después del oportuno intercambio de información y una vez conocidos los respectivos campos de competencia, se ha acordado establecer una estrecha colaboración entre ambas organizaciones para todos aquellos temas de común interés. Se pondrán las

páginas de nuestra Revista "Hormigón y Acero" a disposición del CLAES, para la difusión entre nuestros Asociados de todas aquellas noticias, trabajos, etc. que se estime pueda ser conveniente dar a conocer. Esta colaboración, que como habréis podido comprobar ya se ha iniciado, se espera pueda intensificarse en el futuro canalizándola a través, especialmente, de la Comisión de Trabajo "Hormigón armado y Hormigón pretensado" que iniciará su actividad en 1988.

Durante los días 23 al 27 de mayo del 88, se va a celebrar en Madrid, "COLLOQUIA-88", unas "Jornadas en español y portugués sobre estructuras y materiales" organizadas por el CEDEX y el Instituto Eduardo Torroja del CSIC, patrocinadas por el ACI, el CEB y la RILEM y con la colaboración especial de la ATEP. El Presidente de la ATEP, Sr. Arredondo y varios otros Miembros de nuestra Asociación forman parte del Comité Científico de "COLLOQUIA-88" e intervendrán en su desarrollo.

En relación con la FIP, debe mencionarse que, en septiembre del próximo año 1988, se va a celebrar en Jerusalem un nuevo Simposio Internacional en el que se tratarán los siguientes temas principales: "Durabilidad del hormigón armado y pretensado en ambientes cálidos y húmedos"; "Aceros y sistemas de pretensado"; "Aplicaciones prácticas del cálculo no lineal a las estructuras de hormigón pretensado", y "El hormigón pretensado en la construcción de edificios altos (efectos sísmicos y térmicos, colapso progresivo, etc.)". Coincidiendo con el Simposio se reunirán también el Consejo y la mayoría de las Comisiones Técnicas de la FIP.

Asimismo, durante 1988 se continuará trabajando en la organización del XI Congreso Internacional de la FIP que va a celebrarse, en Hamburgo (República Federal Alemana), en junio de 1990.

Sobre ambos acontecimientos se ha dado cumplida información a través de "Hormigón y Acero".

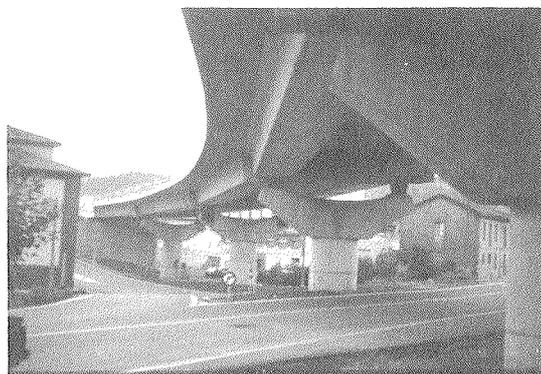


Fig. 7. Puente sobre el río Guadalquivir. (Euroestudios, S.A.).

Con arreglo a lo dispuesto en nuestros Estatutos, en 1988 habrá que renovar a cuatro de los Vocales de la Junta que han cumplido ya sus seis años en el cargo. Por lo tanto, habrán de celebrarse las correspondientes elecciones. Oportunamente, se enviará una circular recabando la presentación de las candidaturas que, posteriormente deberán someterse a votación. Es por tanto conveniente que cada uno vaya pensando en los nombres de los Miembros de la ATEP que considere deben figurar en dichas candidaturas. Estamos seguros de que, en esta ocasión, podremos como siempre, contar con vuestra imprescindible colaboración. No nos defraudéis.

Durante el año que ahora se inicia, la Comisión Permanente del Hormigón, del MOPU, se va a dedicar a revisar la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado", E.P. 80. Es evidente la necesidad de introducir en ella importantes modificaciones y adiciones.

Se ha pedido a la ATEP su colaboración para ello. La trascendencia indudable del tema, estimamos que nos autoriza a solicitar vuestra ayuda para, entre todos, intentar poner al día dicha Instrucción, llenando sus lagunas y corrigiendo aquellas prescripciones que el tiempo transcurrido desde que se promulgó la E.P.—80, ha demostrado no son las más adecuadas. Por ello, encarecemos a todos los que consideréis que podéis aportar algo en este sentido, os pongáis en contacto, bien con la Secretaría de la ATEP, o bien directamente con la Comisión Permanente del Hormigón, haciéndoles llegar vuestras sugerencias y propuestas. Estamos convencidos de que, de esta forma, trabajaremos en beneficio de todos y prestaremos una ayuda eficaz para el necesario perfeccionamiento de la vigente legislación relativa a la técnica del pretensado.

Debemos también dar cuenta de que la Junta de Gobierno ha considerado que, como consecuencia del constante descenso de la cotización del dólar, se hacía necesario modificar el importe de las cuotas anuales que venían abonando los Miembros "Personales" de la A.T.E.P., del Extranjero. En consecuencia, se ha decidido que el importe de dichas cuotas, en 1988, sea de 45,— dólares. Esto supone únicamente un incremento de cinco dólares, el mínimo preciso para compensar la pérdida de valor experimentada por la moneda americana.

Y, finalmente, antes de terminar estos comentarios queremos destacar que en este número 166 de "Hormigón y Acero" se inicia la publicación de los textos de todas las Comunicaciones presentadas durante las Sesiones Técnicas de la XIIª Asamblea Técnica de la ATEP recientemente celebrada en Granada. Se incluirán también los de aquellas Comunicaciones que, por causas imprevistas, no pudieron ser presentadas oralmente por sus Autores.

Como quiera que son más de setenta los trabajos que hay que reproducir, se estima que, por lo menos durante todo el año 1988, la Revista estará exclusivamente dedicada a la Asamblea. Confiamos en que, dado el elevado nivel de las diferentes intervenciones, estos números de "Hormigón y Acero" resultarán de especial interés para nuestros Asociados.

DESEAMOS A TODOS NUESTROS AMIGOS
ASOCIADOS Y COLABORADORES
UN PROSPERO Y MUY FELIZ AÑO 1988

LA JUNTA DE GOBIERNO DE LA ATEP

* * *

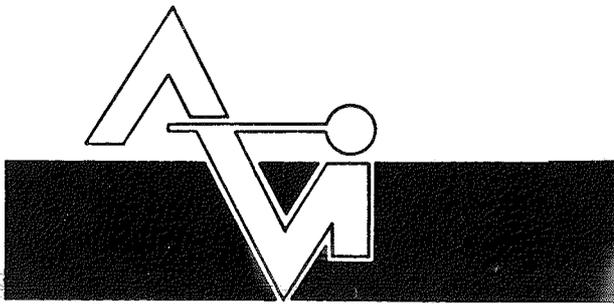
Nota Editorial

Con el fin de no retrasar excesivamente la publicación de las Comunicaciones presentadas a la XIIª Asamblea, con lo que, indudablemente, perderían parte de su interés al no ser ya de actualidad, y ante la imposibilidad de aumentar sensiblemente el número de páginas de la Revista, por los problemas que ello plantearía en su distribución, como ha ocurrido ya en anteriores ocasiones, y por el importante incremento de costo que ello supondría y al que la A.T.E.P. por sí sola no podría hacer frente, se ha tomado la decisión de, para economizar espacio, reducir el tamaño de letra que

hasta ahora se venía utilizando y hacer la impresión a dos columnas.

Se estima, que con ello, apenas se perjudica la buena presentación actual de "Hormigón y Acero", con la que todos estamos plenamente satisfechos, y que su lectura continúa resultando suficientemente cómoda y agradable.

En todo caso, si la experiencia lo aconseja, una vez publicadas todas las Comunicaciones se volvería al formato normal hasta ahora utilizado.



ALVISA

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

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

XIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

R. Piñero
Secretario de la ATEP

Como de todos es sabido, el fin que persigue nuestra Asociación es "fomentar los progresos de todo orden referentes a la técnica del pretensado, colaborando al desarrollo técnico y social del país dentro del campo específico de esta rama de la construcción." (Artículo 2º de los Estatutos).

A tal objeto tiene programadas una serie de actividades, una de las cuales es la celebración, cada tres años, de Asambleas Técnicas de carácter nacional. Seguramente, estas Asambleas constituyen una de las principales actividades de la ATEP, por su trascendencia y repercusión dentro del campo del pretensado en España.

Como se recordará, en septiembre de 1984 se celebró, en Santander, la XIª Asamblea. Por consiguiente, de acuerdo con las directrices marcadas, correspondía organizar en 1987 la decimosegunda. Y para ello, lo primero que había que hacer era elegir la sede adecuada.

Como es lógico, para esta elección hay que tener en cuenta una serie de circunstancias. Es necesario que la Ciudad seleccionada cuente con locales apropiados, adecuadamente equipados y atendidos, para el desarrollo de las Sesiones Técnicas; que existan facilidades para el alojamiento de los participantes, que la sede resulte acogedora y con los suficientes atractivos, en todos los aspectos, tanto para los participantes en la Asamblea como para sus acompañantes; que las Autoridades, Organismos, Colegios Profesionales, Entidades y Empresas locales estén dispuestos a colaborar prestando su apoyo y las necesarias ayudas económicas.

A la vista de todo ello, en esta ocasión resultó elegida la ciudad de Granada, que cumple con exceso todos los requisitos necesarios.

Al hacer ahora esta reseña de la XIIª Asamblea, podemos ya afirmar que la elección efectuada no ha podido ser más acertada; así lo confirman las opiniones expresadas, al final de las reuniones, por los que en ellas han participado. Dejando aparte el aspecto técnico, que más adelante comentaremos, desde el punto de vista humano la semana transcurrida ha resultado francamente agradable, gracias a

la colaboración de cuantas Entidades locales se han esforzado en ofrecer a los Assembleístas todo lo necesario para conseguir dejar en ellos un agradable e imborrable recuerdo, tanto de los paisajes y monumentos de la ciudad y de la región, como de la amabilidad, alegría y gentileza de sus moradores y de la riqueza y esquisiteces de su gastronomía. En resumen, para que ninguno de los participantes pueda olvidar su breve estancia en Granada.



Foto 1. Mesa Presidencial de la Sesión de Apertura.

Obligado resulta ahora dejar constancia de que todos los trabajos de organización se han centralizado en la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de la Universidad de Granada cuya Dirección y Claustro han tenido un excepcional comportamiento. Su colaboración, digna del mayor elogio, ha resultado fundamental.

Desde el punto de vista técnico, hemos de señalar que en esta Asamblea se han presentado, en total, 78 Comunicaciones, distribuidas de la siguiente forma:

- Para el Tema 1º.- "Investigaciones y estudios", 39.
- Para el Tema 2º.- "Evaluación y análisis de estructuras existentes", 2.
- Para el Tema 3º.- "Rehabilitación, reparación

y refuerzo de estructuras", 11.

— Para el Tema 4º.— "Realizaciones", 26.

De estas 78 Comunicaciones, debido a insuperables dificultades por causas imprevistas de fuerza mayor con que, a última hora, tropezaron sus Autores para trasladarse a Granada, doce de ellas no se pudieron presentar oralmente en el curso de las Sesiones Técnicas. No obstante, los textos correspondientes, si finalmente sus Autores pueden enviarnoslos, serán publicados también con los de todas las demás, para su difusión y general conocimiento de nuestros Asociados.

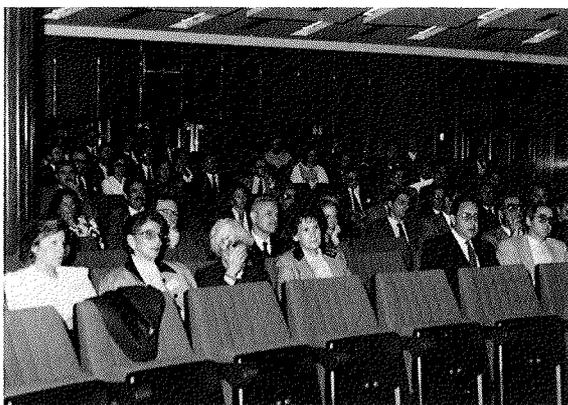


Foto 2. Aspecto del Salón de Actos durante la Sesión de Apertura.

Dado el elevado número de Comunicaciones presentadas y a la vista del interés y calidad de todas ellas, el Comité especial designado para seleccionar, previo el oportuno análisis de los correspondientes textos, las que habrían de ser expuestas oralmente en las Sesiones Técnicas, decidió que, como quiera que en su totalidad merecían ser dadas a conocer en el curso de dichas Sesiones, lo que procedía era prolongar la duración de las mismas y reducir el tiempo adjudicado a cada uno de los Autores para la presentación de su trabajo.

De acuerdo con este criterio se aprobó el programa definitivo, que es el que más adelante se incluye. El escaso tiempo disponible obligó a que, en su intervención oral en las Sesiones, los Ponentes pudiesen sólo exponer un resumen de la Comunicación redactada. No obstante, en los coloquios celebrados al final de cada Sesión, se pudieron discutir diversos aspectos que, por su interés, merecieron una especial atención y ser objeto de general y público debate entre los participantes. Por otra parte, los textos completos de todas las Comunicaciones serán reproducidos en las publicaciones que, dedicadas a la Asamblea, se están preparando.

Gracias a la generosidad de la Excm. Diputación Provincial de Granada, todas las Sesiones pudieron celebrarse en el moderno Salón de Actos que la cita-

da Diputación posee en el número 26 de la calle Mesones, perfectamente acondicionado y ubicado en pleno centro de la ciudad. Ello ha contribuido en gran medida a que los participantes hayan podido seguir, confortablemente instalados, el desarrollo de las prolongadas Sesiones en las que, durante tres días, en jornadas de mañana y tarde, se expusieron las 66 Comunicaciones presentadas.

Y hechos estos comentarios generales, hora es ya de iniciar el informe detallado sobre el desarrollo de la Asamblea y de los diversos Actos con tal motivo celebrados, para el debido conocimiento de todos aquellos Miembros de nuestra Asociación que no han podido asistir personalmente a estas Jornadas.

En esta XIIª Asamblea se han inscrito 151 técnicos, ocho de ellos no Miembros de la ATEP. De estos participantes, 48 asistieron acompañados de sus respectivas esposas y se inscribieron, además, otros 15 acompañantes. En definitiva el número total de personas que, en esta ocasión, han asistido a la Asamblea ha sido de 214. Estimamos que este hecho nos permite sentirnos francamente satisfechos. Esta satisfacción aumenta al comprobar la elevada proporción que de esta cifra corresponde a profesionales jóvenes que, por primera vez, participaron en este tipo de reuniones; lo que, después de oídas sus interesantes intervenciones, nos permite asegurar que la continuidad de la labor que la ATEP viene realizando queda asegurada para el futuro.

Las Entidades, Organismos y Empresas que, a través de los 151 técnicos asistentes han estado representados en la Asamblea, han sido 54. Es otro dato que también, en nuestra opinión, merece ser destacado.

Los trabajos de organización han corrido a cargo de un Comité que en esta ocasión ha estado constituido por los siguientes miembros:

Presidente: ARREDONDO VERDU, Francisco

Vicepresidente: GARCIA GARCIA, José Antonio.

Vocales: FUENTE GONZALEZ, Antonio de la; GALVEZ RODRIGUEZ, Enrique; GOMEZ MESA, José Manuel; HOYOS QUINTANILLA, Antonio de; JIMENEZ BENAVIDES, José; LEON CASAS, Miguel Angel; MIR DE MIGUEL, Mª Victoria; MORAL CASTRO, José María; PEREZ MOLINA, Pedro y PIÑEIRO ABRIL, Rafael.

Se designó también un Comité de Honor de la Asamblea. A continuación se incluye la relación de las personalidades que nos han honrado aceptando formar parte de este Comité:



Foto 3. Mesa Presidencial de la Sesión de Clausura.

Invitados a propuesta de la Junta de Gobierno de la ATEP (citados por orden alfabético)

Excma. Sra. D^a María del Carmen Andrade Perdriz.— Directora del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento del CSIC.

Excmo. Sr. D. Enrique Balaguer Camphuis.— Director General de Carreteras y Presidente del Colegio Nacional de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Excmo. Sr. D. Ignacio Briones Sáenz de Tejada.— Presidente del Consejo Técnico del Instituto Eduardo Torroja y Presidente de la Confederación Nacional de la Construcción.

Excmo. Sr. D. Rafael de la Hoz Arderius.— Presidente del Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España.

Excmo. Sr. D. Jaime Lleó de la Viña.— Presidente de la Asociación de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Excmo. Sr. D. Fernando Magro Fernández.— Director General de Industrias Químicas, de la Construcción, Textiles y Farmacéuticas.

Excmo. Sr. D. Salvador Meca Gómez.— Secretario General del Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

Excmo. Sr. D. Gonzalo Ramírez Gallardo.— Subdirector General de Normativa Básica y Tecnológica del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Excmo. Sr. D. Juan Rodríguez de la Rúa.— Director General de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Excmo. Sr. D. Enrique Trillas Ruiz.— Presidente del Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

Excmo. Sr. D. Alberto Valdivielso Cañas.— Director General para la Vivienda y Arquitectura del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Excmo. Sr. D. Hans Wittfhot.— Presidente de la Federación Internacional del Pretensado (FIP).

Invitados a propuesta del Comité Local

Excmo. Sr. D. José Rodríguez de la Borbolla.— Presidente de la Junta de Andalucía.

Excmo. Sr. D. Pedro Temborry.— Gobernador Civil de Granada.

Excmo. Sr. D. José Vida Soria.— Rector Magnífico de la Universidad de Granada.

Excmo. Sr. D. Antonio Jara Andreu.— Alcalde Presidente del Excmo. Ayuntamiento de Granada.

Excmo. Sr. D. José Olea Barón.— Presidente de la Excmo. Diputación de Granada.

Excmo. Sr. D. Francisco Fernández Palomares.— Vice Rector de Escuelas Universitarias de la Universidad de Granada.

Excmo. Sr. D. Jaime Montaner Roselló.— Consejero de Obras Públicas y Transportes.

Ilmo. Sr. D. José Prados Osuna.— Delegado Provincial de la Consejería de Economía y Fomento.

Ilmo. Sr. D. Rafael Villar.— Director Provincial del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Ilmo. Sr. D. Agustín Bertrán Moreno.— Director de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Granada.

Ilmo. Sr. D. Juan López Martos.— Presidente de la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir.

Ilmo. Sr. D. Rafael Salcedo Valbuena.— Delegado de la Consejería de Obras Públicas y Transportes.

Ilmo. Sr. D. Manuel Conde Gutiérrez del Alamo.— Presidente de la Confederación Hidrográfica del Sur de España.

Obligado nos parece, asimismo, hacer mención de cuantos, con sus aportaciones y ayudas económicas, han contribuido a sufragar los elevados gastos extraordinarios originados con motivo de estas reuniones y a los que, dada la escasez de recursos con que cuenta la ATEP, no nos hubiese sido posible hacer frente. Es, por tanto, sólo gracias a ellos que se ha podido ofrecer a los participantes y acompañantes una serie de actividades, al margen de las estrictamente técnicas, que han ayudado en gran medida a redondear el éxito de esta XII^a Asamblea. Todos ellos se integraron en un Comité Patrocinador que estaba constituido como se indica a continuación: (Se citan por orden alfabético):

Agrupación de Fabricantes de Cemento de España.

Alvi, S.A.— Prefabricados Albajar.

Excmo. Ayuntamiento de Granada.

Banco Español de Crédito en Granada.

Carlos Fernández Casado, S.A.

Cátedra de puentes de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña.

Centro de Trabajos Técnicos, S.A.

Colegio Nacional de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Colegio Oficial de Arquitectos de Andalucía Oriental. Delegación de Granada.

Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Granada.

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Andalucía Oriental.

Colegio Oficial de Peritos e Ingenieros Técnicos Industriales de Granada.

Construcciones Avila Rojas.

Cubiertas-MZOV, S.A.

Demarcación de Andalucía Oriental del Colegio Nacional de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Excma. Diputación Provincial de Granada.

Dirección General de Industrias Químicas, de la Construcción, Textiles y Farmacéuticas. Ministerio de Industria y Energía.

Dragados y Construcciones, S.A.

Emesa-Trefilería, S.A.

Entrecanales y Távora, S.A.

Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Granada.

Esñeco Construcciones, S.L.

F. Enrique Hitos Mendoza.

Freyssinet, S.A.

Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, del CSIC.

Instituto Técnico de Materiales y Construcciones. Intemac.

José Prados García.

Junta de Andalucía. Consejería de Obras Públicas y Transportes.

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Pacadar, S.A.

Patronato Provincial de Turismo de Granada. Sondeos Galdeano.

Tragsa.

Universidad de Granada.

Y dentro de este capítulo de agradecimientos, recogiendo el sentir unánime de cuantos han participado en estas Jornadas, es de justicia destacar la efíca-císima labora desarrollada por las señoritas M^a Car-

men Sánchez Palomo y Margarita Sánchez Garrido, encargadas de la Secretaría de la Asamblea y que, tanto por su amabilidad y simpatía como por su ejemplar comportamiento, se han hecho acreedoras a los mayores elogios. Ellas se ocuparon de formalizar las inscripciones, preparar y distribuir la documentación, atender todo tipo de consultas y, en fin, ayudar a resolver todos esos problemas que en este tipo de reuniones nunca faltan. Y, realmente, lo han hecho magníficamente, con total entrega y completo éxito.

Por lo que respecta al desarrollo de la Asamblea, a continuación se detallan los diversos Actos celebrados de acuerdo con el programa previsto.

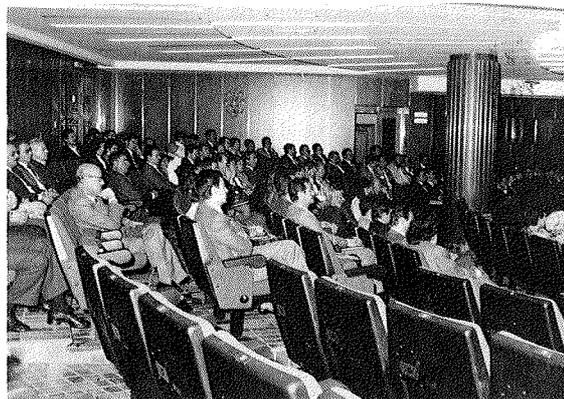


Foto 4. Aspecto del Salón de Actos durante la Sesión de Clausura.

Lunes, 19 de octubre de 1987

Mañana:

9,30 - 11,30: Formalización de inscripciones y entrega de documentación en la Secretaría de la Asamblea instalada a la entrada del Salón de Actos de la Excma. Diputación Provincial de Granada, en el cual se celebraron todas las Sesiones Técnicas.

11,30 - 12,30: Solemne Sesión de Apertura. La Mesa Presidencial estuvo constituida por el Excmo. Sr. D. Antonio India Gotar, Vicepresidente de la Excma. Diputación Provincial de Granada; Excmo. Sr. D. Francisco Fernández Palomares, Vicerrector de Escuelas Universitarias de la Universidad de Granada; D. Francisco Arredondo Verdú, Presidente de la Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP); D. Alfredo Páez Balaca, Vocal de la Junta de Gobierno de la ATEP, y D. José Antonio García García, Subdirector de Investigaciones y Estudios Económicos de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Granada.

Abierta la Sesión, el Presidente de la Mesa, Excmo. Sr. D. Antonio India, cedió la palabra al Sr. Páez quien, después de justificar el programa preparado para el desarrollo de las Sesiones y co-

mentar el satisfactorio estado actual de la técnica del pretensado, tanto en España como en el extranjero, analizó los campos en que, a su juicio, aún no se aprovechan como debieran todas las ventajas que el pretensado ofrece. Se refirió especialmente al campo de la Arquitectura y, dentro de él, a los aspectos relativos al refuerzo y rehabilitación de edificios, abogando por la necesidad de que la ATEP organice una campaña para promover el conocimiento y la utilización de nuestra técnica entre los profesionales que intervienen en los trabajos de edificación. En este mismo número de "Hormigón y Acero" se reproduce el texto de la intervención del Sr. Páez.

Finalmente, el Excmo. Sr. D. Antonio India expresó su satisfacción por haber sido elegida Granada como sede de esta Asamblea y su deseo de una feliz estancia a todos los participantes y de que las reuniones alcanzasen un completo éxito.

A continuación, todos los participantes y acompañantes se trasladaron al Palacio de Los Córdova en donde la Concejalía de Medio Ambiente, Educación y Promoción ciudadana, D^a Mariló García Cotarelo, en nombre del Excmo. Ayuntamiento, les dió la bienvenida a la Ciudad. El Presidente de la Asociación, Sr. Arredondo, pronunció unas palabras de agradecimiento y, seguidamente, se sirvió un espléndido refrigerio. El Acto se desarrolló en un ambiente de gran cordialidad y cuantos a él asistieron quedaron muy complacidos.

Tarde:

15,45 - 18,30: I Sesión Técnica

Mesa Presidencial:

Presidente: R. Guitart. Vocales: R. del Cuvillo, J. Jiménez Benavides y C. Siegrist. Secretario: R. Piñeiro.

Tema 1º.— "Investigaciones y estudios".

Comunicaciones:

— G. Chardín; M. Casaponsa; F. Cabrera, y U.L. Delauzun: "La losa semirresistente pretensada".

— J.A. Lechuga; J. Perxas, y J. Llagostera: "Estudio de la corrosión en viguetas pretensadas".

— A. Aguado; A. Vives; J.J. Egozcue, y J.M. Velasco: "Vigilancia del pretensado en los edificios de contención de centrales nucleares".

— M.C. Alonso; C. Andrade; R.P.M. Procter, y M. Sáenz de Santamaría:

"Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión del acero pretensado en disoluciones de NaHCO_3 ".

— E. Barberá; B. Perepérez; E.J. Jiménez; A. santamaría; J. Benlloch, S. Balasch: "Influencia de excentricidades de ensayo sobre la resistencia a tracción indirecta del hormigón por doble punzo-

namiento. Relaciones con otras resistencias".

— J. Benlloch; B. Perepérez, y E. Barberá: "La influencia de la armadura de comprensión en la cuantificación de las flechas a noventa días".

— A. López y A.C. Aparicio: "Modelo de análisis de secciones para evaluar la respuesta hasta la rotura, por solicitaciones normales y/o tangentes, de estructuras de hormigón pretensado".

— J. R. Casas y A.C. Aparicio: "La respuesta dinámica como método no destructivo de inspección y control de estructuras".

— P. Roca y A.R. Marí: "Evolución hasta rotura de estructuras laminares de revolución de hormigón pretensado".

— F. Rodríguez Cazar y H. Corres: "Diagrama momento curvatura de secciones de hormigón pretensado sometidas a carga instantánea y diferida. Modelo teórico y contrastación experimental".

— M. Guyón y A. López: "Criterios de dimensionamiento para losas de continuidad en tableros de vigas prefabricadas para puentes de carretera".

— F. Morán: "Anomalías en flexión-compresión y formas de evitarlas".

— A. Recuero y F. Morán: "Selección de los esfuerzos más desfavorables para la comprobación de una sección".

— J.M. Velasco; A. Aguado, y A. Vives: "Métodos experimentales de determinación de la fluencia".

18,30 - 18,45 - Coloquio

18,45 - 19,00 - Descanso

19,00 - 19,45 - Proyección de vídeos. Se proyectó un vídeo titulado "Pruebas de carga efectuadas en el Paso Superior de Alfonso X, del Cinturón de Ronda de Barcelona", presentado por la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P. de Barcelona.



Foto 5. En la fotografía, los galardonados con las tres Medallas de la ATEP concedidas con motivo de esta XIIª Asamblea Técnica Nacional. De izquierda a derecha D. Carlos Siegrist, D. Rafael López Palanco y D. Javier Rui-Wamba.

Noche:

21,30: Invitados por los Colegios Profesionales de Granada,, todos los asistentes a la Asamblea participaron en una muy agradable cena de confraternidad servida en el Palace Hotel. Se entregaron obsequios a las señoras y, a continuación, se celebró un concierto de guitarra con la actuación del famoso Trío Albéniz.

Martes, 20 de octubre de 1987

Mañana:

8,45 - 11,00: II Sesión Técnica

Mesa Presidencial:

Presidente: C. Andrade. Vocales: A.C. Aparicio; J.A. García García y F. Morán. Secretario: R. Piñeiro.

Tema 1º.— “Investigaciones y estudios” (Continuación).

Comunicaciones:

— M.A. Fernández Prada y P.F. Miguel: “Una representación geométrica de la red de fisuración en estructuras de hormigón para su aplicación en un modelo de análisis por el M.E.F.”.

— M.A. Fernández Prada y P.F. Miguel: “Un modelo por el M.E.F. con fisuración discreta para el análisis de estructuras de hormigón. Descripción general”.

— G. González Isabel; J.A. Fernández Gómez y A. Delibes: “Resistencia a la helada de soportes de hormigón”.

— E. González Valle: “Aspectos prácticos de la comprobación de flechas en forjados de edificación”.

— A.M. Lancha y M. Elices: “Influencia de la orientación de las colonias de perlita en la corrosión bajo tensión de aceros eutectoides”.

— J. Caffarena y J. Calavera: “Estudio experimental de juntas de hormigonado en estructuras de edificios”.

— P. Maturana; J. Planas y M. Elices: “Comportamiento del hormigón en fractura a muy bajas temperaturas”.

— E. Mirambell; A.C. Aparicio y A. Aguado: “Movimientos térmicos de juntas y aparatos de apoyo en puentes de hormigón emplazados en la península”.

— J. Llorca y V. Sánchez Gálvez: “Vida en fatiga de alambres de acero de pretensado”.

— L. Moreno y A. Samartín: “Un elemento junta de contacto entre suelo y estructura”.

— J.P. Gutiérrez: “Estado actual del cálculo de soportes y pórticos de hormigón armado”.

11,00 - 11,15: Coloquio.

11,15 - 11,30: Descanso

11,30 - 13,30: III Sesión Técnica

Mesa Presidencial:

Presidente: E. Gálvez. Vocales: M. Juliá; M. Martínez Rueda y V. Mir de Miguel. Secretario: R. Piñeiro.

Tema 1º: “Investigaciones y estudios” (Continuación)

Comunicaciones:

— J. Toribio y M. Elices: “Nuevas aportaciones al ensayo FIP de fragilización por hidrógeno en tiocianato amónico”.

— V. Sánchez Gálvez; M. Elices y J. Llorca: “Relajación de tensiones en tendones con temperatura variable”.

— J. Calavera; H. Corres; J.A. Fernández Gómez y F.J. León: “Comportamiento instantáneo hasta rotura, de forjados isostáticos e hiperestáticos de semiviguetas pretensadas. Resultados experimentales”.

— R. Martí: “Homologación de sistemas de pretensado”.

— A. Martín y V. Sánchez Gálvez: “Comportamiento frente a la corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado protegidos por ánodos de sacrificio”.

— I. Duque y A.C. Aparicio: “Influencia de los errores de ejecución en el estado tensional de los puentes atirantados construidos por voladizos sucesivos”.

— A. Recuero; O. Río y J.A. Tinao: “Diseño asistido por ordenador de tableros de puentes losa”.

— P. Rubio y L. Ortega: “Ensayo dinámico de tableros isostáticos con vigas de hormigón pretensado en el viaducto sobre el río Almorchón (Presa de La Serena)”.

13,30 - 13,45: Coloquio

Tarde:

15,46 - 18,30: IV Sesión Técnica

Mesa Presidencial:

Presidente: J. Jiménez Benavides. Vocales: E. Gálvez; M. Guzmán y J.B. Ripoll. Secretario: R. Piñeiro.

Tema 1º: Investigaciones y Estudios (Continuación)

Comunicaciones:

— A. Valiente y M. Elices: “Sensibilidad del acero de pretensar a los esfuerzos transversales”.

— F. Rodríguez López y J. Calavera: “Investigación experimental de las longitudes de anclaje de las

armaduras comprimidas de los pilares de hormigón armado en los cimientos”.

– A. Valiente; M.A. Astiz y M. Elices: “Tenacidad de fractura del acero de pretensar”.

– J. Fernández Gómez y J. Calavera: “Estudio experimental de la evolución de las características mecánicas del hormigón curado en diversas condiciones y su aplicación al cálculo de los procesos de descimbrado”.

– J. Calavera; H. Corres; J. Fernández Gómez y F.J. León: “Evolución de deformaciones de forjados pretensados”.

– J. Climent: “Fallos en cuñas de anclajes. Soluciones”.

Tema 2º: “Evaluación y análisis de estructuras existentes”.

Comunicaciones:

– A.M. Floriano y L. Ortega: “Instrumentación del puente Fernando Reig sobre el río Barxell (Alcay)”.

– A. López y A.C. Aparicio: “Estudio de la evolución de la respuesta hasta la rotura de tableros de puentes de hormigón pretensado de planta curva o esviada”.

– Tema 3º: “Rehabilitación, reparación y refuerzo de estructuras”.

Comunicaciones:

– J. Rodríguez Santiago y J.M. Conde-Salazar: “Estudio experimental de la puesta en carga de una estructura y el corte de un pilar de un edificio de ocho plantas”.

– J.M. Morera: “Deterioros aparecidos en las estructuras de la autopista Villalba-Adanero”.

– J.M. Conde-Salazar: “Reparación de estructuras de viaductos”.

– A. González Serrano: “Refuerzo de unas cerchas de hormigón de una gran nave, que estaban próximas a su agotamiento resistente”.

– A. González Serrano: “Construcción de un atraque con hormigón inyectado in situ bajo el mar”.

– A. González Serrano: “Análisis de las grietas y reparación de la cimentación de un puente de gran luz”.

– A. González Serrano: “Sustitución de los muros de acompañamiento de un puente, por dos muros atirantados paralelos”.

– A. González Serrano: “Supresión de un forjado y de pilares en una nave, para transformarla en un gran almacén sin soportes interiores”.

– A. González Serrano y J.A. Fernández Ordóñez: “Sistema de cuelgue utilizado en el Parque de la Creueta del Coll, en Barcelona, para suspender

una estructura de hormigón armado del escultor Eduardo Chillida”.

– A. González Serrano: “Reparación de un pilar, mediante zunchado, en un edificio público de veinte pisos que estaba en servicio”.

– A. González Serrano: “Refuerzo pasivo de un forjado nervado”.

18,30 - 18,45: Coloquio

18,45 - 19,00: Descanso.

19,00 - 19,45: Proyección de vídeos. Se proyectó un vídeo titulado “Viaductos de Horta y Cruzul”, presentado por la Empresa Ferrovial, S.A., y otro de la firma “Bauchemie, S.A. de Tratamientos especiales para la construcción” cuyo título era “Nuevo revestimiento elastomérico de poliuretano – Baitec, S.T.C.– Aplicaciones en el mantenimiento, conservación y refuerzo de estructuras”.



Foto 6. Fotografía tomada durante la recepción ofrecida por el Rectorado de la Universidad de Granada, en su sede del Hospital Real.

Programa para los acompañantes

Durante este día todos los acompañantes realizaron una excursión en autobús, en el curso de la cual visitaron la Alhambra, el Generalife y otros puntos de interés de la ciudad. Almorzaron en el Restaurante “El Capricho”, en Monachil, y participaron en una capea.

Miércoles, 21 de octubre de 1987

Mañana:

8,45 - 11,00: V Sesión Técnica

Mesa Presidencial:

Presidente: E. González Valle. Vocales: A. de la Fuente; J.A. Llombart y J.M. Villar. Secretario: R. Piñero.

Tema 4º: “Realizaciones”.

Comunicaciones:

– M. Elices; A. Valiente, y J. Planas: “Depósitos criogénicos de hormigón pretensado”.

– M. Juliá: “Puente de Los Santos sobre el río Eo”.

– J.L. Lleyda: “Naves para Construcciones Aero-náuticas, en Getafe (Madrid).”

– J.A. Llombart y V. Antón: “Planteamiento es-
tructural frente a acciones horizontales en proyectos
de puentes”.

– J. Manterola y L. Fernández Troyano: “Realizaciones de puentes”.

– R. Martí y R. Rucabado: “Puente atrantado de Ben-Ahin”.

– I. Granell: “Diversos puentes pretensados”.

– F.J. Herrero y C. Siegrist: “Pasarela sobre el río Ebro, en Logroño”.

11,00 - 11,15: Coloquio.

11,15 - 11,30: Descanso.

11,30 - 13,30: VI Sesión Técnica.

Mesa Presidencial:

Presidente: R. del Cuwillo. Vocales: A. Páez; P. Pérez Molina y J. Rui-Wamba. Secretario: R. Piñero.

Tema 4º: “Realizaciones” (Continuación)

Comunicaciones:

– E.J. Ayala: “Proyecto del puente Cochrane”.

– M. Burón; A. Ortiz y L. Gómez Sanz: “Prefabricación de puentes de gran luz. El puente de Alcoy”.

– J.M. Arrieta y F.J. del Pozo Vindel: “Tres puentes continuos construidos por vanos sucesivos”.

– F.J. del Pozo Vindel y J.M. Arrieta: “Nuevo puente sobre el río Manzanares, en el Nudo Sur de Madrid”.

– J.A. Fernández Ordóñez; J. Martínez Calzón; J.F. Millanes; A. Ortiz y J. Marco: “Control y seguimiento del montaje del puente atrantado de Fernando Reig, sobre el río Barxell, en Alcoy.”

– L. Fernández Troyano y J. Manterola: “Realizaciones de puentes”.

– L. García de Miguel: “Ultimas realizaciones en puentes pretensados, de Dragados y Construcciones, S.A.

13,30 - 13,45: Coloquio.

Programa para los acompañantes

Durante esta mañana, los acompañantes participaron en una visita a la Cartuja y otros monumentos de Granada.

Tarde:

15,45 - 18,00: VIIª Sesión Técnica.

Mesa Presidencial:

Presidente: J. Calavera. Vocales: J.M. Gómez Mesa; J. Jódar y F.J. del Pozo Vindel. Secretario: R. Piñero.

Tema 4º: “Realizaciones” (Continuación).

Comunicaciones:

– J.B. Ripoll y R. Martí: “Izado de los tramos de acceso al puente de Cochrane, en Estados Unidos”.

– J.B. Ripoll y J. Ayats: “Anclajes especiales para el puente sobre el río Duero, en Oporto (Portugal)”.

– S. Pérez Fadon: “Voladizos sucesivos por dovelas prefabricadas. Puentes de Horta y Cruzul”.

– J.A. Llombart y V. Antón: “Viaductos de la Autopista Urbana 9 de julio, en Buenos Aires (Argentina)”.

– J.R. Atienza; V. López Desfilis; R. Irlas y R. Codina: “Sistema estructural prefabricado para la construcción de naves aperticadas de grandes dimensiones”.

– J. Rui-Wamba: “El uso del postensado en elementos singulares de edificación”.

– J.M. Villar: “Depósito de agua en Riyadh”.

– J.M. Villar: “Puente del acceso Sur a Zamora”.

– J.J. Arenas; C. Alonso y M. Pantaleón: “Puente y pasarela peatonal sobre el río Nervión, en Arrigorriaga (Vizcaya)”.

– J.J. Arenas; C. Alonso y M. Pantaleón: “Estructuras de la Ronda de Langreo, fase primera”.

– J.J. Arenas y L. Villegas: “Análisis en teoría de segundo orden de las pilas del viaducto del Cruzul”.

18,00 - 18,15: Coloquio.

18,15 - 18,30: Descanso.

18,30 - 19,00: Solemne sesión de Clausura. Una vez concluida la séptima y última Sesión Técnica de la XIIª Asamblea, se celebró el Acto de Clausura, presidido por D. Agustín Bertrán, Director de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Granada, al que acompañaban en la Mesa D. Rafael Mª Guitart, Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón del MOPU; D. Miguel Angel León, Ingeniero de la Excma. Diputación Provincial de Granada; D. Francisco Arredondo, Presidente de la ATEP y D. Rafael Piñero, Secretario de la ATEP.

Abierta la Sesión por D. Agustín Bertrán, el Secretario de la ATEP dió lectura al Acta de la reunión celebrada por la Comisión encargada de asignar las "Medallas de la ATEP". De conformidad con el acuerdo adoptado en dicha reunión, las tres Medallas concedidas con motivo de esta Asamblea se otorgaron a los siguientes Señores, citados por orden alfabético: D. Rafael López Palanco; D. Javier Rui-Wamba Martija, y D. Carlos Siegrist Fernández.

En nombre de los galardonados y el suyo propio, D. Rafael López Palanco pronunció, a continuación, unas emocionadas palabras de agradecimiento por la distinción que se les había concedido.

Seguidamente, el Secretario leyó el Acta en la que se recoge el fallo del Jurado encargado de asignar los premios correspondientes al Concurso celebrado para seleccionar el Cartel anunciador de la Asamblea. De acuerdo con este fallo, el primer premio, dotado con cincuenta mil pesetas, se concedió al trabajo presentado bajo el lema "Pedro Antonio de Alarcón" del que resultó ser Autor D. Antonio Peña Molina. Se otorgaron también dos Menciones Honoríficas. La primera a D. Francisco Javier Mendez Roldais por el trabajo presentado bajo el lema "Javime"; y la segunda, al presentado bajo el lema "Reticulado 1º" por D. Rafael García Mecca.

A continuación, el Presidente de la ATEP, Sr. Arredondo, pronunció un breve discurso en el que destacó el interés y elevado nivel técnico de las Comunicaciones presentadas a esta Asamblea y el éxito que, en todos los aspectos, se ha obtenido con la celebración de estas reuniones. Terminó con unas palabras de agradecimiento a todos cuantos, con su colaboración, han contribuido, de una u otra manera, a hacer posible, realmente agradable y técnicamente provechosa, esta XIIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP.

Cerró el Acto D. Agustín Bertrán quién, después de desear a todos que estas Jornadas les hubiesen resultado fructíferas para el futuro desarrollo de sus actividades profesionales, les exhortó a continuar colaborando con el mayor entusiasmo en las actividades de la Asociación, con el convencimiento de que, de esta forma, se habrá de contribuir poderosamente al mejor desarrollo de la técnica del pretensado en nuestro país, lo que indudablemente redundará en beneficio de todos.

El texto del discurso del Sr. Arredondo, se incluye en el presente número de "Hormigón y Acero".

A las siete y media de la tarde, los Asambleístas fueron agasajados, por el Rectorado de la Universidad de Granada, en su sede del Hospital Real, con una copa de vino español de despedida, amenizada

con la actuación de la Tuna universitaria. La velada resultó muy simpática y francamente agradable.

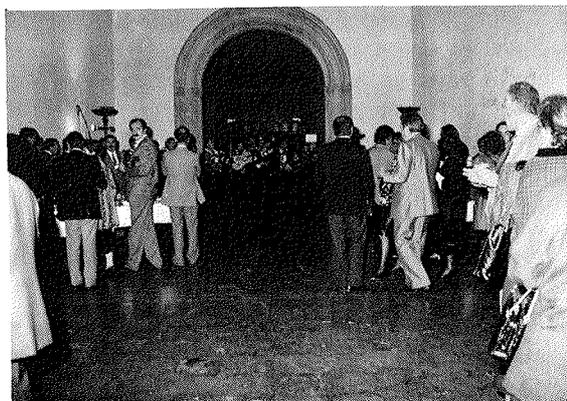


Foto 7. Otra vista de la recepción en el Hospital Real, durante la actuación de la Tuna Universitaria.

Jueves 22 de octubre de 1987

Durante este día se realizó una excursión, en autobuses, para visitar los puentes del Durcal y las obras de la presa de Béznar, continuando después a La Alpujarra. En el restaurante Poqueira, del precioso pueblo de Capileira, fue ofrecido un sabroso almuerzo por Entrecanales-MOPU. Hubo también entrega de obsequios a las Señoras. Después de un paseo por los alrededores se regresó a Granada, pasando por Lanjarón.

Viernes, 23 de octubre de 1987

El viernes 23 se salió de Granada, en autobús; para una excursión turística de jornada completa, en el curso de la cual se visitaron las famosas Cuevas de Nerja y la Urbanización "La Herradura". La comida se sirvió en el Puerto Marítimo "Marina del Este", de Almúñecar. Por la tarde, los participantes tuvieron ocasión de visitar las excavaciones arqueológicas en la Cueva de los Siete Palacios, de esta ciudad y realizar algunas compras de productos típicos de la región, antes de su regreso a Granada.

Con ésto concluyeron los Actos organizados con motivo de esta XIIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP.

Finalizada la detallada enumeración de los diversos Actos programados con motivo de esta Asamblea, sólo nos resta, para terminar, hacer

unos breves comentarios, a modo de conclusiones, sobre la misma.

El elevado número de participantes constituye, evidentemente, una clara muestra del interés que estas reuniones despiertan entre los Miembros de la ATEP. El hecho de que al concluir la Asamblea, como en esta ocasión ha ocurrido, los que han tomado parte en la misma nos expresen su satisfacción por haber podido asistir a ella, nos permite asegurar que el resultado obtenido ha sido el deseado y que esta actividad de la Asociación debe ser mantenida y continuada en el futuro, para beneficio de todos, a pesar de las dificultades e inconvenientes con que siempre se tropieza para poder llevar a feliz término su organización.

De la calidad técnica de las Comunicaciones presentadas, los que las habéis escuchado tendréis ya vuestro juicio formado. Un primer dato que permite valorar su interés nos lo han proporcionado los animados coloquios celebrados al término de cada una de las Sesiones Técnicas y la asiduidad con que a estas Sesiones han asistido la mayoría de los inscritos en la Asamblea, a pesar de lo prolongado de las reuniones y las horas, bastante intempestivas, de inicio de las mismas. Por otra parte, en este mismo número de "Hormigón y Acero" se inicia la publicación de los textos completos de las diferentes intervenciones; lo que servirá para analizarlas con mayor detenimiento y obtener un mayor provecho de su contenido.

No sería lógico que, pecando de inútil e innecesario triunfalismo, intentáramos dar la impresión de que estimamos que todo ha sido perfecto y que no ha habido ningún fallo. Sería absurdo. Siempre se presentan inesperadas emergencias que, aunque mínimas, molestan. Como ejemplo, podríamos ci-

tar el fallo de los proyectores de diapositivas en una de las Sesiones lo que, aunque afortunadamente pudo ser subsanado con prontitud, perjudicó a algunos de los que, en ese momento, tenían que exponer sus Comunicaciones. Lo lamentamos.

También quisiéramos llevar a vuestro conocimiento la imperiosa necesidad de que, como insistentemente venimos reclamando, para futuras Asambleas, tanto las inscripciones como el texto de las Ponencias se presenten cumpliendo rigurosamente los plazos al efecto señalados. El no hacerlo así origina graves problemas para la adecuada programación de las reuniones. En esta ocasión, por dicho motivo, los programas no se pudieron imprimir hasta muy última hora y sólo nos fue posible retirarlos de imprenta el mismo día que salíamos para Granada. ¿Os dáis cuenta de lo que esto supone?. Es este un problema con el que desde hace años venimos luchando pero, por lo visto, no hay manera de solucionarlo. Por ello, una vez más os rogamos vuestra colaboración que redundaría en beneficio de todos.

Y para concluir esta reseña con una nota más agradable y optimista que la anterior, queremos repetir nuestra más sincera gratitud a cuantos de una u otra manera han contribuido a que, una vez clausurada esta XIIª Asamblea, podamos sentirnos satisfechos al comprobar cómo nuestra Asociación, con casi cuarenta años de existencia, continúa manteniendo una envidiable vitalidad y cumpliendo con éxito sus fines estatutarios en pro del perfeccionamiento, difusión y progreso de la técnica del pretensado. Y como este mérito a todos corresponde, a todos también felicitamos, al mismo tiempo que les exhortamos a continuar con tan laudable comportamiento.

* * *

Censolar. Centro de Estudios de la Energía Solar

CONVOCATORIA DE BECAS

Para cursar, durante el año 1988-1989, y en régimen de enseñanza a distancia, los estudios conducentes a la obtención del Diploma de Projectista-Instalador de Energía Solar (autorizado por el Ministerio de Educación y Ciencia, O.M. 26-III-82).

REQUISITOS:

Haber cumplido los 18 años (sin limitación

de edad) y poseer, como mínimo, estudios a nivel de Bachiller Superior, Formación Profesional o equivalentes.

Los aspirantes, para obtener los impresos de solicitud, deben dirigirse a CENSOLAR, (Avda. República Argentina, 1, 41011-SEVILLA), indicando sus circunstancias personales, situación económica y motivo por el que se interesan por el tema de la Energía Solar, antes del 30 de abril del presente año.

Discurso pronunciado en la Sesión de Apertura de la XII^a Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

Alfredo Páez
Dr. Ingeniero de Caminos
Vocal de la Junta de Gobierno de la ATEP

Han pasado tres años desde la última Asamblea de Santander, tres años en los cuales nuestra Asociación ha seguido dando buena prueba de su vitalidad y de su dinamismo. Sin los típicos triunfalismos propios de semejantes circunstancias, pero con la serena objetividad de una mirada retrospectiva hacia las publicaciones que han ocupado las páginas de "Hormigón y Acero" en este trienio, podemos, como organización y como colectividad, sentirnos satisfechos por la labor realizada. Si ahora, al comenzar esta XII Asamblea, traspasamos el umbral de un nuevo trienio, lo hacemos con la jovial esperanza de abrir un nuevo capítulo lleno de promesas.

De un modo muy general, podríamos dividir las aportaciones en dos grandes grupos: los estudios y las realizaciones. Como en las monedas, todo tiene su cara y su cruz, su anverso y su reverso, su teoría y su práctica, su diseño y su ejecución. Una y otra son actividades complementarias.

Para divulgar los estudios, la A.T.E.P. publica trimestralmente la revista que en un principio se tituló "Últimas noticias de hormigón pretensado" y que ahora se edita como "Hormigón y acero". Creo que, no solo en mi opinión particular, sino en la de todos los que, por diversas razones, tenemos que manejar publicaciones extranjeras, puedo afirmar que nuestra revista es una de las que más artículos publica sobre el tema específico de nuestra especialidad. Basta con comparar el PCI Journal o las FIP Notes con "Hormigón y Acero" para comprobarlo. La labor de nuestro secretario Rafael Piñeiro como principal artífice de esta revista, es más que encomiable: es verdaderamente asombrosa, dado los escasos medios de que dispone.

Si satisfactorio es el balance de las aportaciones de nuestros asociados en materia de estudios, más aún lo es el capítulo referente a las realizaciones. Ciertamente este pasado trienio puede calificarse de excepcional, porque no en todas las asambleas nacionales se presentan obras como el puente de Barrios de Luna que, con sus 440 m de luz, bate la marca mundial hasta el presente establecida.

Pero por grato que sea congratularnos con los éxitos de nuestros compañeros y asociados, parece más fructífero acabar este breve panegírico para iniciar el análisis de aquello que no se desarrolla en la forma que algunos quisiéramos.

Todos somos conscientes de que las ventajas, tanto técnicas como económicas, que ofrecen las soluciones pretensadas, se manifiestan primordialmente en las estructuras singulares, bien sea por la luz que salvan, o bien por las específicas circunstancias que rodean su ejecución o su cometido funcional. Puesto que ninguna de estas condiciones concurren ordinariamente en la Edificación, lógico es que en este dominio estructural la técnica del pretensado se limite al empleo, tan frecuente por sus ventajas económicas, de las viguetas prefabricadas más o menos incorporadas a la losa que constituye el piso de la planta superior. Aun cuando, cuantitativamente, la mayor parte de la producción nacional de aceros de pretensado se destine a este mercado, no puede decirse que la edificación constituya el principal campo de aplicación del pretensado. Ciertamente es que en los Estados Unidos, es cada vez más frecuente el empleo de los tendones sin adherencia en la construcción de edificios, pero aun así, a pesar de estas tendencias, a nadie se le ocurre clasificar como estructura pretensada, aquella en la cual se han dispuesto semejantes elementos.

Si movidos por la curiosidad, se hojean las publicaciones extranjeras que describen las obras realizadas últimamente, pronto se advierte que también en otros países son notablemente menores las aplicaciones del pretensado en la arquitectura que en la ingeniería civil. Sin embargo, comparativamente, esta proporción, aun siendo pequeña, es mayor que en nuestro país. Comprendo que unos y otros términos son tan imprecisos como las proporciones a las cuales me refiero, pero basta su consideración para cumplir mi propósito. ¿Por qué la técnica del pretensado no ha calado tan hondo en la arquitectura como en la ingeniería?. ¿Es la consecuencia de un dudoso planteamiento econó-

mico?. ¿Es un problema de sensibilidad en el diseño o, simplemente, el efecto negativo de una escandida inseguridad por parte de los proyectistas poco habituados al trato con las soluciones pretendidas?

Por citar solo realizaciones allende nuestras fronteras, la Basílica de Lourdes, el hangar para la reparación de aviones de Frankfurt, la estación de pasajeros del aeropuerto de Dulles en Washington, el cine Maestoso de Roma, el Salón del Automóvil y el Palacio de Exposiciones de Turín, son ejemplos de una adecuada integración entre la armonía de unas formas y el equilibrio funcional de unas cubiertas en las cuales la importancia del vano que salvan justifican plenamente la solución adoptada. La misma torre de televisión de Sydney, con sus cables exteriores, constituye una prueba de como esos tirantes envolventes del fuste central, contribuyen a realzar tanto la estabilidad de la torre como la expresión estética de su cometido.

La polémica suscitada en torno al primero de los ejemplos citados, no hace más que subrayar la personalidad del proyectista frente al planteamiento de un determinado problema. Si tanto el románico como el gótico o el renacentista, son estilos que supieron plasmar en piedra la cultura de unas épocas, la Basílica de Lourdes es, sin concesiones superfluas, el vivo retrato de la técnica actual. No hay molduras ni floridos capiteles. Despreciando todo revestimiento, los severos paramentos de hormigón, con su grisácea tonalidad, parecen transmitirnos el ascetismo del color en su empeño para dejar de ser color. Huyendo de todo convencionalismo, las columnas de los pórticos dejan de presentar su fuste vertical para horquillar el dintel como las ramas de un árbol cuyo tronco se despega del suelo al quedar interrumpido en su base para alojar el estrangulamiento producido por unas estrechas rótulas plásticas.

La solución puede gustarnos o no. Forzoso es reconocer que la figura mítica de Freyssinet nos intimida de un modo decisivo a la hora de formular un juicio. Nada mejor, para eludir el escollo, que remitirnos a la opinión del genial proyectista:

“Mi misión se ha limitado a indicar el principio de una solución muy simple y, sobre todo, defender su sencillez frente a toda tendencia hacia el inútil adorno. Ninguna consideración arquitectónica ha intervenido en la definición de las líneas interiores de la Basílica.

En este enorme recinto cuyos volúmenes están dictados por una humilde sumisión a las leyes de la Naturaleza, la plegaria asciende al cielo más pura y más libre que en un orgulloso templo nacido de consideraciones llamadas artísticas y que no son más que el fruto diabólico de la vanidad. Lourdes no hace más que continuar la vetusta tradición de las basílicas romanas y las primeras naves góticas,

cuyas formas únicamente estuvieron determinadas por la técnica de la época en que se construyeron”.

Sea cual fuere nuestra opinión particular sobre el modo de sentir el arte, lo que si está fuera de toda duda es el hecho de que la Basílica de Lourdes es toda una muestra de las posibilidades del pretendido en el horizonte sin límites de la arquitectura. Si a título de ejemplo se ha citado este caso particular es porque, a través de estos comentarios, han quedado perfilados los términos, siempre confusos, de nuestro quehacer en el diseño de los edificios singulares. Puesto que el pretendido aporta brillantes soluciones de todo género, es en el variado campo de la Arquitectura donde debería obtenerse su máxima utilidad. Si la cobertura de un recinto implica el remate más significativo de su función primaria de albergar, es, en esta disposición estructural de la cubierta, donde debemos concentrar nuestra imaginación creadora. Aun reconociendo que, en muchos casos (naves industriales en zonas alejadas de los núcleos urbanos), las cerchas y triangulaciones metálicas constituyen unas soluciones que resuelven a satisfacción el problema, me alarma su indiscriminado empleo en la cobertura de amplios recintos en los cuales puede reunirse un elevado número de personas. No se trata, por fortuna, del trágico incendio del Teatro Novedades del viejo Madrid, cuya estructura de madera ardió derrumbándose, techumbre y escaleras, sobre una multitud que enloquecida buscaba entre las llamas las puertas de salida. La estructura metálica no es combustible, pero bastan unos minutos (no unas horas como en el hormigón armado), para que las dilataciones y el descenso de la resistencia del acero por el calor de las llamas, puedan ocasionar el hundimiento del anfiteatro y de la cubierta. Todavía recuerdo la cafetería de un cine de Barcelona, situada en los bajos de un edificio de hormigón, que funcionaba normalmente mientras que, a pocos metros, en el amplio patio adosado al mismo edificio, el salón de proyecciones era un informe amasijo de perfiles laminados retorcidos por el incendio sucedido dos días antes.

Si en la actualidad, son cada vez más numerosas las ordenanzas municipales que prescriben unos recubrimientos de las armaduras tanto mayores cuanto mayor es la duración estimada de un posible incendio, parece un contrasentido permitir la construcción de una estructura metálica como elemento de cubierta de todo recinto público, máximo cuando existen soluciones de hormigón que resuelven adecuadamente el problema técnico planteado y reducen, radicalmente, el riesgo de pérdidas de vidas humanas. Los ejemplos anteriormente citados y, muy especialmente, el hangar de la Lufthansa en Frankfurt, indican claramente que la cobertura de grandes vanos no pasa, como antaño, por las soluciones metálicas como disposición más económica. El pretendido, junto con el em-

pleo de hormigones ligeros de relativa alta resistencia, amplía el campo de posibilidades de la técnica actual.

Al llegar a este punto parece que una primera conclusión consiste en preguntarnos, como Asociación, si algo debe hacerse en algún sentido y, en caso afirmativo, decidir lo que se puede hacer en beneficio de la seguridad de unos potenciales usuarios. A título de sugerencia, podría recomendarse a los proyectistas poco iniciados en estos casos un tanto particulares, el planteamiento de unos diseños estructurales en base a los llamados pretensados ideales, ya que este grupo de soluciones permite el enfoque de las cubiertas con una facilidad verdaderamente singular. A estos efectos se denominan pretensados ideales aquellos que compensan, con su trazado y magnitud, las cargas permanentes. El hormigón de la cubierta, trabaja así en un régimen ideal de compresión simple, circunstancia que facilita el cálculo en grado sumo. En estas condiciones, la mejor solución suele ser la más sencilla y elemental entre todos los equilibrios estáticamente posibles. Los ordenadores solo se precisan para resolver las rebuscadas soluciones impuestas por unas forzadas condiciones de contorno.

* * *

XIII Congreso de la IABSE, en Helsinki (Finlandia)

Durante los días 6 al 13 de junio del presente año 1988, se va a celebrar, en Helsinki, el XIII Congreso Internacional de la IABSE, organizado conjuntamente por el Grupo Finlandés de dicha Asociación y la Asociación de Ingenieros Civiles de Finlandia.

El tema elegido para este Congreso es: "Desafíos a la Ingeniería Estructural". Actualmente, la Sociedad exige a los ingenieros adecuadas respuestas a los problemas con los que diariamente nos enfrentamos. Se requieren soluciones que permitan construir estructuras que sean capaces de resistir los ataques de la naturaleza pero que, al propio tiempo, no rompan la armonía del ambiente en que se construyan. Para lograr este objetivo, la técnica moderna dispone de nuevas tecnologías y nuevos materiales que, adecuadamente conocidos y aplicados, son capaces de vencer ese desafío. De todo ello se hablará en este Congreso durante las cuatro Sesiones y siete Seminarios programados, cuyos títulos son los siguientes:

Sesión A.— Aplicaciones de los nuevos materiales.

— Sesión B.— Ayuda de los ordenadores a la ingeniería.

— Sesión C.— Inspección, valoración y mantenimiento.

— Sesión D.— Cálculo y reparación de las estructuras.

Según se desprende de la encuesta realizada para esta Asamblea de Granada, el refuerzo y rehabilitación de edificios es uno de los temas que merece una especial atención por parte de un gran número de asociados. En cierto modo, esta singular faceta de nuestra técnica adquiere el carácter de una complementaria actividad motivada por la inadaptación de la estructura, bien sea a las primitivas exigencias funcionales, o bien a los requerimientos de nuevos condicionantes.

Con notoria frecuencia las peculiaridades de esta actividad tienden a silenciarse. Pocas personas saben que hace más de 30 años se reforzó una zona del edificio de pasajeros del aeropuerto de Barajas, entonces en construcción, mediante el pretensado de unos improvisados hormigones inyectados bajo la estructura averiada. Nunca pensé que semejante aventura pudiera ser relatada seis lustros más tarde como un breve prelude a nuevas aportaciones en materia tan ingrata como lo son estas operaciones a veces un tanto arriesgadas. Sirva esta nostálgica añoranza como emocionado homenaje a Ricardo Barredo, el inventor y constructor de aquellos gatos con los que se tesaron las primeras realizaciones españolas.

— Seminario S1.— Comportamiento de las estructuras sometidas a condiciones excepcionales.

— Seminario S2.— Proyectos y técnicas de reparación.

— Seminario S3.— Las estructuras y su entorno ambiental.

— Seminario S4.— Influencia de los detalles constructivos en el comportamiento de las estructuras.

— Seminario S5.— Estudio de las estructuras, sobre modelo.

— Seminario S6.— Estructuras de grandes luces.

— Seminario S7.— Nuevas tecnologías de fabricación y construcción.

Habrán también Sesiones dedicadas a la presentación de "posters", demostraciones sobre el empleo de ordenadores, y proyección de películas documentales.

Asimismo, se ha preparado un cuidado programa de actividades de especial interés para los acompañantes de los Congresistas y varios viajes post-Congreso.

Los interesados en participar en este Congreso deberán dirigirse a:

IABSE Congress Secretariat
Association of Finnish Civil Engineers RIL
Meritullinkatu 16 A 5
SF-00170 HELSINKI (Finlandia)

Nueva publicación del CSIC. "Fundamentos para el análisis de estructuras de hormigón armado y pretensado"

Autor: Prof. Juan Murcia

Libro de carácter básico y orientación formativa que recoge, con visión de síntesis, una línea de investigación y docente (de postgrado, sobre todo) sobre análisis de estructuras de hormigón armado y pretensado, que parte de un enfoque teórico desarrollado por el autor desde su tesis doctoral (1972).

La primera parte se inicia con una revisión de las bases conceptuales del análisis estructural en general, para estructuras lineales o de barras, donde, entre otros, se enmarcan aspectos tales como las acciones geométricas (particularmente las de tipo deformación) y el pretensado, que se desarrollan más tarde. Así, se analizan las deformaciones elementales, generalizando el concepto de línea de influencia a todas las acciones (y efectos) y se estudian las propiedades del pretensado y sus consecuencias en el análisis estructural, incluyendo segundo orden, de manera general (aunque orientada ya a las técnicas propias del hormigón pretensado).

En la segunda parte se entra ya en el análisis de las estructuras de hormigón armado y pretensado, procediéndose progresivamente: propiedades de los materiales, particularmente la fluencia del hormigón (viscoelasticidad lineal); análisis instantáneo y diferido de las secciones; análisis de la estructura en primero (diferido lineal, instantáneo y diferido no lineales) y segundo (instantáneo y diferido, con material lineal y no lineal) órdenes.

Se incluyen bastantes ejemplos que, además del

valor que siempre tienen por concretar lo abstracto, son de interés bien por sus propios resultados o por las pautas que ofrecen para abordar en la práctica ciertas situaciones.

El libro va dirigido a los profesionales del proyecto y la construcción en hormigón (con interés en recapitular conocimientos básicos), investigadores, profesores y estudiantes universitarios (área Estructuras-Construcción de los últimos cursos de carrera y postgrado) de Ingeniería y Arquitectura.

— Título: FUNDAMENTOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO (301 páginas).

— Autor: Juan Murcia Vela. Profesor de Investigación del CSIC (I. de Ciencia de Materiales de Barcelona) y Catedrático de Hormigón de la UPC (E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona) en excedencia.

— Editor: Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC).

— Distribución y venta: Servicio de Publicaciones del CSIC y sus distribuidores habituales. Librerías Medinaceli (Madrid) y Egipcíaques (Barcelona), Centre d'Informació i Documentació Acadèmica (Palma de Mallorca) y librerías en general.

— Precio de venta: 4.500 pesetas.

Discurso pronunciado en la Sesión de Clausura de la XII^a Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

Francisco Arredondo
Dr. Ingeniero de Caminos
Presidente de la ATEP

Una Asamblea más de la Asociación Técnica Española del Pretensado.

Y es la número 12. Ha salido bien, como las anteriores, en sus líneas fundamentales, y creo que esta Sesión de Clausura es un buen momento para que todos los que pertenecemos a la Asociación nos felicitemos por una serie de cosas gratas y favorables.

En primer lugar debemos felicitarnos por pertenecer a una Asociación con casi cuarenta años de vida, con casi mil Socios y que, con el ímpetu que le confiere esta juventud, organiza su décimosegunda Asamblea y tiene que limitar el tiempo de las Comunicaciones por la abundancia de éstas. Lamentamos de verdad esta limitación de tiempo porque en muchas Comunicaciones nos hemos quedado con la miel en los labios y nos hubiera gustado seguir oyendo hablar de aquéllas.

Gracias a los Ponentes por ajustarse al tiempo concedido, y a los Presidentes de las Sesiones por haberlo así conseguido.

Nos felicitamos, no sólo por el número de las Comunicaciones sino también por su contenido y por su nivel, que demuestra lo avanzado de esta técnica en España, consecuencia de unos conocimientos científicos de primera línea.

Es cierto que a lo largo de estos cuarenta años nos hemos ido dejando en el camino a muchos profesores y a muchos amigos que fueron precursores y pioneros del hormigón pretensado; esto es un dolor para todos. Pero debemos felicitarnos por que la continuidad está asegurada; y está asegurada por este plantel de jóvenes valores a los que hemos oído estos días exponer sus estudios, sus inquietudes y los resultados de unos trabajos realizados con alto rigor científico y con las herramientas, impensables hace unos años, que proporciona la técnica actual.

Debemos felicitarnos por haber elegido Granada

para sede de esta Asamblea; esta Granada que parece hecha para la contemplación y la fantasía; esta Granada más plástica que filosófica y más lírica que dramática; esta Granada que tiene "ese poder misterioso que todos sienten y que ningún filósofo explica", que así es como García Lorca definía "el duende".

Debemos felicitarnos, en fín, porque en esta décimosegunda Asamblea hemos conseguido reunir el más alto número de señoras guapas por centímetro cuadrado.

Quiero dar las gracias, en nombre de la Asociación y en nombre propio, a cuantas Instituciones y personas nos han ayudado. Si tuviera que hacer una relación completa de ellas tardaría horas y correría el riesgo de cometer dolorosas omisiones. Pero quiero que este agradecimiento sea total, desde la princesa altiva a la que pesca en ruín barca, quiero que sea un agradecimiento "urbi et orbi". Pero no quiero dejar de citar a la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de la Universidad de Granada, gérmen del Comité Local que era algo así como nuestro "consulado" en Granada; a José Antonio García García y a Miguel Angel León personas clave en la preparación de la Asamblea y al Secretario de siempre, Rafael Piñeiro, quien ha puesto, como en todas las Asambleas, la nota de alegre pesimismo y de simpática truculencia. Espero que se enmiende cuando llegue a la tercera edad.

Dentro de breves momentos se entregarán las Medallas que concede la ATEP a Miembros distinguidos por sus estudios o por sus realizaciones. En este caso, se trata de tres profesores universitarios de probada competencia docente y profesional.

También se entregará el premio al ganador del Concurso de Carteles anunciadores de la Asamblea.

Terminamos la Asamblea y nos vamos; pero nos vamos con Granada dentro del corazón.

Claro, desde niños nos están hablando de Granada. Nos hemos entusiasmado con las hazañas de

Hernando Pérez del Pulgar clavando el "Ave María" en la Mezquita principal; nos hemos emocionado con el rasgo de aquel capitán moro que describe Zorrilla:

Corriendo van por la vega
a las puertas de Granada....

Nos hemos sentido neutrales en las luchas entre

cegríes y abencerrajes. Nos ha dado pena Boabdil ante la imprecación de su suegra; nos han alucinado las leyendas que relata Washingtong Irving y al vivir unos días en Granada nos hemos sentido arropados por ese monumento mitad palacio que nos deleita y mitad fortaleza que nos defiende, palacio y fortaleza que representan el broche de oro que un día cerraron Isabel y Fernando.

* * *

Conferencia Europea sobre Fisuración de los Hormigones y Durabilidad de las Estructuras

Por iniciativa de la "Asociación Francesa de Investigaciones y Ensayos de Materiales y Estructuras" (AFREM) y con la participación de la Comisión de Comunidades Europeas, se va a celebrar durante los días 31 de agosto al 2 de setiembre del presente año 1988, en Saint-Rémy-lès-Chevreuse, en las proximidades de París, una Conferencia europea sobre "Fisuración de los hormigones y durabilidad de las estructuras".

En esta Conferencia se tratarán los siguientes temas:

1. Microfisuración

—Mecanismos de la aparición y desarrollo de la microfisuración bajo acciones endógenas o exógenas (físicas, químicas, mecánicas). Relaciones con la microestructura (zonas de transición, porosidad, etc.). Influencia de la naturaleza y duración de las acciones.

—Métodos experimentales de identificación y cuantificación de las redes de microfisuración.

2. Fisuración

—Proceso de agrupación de las redes de microfisuración para la formación de fisuras.

—Influencia de la composición del hormigón en la propagación de fisuras.

—Influencia de las condiciones ambientales.

3. Relaciones entre microfisuración, fisuración y durabilidad de las estructuras

—Estructuras de hormigón en masa.

—Estructuras de hormigón armado.

4. Nuevos materiales y nuevos métodos que permiten evitar o controlar la fisuración y sus consecuencias para la durabilidad de las estructuras

—Materiales: Hormigones de alta resistencia;

hormigones de fibras.

—Técnicas de protección.

—Técnicas de reparación.

5. Mesa Redonda

—Progresos conseguidos con los programas europeos de investigación concertada.

El programa previsto para esta Conferencia es el siguiente:

Miércoles 31 de agosto

Por la tarde: Recepción de participantes. Sesión de Apertura. Tema I.

Jueves 1 de setiembre

La jornada se dedicará a los Temas II, III y IV.

Viernes 2 de setiembre

Por la mañana: Mesa Redonda y Conclusiones.

Para cada Tema se programará una Conferencia de introducción, de veinte a treinta minutos de duración; tres o cuatro Comunicaciones de quince minutos y un Coloquio.

Los interesados en participar en esta Conferencia Europea, deberán ponerse en contacto, a la mayor brevedad posible, con:

D. JOSE MANUEL GALLIGO ESTEVEZ
Director del Laboratorio Central de
Estructuras y Materiales
Alfonso XII, 3
28014 MADRID
Tel.: 467-20-12 (91).

Tema 1º : "Investigaciones y Estudios"

Modelo de análisis de secciones para evaluar la respuesta hasta la rotura, por sollicitaciones normales y/o tangentes, de estructuras de hormigón pretensado

Angel López,
Angel C. Aparicio
Dres. Ingenieros de Caminos C y P
Cátedra de Puentes
E.T.S. Ingenieros de Caminos
Barcelona

1. INTRODUCCION

Los elementos estructurales en los que predomina una dimensión frente a las otras, suelen estudiarse en base a secciones transversales obtenidas por intersección de la pieza con planos perpendiculares a la dirección predominante. Desde principios del siglo XIX (Navier, Cauchy, Poisson, Saint Venant, Betti, etc.) el concepto de sección transversal se ha difundido ampliamente y, hoy por hoy, constituye una potentísima herramienta de cálculo para el ingeniero estructural, pues le permite "resumir" a lo largo de una directriz el complejo estado tenso-deformacional de la pieza.

La integración de tensiones en la sección proporciona magnitudes con dimensiones de fuerza y fuerza x longitud, que se denominan esfuerzos (axil, cortante, torsor y flector). Aceptando ciertas hipótesis, es posible describir la deformación en cualquier punto de la sección a partir de otro conjunto de magnitudes que se denominan deformaciones seccionales (deformación axil, distorsión angular, giro unitario y curvatura).

Si el material que constituye la pieza es isótropo, homogéneo, elástico y lineal, puede establecerse una relación de proporcionalidad, entre cada esfuerzo y su deformación seccional asociada, a través de las propiedades geométricas y mecánicas de la sección (área, área reducida de cortante, inercia de torsión e inercia de flexión). Ahora bien, cuando el material presenta una tensión de rotura o cedencia, como el acero estructural, el agotamiento de la sección depende de la superposición de tensiones, por lo que en la verificación de la carga última debe considerarse la interacción de esfuerzos. Si el material es no lineal, como el hormigón, las relaciones esfuerzo-deformación seccional no son lineales y, es más, no pueden for-

mularse para cada esfuerzo por separado, puesto que ya no es válido el principio de superposición.

Los modelos de análisis seccional de estructuras de hormigón pretensado desarrollados hasta la fecha, contemplan de forma separada las sollicitaciones normales (axil, flectores) y las sollicitaciones tangentes (torsor, cortantes). La abundante experimentación demuestra, no obstante, que entre ellas existe una fuerte interacción, en deformabilidad y resistencia, que influye decisivamente en el comportamiento de la estructura.

El objeto de este trabajo es presentar un modelo de análisis de secciones de hormigón pretensado, desarrollado en A. López (1987) [1], que permite el estudio de la no linealidad por el material, de estructuras donde las sollicitaciones normales y tangentes sean concomitantes, habida cuenta de su mutua interacción. A continuación, se verifica la validez del modelo propuesto, con ensayos publicados en revistas nacionales e internacionales y, finalmente, se presentan los resultados obtenidos del análisis seccional de dos hipotéticas secciones en cajón.

2. MODELO PROPUESTO DE ANALISIS SECCIONAL

2.1. Idealización de la sección

El modelo que se describe a continuación se propone, fundamentalmente, para secciones cerradas de paredes delgadas, usuales en puentes de hormigón pretensado; si bien, es capaz de simular correctamente el comportamiento después de fisuración de secciones macizas, como se verá en el

apartado 3.

La sección se considera compuesta (Fig. 1) por paredes delgadas (paneles) que resisten únicamente tensiones normales y tensiones tangenciales en su plano (tensión plana). Los tendones de pretensado longitudinal se discretizan por separado, especificando, para cada uno de ellos, su posición y los ángulos que forma con el eje de referencia, el área y la deformación de neutralización.

Para cada panel se definen: las coordenadas de los extremos de su línea media respecto a la fibra de referencia (punto de corte del eje de referencia con la sección), los espesores de hormigón interior y exterior, un recubrimiento exterior susceptible de "descascarillamiento" ("spalling"), y una o varias capas de acero pasivo con cualquier orientación, más otra capa de acero de pretensado transversal, todas ellas situadas en el plano medio del panel.

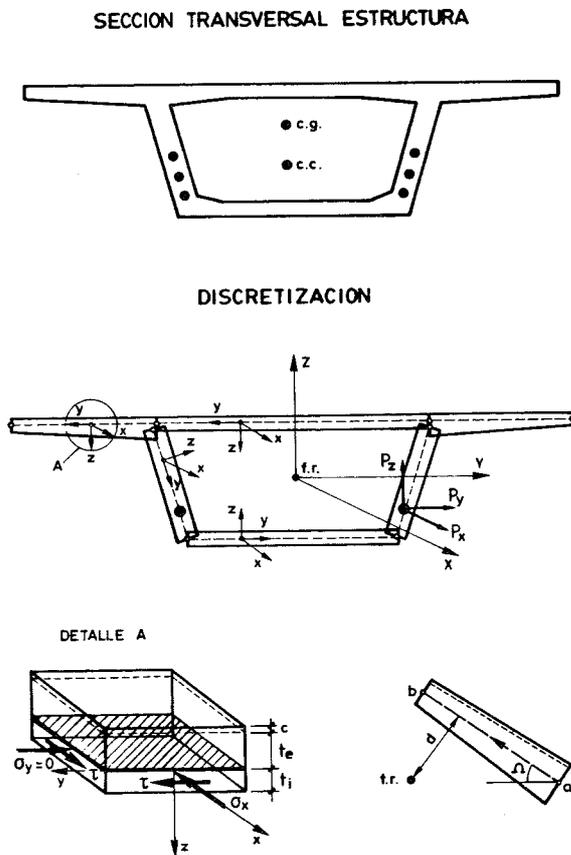


Fig. 1. Discretización de una sección transversal en paneles. Ejes locales del panel.

2.2. Ecuaciones constitutivas de los materiales

El hormigón se encuentra solicitado por un estado biaxial de tensiones. Antes de fisuración, se

considera un modelo elástico biaxial, con módulo de deformación variable. Conocidas las deformaciones del panel ϵ_x , ϵ_y y γ , las deformaciones principales ϵ_1 y ϵ_2 y su orientación β en el plano medio, pueden obtenerse mediante las ecuaciones de la elasticidad bidimensional:

$$\epsilon_{1,2} = \frac{1}{2} [(\epsilon_x + \epsilon_y) \pm \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + 4 \gamma^2}]$$

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{2\gamma}{\epsilon_x - \epsilon_y}$$

Determinadas las deformaciones principales en el plano medio del panel y las curvaturas inducidas por flexión y torsión, M. Pre (1980) [2], es posible deducir las deformaciones principales en todo el espesor (Fig. 2). La relación de tensiones σ_1/σ_2 , suponiendo $\sigma_1 > \sigma_2$, es:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{\epsilon_1 + \nu \epsilon_2}{\epsilon_2 + \nu \epsilon_1}$$

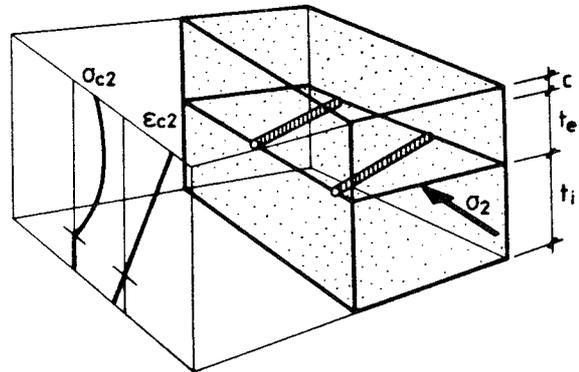


Fig. 2. Deformaciones en el espesor de un panel, debidas a la curvatura inducida por la flexión y la torsión.

Con este valor se determinan la tensión y deformación últimas para la dirección más comprimida, de acuerdo con el criterio de rotura biaxial de Kupfer y Gerstle (1973) [3], figura 3. Utilizando la ecuación de Saenz (1964) [4] para representar el comportamiento del hormigón, se obtiene un módulo de elasticidad aparente (Fig. 4):

$$E_a = \frac{\sigma_2}{\epsilon_2} = \frac{E_{c0}}{1 + \left(\frac{E_{c0} \epsilon_{2p}}{\sigma_{2p}} - 2 \right) \frac{\epsilon_2}{\epsilon_{2p}} + \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_{2p}} \right)^2}$$

Siendo las tensiones principales en el espesor del panel:

$$\sigma_1 = \frac{E_a}{1 - \nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2)$$

$$\sigma_2 = \frac{E_a}{1 - \nu^2} (\epsilon_2 + \nu \epsilon_1)$$

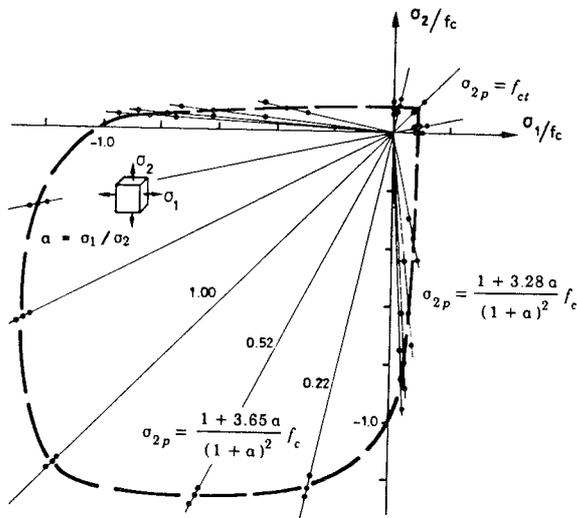


Fig. 3. Diagrama de rotura biaxial para el hormigón, según ensayos de KUPFER y GERSTLE (1973).

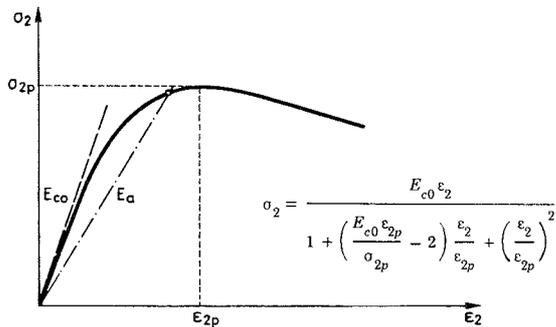


Fig. 4. Curva tensión-deformación uniaxial para el hormigón, según la ecuación de SAENZ. (1964).

Para representar el comportamiento del panel cuando el hormigón ha fisurado, se emplea la analogía de la celosía evolutiva, con reducción de la resistencia del hormigón de las bielas, según Vecchio y Collins (1981) [5], figura 5. En tal caso:

$$\sigma_{2p} = \frac{f_c}{\lambda} ; \quad \epsilon_{2p} = \frac{\epsilon_{c0}}{\lambda}$$

con:

$$\lambda = \sqrt{\frac{Y_m}{\epsilon_2} - 0,3} ; \quad Y_m = \epsilon_1 - \epsilon_2$$

Las tensiones de compresión en la diagonal de hormigón, se obtienen de nuevo mediante la ecuación de Saenz. Las tensiones en la dirección perpendicular se consideran nulas.

Suponiendo que la orientación de las tensiones principales coincide con la de las deformaciones principales, las tensiones en el panel pueden obtenerse como:

$$\sigma_{cx,y} = \frac{1}{2} [(\sigma_1 + \sigma_2) \pm (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\beta]$$

$$\tau_c = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\beta$$

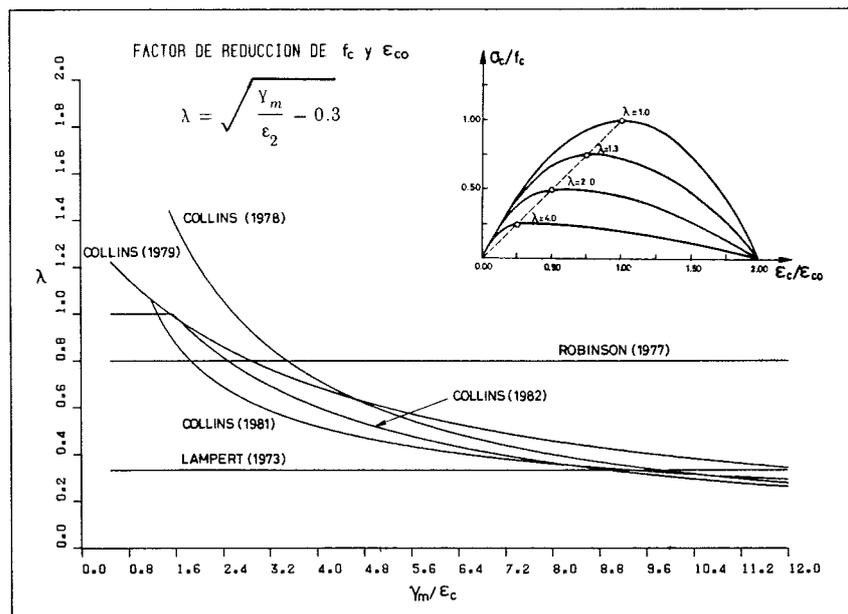


Fig. 5. Reducción de la resistencia y la deformación en rotura por compresión, según modelo de VECCHIO y COLLINS (1981).

Para los aceros se consideran diversas ecuaciones constitutivas uniaxiales, según sus características mecánicas: bilineal (dureza natural) o polinómica (deformados en frío).

2.3. Análisis seccional

El comportamiento de una sección está gobernado por tres conjuntos de relaciones fundamentales: Equilibrio entre esfuerzos seccionales y la integral de tensiones, compatibilidad entre deformaciones seccionales y deformaciones en paneles y tendones y ecuaciones constitutivas de los materiales.

La integral de tensiones en un panel se aproxima mediante una cuadratura de Gauss-Legendre, efectuándose, por tanto, el cálculo de las mismas en los "puntos de Gauss" del panel. Las tensiones en el acero de armar se obtienen proyectando las tensiones calculadas en la dirección correspondiente a cada capa. El efecto del pretensado se introduce como una deformación inicial del acero activo.

Si se aceptan las hipótesis de que la sección transversal no es distorsionable y que permanece plana tras la deformación, las condiciones de compatibilidad entre deformaciones seccionales y deformaciones en paneles y tendones pueden deducirse de consideraciones meramente geométricas.

Localmente, es preciso introducir una condición adicional, en términos de tensiones y/o deformaciones transversales. Parece razonable suponer que, si los paneles son suficientemente flexibles como para deformarse libremente fuera de su plano, las acciones entre paneles adyacentes pueden suponerse nulas, y, por tanto, la tensión transversal en cualquier punto del panel también lo será.

Es importante hacer notar que el modelo aquí presentado no separa las respuestas de torsión, flexión, axil y cortante, lo cual permite el estudio de la respuesta seccional ante sollicitaciones combinadas. Así mismo, pueden detectarse roturas debidas a plastificación de los aceros o aplastamiento de las bielas de hormigón comprimidas, dependiendo de la combinación de cargas.

3. VERIFICACION DEL MODELO PROPUESTO

Los modelos teóricos y empíricos necesitan ser contrastados con resultados experimentales para que su validez y aplicabilidad sea aceptada. El objeto de este apartado es comprobar la bondad del modelo propuesto, contrastándolo con diversos ensayos documentados suficientemente en publicaciones nacionales e internacionales.

Se revisan 20 ensayos en total, véase tabla 1,

que abarcan un amplio abanico de situaciones y corresponden a los trabajos siguientes:

a) Ensayos a rotura por esfuerzo cortante de vigas en T parcialmente pretensadas. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales. Madrid (1982).

b) Ensayos a torsión de vigas de hormigón pretensado. Universidad de Toronto (1974 a 1978).

c) Ensayos a flexión y torsión en vigas tubulares de hormigón pretensado. Service d'Etude des Structures du CEBTP (1970 a 1978).

d) Ensayos a torsión y esfuerzo cortante de vigas cajón pretensadas. Otto Graf Institut. Stuttgart (1963).

3.1. Ensayos a cortante de vigas en T del LCEM

En 1981 se llevó a cabo, en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, una campaña de ensayos con objeto de registrar la influencia de la fuerza de pretensado en la carga de rotura por esfuerzo cortante de vigas en T, armadas con idéntica cuantía de armadura transversal. La información a que se hará referencia proviene de T. Serrano (1982) [6].

3.1.1. Descripción de los ensayos

Se sometieron a ensayo 6 vigas simplemente apoyadas de 4,00 m de luz. Se actuaba en ellas con dos cargas simétricas situadas a un metro de distancia de los apoyos (Fig. 6). Se incrementaban las acciones en escalones de 1 + 1 toneladas y se medían flechas y deformaciones en hormigón y estribos (en la publicación indicada, sólo se presenta la flecha en centro luz para la viga V1 y la deformación de un estribo de la V3).

Las características de los materiales empleados en cada tipo de viga fueron, en Kg y cm:

Viga	f _c	f _{y1}	f _{yt}	A _l	A _p	
					φ 4	φ 5
1-2	401-454	4571	4741	4,52	0,76	0,59
3-4	462-470	5071	4715	6,78	0,76	—
5-6	361-345	4840	5483	10,17	—	—

para todas las vigas:

$$\begin{aligned}
 A_t/s &= 2,83 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \phi 4 f_{py} &= 16.900 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \phi 5 f_{py} &= 15.100 \text{ Kg/cm}^2.
 \end{aligned}$$

Tensión inicial de tesado: 11.000 Kg/cm² (antes de anclar).

Tabla 1

	Hormigón Armado		Hormigón Pretensado			
	I	▨	I	▨	□	⊔
Flexión (M)						1 (d)
Cortante (V)	2 (a)		4 (a)			
Torsión (T)		1 (b)		3 (b)	4 (b)+1 (c)	
M/T					2 (c)	
M/T/V						2 (d)

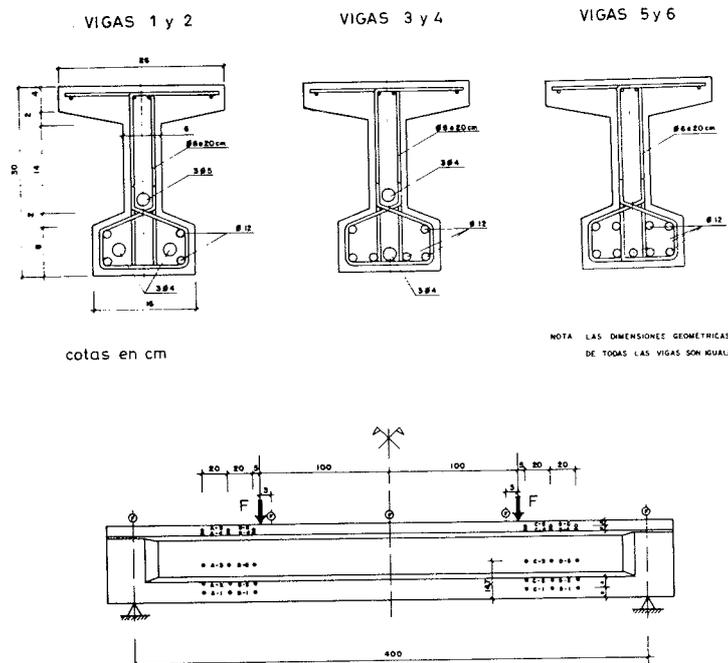


Fig. 6. Sección transversal de las vigas y disposición de los ensayos de T. SERRANO (1982).

3.1.2. Discretización de las vigas.

a) Geometría de la estructura.

Aprovechando la simetría del ensayo, se discretiza únicamente la mitad izquierda de cada viga. Basta, por tanto, con emplear dos barras que se unan en el punto de aplicación de la fuerza exterior. En la barra izquierda, entre el apoyo y la carga, se definen dos secciones que serán suficientes para contemplar la variación lineal del momento. En la barra derecha, entre la carga y el centro de la viga, solicitada por un flector constante, sólo es necesaria una sección.

b) Materiales.

Las propiedades mecánicas de los materiales, no mencionadas en el artículo de referencia, se supone que son, para todas las vigas:

Hormigón:

$$f_{ct} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{co} = 0,002 ; \epsilon_{cu} = 0,0035$$

$$E_{co} = 0,26 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero pasivo:

$$E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero activo:

$$E_p = 2,0 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

En el alma de la viga no se tiene en cuenta reducción alguna de la resistencia a compresión del hormigón fisurado puesto que no existe armadura longitudinal que pueda provocarla.

c) Definición de las secciones.

Las secciones se consideran formadas por tres paneles: cabeza superior, alma y cabeza inferior. En cada panel se utilizan tres puntos de integración. Los tendones de pretensado se sitúan en su posición real y se les supone una deformación de neutralización de 0,004 (8000 Kg/cm²).

d) Acciones exteriores.

La carga vertical se aplica en el nudo correspondiente y se incrementa en escalones de 0,25 t. La acción del peso propio se desprecia.

3.1.3. Resultados

Los valores experimentales de la carga de fisuración, de plastificación de los estribos y de rotura, para cada una de las vigas, se comparan con los calculados mediante el modelo propuesto, en la tabla 2.

Tabla 2

Carga (T)	Fisuración		Plast. Estribos		Rotura	
	Viga	Exp.	Cal.	EP80	Cal.	Exp.
1	2,60-3,20	2,75	4,64	4,75	8,85	8,5
2	2,10-2,95					
3	1,50-2,65	2,25	4,46	4,75	10,00	9,5
4	1,60-2,70					
5	0,75-2,15	1,25	4,42	5,75	9,00	9,5
6	0,80-2,25					

Acerca de estos resultados es necesario comentar que:

a) La carga de fisuración experimental no pudo ser registrada ya que los escalones de carga eran de 1t. En su defecto, se distingue entre fisuración por flexión y por cortante y se toma como carga de fisuración la relativa al punto de intersección de las tangentes en los puntos extremos de las curvas carga-flecha y carga-deformación de acero transversal, respectivamente. De ahí que en la columna correspondiente figuren un par de valores.

b) La carga de plastificación de los estribos, según EP80 (Art. 48.1.3), se obtuvo para zona C, con una inclinación de la biela comprimida de valor:

$$\text{Cotg } \beta = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{cx}}{f_{ct}}}$$

que refleja la dirección inicial de fisuración, pero no coincide normalmente con la verdadera orientación de las compresiones en otras etapas. Esta debería obtenerse, como en el modelo propuesto, por una condición de compatibilidad de deformaciones:

$$\text{Cotg } \beta = \frac{\epsilon_t + \epsilon_2}{\epsilon_l + \epsilon_2}$$

Los valores que resultan de aplicar esta última expresión cuando el acero transversal plastifica, se comparan a continuación:

Viga	EP80 Orientación inicial	Orientación cuando plastifican estribos
1	1,56	1,60
3	1,31	1,40
5	1,00	1,30

Puede comprobarse que a mayor cuantía longitudinal mayor es el cambio de inclinación de las bielas.

c) Los fallos de las piezas se produjeron por agotamiento de la cabeza comprimida, acompañado por aplastamiento del hormigón del alma. Según modelo, este segundo mecanismo define por sí solo la rotura para todas las vigas.

La predicción de deformaciones es también satisfactoria, como puede verse en la figura 7, con la salvedad de los resultados cerca del colapso, que discrepan notablemente; sin duda, a causa de que el efecto pasador de las barras longitudinales, despreciado en el análisis, cobra especial importancia en estos niveles de sollicitación.

Por todo lo anterior, se considera verificada la validez del modelo propuesto para simular la respuesta de secciones de hormigón armado y pretensado sollicitadas por esfuerzo cortante.

3.2. Ensayos de torsión de la Universidad de Toronto

Bajo la dirección del Prof. M.P. Collins, se inicia en 1969, en el Laboratorio de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Toronto, un amplio programa de investigación acerca de la respuesta de secciones de hormigón armado y pretensado sollicitadas por torsión pura. Las contribuciones individuales fueron numerosas, destacando entre ellas las de: P. Krpan,

3.2.1. Descripción de los ensayos

La tabla 3 resume las características de las ocho vigas que se consideran.

Las propiedades mecánicas de los aceros son:

barras #3: $f_y = 47,5$ ksi

barras #5: $f_y = 55,0$ ksi

alambres ϕ 7: $f_{py} = 214$ ksi ; $f_{pu} = 244$ ksi
Tensión inicial: 166 ksi

$$E_s = E_p = 28,6 \times 10^3 \text{ ksi}$$

Las vigas PT5 y PT6 son idénticas, salvo en el espesor del recubrimiento: 1/16 in y 1 9/16 in, respectivamente.

La viga P3 dispone aproximadamente de la misma cuantía mecánica longitudinal y transversal. La cuantía mecánica longitudinal es tres veces mayor en P1 y más de siete veces en P5 y P6. En P5 todo el acero longitudinal es de pretensado, mientras que en P6 todo es acero pasivo.

La única diferencia intencionada entre P1 y P2 es que P2 es hueca, con un espesor de pared de 3 1/2 in, mientras que P1 es maciza.

La viga P4 es similar a la P2, pero con los cuatro tendones de pretensado inclinados.

3.2.2. Discretización de las vigas

a) Geometría de la estructura.

Se supone una viga en ménsula, solicitada por torsión pura, de longitud unidad, que se discretiza por una sola barra definida por su sección central.

b) Materiales.

Además de las propiedades mecánicas conocidas, se han utilizado los siguientes valores:

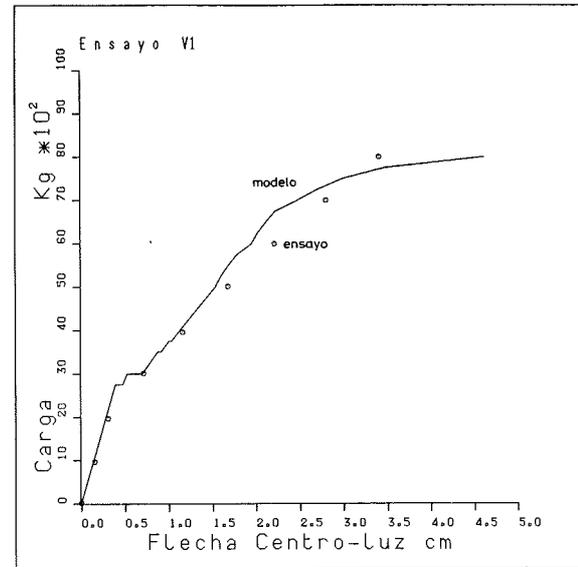


Fig. 7. Verificación del modelo propuesto, ante esfuerzo cortante.

B. Rabbat, W. Onsongo y F. Vecchio. Todos ellos han publicado, junto al director del programa, al menos un artículo con referencia a los ensayos realizados. También fue significativa la colaboración inicial de P. Lampert y la posterior del Prof. D. Mitchell.

De entre los muchos ensayos que se efectuaron, se han elegido tan sólo ocho, que aparecen estupendamente documentados en D. Mitchell y M.P. Collins (1974) [7] y D. Mitchell y M.P. Collins (1978) [8]. Los dos primeros, PT5 y PT6, fueron pensados para mostrar el efecto del "descascarillamiento" (spalling) en el torsor último de vigas de hormigón armado. Los seis restantes, P1 a P6, sirvieron para investigar la influencia del pretensado en la respuesta a torsión.

Tabla 3

VIGA	PT5	PT6	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Sección								
A_t/s	#3/4,0	#3/4,0	#3/3,8	#3/3,8	#3/3,8	#3/3,8	#3/3,8	#3/3,8
A_l	8#5	8#5	8#3	8#3	6#3	8#3	-	30#5
A_p	-	-	12 ϕ 7	12 ϕ 7	3 ϕ 7	12 ϕ 7 inclinados	40 ϕ 7	-
f_c (ksi)	4,90	4,72	4,68	4,77	4,93	4,60	5,64	5,64

Hormigón:

$$f_{ct} = 0,30 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_{co} = 0,0023 ; \epsilon_{co} = 0,0035$$

$$E_{co} = 4,7 \times 10^3 \text{ ksi}$$

En el acero pasivo se incluye el efecto de tracción del hormigón entre fisuras.

c) Definición de las secciones.

Las secciones de todas las vigas, incluso las macizas, se discretizan mediante cuatro paneles cuya línea media queda definida por la posición de los cercos. El espesor de los paneles es de 3 1/2 in, excepto para PT5 que es de 2 in. En PT6 se prevé un recubrimiento susceptible de "spalling" de 1 1/2 in.

El acero longitudinal se distribuye uniformemente en todo el perímetro; pero los tendones de pretensado se colocan en su situación real.

d) Acciones exteriores.

En el extremo libre de la barra se aplica un torsor en incrementos variables de carga.

3.2.3. Resultados

A continuación se comparan, para cada ensayo, los resultados teóricos y experimentales obtenidos.

a) Ensayo PT5.

En la figura 8 puede comprobarse el excelente ajuste del modelo, tanto en esfuerzos como en deformaciones.

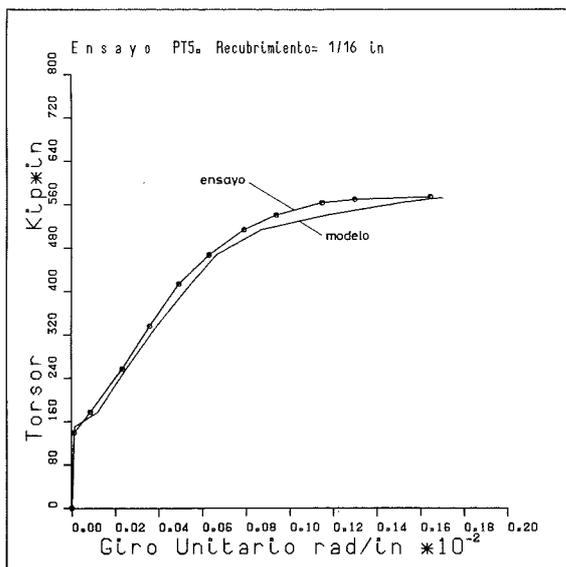


Fig. 8. Verificación del modelo, en torsión pura, para secciones de hormigón armado.

b) Ensayo PT6.

Para simular la respuesta de esta viga ha sido necesario realizar alguna hipótesis adicional relativa al grado de "descascarillamiento" de la pieza. En efecto, según texto y fotografía del artículo de D. Mitchell y M.P. Collins (1974) [7], el recubrimiento de hormigón se desprende en la zona central de la viga; pero se mantiene íntegro en el resto de su longitud.

La figura 9 muestra, en trazos discontinuos, el comportamiento previsto por el modelo en los casos extremos de que no exista descascarillamiento o de que éste sea total. Asimismo, en trazo continuo, se dibuja la respuesta obtenida si se supone que la pérdida del recubrimiento interesa sólo la mitad de su longitud, observándose que la predicción en esfuerzos y deformaciones es satisfactoria. Por supuesto, tal y como se indica en el artículo reseñado, la resistencia torsional última de la viga viene gobernada por la sección sin recubrimiento, mientras que su rigidez media a torsión está comprendida entre la correspondiente a la sección con y sin recubrimiento.

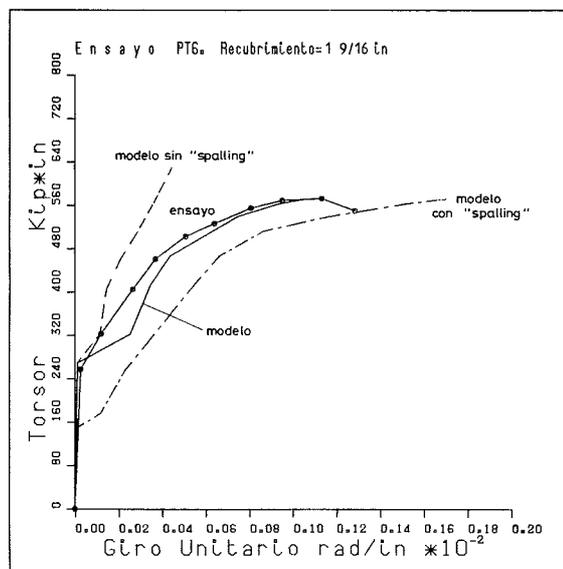


Fig. 9. Verificación del modelo, en torsión pura, cuando existe posibilidad de descascarillamiento ("spalling").

c) Ensayos P1 y P2.

Desde el punto de vista del modelo, las vigas P1 (maciza) y P2 (hueca) son idénticas, ya que ambas se discretizan de igual modo. La figura 10 presenta los resultados experimentales de ambos ensayos, en contraste con los calculados con el modelo teórico. Como puede apreciarse, se confirma una vez más la bondad del modelo propuesto,

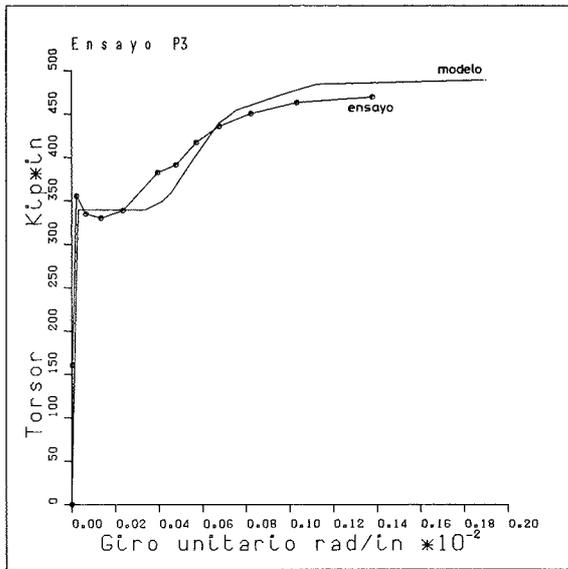


Fig. 10. Verificación del modelo, en torsión pura, para secciones pretensadas huecas o macizas.

tanto en momentos últimos como en deformaciones. Tan sólo existe una pequeña diferencia en el torsor de fisuración de la sección maciza, inculpa- ble, sin duda, al criterio empleado en la discreti- zación.

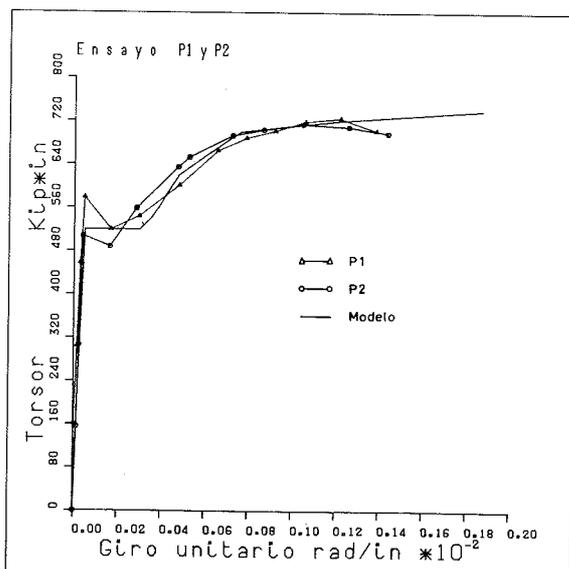


Fig. 11. Verificación del modelo, en torsión pura, para secciones pretensadas con pequeñas cuantías de armadura longitudinal.

d) Ensayo P3.

La simulación del ensayo P3 puede considerarse como aceptable. Con referencia a la figura 11, puede apreciarse en ella que el torsor último calculado es un 3 por 100 superior al obtenido experimentalmente y que, después de fisuración, la curva teórica se separa ligeramente de la real, debido, tal vez, a que el modelo menosprecia la colaboración de algunos fenómenos locales, como la rugosidad de labios de fisura y el efecto pasador.

e) Ensayos P2 y P4.

En la figura 12 se presenta nuevamente el ensayo P2; pero ahora junto al P4 pues, como se dijo anteriormente, la única diferencia entre ambos es que los tendones de P4 están inclinados.

La disposición de pretensado en hélice, como en este caso, puede ser conveniente cuando la torsión sólo actúa en la pieza en un sentido, de modo que las componentes tangenciales de las fuerzas en los tendones puedan colaborar a resistir el torsor aplicado. En efecto, debido a la inclinación del pretensado, el ensayo P4 muestra, respecto al P2, un "giro negativo" y un aumento de los torsores de fisuración, plastificación y rotura, equivalentes al generado por las fuerzas tangentes en los tendones.

El modelo teórico de la viga P4 también recoge los fenómenos indicados, como puede apreciarse en la figura 12; por lo cual queda validada su aplicabilidad en situaciones similares.

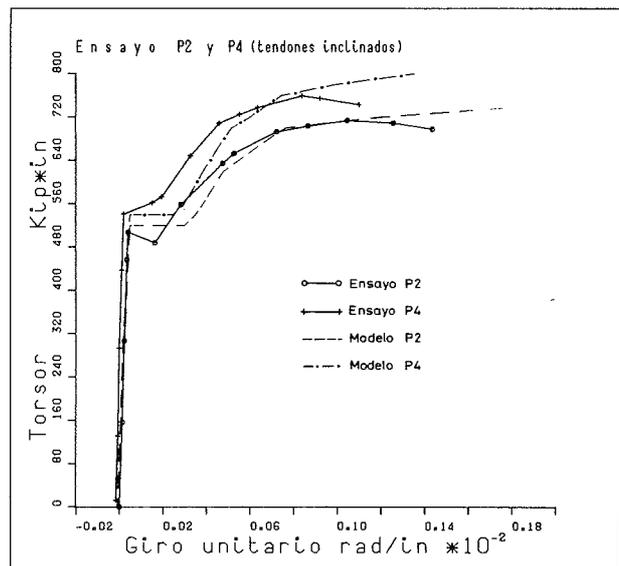


Fig. 12. Verificación del modelo, en torsión pura, para secciones pretensadas con tendones inclinados.

f) Ensayo P5.

La viga P5 cuenta con una cuantía mecánica longitudinal elevada, siete veces y media la de P3, que se presolicita en su totalidad. Como consecuencia del alto grado de pretensado, el torsor de fisuración (Fig. 13) es superior al torsor resistido en la situación última de agotamiento por deformación excesiva del acero longitudinal. Para poder

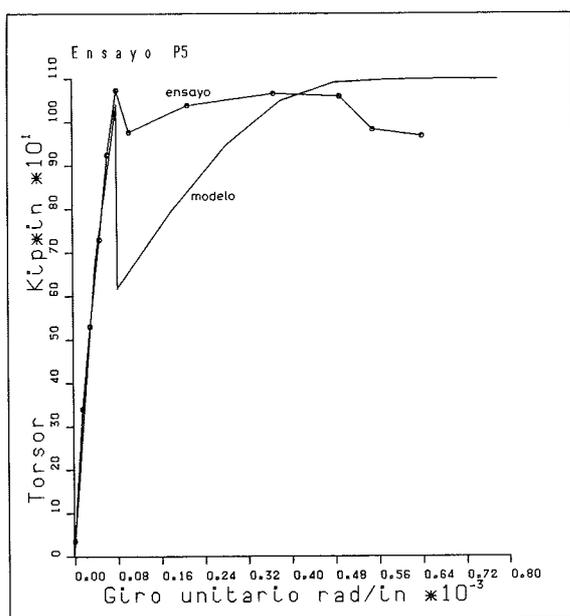


Fig. 13. Verificación del modelo, en torsión pura, para secciones fuertemente pretensadas.

simular el ensayo, incluso después de fisuración, se imponen incrementos sucesivos del giro en el nudo libre de la barra y se mide la reacción en el extremo opuesto, en lugar del procedimiento "normal" de aplicar el momento y medir el giro, como se realiza en el resto de vigas.

Los torsores calculados de fisuración y de rotura no discrepan en más de un 3 por 100 de los medidos experimentalmente. Ahora bien, la rigidez tras la fisuración "cae" de forma brusca en el modelo; sin duda, por las mismas razones que las expresadas para el ensayo P3 (fenómenos locales).

g) Ensayo P6.

En la figura 14 se presentan la respuesta real y la teórica para la viga P6. El ajuste es bueno, salvo en deformaciones para el torsor último. Dado que la rotura acontece por aplastamiento del hormigón, tal diferencia se achaca al desconocimiento de la deformación máxima de rotura del hormigón en tales circunstancias.

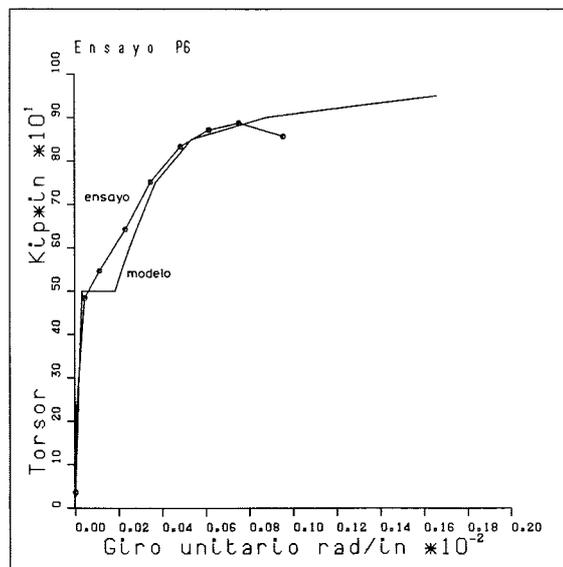


Fig. 14. Verificación del modelo, en torsión pura, para secciones de hormigón armado con elevadas cuantías de acero longitudinal.

A la vista de lo expuesto se considera verificada la validez del modelo propuesto para analizar la respuesta de secciones de hormigón armado y pretensado solicitadas por torsión pura.

3.3. Ensayos de torsión combinada con flexión del C.E.B.T.P.

Gracias a la financiación conjunta SETRA-UTI, se realizan desde 1970, en el "Service d'Etude des Structures" del "Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics", una serie de investigaciones experimentales sobre el comportamiento en torsión de elementos de hormigón armado y pretensado. Algunas de las pruebas realizadas fueron:

- Cilindros ensayados a torsión pura.
- Vigas en T, a escala real, bajo diferentes combinaciones de torsión y flexión.
- Cajones de dimensiones exteriores 1,00 x 1,00 m, ensayados a torsión, flexión y cortante.
- Paneles aislados sometidos a cizalladura.
- Vigas de diversa sección transversal, en microhormigón, solicitadas por flexión, torsión y cortante combinados.

En el presente apartado se centra la atención en el análisis de tres cajones pretensados de dimensiones "reales" (1,00 x 1,00 m) que fueron ensayados a torsión y flexión combinadas. Estas vigas pertenecen a una serie de cinco, DQ1 a DQ5, pero sólo se dispone de información fehaciente de DQ1, DQ3 y DQ4, a través de la publicación de J. Fauchart, J.M. Demorieux y J.P. Lachize (1973) [9].

Mientras que DQ1 se ensayó a torsión pura, sin flexión, DQ3 y DQ4 se ensayaron para relaciones torsor/flector de 0,215 y 1,000, respectivamente.

3.3.1. Descripción de los ensayos

Las piezas ensayadas son tubulares, de sección exterior cuadrada de un metro de lado; el espesor de las almas es de 8 cm, el de las tablas 12 cm. Todas las vigas se presolicitan a 40 bars mediante cables rectos de pretensado situados en las tablas. En las zonas de apoyo y de actuación de las cargas, se prevén diafragmas que rigidizan la sección transversal. La figura 15 da la geometría y la distribución de armaduras; las cuantías y la resistencia del hormigón se presentan en la tabla 4.

Tabla 4

N, cm	A _{t/s}		A _κ	A _p			f _c	f _{ct}
	alma	tabla		1	2	3		
DQ1	2φ6/9,0	2φ6/9,0	4x2φ8	9φ7	—	9φ7	3980	274
DQ3	2φ6/20,5	2φ6/17,0	4x2φ10	10φ7	10φ7	4φ7	2950	275
DQ4	2φ8/11,6	2φ8/11,6	4x2φ10	9φ7	7φ7	3φ7	3900	239

3.3.2. Discretización de las vigas

a) Geometría de la estructura.

Los ensayos pueden estudiarse, como en casos anteriores, mediante una viga en ménsula, de longitud unidad, que se discretiza por una sola barra definida por su sección central.

b) Materiales.

A falta de datos más precisos, se estiman las siguientes características mecánicas:

Hormigón:

$$\begin{aligned} \epsilon_{co} &= 0,002 ; \epsilon_{cu} = 0,003 \\ E_{co} &= 3,65 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \text{ (DQ1)} \\ &= 3,26 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \text{ (DQ3)} \\ &= 3,39 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \text{ (DQ4)} \end{aligned}$$

Acero pasivo:

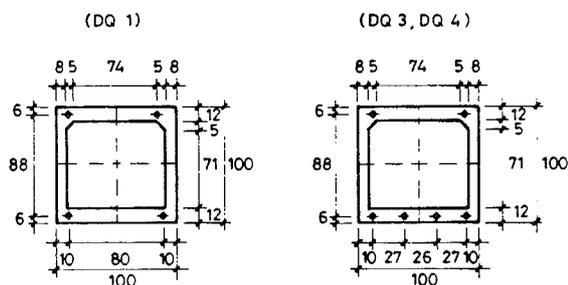
$$\begin{aligned} f_y &= 48.000 \text{ N/cm}^2 ; \text{ Estirado en frío.} \\ E_s &= 20 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \end{aligned}$$

En el acero pasivo se incluye el fenómeno de resistencia a tracción del hormigón entre fisuras.

Acero activo:

$$\begin{aligned} f_{py} &= 161.000 \text{ N/cm}^2 ; \text{ Estirado en frío.} \\ E_p &= 20 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \end{aligned}$$

GEOMETRIA SECCION TRANSVERSAL



DISPOSICION ARMADURAS

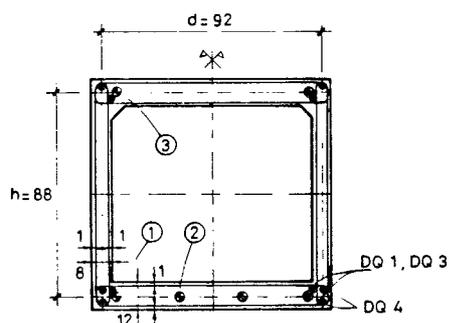


Fig. 15. Geometría de la sección transversal y disposición de las armaduras, en los ensayos DQ1, DQ3 y DQ4.

c) Definición de la sección.

En todos los casos, basta con definir cuatro paneles, uno por cada pared del cajón, con dos puntos de Gauss por panel. La armadura longitudinal, que en la realidad está concentrada en las esquinas, se reparte uniformemente en todo el perímetro. Los cables de pretensado se sitúan en su posición real. En ningún caso se prevé la posibilidad de que el recubrimiento se desprenda.

La deformación de neutralización de los cables de pretensado se supone de 0,004 (80.000 N/cm²).

3.3.3. Resultados

Se comentan a continuación cada uno de los ensayos por separado.

a) Ensayo DQ1 (M/T = 0).

La respuesta de DQ1, según el análisis, sigue fielmente los resultados experimentales, como puede observarse en la figura 16. Una vez más, el modelo propuesto demuestra su aplicabilidad en torsión pura.

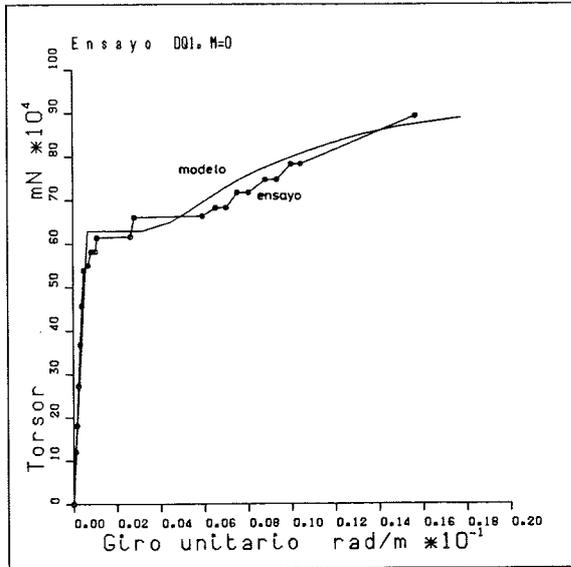


Fig. 16. Verificación del modelo, en torsión pura, para secciones cajón pretensadas.

b) Ensayo DQ3 (M/T = 4,65).

El contraste de resultados para este ensayo puede verse en la figura 17. Allí se presentan, conjuntamente, los diagramas momento-curvatura y torsor-giro unitario. Es preciso indicar que el diagrama M-C se dedujo de medidas extensométricas en barras longitudinales, por lo que su fiabilidad es dudosa. Asimismo, es necesario comentar que el tramo casi horizontal, que en el gráfico T-G aparece para un torsor de 300×10^3 mN, se debe a que para ese nivel de solicitaciones se descargó y se volvió a iniciar el ensayo. Ello generó unas deformaciones residuales que son las que se observan en la figura.

Teniendo en cuenta las apreciaciones anteriores, se estima que la predicción del modelo es aceptable, no sólo en momentos últimos, sino también en todo proceso de carga.

c) Ensayo DQ4 (M/T = 1,00).

La simulación del ensayo DQ4, según el modelo propuesto, es plenamente satisfactoria en esfuerzos y deformaciones, como puede observarse en la figura 18.

Queda, por tanto, verificada la bondad del modelo propuesto, en el análisis de secciones de hormigón armado y pretensado solicitadas por flexión y torsión combinadas.

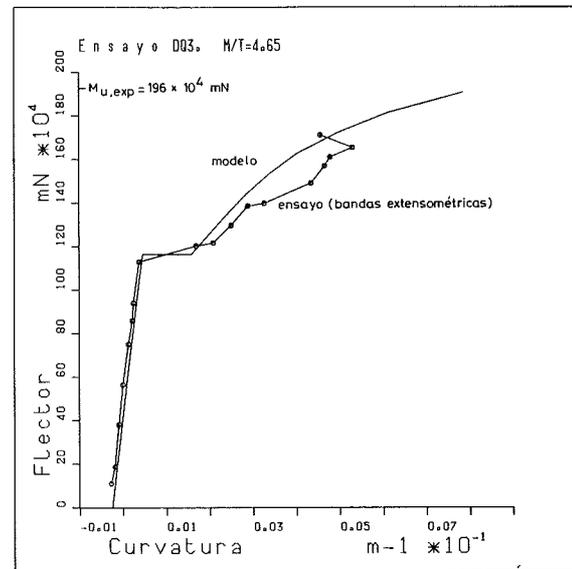
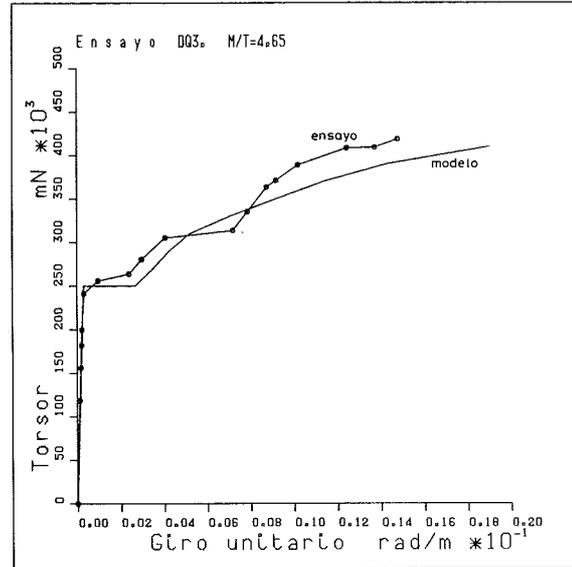


Fig. 17. Verificación del modelo en flexión y torsión combinadas (M/T = 4,65)

3.4. Ensayos a flexión, torsión y cortante, de vigas cajón pretensadas, del Otto Graf Institut

Con el fin de estudiar la seguridad que presentan las vigas cajón pretensadas respecto a rotura y comprobar su comportamiento en estado II (fisurado), F. Leonhardt y R. Walther realizaron, a finales de 1963, ensayos a flexión, torsión y cortante, en modelos de tamaño respetable, en el Otto Graf Institut de Stuttgart. En el número 202

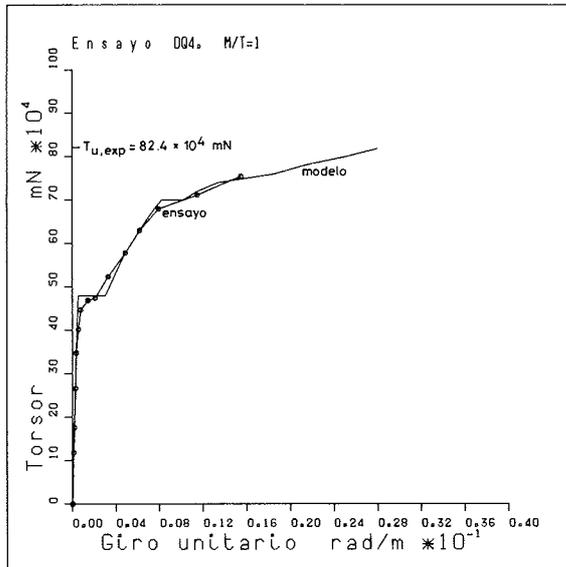


Fig. 18. Verificación del modelo en flexión y torsión combinadas ($M/T = 1.00$).

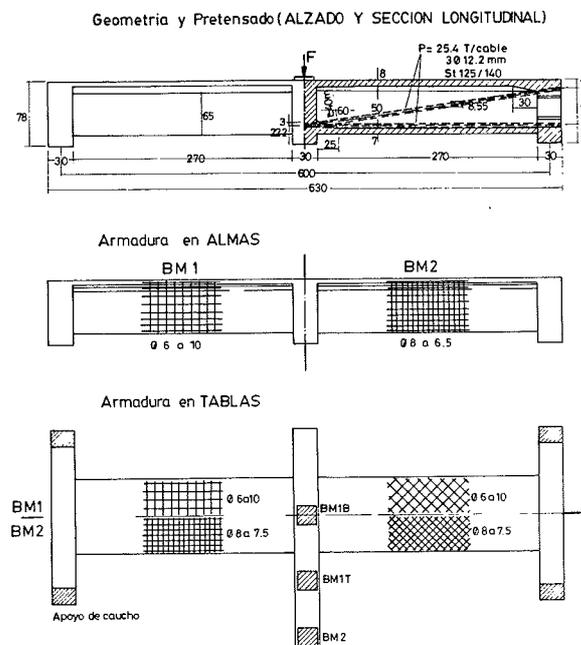


Fig. 19. Geometría y disposición de armaduras de las vigas BM1 y BM2, ensayadas en 1963 por F. LEONHARDT y R. WALTHER.

del "Forschungshefte des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton" apareció el informe detallado de estos ensayos. Un resumen de los mismos se publicó en el Boletín de Información núm. 71 del CEB (1969) y su traducción al castellano, por A. García Meseguer, en el núm. 102 de Hormigón y Acero (1972).

La referencia más asequible es, pues, esta última, F. Leonhardt y R. Walther (1972) [10].

3.4.1. Descripción de los ensayos

Se construyeron dos vigas cajón pretensadas, designadas BM1 y BM2, según la figura 19. Las características mecánicas de los materiales, en Kg y cm, fueron:

Hormigón (28 días):	BM1	BM2
Resistencia probeta cúbica de 20 cm	320	350
Resistencia prisma 10 x 10 x 53 cm	230	280
Módulo de elasticidad	265.000	315.000

Armadura ordinaria: Tor St III^b; estirado en frío.

$$\begin{aligned} \phi 6 \quad f_y &= 4700 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi 8 \quad f_y &= 4550 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_s &= 2,0 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Acero de pretensado: Sigma St 125/140; laminado en caliente y tratado.

$$\begin{aligned} f_{py} &= 12.500 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_p &= 2,1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Se realizaron tres ensayos, dos de ellos sobre la viga BM1 y un tercero sobre BM2. El primero de los efectuados en BM1, que se denominó BM1B, corresponde a la actuación de una fuerza puntual, centrada en la viga, hasta una carga de 70 t. Alcanzada la carga prevista se detuvo el ensayo y se inició el segundo sobre la misma viga, que se denominó BM1T, en donde la fuerza tenía una excentricidad tal que la relación torsor/flector fuese de 0,26. La viga BM2 se llevó hasta la rotura con una excentricidad tal que el cociente torsor/flector fuese 0,5.

3.4.2. Discretización de las vigas

Aprovechando la simetría de los ensayos, en geometría y cargas, se discretiza únicamente la mitad izquierda de los mismos y se imponen en el corte las condiciones de contorno oportunas.

a) Geometría de la estructura.

Se dispone una sola barra, en la que se definen tres secciones, para simular la viga y un "brazo" de gran rigidez para representar el diafragma central sobre el que se aplican las cargas.

b) Materiales.

Además de las características mecánicas de los materiales que se obtuvieron por ensayo, se proponen los valores restantes:

Hormigón:

	(BM1)	(BM2)	
$f_c =$	270	293	Kg/cm ²
$f_{ct} =$	23	26	Kg/cm ²
$\epsilon_{co} =$	0,0022	;	$\epsilon_{cu} = 0,0035$

La colaboración del hormigón entre fisuras se tiene en cuenta en el acero pasivo.

c) Discretización de las secciones.

Las secciones se componen de ocho paneles, según la figura 20, en los que se consideran dos puntos de integración. Los tendones de pretensado se sitúan en su cota y con su inclinación correspondiente; se supone una deformación de neutralización de 0,00362 (7600 Kg/cm²).

d) Acciones exteriores.

La carga actuante en el ensayo se aplica, por escalones de 2t, en el nudo adecuado del "brazo", de longitud 80 y 150 cm respectivamente. La acción del peso propio, de menor importancia, se supone concentrada en el punto medio de la estructura.

3.4.3. Resultados

Se comentan a continuación los resultados obtenidos con el modelo, en contraste con los experimentales deducidos de los ensayos.

a) Ensayo BM1B.

El ensayo BM1B, con carga centrada, produce sollicitaciones de cortante y flexión; por tanto, el modelo debe responder adecuadamente, tal y co-

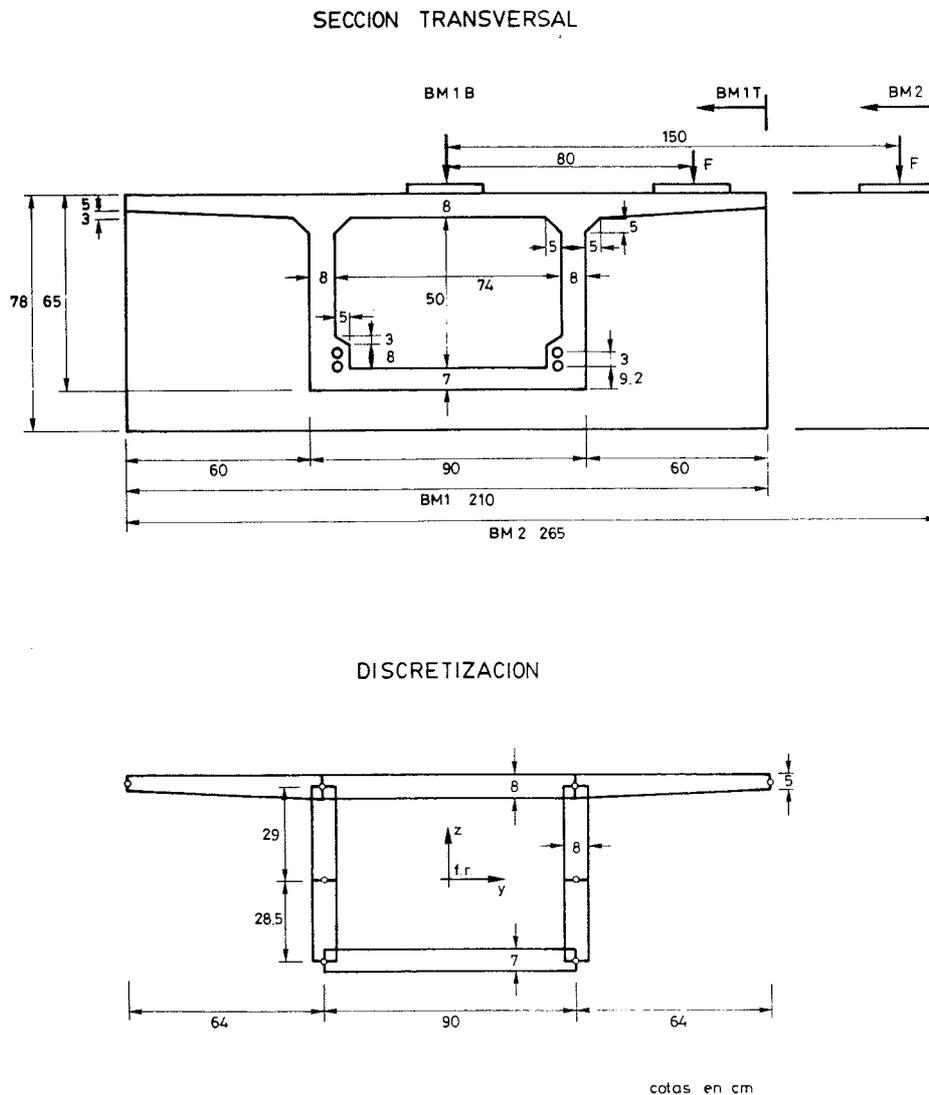


Fig. 20. Sección transversal y discretización en paneles de las vigas BM1 y BM2.

mo se demostró en 3.1. En efecto, la figura 21, que muestra la flecha en centro luz de la viga BM1, permite confirmar su validez para estudiar estructuras de hormigón pretensado ante acciones que generen cortante y flexión.

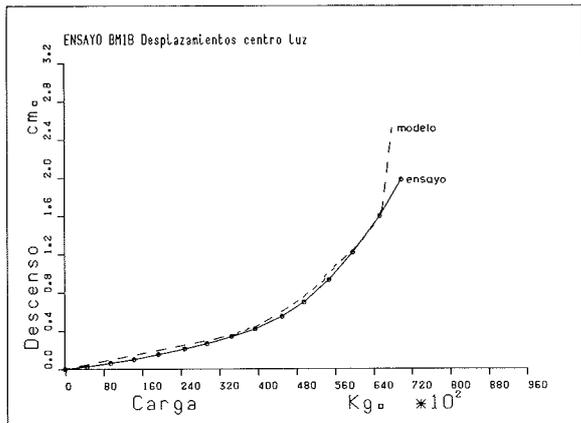


Fig. 21. Verificación del modelo, en una estructura solicitada por flexión cilíndrica.

b) Ensayo BM1T.

El momento flector en centro luz y el torsor en la viga, mantienen una relación $T/M = 0,26$ en este ensayo.

En la figura 22 se presentan las curvas carga-flecha y carga-giro experimentales y teóricas. Como puede observarse, el ajuste del modelo es muy bueno hasta un 70 por 100 de la carga de rotura; pero a partir de ahí la respuesta teórica se aleja de la real y rompe, por agotamiento en compresión de las bielas de hormigón del alma, a un 80 por 100 de la carga última real. Esta anomalía del modelo se supone que es debida a una excesiva reducción de la resistencia en compresión del hormigón fisurado, por el efecto de la tracción transversal que las armaduras le producen. Se realiza, en consecuencia, un nuevo análisis; pero ahora sin reducir las características mecánicas, obteniéndose un ajuste más aceptable. Véase figura 23.

c) Ensayo BM2.

El momento flector en centro luz y el torsor en la viga, mantienen una relación $T/M = 0,5$ en este ensayo.

Los resultados del modelo propuesto son plenamente satisfactorios en este caso, como se observa en la figura 24. La rotura se obtiene, como en el ensayo real, por agotamiento del hormigón del alma.

A la vista de los análisis presentados, puede aceptarse la validez del modelo propuesto, en estudios de estructuras de hormigón armado y

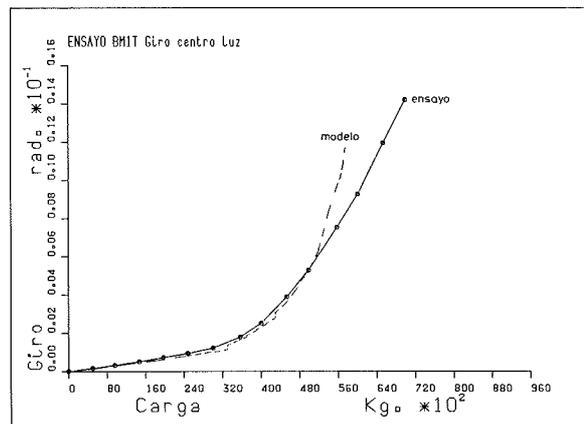
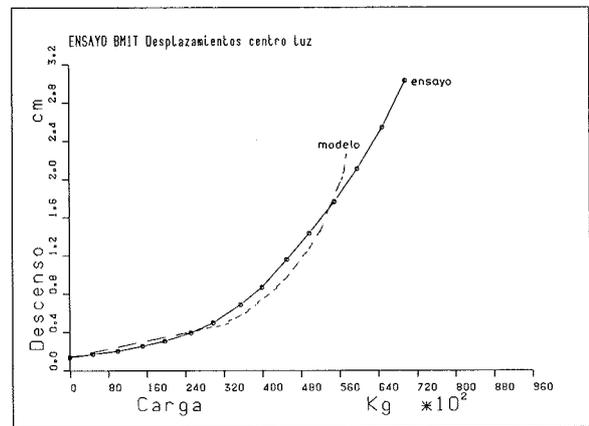


Fig. 22. Verificación del modelo para una estructura solicitada por flexión y torsión ($T/M = 0,26$).

pretensado ante solicitaciones combinadas de flexión, torsión y cortante.

4. ESTUDIO DE LA RESPUESTA TEORICA DE SECCIONES DE HORMIGON PRETENSADO, ANTE SOLICITACIONES COMBINADAS DE FLEXION, TORSION Y CORTANTE

El objeto de este apartado es mostrar el acoplamiento en esfuerzos y deformaciones, para secciones de hormigón pretensado, utilizando, para ello, el modelo propuesto en este trabajo. Se presenta el estudio de la respuesta, ante solicitaciones combinadas de flexión, torsión y cortante, de las secciones siguientes:

a) Sección central de la viga 14 de los ensayos de R.A. Swann y A. Williams (1973), que se describe y analiza en 4.1.

b) Sección central de la viga BM1 de los ensayos de F. Leonhardt y R. Walther (1972), que se ha descrito en 3.4 y que se analiza en 4.2.

4.1. Sección central de la viga 14 de los ensayos de R.A. Swann y A. Williams (1973) [11]

4.1.1. Descripción de la sección

La sección transversal de la viga 14, que se denomina S14, es un cajón rectangular simple, sin voladizos ni cartelas, de 184 mm de canto y 352 mm de ancho; las tablas superior e inferior tienen un espesor de 22 mm y las almas de 33 mm. La sección está pretensada por diez alambres ϕ 4,06 mm, tesados inicialmente a 1030 N/mm^2 , dispuestos según la figura 25. La armadura pasiva se conforma a partir de una malla electrosoldada, de ϕ 2,03 cada 25,4 mm en ambas direcciones. Las características de los materiales empleados son:

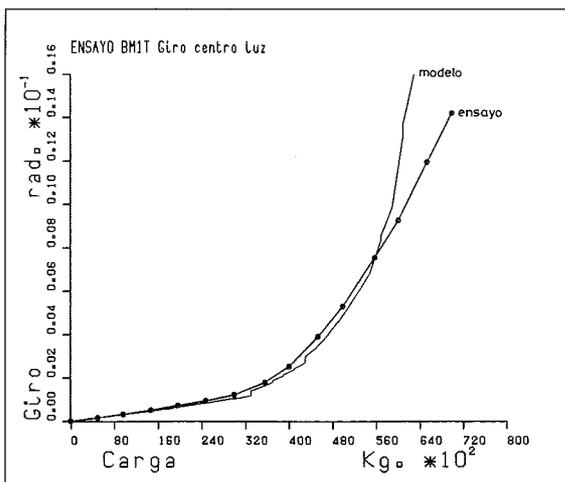
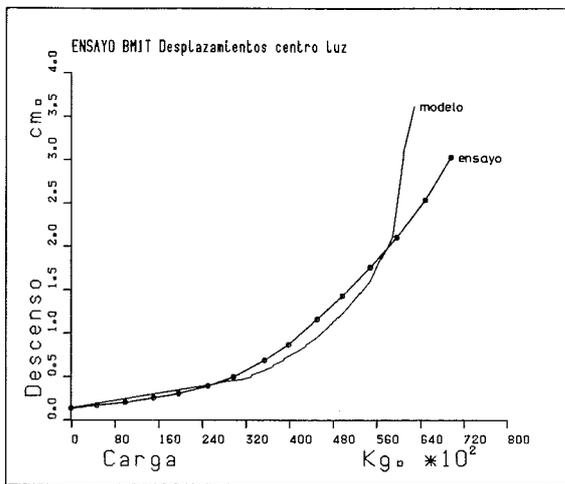


Fig. 23. Idem que Fig. 22 pero sin reducción de la resistencia a compresión.

Microhormigón:

Resistencia a compresión en cubo de 100 mm = $59,9 \text{ N/mm}^2$

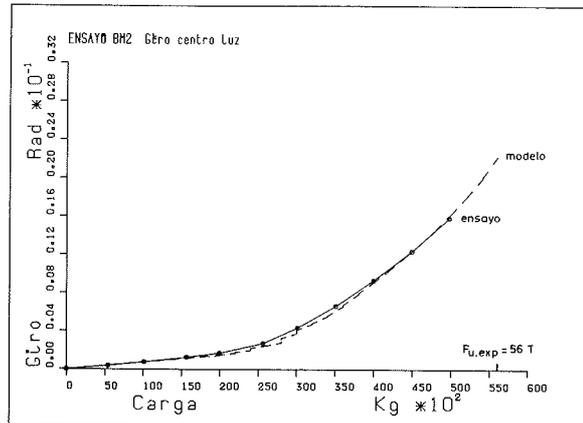
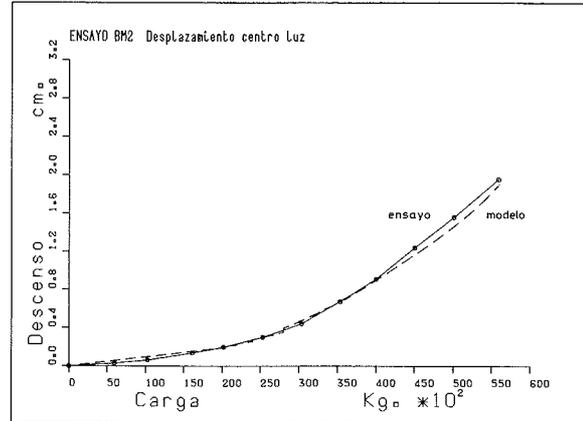


Fig. 24. Verificación del modelo, en una estructura solicitada por flexión y torsión ($T/M = 0.5$).

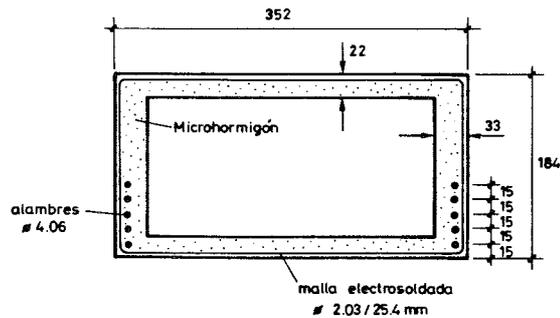


Fig. 25. Sección central de la viga 14 de los ensayos de SWANN y WILLIAMS (1973).

Resistencia a tracción según ensayo
 brasileño = $4,86 \text{ N/mm}^2$
 Módulo de deformación = $28,9 \text{ kN/mm}^2$
 Coeficiente de Poisson = $0,17$
 ϵ_{co} = $0,002$

Acero malla electrosoldada:

$f_y = 496 \text{ N/mm}^2$; estirado en frío.
 $E_s = 196 \text{ kN/mm}^2$

Alambres de pretensado:

$$f_{py} = 1725 \text{ N/mm}^2 ; \text{ estirado en frío.}$$

$$E_p = 196 \text{ kN/mm}^2$$

4.1.2. Discretización de la sección

La sección se discretiza simplemente en cuatro paneles, con dos puntos de integración. En cada una de las almas se define un tendón medio equivalente que se sitúa en el centro de gravedad de los cinco alambres que representa. El acero pasivo se considera uniformemente distribuido en el plano medio de cada panel.

Las propiedades mecánicas de los materiales han sido definidas por completo en 4.1.1. Sin embargo, dado que se pretende estudiar la interacción en rotura, es preciso convenir un criterio que la determine. En este caso, se supone que la sección alcanza su carga de agotamiento cuando se sobrepasa la deformación última de los materiales, establecida en:

$$\text{Hormigón: } \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$\text{Acero pasivo: } \epsilon_{su} = 0,01$$

4.1.3. Procedimiento de estudio

Se desea obtener una superficie de interacción en rotura por flexión/torsión/cortante, así como las relaciones esfuerzo-deformación seccional en diversas combinaciones de carga.

Para lograr un conjunto de análisis representativos, se estudia inicialmente la respuesta de la sección en cortante puro, alcanzándose la rotura para $V_{uo} = 70,1 \text{ kN}$. A continuación, para valores prefijados del esfuerzo cortante (0, 14, 28, 42, 56 kN) se estudia la respuesta de la sección bajo catorce combinaciones distintas de flexión y torsión, tal y como se indica en la figura 26. En total se realizan 71 cálculos seccionales.

4.1.4. Resultados

En la figura 27, pueden verse dos perspectivas de la superficie de interacción M/T/V obtenida. En la figura 28 se muestra la proyección diédrica de dicha superficie que se corresponde, por tanto, con los diagramas de interacción M/T, M/V y T/V. En ambas, se distinguen cuatro zonas, relativas a otros tantos modos de rotura diferentes. Del estudio en profundidad de dichos gráficos pueden extraerse las siguientes conclusiones:

– La aplicación de un torsor concomitante disminuye siempre el momento flector último co-

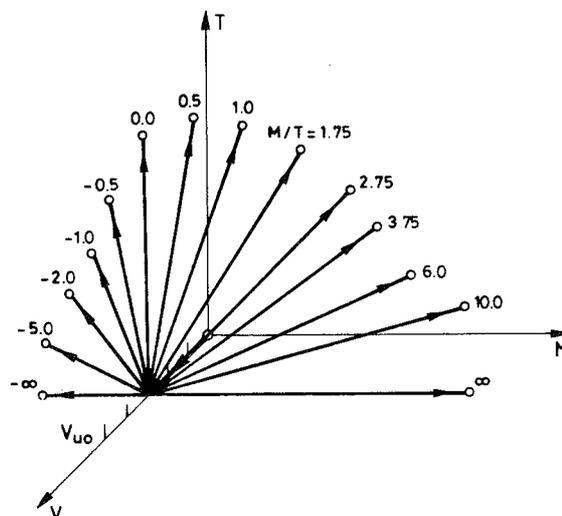


Fig. 26. Procesos de carga seguidos en el análisis de la sección S14.

respondiente. Esta influencia es mucho mayor cuando el agotamiento se detecta en la armadura transversal.

– La aplicación de un flector concomitante no siempre disminuye la capacidad resistente a torsión de la sección. Existe un rango bastante amplio (+ 0 por 100 a + 50 por 100 de M_{uo}) que incrementa el torsor último de la pieza. Este efecto está directamente relacionado con la distribución no uniforme del acero de pretensado, por condicionantes del dimensionamiento en flexión. Por ello, es lógico esperar que el mayor torsor de rotura se obtenga para la actuación simultánea de un momento flector igual a la semisuma de los fletores últimos positivo y negativo, con su signo.

– El diagrama M/T no es convexo debido, en principio, a cambios en el modo de agotamiento de la sección.

– La forma del diagrama M/T, para $V = 0$, se conserva, casi homotéticamente, cuando se combina también el esfuerzo cortante.

– Torsor y cortante siempre se interaccionan en rotura de forma desfavorable, o sea, la aplicación de uno de ellos reduce ostensiblemente la capacidad resistente para el otro esfuerzo.

– Flector y cortante se interaccionan escasamente en rotura, siempre y cuando ésta se alcance por alargamiento excesivo de la armadura longitudinal. Ello sucede para cortantes inferiores al 60 por 100 del último. Para valores mayores, la reducción del flector último puede ser considerable.

La influencia del cociente M/T en los diagramas flector-curvatura y torsor-giro unitario, para cortante nulo, puede verse en las figuras 29 y 30, respectivamente. Son de interés los siguientes comentarios:

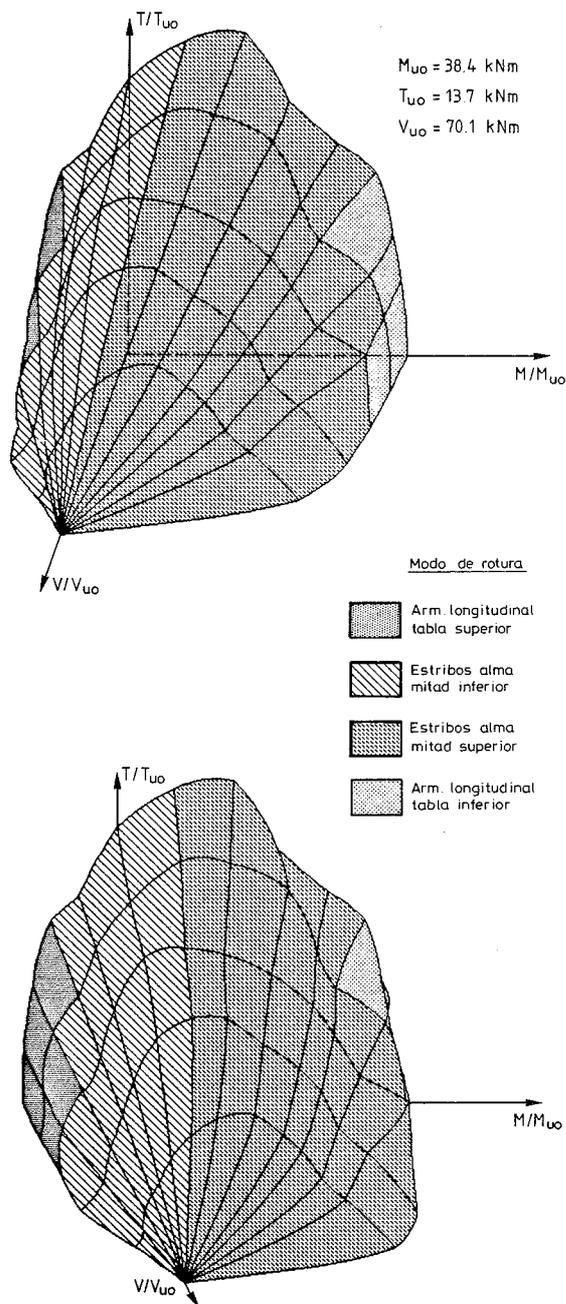


Fig. 27. Perspectiva caballera de la superficie adimensional de interacción $M/T/V$, para la sección S14.

— Las rigideces iniciales a flexión y torsión no dependen de la relación M/T .

— La fisuración de la pieza se alcanza cuando, en algún punto de ella, la composición de tensiones normales y tangentes origina una tensión principal de tracción que supera la resistencia del hormigón. Por ello, la carga de fisuración está influida fuertemente por la relación M/T .

— Se aprecia en la figura 29 que las curvas $M-C$ presentan una cierta semejanza formal entre ellas; ahora bien, la rigidez a flexión para una curvatura dada, disminuye al aumentar el torsor concomitante.

— Un resultado interesante es el diagrama $M-C$ para flector nulo. Puede sorprender, en principio, que se registren curvaturas importantes en una sección en la que no se aplica flexión alguna. Este fenómeno, hallado en multitud de trabajos experimentales, se produce como consecuencia del alargamiento longitudinal que aparece en vigas solicitadas en torsión pura, a partir de fisuración fundamentalmente. Pensando en el mecanismo resistente de la celosía análoga, es posible comprender que un esfuerzo tangente provoca deformaciones en el acero longitudinal que, si no está distribuido uniformemente en la sección, induce una curvatura que tiende a traccionar más el lado con menos armadura.

— La curvatura última y, por tanto, la ductilidad de la sección no se ven afectadas por la variación del cociente M/T si la rotura es de “tipo flexión”; esto es, por plastificación de la armadura longitudinal. En cambio, si la rotura es de “tipo torsión”, por plastificación de los estribos, la curvatura última decrece notablemente.

— La influencia de la relación M/T en los diagramas torsor-giro unitario es muy marcada, como puede verse en la figura 30. La rigidez a torsión varía notoriamente, de igual manera que el torsor último.

En las figuras 31 y 32 se presenta la influencia del esfuerzo cortante en los diagramas $M-C$ y $T-G$, respectivamente. Se extraen las siguientes conclusiones:

— La influencia del cortante en el diagrama flector-curvatura es pequeña, incluso para un 60 por 100 del cortante último. Los momentos flectores de fisuración no se modifican sustancialmente, salvo para valores muy elevados ($V > 0,60 V_{uo}$).

— Las curvas torsor-giro unitario están muy condicionadas por el cortante aplicado. Tanto el torsor y giro últimos, como el torsor de fisuración, disminuyen drásticamente al aumentar el esfuerzo cortante. La rigidez tangente de torsión, sin embargo, no parece sufrir grandes cambios.

Los aspectos descritos en este apartado permiten concluir que, una sección de hormigón pretensado manifiesta una fuerte interacción, en esfuerzos y deformaciones, ante solicitaciones combinadas de flexión, torsión y cortante. Este acoplamiento a nivel sección depende en gran medida de la forma de rotura que se produzca.

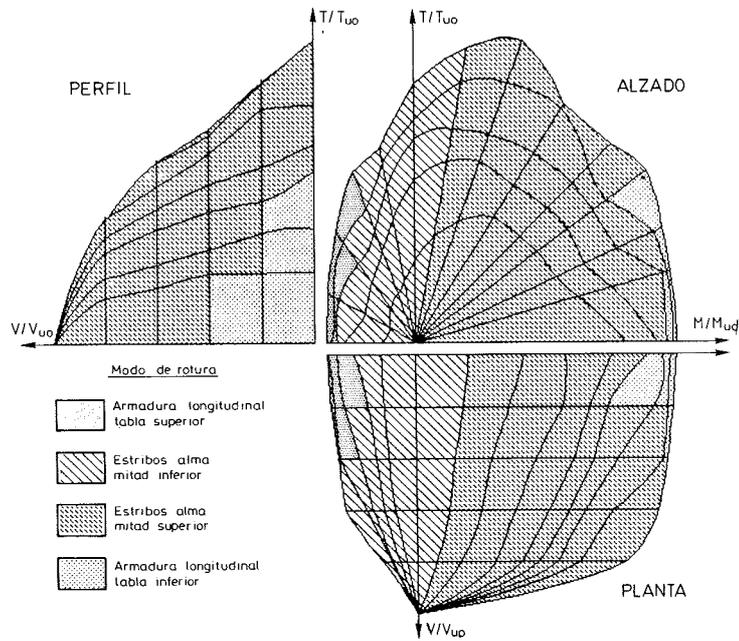


Fig. 28. Proyección diédrica de la superficie adimensional de interacción M/T/V, para la sección S14.

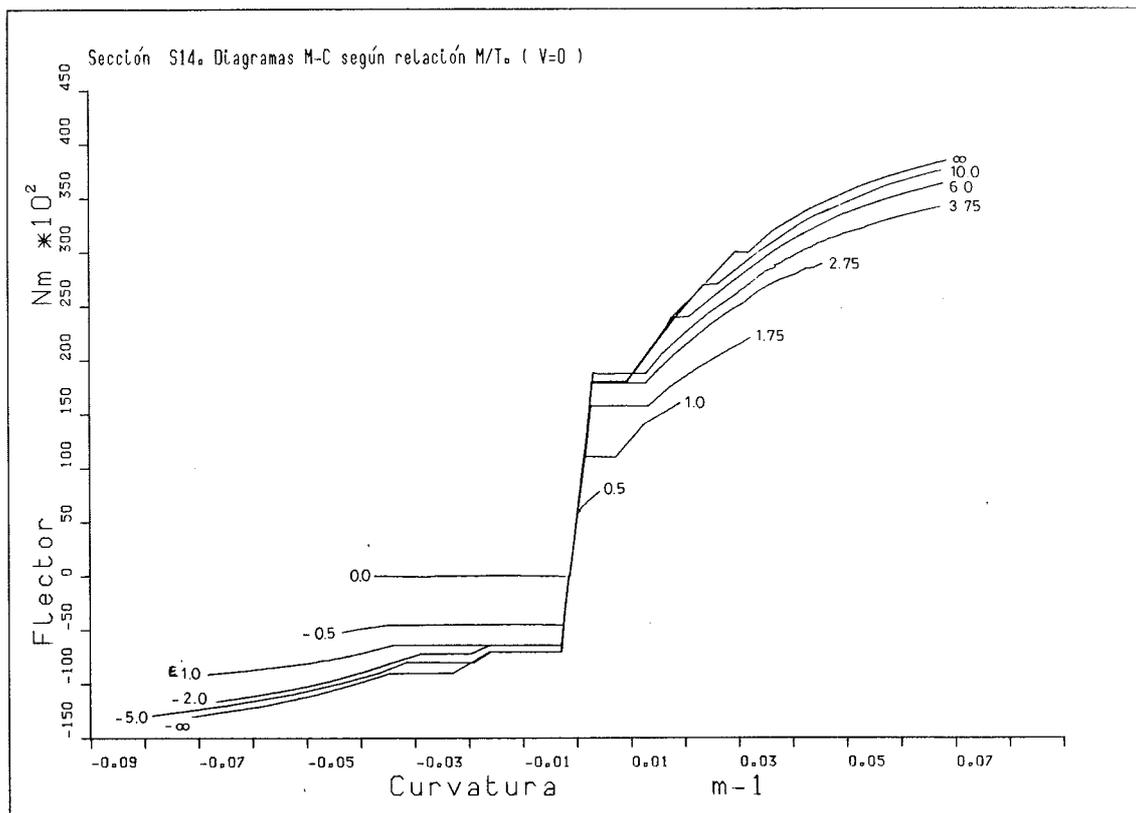


Fig. 29. Sección S14. Influencia de la relación M/T en el diagrama flector-curvatura.

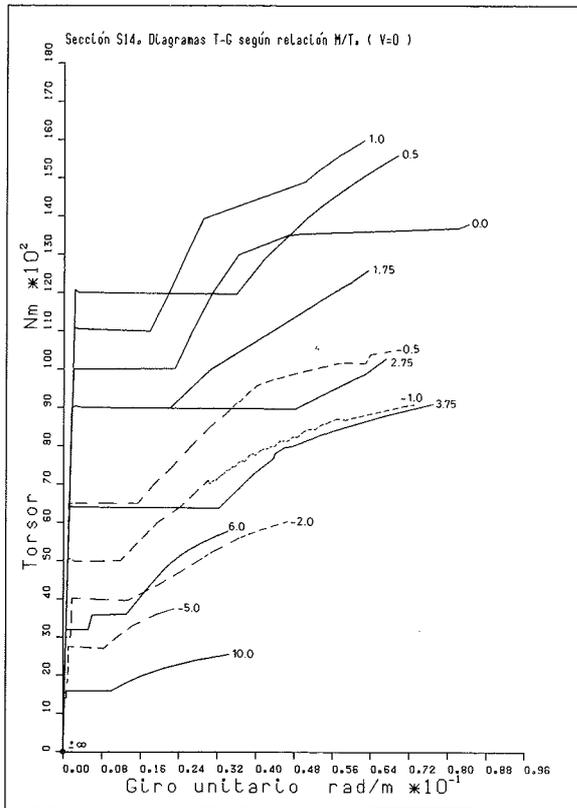


Fig. 30. Sección S14. Influencia de la relación M/T en el diagrama torsión-giro unitario.

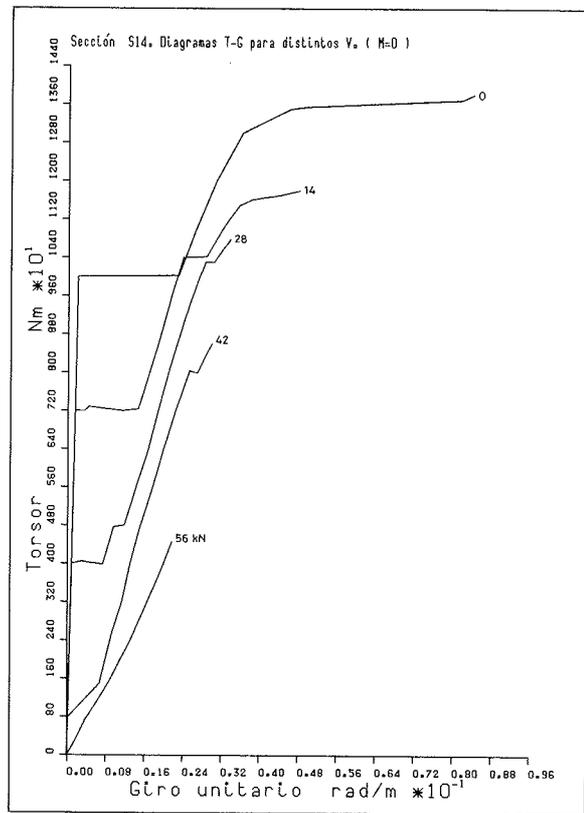


Fig. 32. Sección S14. Influencia del esfuerzo cortante en el diagrama torsor-giro unitario.

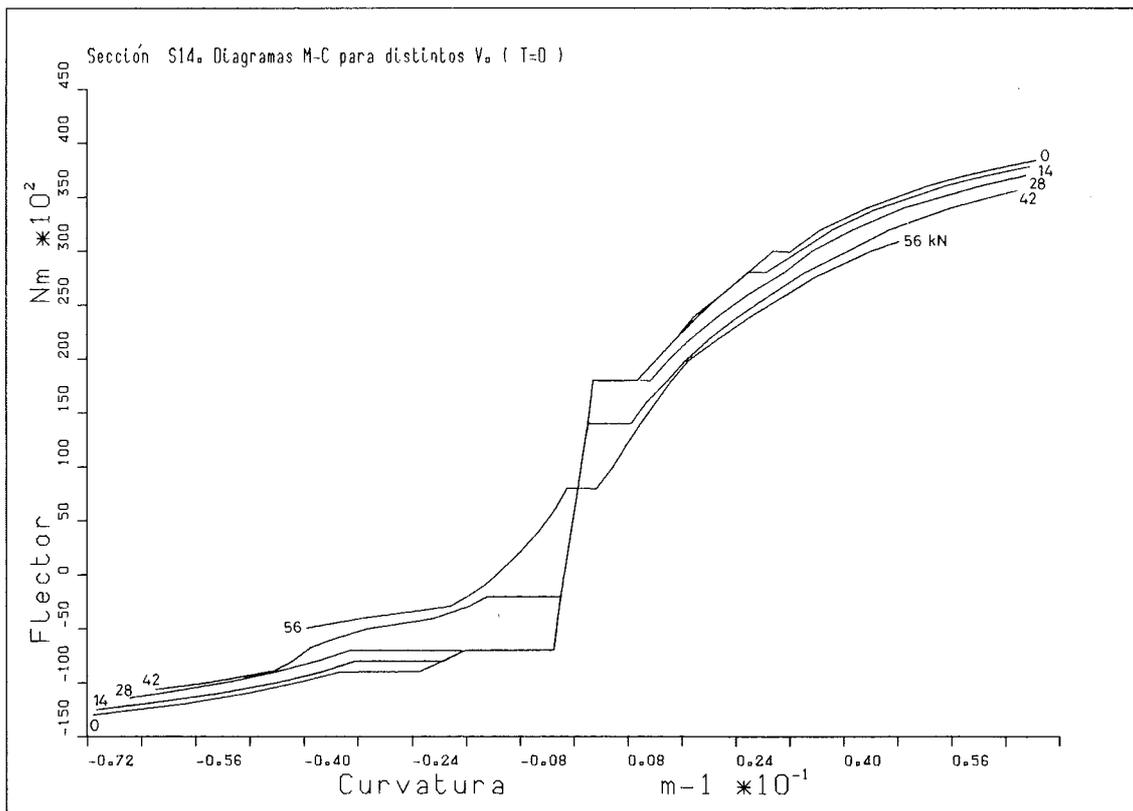


Fig. 31. Sección S14. Influencia del esfuerzo cortante en el diagrama flector-curvatura.

4.2. Sección central de la viga BM1 de los ensayos de F. Leonhardt y R. Walther (1972) [10]

En el apartado anterior se ha estudiado la interacción flexión-torsión-cortante para una sección con débiles cuantías de armadura pasiva, que agotaba, consecuentemente, por alargamiento excesivo de las mismas. Dado que, como allí se concluye, el modo de rotura condiciona el grado de acoplamiento en esfuerzos y deformaciones, parece interesante abordar el estudio de una sección que tienda a romper por aplastamiento del hormigón.

4.2.1. Descripción de la sección

La sección se halla completamente definida en el punto 3.4.1. Resumiendo, se trata de una sección cajón rectangular de hormigón pretensado, con voladizos importantes, que en los ensayos reales rompió por aplastamiento del hormigón de las almas.

4.2.2. Discretización de la sección

La discretización de la sección y los materiales que la componen se definen por completo en el punto 3.4.2. Recordar, tan sólo, que se emplean ocho paneles: uno por tabla, uno por voladizo y dos por alma (Fig. 20). Para determinar el criterio de rotura se establece que el hormigón alcanza su deformación última para:

$$\epsilon_{cu} = 0,0035$$

4.2.3. Procedimiento de estudio

El objeto principal del presente estudio es observar si el agotamiento de la sección por el hormigón, lleva a conclusiones distintas de las deducidas cuando rompe por la armadura. Por ello se realizan los siguientes análisis hasta la situación última:

Análisis "a": Para varias combinaciones M/T, con $V = 0$.

Análisis "b": Para varias combinaciones M/T, con $V = 0$, pero aumentando diez veces la resistencia a compresión del hormigón, para propiciar la plastificación del acero.

Análisis "c": Para varias combinaciones T/V, con $M = 0$.

en total, 35 casos de carga.

4.2.4. Resultados

La figura 33 muestra el diagrama adimensional de interacción M/T obtenido con el análisis "a", así como la forma de rotura en cada caso. Se observa que las mismas conclusiones de 4.1.4. son válidas, a pesar de que los modos de colapso sean distintos.

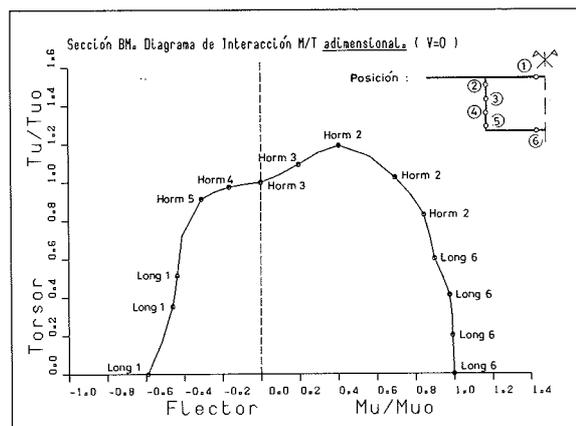


Fig. 33. Diagrama adimensional de interacción M/T, para la sección BM.

En la figura 34 se presenta el diagrama M/T de la figura 33, pero en contraste con el que se obtiene del análisis "b". Este último predice siempre valores mayores o iguales que el primero, como era de esperar; ahora bien, si ambos se representan en forma adimensional (Fig. 35), puede observarse que difieren en más o en menos, según el modo de rotura.

La influencia del cociente M/T en las curvas flector-curvatura y torsor-giro unitario para cortante nulo, se presenta en las figuras 36 y 37, respectivamente. Todos los comentarios de 4.1.4 son válidos de nuevo.

Del análisis "c" se obtiene el diagrama adimen-

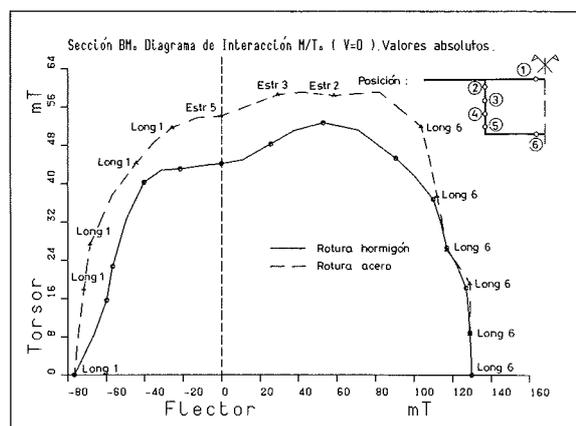


Fig. 34. Sección BM. Contraste de los diagramas de interacción M/T, para agotamiento por el hormigón vs por el acero.

ricas que se proponen en el código ACI y en el código modelo del CEB para la verificación del hormigón en rotura por torsión y cortante combinados. De la figura 38, se puede deducir que la recomendación del ACI es bastante insegura, mientras que el código CEB parece excesivamente prudente.

No obstante, las anteriores afirmaciones no deben entenderse como conclusiones definitivas ya que los criterios para determinar la respuesta última en torsión y cortante difieren sustancialmente de una norma a otra. De modo que, si se representan en valores absolutos (Fig. 40) las curvas de interacción que predicen ambos códigos, abstracción hecha de los coeficientes de seguridad, junto al diagrama teórico obtenido, se comprueba que los criterios del ACI son, con diferencia, mucho más conservadores que los del CEB. En cualquier caso, se concluye que la forma del diagrama adimensional de interacción T/V está comprendida entre la línea recta y el cuarto de círculo.

En definitiva, de los análisis presentados en este apartado puede deducirse que el agotamiento de la sección por aplastamiento del hormigón supone una forma alternativa de rotura, que afecta a la interacción en esfuerzos y deformaciones,

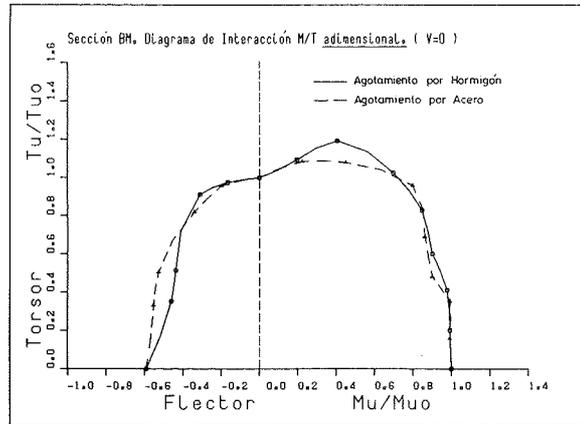


Fig. 35. Sección BM. Contraste de diagramas adimensionales de interacción M/T, para agotamiento por el hormigón vs por el acero.

sional de interacción T/V de la figura 38 y las curvas torsor-giro unitario para distintos T/V de la figura 39. En ambos casos, las conclusiones expuestas en 4.1.4 son aplicables.

Resulta interesante comparar la curva adimensional de interacción obtenida, para rotura por aplastamiento del hormigón, con las curvas empí-

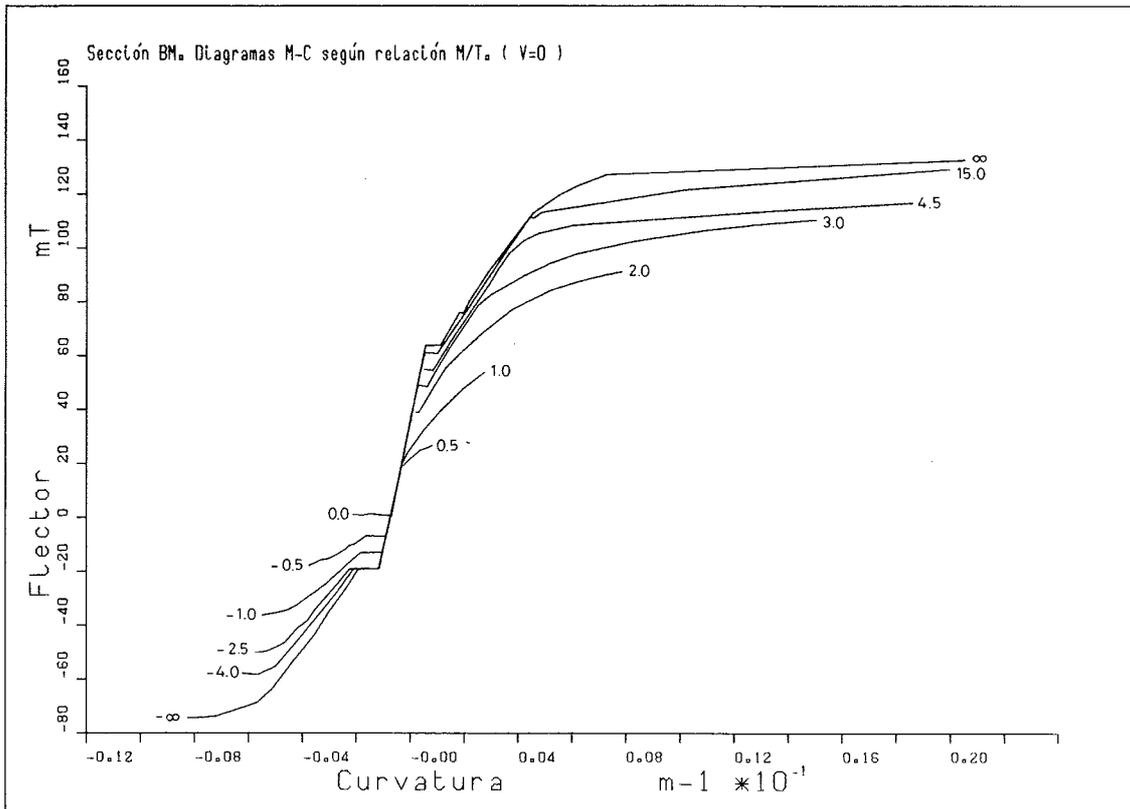


Fig. 36. Sección BM. Influencia de la relación M/T en el diagrama flector-curvatura.

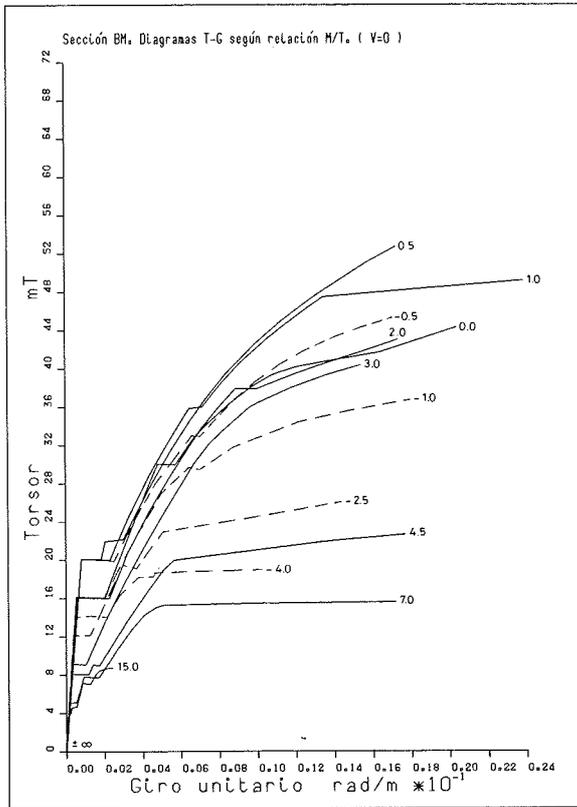


Fig. 37. Sección BM. Influencia de la relación M/T en el diagrama torsor-giro unitario.

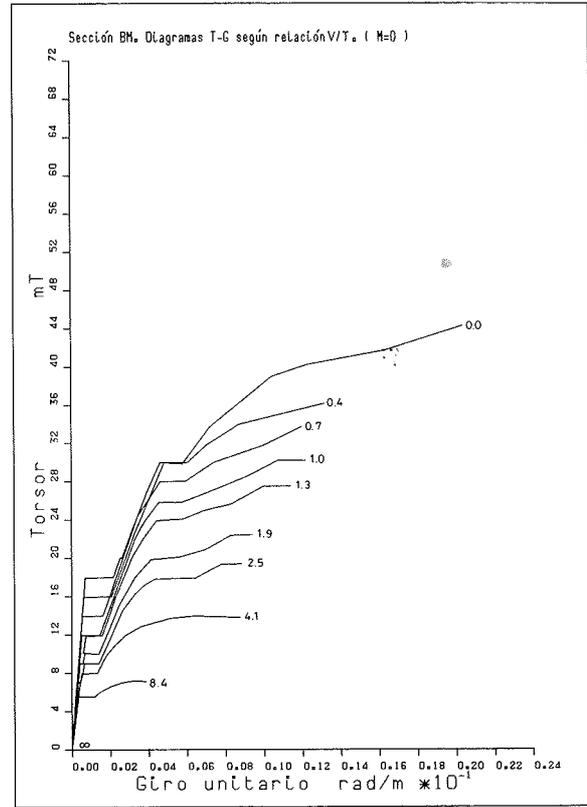


Fig. 39. Sección BM. Influencia del esfuerzo cortante en el diagrama torsor-giro unitario.

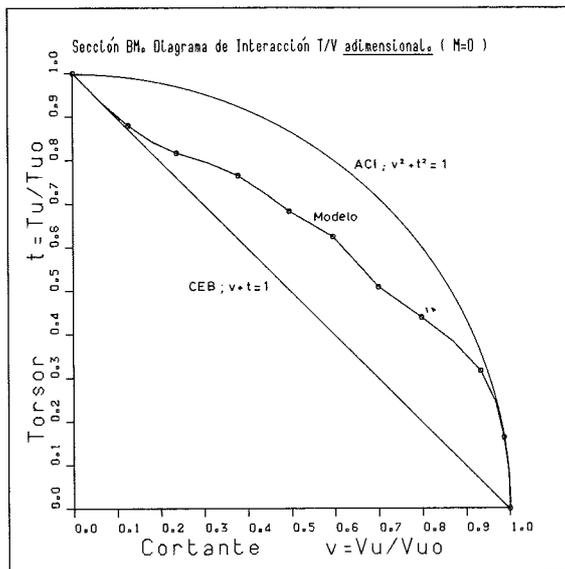


Fig. 38. Diagrama adimensional de interacción T/V, para la sección BM. La rotura se alcanza siempre por agotamiento del hormigón en la mitad inferior del alma.

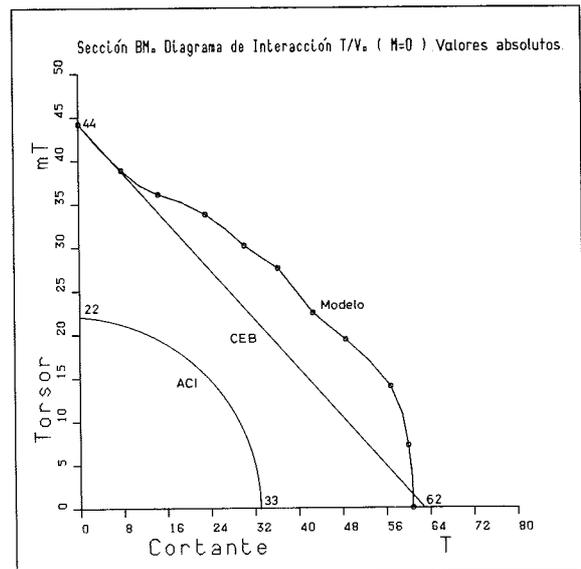


Fig. 40. Sección BM. Comparación del diagrama de interacción T/V, con las recomendaciones del ACI y del CEB. (valores "característicos").

aunque no modifica las conclusiones de tipo cualitativo que se obtuvieron para el caso de plastificación de los aceros.

5. CONCLUSIONES

Son de destacar los siguientes aspectos relativos al modelo de análisis propuesto:

(1) La ecuación constitutiva para el hormigón íntegro, se desarrolla en base a un modelo biaxial elástico, en tensiones totales, con módulo de elasticidad variable. A partir de la fisuración, definida en función de la tensión de tracción máxima, se emplea un modelo de "fisuración distribuida", equivalente a la analogía de la celosía, pues se supone que la suma de tensiones normales transversales es nula.

(2) La formulación de la analogía de la celosía como modelo de "fisuración distribuida", ha permitido incluir fácilmente el pretensado transversal, armaduras no ortogonales, el espesor eficaz, el "tensión stiffening", la reducción de la resistencia en compresión del hormigón entre fisuras, la curvatura inducida por tensión y flexión..., simplificando, además, el proceso de resolución, ya que, para todo ello, es suficiente iterar sobre una variable: la deformación transversal.

(3) La discretización de la sección transversal en paneles hace posible que el modelo sea aplicable a cualquier forma de sección, hueca o maciza. No obstante, la bondad del modelo depende de lo reales que sean, en cada caso concreto, las hipótesis efectuadas: que la sección transversal no sea distorsionable y que las secciones planas antes de la deformación se mantengan planas después de la misma.

(4) La integración de tensiones y la formulación de las deformaciones en la sección, se efectúan respecto a un eje de referencia arbitrario. Con ello, se consigue evitar el uso de los conceptos de centro de gravedad y centro de cortantes, que complican innecesariamente las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad. Por otro lado, como ya es sabido, sólo tienen sentido físico en análisis lineal.

(5) El modelo propuesto a nivel sección simula perfectamente la interacción, en resistencia y deformabilidad, entre las distintas solicitaciones. Ello se debe, fundamentalmente, a que los modelos propuestos a nivel local consideran el comportamiento biaxial (tensión plana) de las paredes.

Respecto a la verificación del modelo propuesto:

(6) De los 20 análisis expuestos, con tipologías varias de sección transversal, y en múltiples situaciones de combinación de esfuerzos, se concluye que el modelo propuesto en este trabajo para el análisis no lineal, por el material, de estructuras de hormigón armado o pretensado, simula adecuadamente la respuesta real ante cualquier combinación de esfuerzos normales y tangentes.

(7) No obstante, es preciso reconocer las dificultades del modelo para predecir la respuesta cuando la rotura se alcanza por aplastamiento del hormigón, a causa, sobre todo, del profundo desconocimiento acerca del efecto que la tracción del hormigón entre fisuras tiene en la reducción de su resistencia a compresión.

Conclusiones relativas al estudio de la respuesta teórica de secciones de hormigón pretensado ante solicitaciones combinadas de flexión, torsión y cortante, a partir de resultados del modelo propuesto:

Respecto a la influencia del cociente M/T en los diagramas flector-curvatura, M-C, y torsor-giro unitario, T-G:

(8) Las rigideces iniciales a flexión y torsión no dependen de la relación M/T. Sin embargo, la carga de fisuración viene determinada fuertemente por la combinación de tensiones normales y tangentes.

(9) Para diferentes relaciones M/T, las curvas M-C muestran una cierta semejanza formal; ahora bien, la rigidez secante a flexión, para una curvatura dada, disminuye al aumentar el torsor concomitante.

(10) Un resultado interesante es el diagrama M-C obtenido para un cociente M/T nulo. En efecto, como consecuencia del alargamiento longitudinal provocado por las tensiones tangenciales, se induce una curvatura, con $M = 0$, que tiende a traccionar más el lado con menos armadura.

(11) La curvatura última y, por tanto, la ductilidad de la sección, no se ven afectadas por la relación M/T, si la rotura se produce por plastificación de la armadura longitudinal. En cambio, si la rotura sucede por plastificación de los estribos, la curvatura última decrece notablemente.

(12) La influencia de la relación M/T en los diagramas T-G es muy marcada. Aparentemente, la rigidez secante a torsión varía en proporción al torsor último.

(13) La aplicación de un flector concomitante, no siempre disminuye la capacidad resistente a torsión. Existe un rango bastante amplio (+ 0 por 100 a + 50 por 100 de M_{u0} , para los casos estudiados) que incrementa el torsor último de la pieza. Este efecto se relaciona directamente con la distribución del pretensado longitudinal en la sección, el cual, por dimensionamiento en flexión, suele estar concentrado en las zonas más traccionadas. En los estudios realizados, el mayor torsor de rotura se obtiene para la actuación simultánea de un momento flector igual a la semisuma de fletores últimos positivo y negativo, con su signo.

(14) El diagrama de interacción M/T, en resistencia, puede no ser convexo debido, en principio, a cambios en el modo de agotamiento de la sección. Asimismo, el grado de acoplamiento depen-

de fuertemente del modo de rotura.

Respecto a la influencia del cortante en los diagramas M-C y T-C:

(15) La influencia del cortante en la rigidez secante de flexión es pequeña. Por el contrario, la rigidez secante de torsión, el torsor de fisuración, y el torsor y el giro últimos, disminuyen drásticamente al aumentar el esfuerzo cortante.

(16) Torsor y cortante siempre se interaccionan, en rotura, de forma desfavorable. El diagrama adimensional de interacción teórico resultante, para agotamiento por el hormigón, está comprendido entre el cuarto de circunferencia (ACI) y la línea recta (CEB). Ello no significa, ni mucho menos, que las recomendaciones ACI sean más optimistas que las CEB. Todo lo contrario, si se realiza un cálculo coherente, con las recomendaciones aplicables en cada norma, se comprueba, que normalmente, el código ACI es más conservador. El hecho de que el diagrama adimensional de interacción sea circular o recto, proviene, en ambos casos, de estudios empíricos efectuados a partir de ensayos en secciones macizas o huecas, respectivamente.

(17) Flector y cortante se interaccionan escasamente en rotura. Tan sólo para valores elevados del esfuerzo cortante, la reducción del flector último puede llegar a ser considerable.

Respecto a criterios para el dimensionamiento de secciones cajón de hormigón pretensado, solicitadas por flexión, torsión y cortante:

(18) Los estudios aquí realizados, confirman que las armaduras transversal y longitudinal pueden calcularse separadamente para flexión, torsión y cortante, según los criterios habituales, pudiéndose combinar las cuantías así obtenidas, teniendo en cuenta el signo de las tensiones correspondientes.

(19) El empleo de un diagrama de interacción cortante-torsión lineal parece que puede prevenir, en cualquier caso, el aplastamiento del hormigón de las almas, ante solicitaciones tangentes. Además, a veces, puede también ser necesario verificar la anterior condición de agotamiento, combinando las tensiones tangentes de torsión y cortante, con las tensiones normales de flexión. Los estudios seccionales aquí realizados indican que un diagrama de interacción flexión-torsión circular podría acotar, del lado seguro, este modo de rotura.

6. REFERENCIAS

[1] LOPEZ A. "Estudio de la evolución hasta la rotura de tableros continuos de puentes de hormigón pretensado de planta curva o esviada". Tesis Doctoral. E.T.S. Ing. Caminos. Barcelona. (Jun. 1987).

[2] PRE M. "Etude de la Torsion dans le Béton Précontraint par la Méthode du Treillis Spatial Evolutif". Annales de l'ITBTP. No. 385. TMC No 237. pp. 94-111 (jul-ago, 1980).

[3] KUPFER H.B. y GERSTLE K.H. "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses". Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 99, pp. 853-866. (Ago., 1973).

[4] SAENZ, L.P. "Discussion of Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete by Desay and Krishnan". ACI Journal, Vol. 61 (Set., 1964).

[5] VECCHIO F. y COLLINS, M.P. "Stress-Strain Characteristics of Reinforced Concrete in Pure Shear". IABSE Delft, pp. 233-247. (1981).

[6] SERRANO BELTRAN T. "Ensayo a rotura por esfuerzo cortante de vigas en T parcialmente pretensadas". Hormigón y Acero No 143, pp. 45-54. (Abr-Jun. 1982).

[7] MITCHELL D. y COLLINS M.P. "Diagonal Compression Field Theory - A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion". ACI Journal. pp. 396-408. (Ago 1974).

[8] MITCHELL D. y COLLINS M.P. "Influence of Prestressing on Torsional Response of Concrete Beams". PCI Journal. pp. 54-73. (May-Jun. 1978).

[9] FAUCHART J., DEMORIEUX J.M. et LACHIZE J.P. "Etude de la resistance a la torsion et a la flexion combinées des poutres tubulaires en béton précontraint". Annales de l'ITBTP. pp. 64-70. (Ene 1973).

[10] LEONHARDT F. y WALTHER R. "Ensayos a torsión y a esfuerzo cortante de vigas cajón pretensadas". Hormigón y Acero, No. 102, pp. 45-56. (Ene-Mar 1972).

[11] SWANN R.A. y WILLIAMS A. "Combined Loading Tests on model Prestressed Concrete box Beams Reinforced With Steel Mesh". Technical Report, No. 42485. pp. 1-43 (Oct. 1973).

RESUMEN

Se presenta un modelo de análisis de secciones de hormigón armado o pretensado, que permite el estudio de la no linealidad por el material en estructuras donde las solicitaciones tangentes (torsor y cortantes) son concomitantes con solicitaciones normales (axil y flectores). A diferencia de otros modelos simplificados, simula correctamente su mutua interacción, en deformabilidad y resistencia. El modelo se propone específicamente para el análisis de secciones cerradas de paredes delgadas; no obstante, para secciones macizas se utiliza un espesor de pared eficaz que proporciona resultados aceptables.

Dadas unas deformaciones seccionales (curvatura, giro unitario, etc...) y a partir de las hipóte-

sis usuales (caras planas se mantienen planas y sección transversal indeformable), se deducen las deformaciones normales y tangenciales en cualquier punto de la sección. Mediante las oportunas ecuaciones constitutivas para hormigón íntegro y para hormigón fisurado, se obtienen las tensiones normales y tangentes que, integradas adecuadamente, proporcionan los esfuerzos respuesta.

A continuación, se verifica la validez del modelo con ensayos publicados en revistas nacionales e internacionales. En concreto, se presenta la simulación de ensayos de flexión, torsión y cortante en vigas isostáticas simples, lo que permite deducir, y comparar, diagramas "esfuerzo vs deformación-seccional".

Finalmente, se presentan los resultados de los análisis efectuados en varias secciones en cajón. Ello permite elaborar diversas conclusiones relativas a la interacción entre esfuerzos normales y tangentes para esta tipología de sección transversal, usual en estructuras de hormigón pretensado.

SUMMARY

In this paper, a theoretical model for the analy-

sis of reinforced or prestressed concrete sections, taken into account the material non linearities and the interaction among bending, shear and torsion forces, is presented. The model is formulated for the study of thin walled closed sections, and the behaviour of solid sections can be evaluated through the use of an effective thick of wall.

From a given sectional strains and applying the common assumptions; (Navier's hypothesis and section indistortionability), axial and tangent strains in every point of section are deduced. Using constitutive laws for uncracked and cracked concrete and steel, normal and shear stresses are obtained and, internal forces, bending, shear and torsion, are deduced by integration.

The validation of theoretical model is carried out comparing the theoretical results with experimental tests published in national and international journals, existing, in general, a very good agreement.

Finally, two concrete box sections are analyzed, and interesting conclusions about bending, shear and torsion interaction in this kind of sections are presented.

* * *

III Simposio Internacional sobre ferrocemento Nueva Delhi (India)

Durante los días 8 a 10 de diciembre del presente año 1988, se va a celebrar en Nueva Delhi (India) el III Simposio Internacional sobre Ferrocemento.

Este Simposio está organizado por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Roorkee (India) y patrocinado por la Institución de Ingenieros, el Instituto del Hormigón, el Centro Informático del Ferrocemento y el Centro de Investigaciones de Ingeniería Estructuras, todos ellos de la India.

Los objetivos fundamentales de este Simposio son:

-Discutir y revisar los últimos avances en el desarrollo y las aplicaciones de la tecnología del ferrocemento.

-Examinar y discutir los problemas de corrosión y durabilidad y los procedimientos seguidos para obviarlos.

-Discutir la normativa sobre ferrocemento, existentes en los diversos países desarrollados.

-Promocionar la labor que viene desarrollando el Centro Informático del Ferrocemento.

-Discutir las posibilidades de transferir la tecnología del ferrocemento y sus futuras aplicaciones, a las áreas rurales de los países en vías de desarrollo.

Para este Simposio sobre ferrocemento, han sido seleccionados los siguientes temas:

-Propiedades mecánicas.

-Corrosión y durabilidad.

-Estructuras de ferrocemento.

-Aplicaciones en edificación.

-Aplicaciones en zonas rurales y marítimas.

-Normalización y transferencia de tecnología.

-Experiencias nacionales, nuevas tendencias y previsiones para el futuro. Estructuras especiales.

Los interesados en recibir más información sobre este Simposio, deberán dirigirse, a la mayor brevedad posible a:

Prof. S.K. KAUSHIK
Organising Secretary
Room n° 113
Civil Engineering Department
University of Roorkee
Roorkee 247667
INDIA

Evolución hasta rotura de estructuras laminares de revolución de hormigón pretensado

P. Roca

Ing. de Caminos C. y P.; Doctorando en la E.T.S.E.C.C.P. Barcelona.

Antonio R. Marí

Dr. Ing. de Caminos C. y P.; Catedrático Dpto. Ing. Construcción. E.T.S.E.C.C.P. Barcelona.

1. INTRODUCCION

Debido a sus grandes cualidades arquitectónicas y estructurales, las estructuras laminares de hormigón armado han encontrado importantes aplicaciones en construcciones singulares con luces importantes, como cubiertas de polideportivos, torres de refrigeración, edificios de contención de reactores nucleares, etc. Frecuentemente, estas estructuras presentan, muy aproximadamente, una geometría con simetría de revolución.

El dimensionamiento y comprobación de tales estructuras se realiza normalmente a partir de cálculos basados en la hipótesis de elasticidad lineal. Sin embargo, las láminas de revolución, al igual que las estructuras de hormigón en general, al ser cargadas más allá de sus rangos elástico y fisurado hasta rotura, exhiben un complejo comportamiento no lineal que no puede ser considerado mediante los métodos elástico-lineales.

La fisuración del hormigón, en particular, puede considerarse como la primera causa del comportamiento no lineal de las estructuras laminares, determinando el rango de servicio e incluso el nivel de seguridad en algunos casos. Otros factores, como las relaciones tenso-deformacionales no lineales de los materiales, los efectos diferidos y la propia esbeltez de la estructura (se trata de láminas delgadas fuertemente comprimidas), aumentan aún más las dificultades en la predicción de su comportamiento.

Con el uso de los actuales ordenadores y técnicas de cálculo sofisticadas, como el Método de los Elementos Finitos, resulta hoy posible simular numéricamente el comportamiento de las estructuras de hormigón bajo estados generales de carga, a

lo largo de sus diferentes fases elástica, fisurada y última. Resulta así posible un mayor conocimiento del rango de servicio y de la capacidad última, y en definitiva, de su seguridad.

Precisamente por su forma de trabajar, se hace conveniente dotar a muchas láminas de vigas de borde o rigidizadores que en muchas ocasiones trabajan a tracción. Y un pretensado, contenido en la lámina o en la viga de borde, resulta interesante en muchos casos, cuando no fundamental, para ampliar el rango de servicio de tales estructuras.

El presente trabajo presenta un método para el análisis no lineal, por la geometría y el material, de láminas de revolución pretensadas, incluyendo anillos rigidizadores. Constituye un primer intento de tratar el pretensado en un análisis no lineal de láminas de revolución, y se inscribe en un programa de investigación centrado en la elaboración de métodos de análisis para láminas generales armadas y pretensadas.

Para el desarrollo de este método se ha partido fundamentalmente de los trabajos de Chan de análisis no lineal sobre láminas de revolución [1] y sobre láminas de geometría general con vigas de borde [2], así como del trabajo de Marí [3] sobre análisis no lineal de estructuras reticulares pretensadas.

2. TEORIA DE LAMINAS E HIPOTESIS EMPLEADAS

La Fig. 1 representa un esquema de lámina de revolución típica. En la Fig. 2 se ha representado la sección meridional de una lámina de revolución en las proximidades de un punto P_0 de la superficie media.

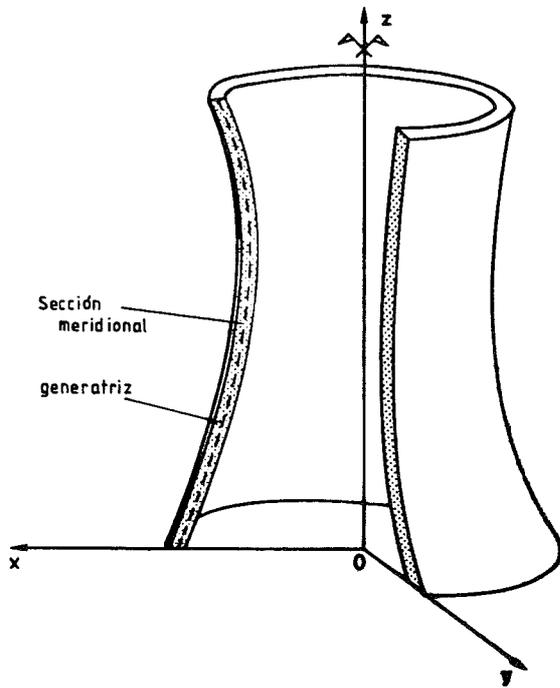


Fig. 1. Geometría de una lámina de revolución.

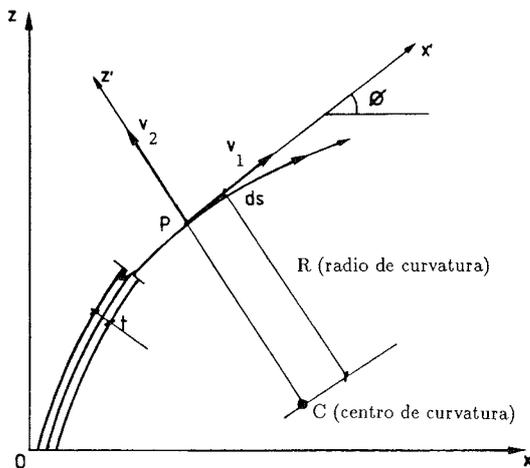


Fig. 2. Sección meridional de una lámina de revolución.

Se considera en este trabajo la teoría de láminas de Reisner-Mindlin. Esta teoría supone que las normales a la generatriz permanecen rectas, aunque no necesariamente ortogonales a la misma, después de la deformación. Con la variación del giro de la normal respecto a la posición ortogonal, se modeliza la parte de deformación debida al cortante. La teoría de Reisner-Mindlin está en principio concebida para placas y láminas moderadamente gruesas. Esta hipótesis permite describir el movimiento de un punto cualquiera de la lámina, a partir de los corrimientos del punto de la superficie media situado en la misma normal, y el giro de ésta. Tal relación puede representarse mediante

la siguiente expresión vectorial:

$$\bar{u} = \bar{u}_0 - z'\theta\bar{v}_2 \quad (1)$$

dónde \bar{u} y \bar{u}_0 son los vectores de desplazamiento de un cierto punto P y de un punto P_0 de la superficie media, situado en la misma normal que P; θ representa el giro de la normal respecto de su posición inicial y \bar{v}_2 el vector unitario en la dirección de ésta; z' define la distancia a la superficie según la normal.

3. MODELIZACION DEL COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL

El comportamiento del hormigón se representa mediante el modelo biaxial ortótropo de Darwin y Pecknold [4] ya utilizado por diversos autores para el análisis no lineal de láminas, placas, y elementos que, en general, se vean sometidos a estados de tensiones predominantemente biaxiales. Este modelo puede reflejar efectos tales como la variación de resistencias y módulos debido al confinamiento tensional, la influencia de la historia de carga, el reblandecimiento una vez superada la tensión máxima en el hormigón (*tensión softening*), y otros. Su definición parte de la envolvente de resistencias biaxiales obtenida experimentalmente por Kupfer [5] (Fig. 3). Normalmente se utiliza en complemento con un sistema de ramas secundarias para descarga y recarga y los criterios de entrada correspondiente. El modelo define unas deformaciones uniaxiales equivalentes, para permitir el empleo de ciertas relaciones uniaxiales entre tensiones y deformaciones (Fig. 4) que se definen en función de la siguiente relación entre los incrementos de tensiones principales:

$$\alpha = d\sigma_1/d\sigma_2 \quad (2)$$

El comportamiento del hormigón en tracción, se asimila al de un material elástico lineal con rotura perfectamente frágil al alcanzarse la resistencia a tracción, suponiéndose entonces la aparición de una fisuración uniformemente distribuida. Con la aparición de la fisuración, la tensión del hormigón en dirección normal a las fisuras se hace nula y el hormigón se comporta como un material uniaxial. A partir de este momento, solamente una fisuración ortogonal a la primera es susceptible de aparecer.

El modelo queda totalmente determinado con los siguientes datos:

- E_0 : el módulo elástico inicial
- f_c : la resistencia a compresión uniaxial
- f_t : la resistencia a tracción uniaxial
- ϵ_u : la deformación última por aplastamiento (en compresión uniaxial).

La formulación completa del modelo puede

hallarse en las referencias [2] y [6].

La mayoría de los trabajos previos (Chan, [1] y [2]) emplean diagramas bilineales, como el representado en la Fig. 5, para la modelización mecánica del acero. Incluyen además ramas para descarga y recarga. Como en [1] y [2], también en este trabajo se utiliza una aproximación, consistente en un aumento controlado del módulo de elasticidad del acero, como forma de modelizar la contribución del hormigón entre fisuras

a la resistencia de tracciones (*tension stiffening*). El diagrama modificado adoptado para el acero se muestra en la Fig. 6.

4. MODELIZACION DE LA GEOMETRIA DE LA LAMINA

Debido a la condición de simetría de revolución, sólo es preciso discretizar en elementos finitos la sección meridional de la estructura, con

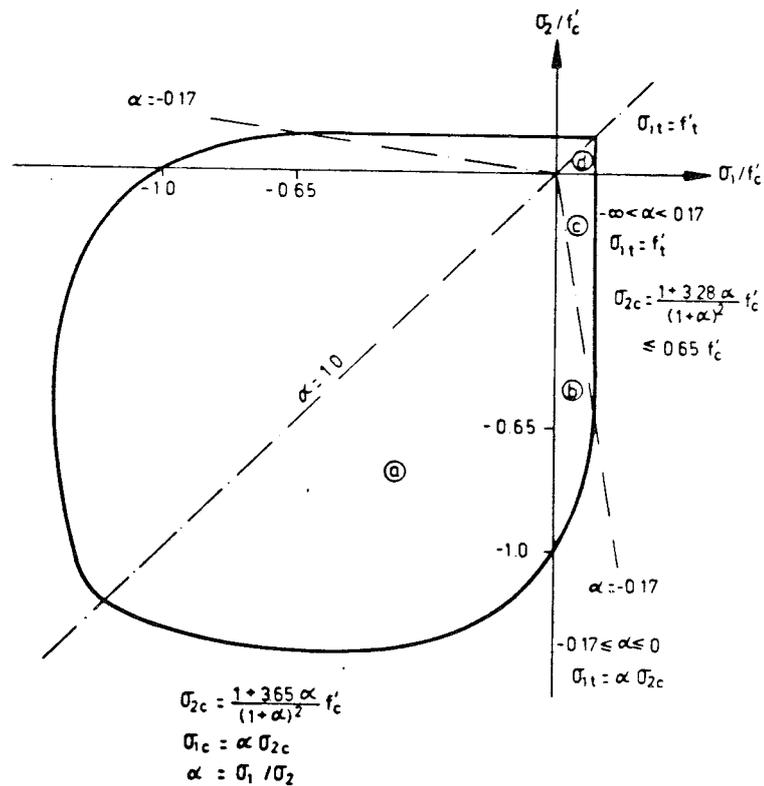


Fig. 3. Envolvente de resistencias biaxiales, de Kupfer y Gerstle.

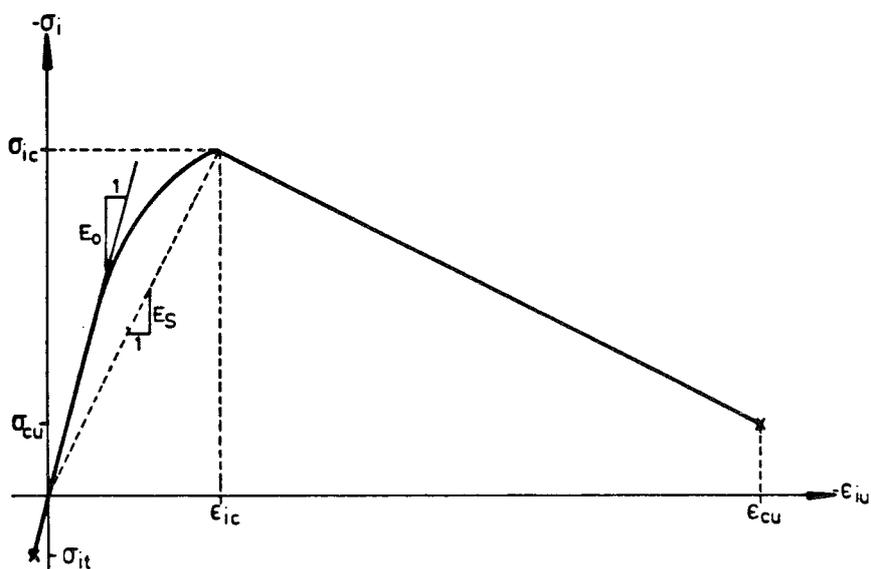


Fig. 4. Diagrama tensión-deformación equivalente del modelo biaxial para hormigón, de Darwin y Pecknold.

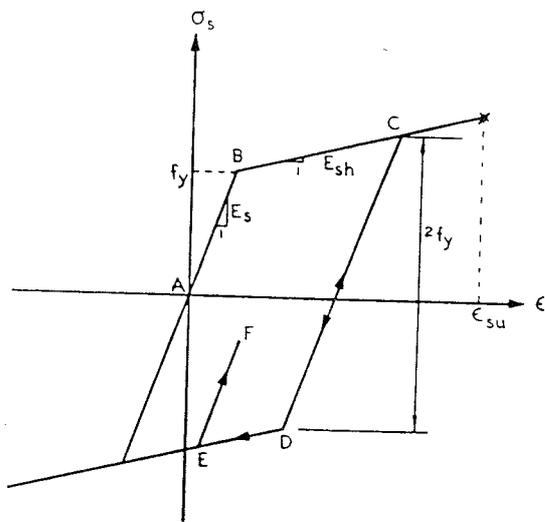


Fig. 5. Relación entre tensiones y deformaciones para el acero de la armadura pasiva.

5. EFECTOS NO LINEALES INCLUIDOS EN EL ANALISIS

Planteamiento

La presente formulación considera dos tipos de efectos no lineales:

1) La no linealidad del material, debida a las complejidades que exhiben en su comportamiento mecánico tanto el acero como, especialmente, el hormigón. Este aspecto debe ser tenido en cuenta en todo método de análisis con el que se desee prever el comportamiento de las estructuras bajo niveles de carga importantes, así como su carga última.

2) La no linealidad geométrica, que resulta de considerar en el análisis términos de segundo orden en la relación entre corrimientos y deformaciones. Este tipo de efecto puede influir sensiblemente en el comportamiento de ciertos tipos de

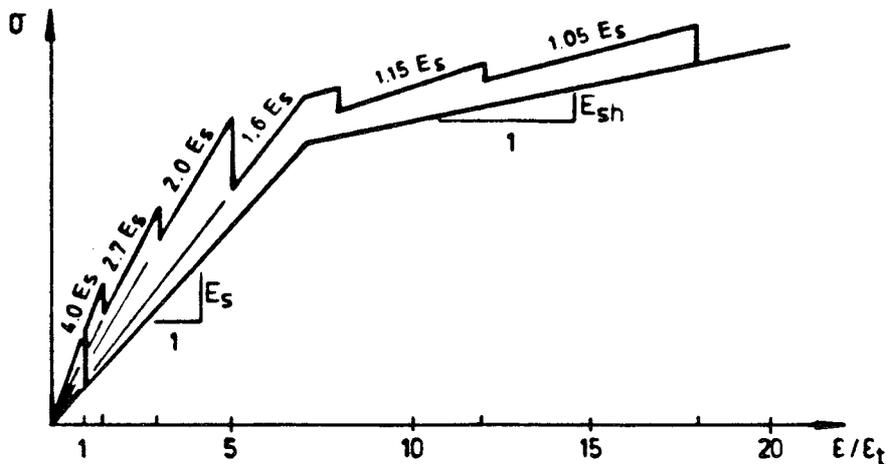


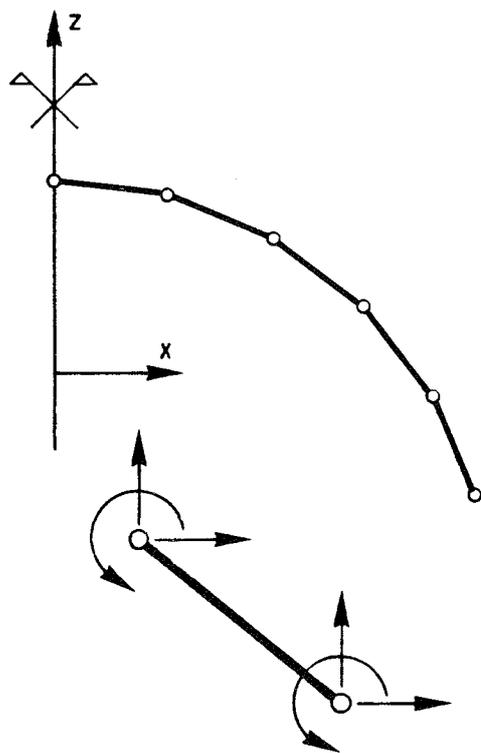
Fig. 6. Diagrama tensión-deformación del acero pasivo, modificado para la modelización del efecto de *tensión stiffening*.

lo cual pueden utilizarse elementos unidimensionales. Normalmente se consideran dos tipos de elementos en la modelización de láminas de revolución (Fig. 7). El más simple de ellos, el elemento troncocónico o lineal de dos nodos, es con mucho el más frecuentemente utilizado, debido a su simplicidad y eficiencia. El elemento isoparamétrico cuadrático de tres nodos (Fig. 7) permite una descripción más precisa de la geometría de la lámina, a costa de una menor eficiencia numérica. El uso del elemento cuadrático resulta interesante cuando se incluye el pretensado en el análisis, con lo que se precisa de una definición más perfecta de la geometría de la lámina.

estructuras. En este trabajo se acepta la hipótesis de grandes desplazamientos y rotaciones y pequeñas deformaciones. Esta hipótesis resulta, en general, aceptable en el estudio de estructuras de hormigón armado o pretensado.

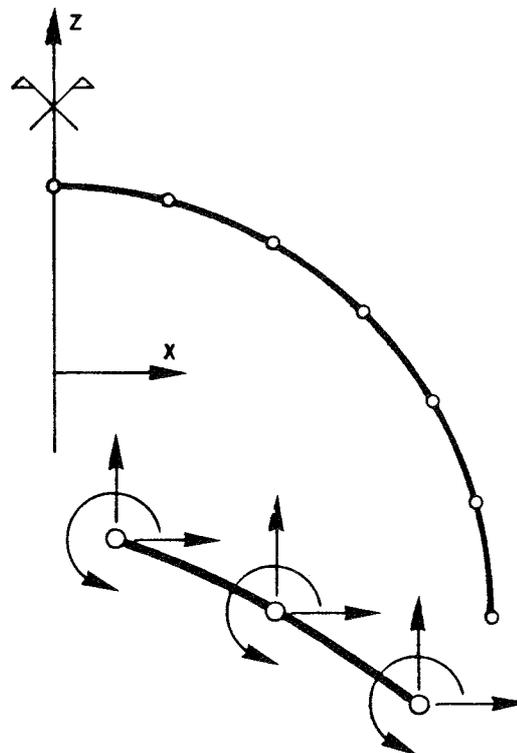
Elemento de lámina de hormigón armado en análisis no lineal

La resolución del problema de Elementos Finitos exige la evaluación de varias integrales extendidas al volumen. En un problema con simetría de revolución, la integración en dirección



Elemento lineal

(6 grados de libertad)



Elemento cuadrático

(9 grados de libertad)

Fig. 7. Descripción de los elementos finitos normalmente utilizados en la discretización de láminas de revolución.

circunferencial es directa, de forma que el problema se reduce a dos dimensiones. En caso elástico lineal, la integración según el espesor es inmediata y por ello se suele trabajar directamente con las expresiones integradas según esta dimensión.

Si se considera la no linealidad del material, se precisa, en principio, de algún método de integración numérica. Con este fin, el elemento de lámina se modeliza como un sistema de capas, cada una de ellas caracterizada por las propiedades mecánicas correspondientes al estado que el material ha alcanzado a lo largo del análisis. La integración en el espesor se realiza mediante una regla de Simpson múltiple. El acero pasivo se asimila a un segundo sistema de capas, cada una de ellas caracterizada por un espesor equivalente t_s :

$$t_s = a_s/s \quad (3)$$

donde s es la separación de las barras contenidas en una misma capa de armadura y a_s es el área de acero correspondiente a cada barra. El elemento de lámina resultante, formado por capas de hor-

miñón y acero, se ha representado en la Fig. 8.

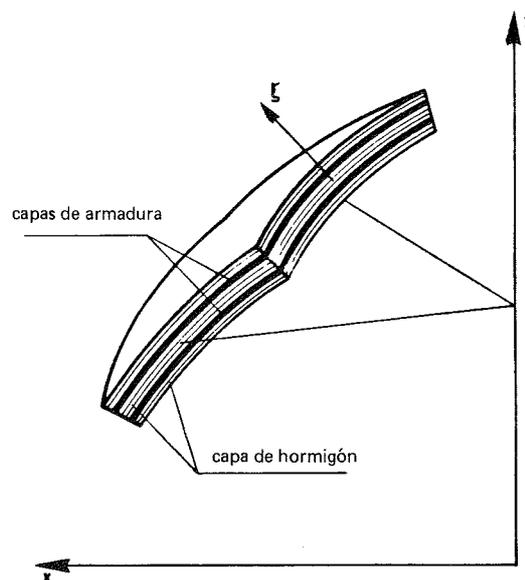


Fig. 8. Elemento de lámina, descompuesto en capas de hormigón y acero.

Introducción de la no linealidad geométrica

Al considerar la hipótesis de grandes desplazamientos y rotaciones pero pequeñas deformaciones, el procedimiento de análisis no lineal por la geometría, experimenta importantes simplificaciones, y se resume en la actualización de la geometría de la estructura y la evaluación de la matriz de rigidez geométrica, además de la inclusión de los términos de segundo orden en las relaciones entre deformaciones y corrimientos. Todo ello puede verse justificado en las referencias [1] y [5]. El equilibrio se establece sobre la geometría actualizada de la estructura.

6. METODO DE ANALISIS

Los desplazamientos nodales se eligen como sistema de incógnitas básicas del problema, obteniéndose así directamente de la resolución de las ecuaciones de equilibrio. Las deformaciones y tensiones en el hormigón y el acero pasivo, así como las variaciones de la fuerza de pretensado inducidas por la deformación de la estructura bajo acciones externas, se obtienen a partir de los desplazamientos nodales como consecuencia de la aplicación de las relaciones geométricas y constitutivas del problema.

El análisis permite considerar acciones externas de tipo gravitatorio, cargas superficiales y presión normal, reduciéndolas automáticamente a fuerzas nodales equivalentes.

Para las condiciones de equilibrio se utiliza una formulación incremental. La correspondiente ecuación matricial puede expresarse como:

$$K(r) dr = dR \quad (4)$$

donde la matriz de rigidez K es una función del vector de desplazamientos nodales r y de las propiedades de los materiales. La condición de equilibrio es no lineal, al depender la rigidez del estado de la geometría y los materiales, que a su vez resultan de los desplazamientos r .

El sistema de ecuaciones de equilibrio se resuelve mediante un método que combina incrementos de carga con procesos iterativos en cada incremento. La parte de carga externa que hay que aplicar en cada incremento, se decide automáticamente mediante un procedimiento basado en la imposición de un desplazamiento máximo según un grado de libertad de la estructura.

7. VIGA DE BORDE Y ANILLOS RIGIDIZADORES

Se ha desarrollado un tipo específico de ele-

to finito para modelizar adecuadamente vigas de borde o anillos rigidizadores conectados estructuralmente a láminas de revolución. En su formulación solamente se han considerado efectos de viga, aceptándose la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas tras la deformación. De esta forma solamente se considera la existencia de tensión axial en cada punto de la sección meridional de vigas y anillos, por lo que una relación constitutiva uniaxial resulta suficiente para caracterizar el comportamiento mecánico del hormigón. Esta descripción de los anillos rigidizadores, resulta aceptable cuando las máximas dimensiones de la sección transversal meridional son pequeñas en comparación con la distancia del baricentro al eje de revolución, con lo cual algunos efectos tridimensionales pueden ser despreciados.

Las hipótesis apuntadas también permiten establecer una relación directa entre la deformación axial en cualquier punto de la sección meridional del anillo y los movimientos de un punto de referencia arbitrario contenido en ésta. Por ello, un único nodo situado en el punto de referencia es suficiente para definir y conectar el elemento de viga-anillo con el resto de la malla de elementos del problema.

Una descripción de la sección basada en la combinación de cierto número de trapezoides, permite introducir en el análisis secciones transversales de forma arbitraria (Fig. 9). Las barras de armadura pasiva se definen, individualmente, mediante sus coordenadas relativas al punto de referencia de la sección meridional del anillo y su área de acero.

La conexión entre nodos de viga anillo y nodos de lámina, se realiza estableciendo una relación directa de sólido rígido entre sus movimientos. Tal vínculo puede asimilarse a una biela rígida, ficticia, introducida entre ambos nodos (Fig. 10).

8. PRETENSADO

Introducción

El pretensado de una estructura de hormigón puede idealizarse a través de dos efectos:

1) Un efecto activo, consistente en un sistema de fuerzas (cargas de pretensado, esfuerzos isostáticos de pretensado, etc.) de carácter cuasi-permanente.

2) Un efecto pasivo o contribución del acero a la rigidez de la estructura. Este efecto es función directa de la adherencia entre hormigón y acero.

El pretensado de la mayoría de las estructuras laminares es de tipo posteso: los tendones se tesan con posterioridad al endurecimiento del hormigón. El pretensado se transfiere gradualmente al hormi-

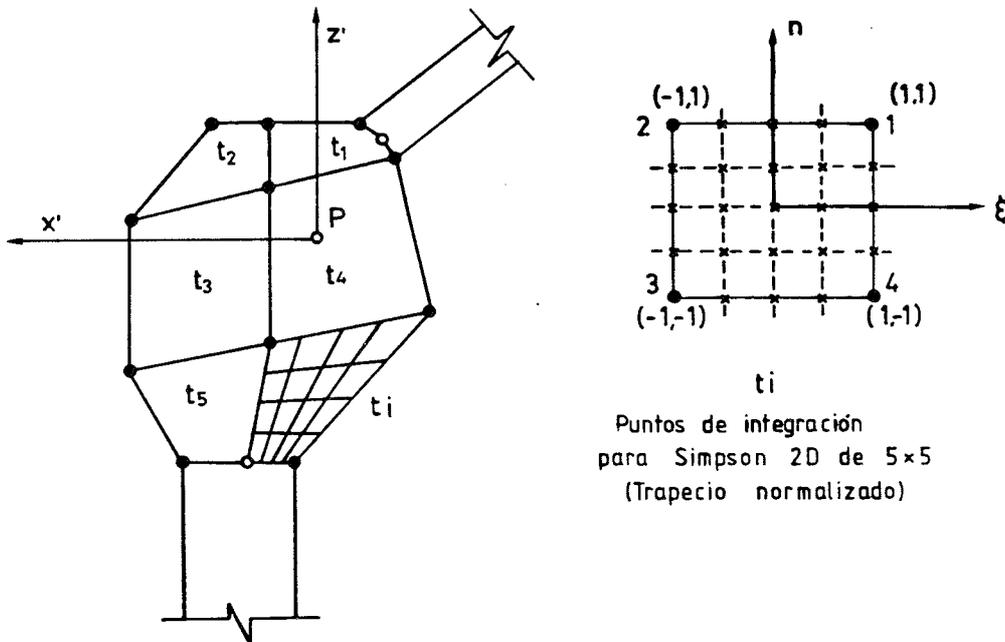


Fig. 9. Sección meridional de un elemento de viga - anillo, definida mediante trapecoides.

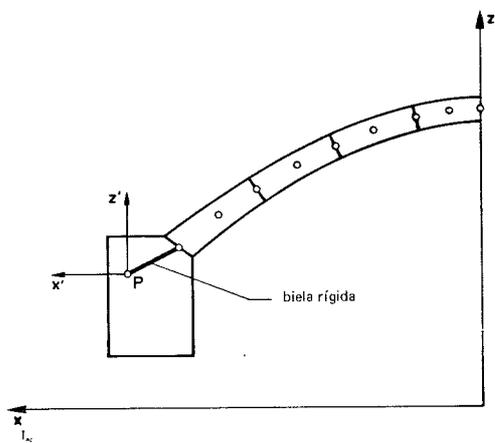


Fig. 10. Conexión entre nodos de anillo rigidizador y lámina, mediante una biela rígida, ficticia.

gón durante la operación de tesado, al tiempo que la estructura se deforma bajo la acción de las fuerzas inducidas por el pretensado; por ello, el esfuerzo de un tendón al finalizar el tesado, coincide con la fuerza proporcionada por los gatos de tesado, que es conocida. La introducción del mortero o lechada de relleno se lleva a cabo posteriormente, por lo que durante la operación de tesado no existe adherencia entre el hormigón y el acero de la armadura activa, y por lo tanto la rigidez del acero de pretensado no debe considerarse en el análisis. En el caso de una armadura pretesa, el tesado de los tendones es anterior al vertido del hormigón. Cuando éste ha endurecido, los tendones se suel-

tan y la fuerza de pretensado se transfiere a la estructura. Durante la transferencia existe adherencia entre hormigón y acero, y por ello la misma armadura activa interviene en la resistencia de las fuerzas de pretensado, lo que se traduce en una variación de la fuerza de tesado inicialmente proporcionada al acero. En la práctica de las estructuras pretensadas, este efecto se identifica a una pérdida de pretensado por acortamiento. Numéricamente, este efecto queda sistemáticamente incorporado si desde un principio se considera adherencia entre hormigón y armadura activa, esto es, si se considera la rigidez del acero de pretensado en la formación de la rigidez global de la estructura.

Queda por resolver el caso de las armaduras postesas no adherentes, algo más complejo de formulación, en el que se está trabajando actualmente.

Modelización geométrica del pretensado

La complejidad de la geometría en estructuras espaciales y, consecuentemente en el trazado de los tendones de pretensado, plantea normalmente grandes dificultades que conciernen, tanto a la formulación de los métodos de análisis como a la preparación de los datos necesarios para la definición de los tendones. En los trabajos realizados sobre vigas pretensadas (por Kang [7] y Marí [3]) y de placas y paneles pretensados (por Van Gruenen [8]), normalmente los tendones de pretensado han sido idealizados como una sucesión de segmentos rectilíneos. Para geometrías más complejas, co-

mo tendones contenidos en láminas, parece interesante el ensayo de aproximaciones más realistas.

Debido a la simetría de revolución, existen dos tipos posibles de tendones: 1) *tendones circunferenciales*, enteramente incluidos en paralelos de la lámina de revolución, y 2) *tendones meridionales*, contenidos en planos meridionales de la estructura (Fig. 11).

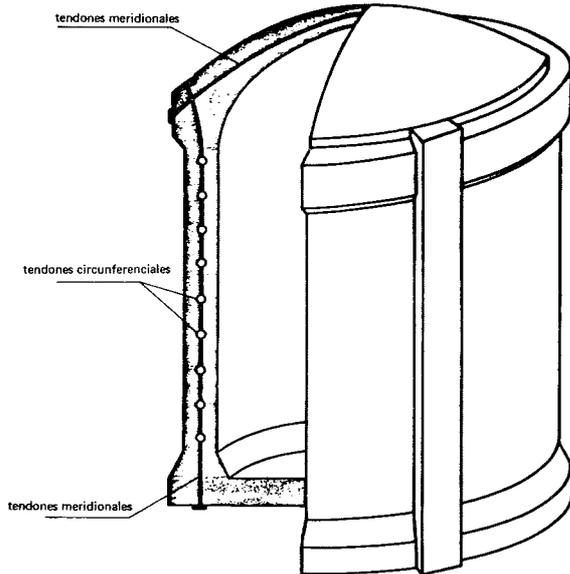


Fig. 11. Tendones circunferenciales y meridionales.

La modelización geométrica puede realizarse de una forma sencilla en el caso de un tendón circunferencial de una lámina de revolución. En el presente trabajo se considera que un tendón circunferencial queda determinado, en el plano meridiano, por un punto K coincidente con el centro de la sección de acero. Este punto se hace coincidir con un nodo de la malla de elementos finitos, o bien queda vinculado a ésta mediante la introducción de una biela rígida ficticia, como la definida para modelizar el vínculo entre lámina y anillos rigidizadores. La fuerza de pretensado y las deformaciones del tendón bajo cargas externas producen fuerzas lineales extendidas a todo el paralelo correspondiente al tendón, tal y como se ha esquematizado en la Fig. 12.

En las estructuras reales, el pretensado circunferencial se consigue mediante series de tendones secuencialmente distribuidos, que individualmente no ocupan más que una porción de la circunferencia (Fig. 13). Por otra parte, la fuerza de pretensado varía a lo largo de cada tendón, debido a las pérdidas experimentadas en la operación de tesado. Para mantener en el modelo la simetría de revolución, se evalúa un promedio de la fuerza de pretensado y se utiliza como valor representativo

para tendones ideales que cubren toda la circunferencia.

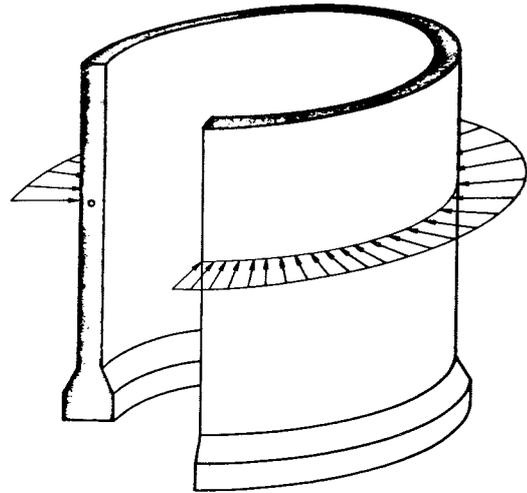


Fig. 12. Fuerza axisimétrica, linealmente distribuida, causada por un tendón circunferencial.

Los distintos grupos de tendones meridionales de una lámina pretensada, se asimilan a capas axisimétricas de un espesor equivalente de acero. En la evaluación de este espesor equivalente interviene, tanto la disposición geométrica de los grupos de tendones como la separación entre tendones individuales dentro de cada grupo. Debe aceptarse un espesor equivalente, variable en la dirección meridional, para tener en cuenta la variación de la separación de los tendones con la proximidad al eje de revolución, así como para modelizar ciertos sistemas de pretensado meridional que sólo aproximan de forma práctica la condición de simetría de revolución (Fig. 14).

La siguiente modelización matemática, utilizada por Hofstetter y Mang [9], ha sido adoptada, en el presente trabajo, para describir el trazado de los tendones meridionales:

$$\bar{x}_t = \bar{x}_0 + e(s)\bar{n} \quad (5)$$

donde \bar{x}_t representa el vector de posición de los puntos pertenecientes al tendón, \bar{x}_0 refiere puntos contenidos en la superficie media de la lámina, \bar{n} representa el vector unitario normal a la superficie media, y $e(s)$ es una función del parámetro arco s , que describe una posible excentricidad del tendón respecto a la superficie media de la lámina. \bar{x}_t es tan sólo una aproximación, puesto que \bar{x}_0 se obtiene por interpolación de las funciones de forma de los elementos de lámina. Resulta por ello interesante partir de una modelización geométrica precisa de la lámina.

La expresión (5) permite calcular las cantidades geométricas necesarias para la obtención del vector

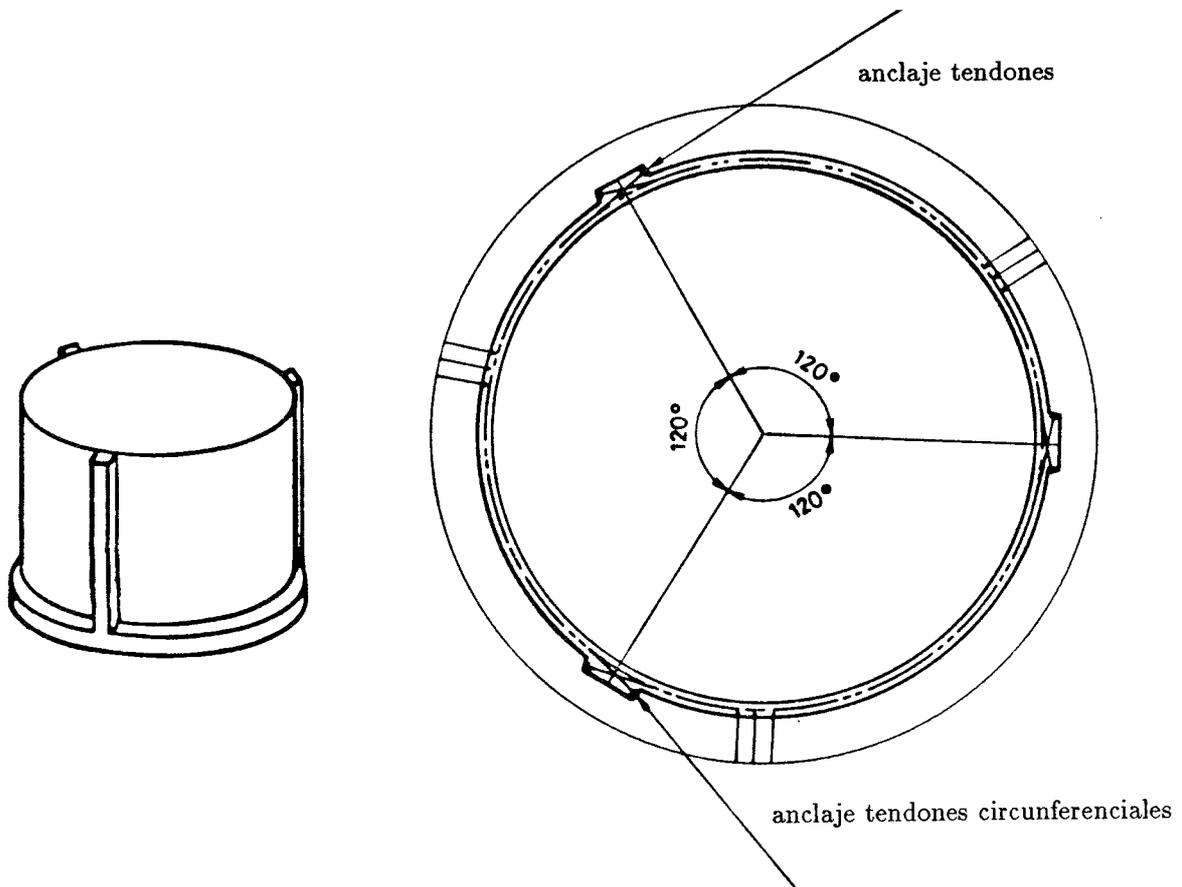


Fig. 13. Ejemplo de distribución real de tendones circunferenciales, en una lámina de revolución, pretensada.

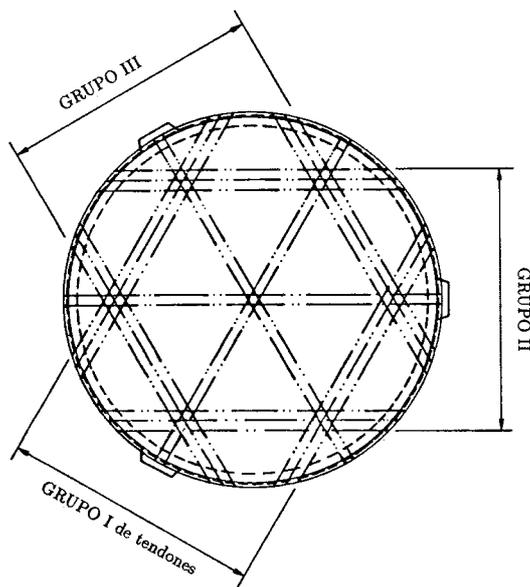


Fig. 14. Ejemplo de distribución real de tendones de pretensado meridionales, en varios haces simétricos.

de cargas equivalentes de pretensado, considerando pérdidas, así como la contribución del acero de pretensado en la rigidez de la estructura y las variaciones de fuerza y deformación en los tendones generadas por cargas externas.

Las cargas equivalentes de pretensado se obtienen a partir de las fuerzas distribuidas causadas por la fricción y la curvatura a lo largo de la longitud del tendón, y de las fuerzas de anclaje en los extremos de éste. Mediante procedimientos relacionados con el método de los Elementos Finitos, estas fuerzas son convertidas, automáticamente, en vectores de fuerzas nodales. El sistema de fuerzas resultante debe mantenerse autoequilibrado, tanto a nivel global como en cada elemento finito.

Consideraciones sobre las pérdidas de pretensado

La fuerza de pretensado experimenta pérdidas en la longitud de un tendón, debido a varias causas: 1) el rozamiento del tendón con la vaina, ya sea de tipo angular o longitudinal (parásito); 2) la penetración de las cuñas en los anclajes durante la operación de tesado, y 3) los acortamientos del

tendón debidos a la deformación de la estructura en la operación de tesado.

El efecto (3) queda automáticamente modelizado, como consecuencia de la solidaridad entre deformaciones de hormigón y acero de pretensado, cuando existe adherencia.

Para las pérdidas por rozamiento se considera la conocida ecuación exponencial, solución del equilibrio de fuerzas del cable. Para obtener las pérdidas por penetración de cuña se realiza la hipótesis de que el rozamiento frente al tesado y destesado es el mismo. Para su evaluación numérica se utiliza el algoritmo desarrollado por Marí [3].

Modelización mecánica del pretensado

Cuando existe adherencia entre el acero de pretensado y el hormigón, los tendones de pretensado tienden a deformarse, con la estructura, bajo la acción de cargas externas. Los incrementos de deformación del pretensado pueden obtenerse aplicando el tensor de deformaciones del hormigón en la dirección del eje del tendón, es decir, realizando una transformación de las deformaciones del hormigón mediante el círculo de Mohr.

Las propiedades mecánicas del acero de pretensado se modelizan mediante un diagrama tensión-deformación multilíneal, como el mostrado en la Fig. 15. Se incluyen ramas de descarga y recarga, cuya pendiente se asume igual al primer módulo.

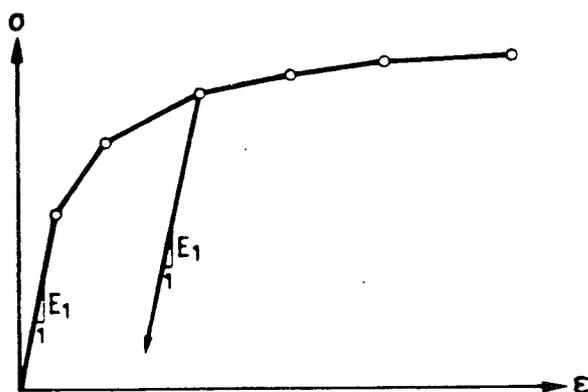


Fig. 15. Diagrama tensión-deformación multilíneal, para el acero de pretensado.

Las expresiones para la rigidez debida al pretensado y las fuerzas internas resistentes ofrecidas por el pretensado, se obtienen como consecuencia de la aplicación del Principio de los Trabajos Virtuales sobre un segmento de tendón de pretensado contenido en un elemento de lámina, en el caso de los tendones meridionales, o sobre un tendón circunferencial completo.

9. EJEMPLOS NUMERICOS

Estudio de una cúpula esférica pretensada

La estructura en estudio está formada por una cúpula esférica de hormigón armado y un anillo de material elástico, de sección rectangular, situado en la base de aquella. Las dimensiones de la cúpula y las propiedades de los materiales pueden hallarse en la Fig. 16. La modelización de la geometría por elementos finitos se ha esquematizado en la Fig. 17. La distribución de la armadura pasiva se describe en la Tabla 1. En las Figs. 18 y 19 se describe la geometría de la viga de borde y el diagrama multilíneal empleado para el acero de pretensado.

TABLA 1

Ejemplo 1: Distribución de la armadura pasiva en la cúpula

elementos	meridional			circunferencial		
	ϕ	z'	s	ϕ	z'	s
1 a 6	0,63	3,8	30,5	0,63	3,0	30,5
	0,63	-3,8	30,5	0,63	-3,8	30,5
7 y 8	0,95	-3,8	30,5	0,63	3,0	30,5
				0,63	3,0	30,5
9 a 12	0,95	-3,8	30,5	0,95	-3,0	30,5
13 y 14	0,95	-3,8	30,5	1,27	1,9	12,7
				3,50	-1,3	10,2
15 a 20	2,54	3,2	10,2	3,50	-1,3	10,2
	2,54	-3,2	10,2	3,50	-1,3	10,2

z' = distancia de una barra de acero a la superficie media de lámina, en cm (+): superior; (-): inferior.

s = separación entre barras, en cm.

ϕ = diámetro de las barras, en cm.

Se considera que la armadura activa es postesa. En el análisis se procede según la siguiente secuencia:

1) Introducción simultánea del peso propio y una fuerza de pretensado de valor $P = 272.000$ kg. El nivel de pretensado proporcionado es tal que, tras este primer paso, la estructura se mantiene globalmente en estado elástico. No se considera en esta fase adherencia entre armadura activa y hormigón.

2) Aumento gradual de la carga uniformemente repartida vertical. Durante esta fase se considera adherencia entre armadura activa y hormigón.

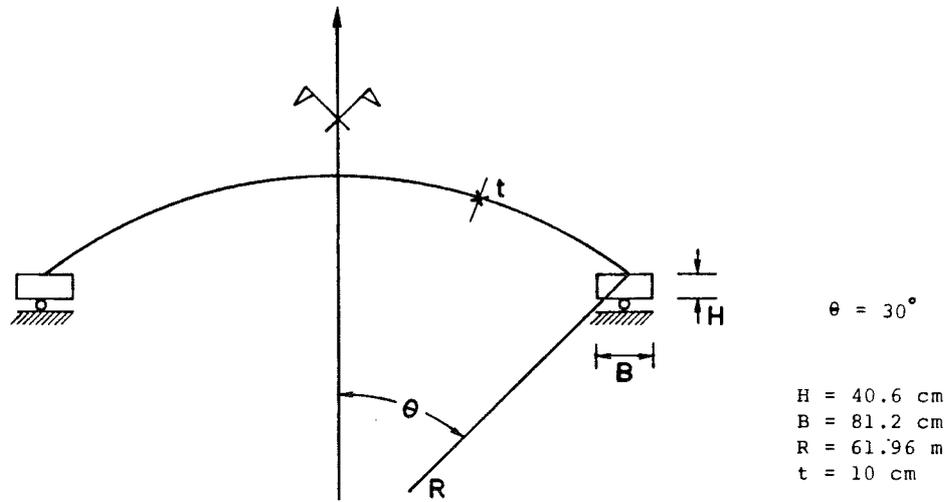


Fig. 16. *Ejemplo 1*— Geometría y dimensiones de la cúpula.

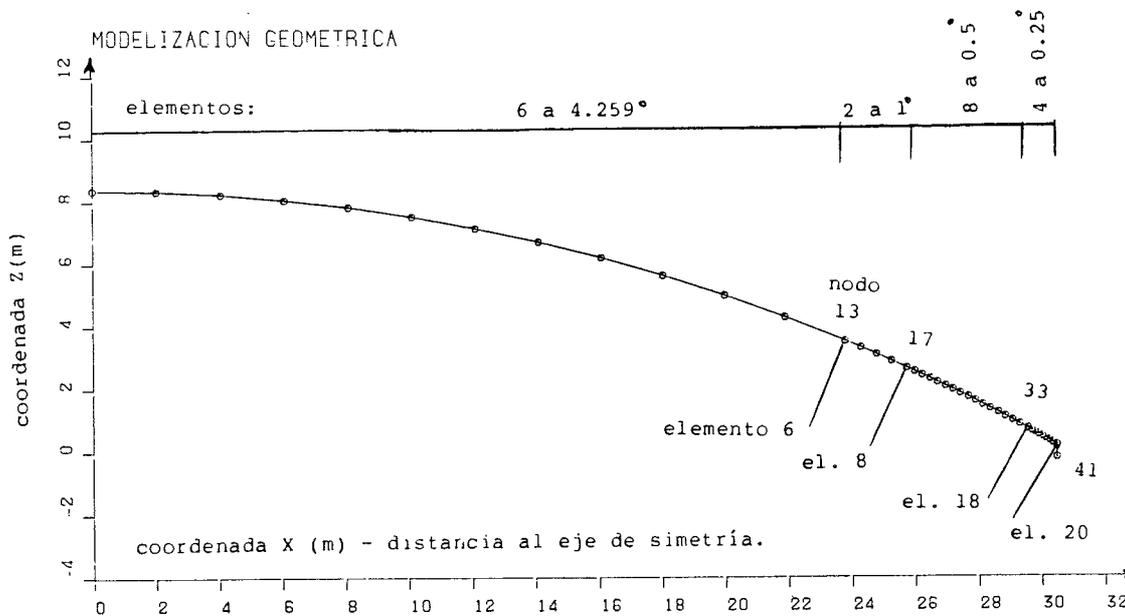


Fig. 17. *Ejemplo 1*— Discretización en elementos finitos de tres nodos.

Se ha seguido la técnica del control de un desplazamiento en el proceso incremental, lo que ha permitido llevar el análisis más allá de la situación de carga máxima. Se ha prolongado el análisis, arbitrariamente, hasta una deflexión de 15 cm en el centro de la cúpula. Se ha realizado un análisis no lineal por el material (ANLM) y un análisis no lineal por la geometría y el material (ANLGM).

Los diagramas de las Figs. 20 y 21 reflejan la evolución de la estructura en su paso por distintas

fases. En tales diagramas, el origen ($Q/Q_0 = 0$) se corresponde con el estado 1) de la estructura tras la transmisión de la fuerza de pretensado. La carga Q_0 de referencia es de $0,05 \text{ kg/cm}^2$.

Con el aumento del nivel de carga externa, el estado de compresión inducido por el pretensado sobre la viga de borde, evoluciona a un estado de tracción compuesta. Es este elemento estructural el que en mayor medida determina el comportamiento del conjunto. Al hallarse totalmente sometida a tracción, finalmente la viga de borde experi-

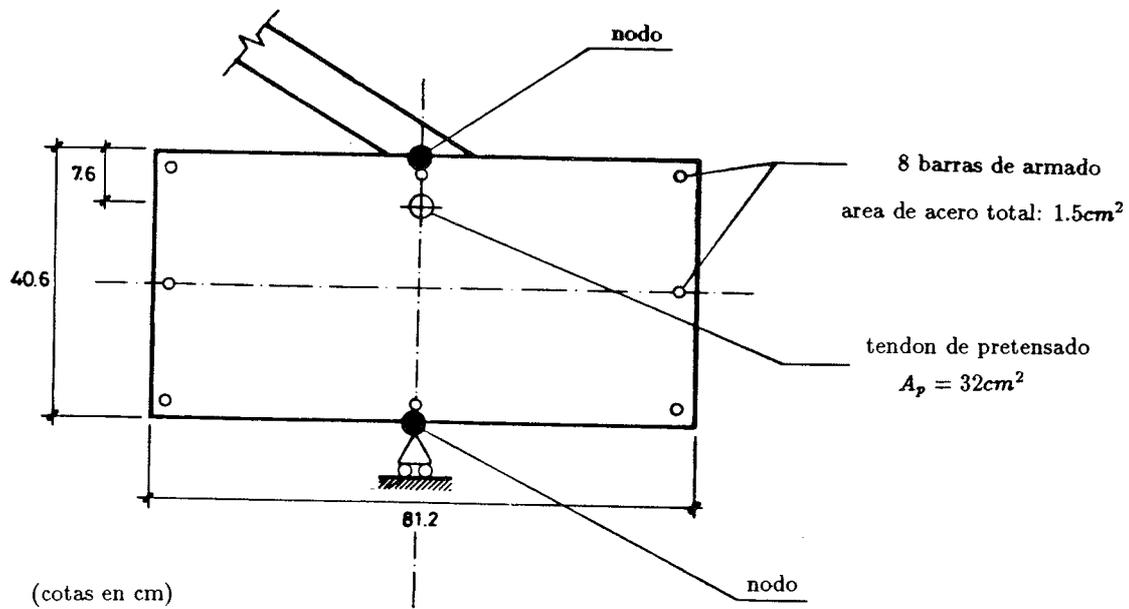


Fig. 18. Ejemplo 1— Geometría y distribución de la armadura, en la viga de borde.

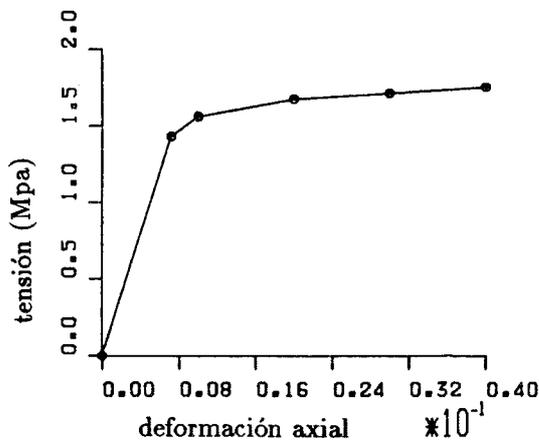


Fig. 19. Ejemplo 1— Diagrama tenso-deformacional, definido para el acero de pretensado.

menta, para cierto nivel de carga, una fisuración repentina y extendida a toda su sección. Ello ha quedado perfectamente reflejado en las Figs. 20 y 21, en forma de una primera disminución de la rigidez (punto 1). El esfuerzo de tracción anteriormente soportado por el hormigón de la viga se transmite, tras esta fisuración, al acero de pretensado y la armadura pasiva. Este proceso de transferencia exige una deformación de la estructura a carga prácticamente constante, hasta que el acero se moviliza lo suficiente como para absorber el importante esfuerzo de tracción que existe a nivel de la viga de borde. El alcance de este nivel se refleja en una im-

portante rigidización de la estructura (punto 2 en Fig. 20). Durante esta fase actúa el efecto de *tensión stiffening*, que va reduciéndose, progresivamente, hasta que el acero pasivo del anillo plastifica.

La aparición de zonas fisuradas en la misma lámina, tanto en dirección radial como meridional, provoca unas nuevas pérdidas de rigidez (punto 3). Las primeras fisuraciones de la lámina aparecen en los puntos próximos a la base. En el punto 5 comienza el proceso de plastificación del acero contenido en las fibras inferiores de la sección de lámina, en las zonas coincidentes con la fisuración.

La Fig. 22 representa la relación entre el esfuerzo axial del tendón de pretensado y el desplazamiento lateral u_0 en la base de la cúpula. Se observa cómo tal relación tiende a reproducir el diagrama tenso-deformacional empleado para el acero de pretensado. Se observa cómo el acero del tendón ha evolucionado hasta alcanzar la tercera pendiente de este diagrama.

Del presente análisis ha resultado una predicción sobre la carga máxima de $1,37 Q_0$ en ANLM y de $1,14 Q_0$ en ANLGM, lo que representa unas cargas repartidas de $0,0685 \text{ kg/cm}^2$ y $0,057 \text{ kg/cm}^2$, respectivamente, para una flecha en centro cúpula de 7,7 cm. A partir del punto de máxima carga, la estructura exhibe, tras un limitado descenso de la capacidad de carga, un aumento de la deformación a carga prácticamente constante en ANLM y un reblandecimiento en ANLGM. Durante este proceso, la fisuración interna de la lámina

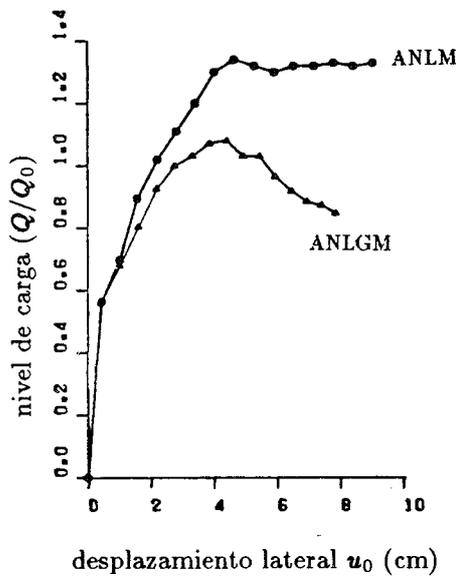


Fig. 20. *Ejemplo 1*— Relación entre el nivel de carga externa y el movimiento lateral en la base de la cúpula (u_0).

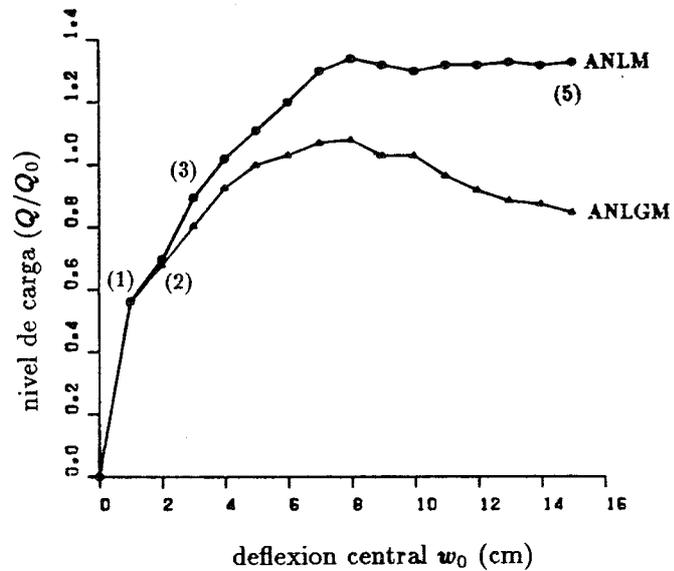


Fig. 21. *Ejemplo 1*— Relación entre el nivel de carga externa y la deflexión (w_0) en el centro de la cúpula.

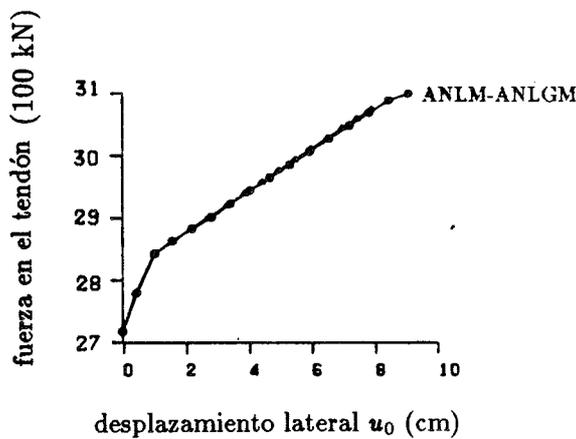


Fig. 22. *Ejemplo 1*— Relación entre la fuerza en el tendón y el desplazamiento lateral en la base (u_0).

progres, a la vez que aumenta la tracción del tendón de pretensado.

La Fig. 23 muestra el estado del material de la lámina para diferentes valores de la carga aplicada, en ANLGM. Los cambios del estado del material solamente afectan a la zona próxima a la base. Se aprecia la progresión de la fisuración, tanto según los paralelos como en dirección meridional. A lo largo del análisis aparece plastificación en el acero pasivo circunferencial de la lámina. El modelo empleado también ha reproducido una restringida zona en aplastamiento.

Los efectos de no linealidad geométrica se muestran especialmente notables en los rangos fisurado y último del comportamiento de la estruc-

tura. La consideración de estos efectos provoca una disminución de la carga máxima, sin afectar al rango elástico o de servicio.

La misma estructura ha sido estudiada bajo distintos niveles de pretensado y en ANLGM, según se muestra en la Fig. 24. Se observa cómo, a partir de cierto nivel de fuerza de pretensado, variaciones incluso importantes de ésta no afectan sensiblemente al valor de la carga última. Sin embargo, el pretensado sí tiene influencia, en todos los casos, en la determinación del rango de servicio de la estructura. Para valores bajos de la fuerza de pretensado, la capacidad última de la estructura sufre una importante reducción, como consecuencia de la entrada en funcionamiento de los efectos de no linealidad geométrica tras una más rápida fisuración.

Estudio de un edificio de contención sometido a una presión interna

Con el presente ejemplo se desea mostrar la utilidad del método de análisis presentado, para el estudio del comportamiento no lineal y la predicción de la carga última de un edificio de contención de reactor nuclear sometido a una presión interna creciente.

El modelo de estructura elegido corresponde al tipo de los edificios de contención de diseño americano y de segunda generación. Los datos acerca de sus dimensiones y geometría, disposición del pretensado y propiedades mecánicas de los materiales, han sido obtenidos de los artículos de A. Vives sobre la construcción de la central nuclear de Ascó (véanse referencias [10] y [11]).

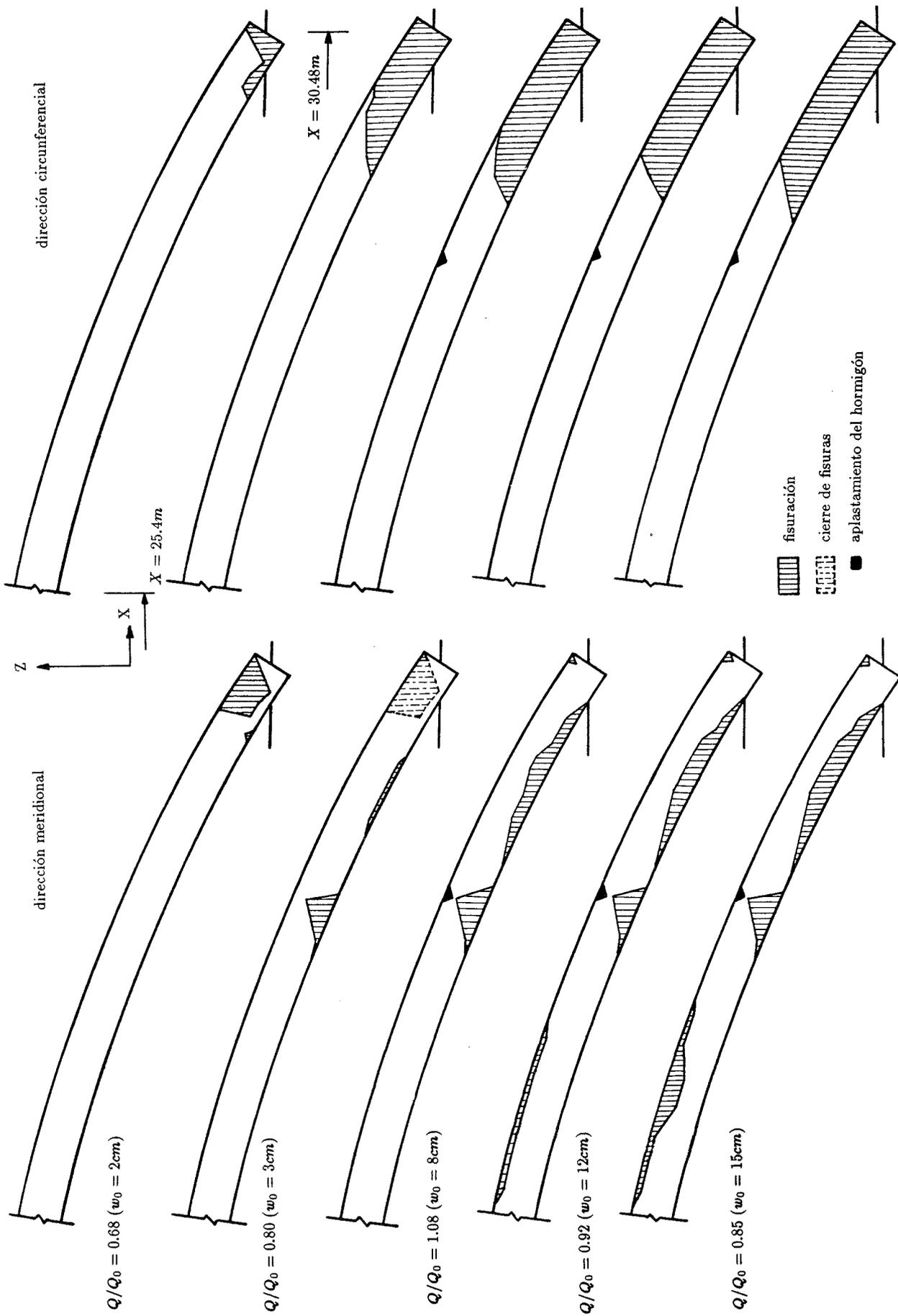


Fig. 23. Ejemplo 1— Fisuración y estado de los materiales, para distintos niveles de aplicación de carga externa.

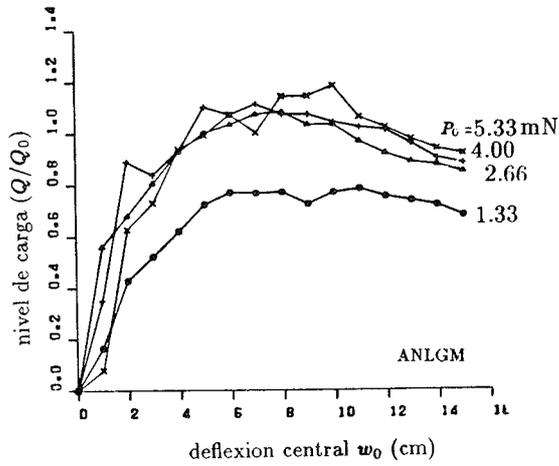


Fig. 24. *Ejemplo 1*— Relación entre el nivel de carga externa y la deflexión central (w_0), para distintas fuerzas de pretensado.

Definición de la estructura. El edificio de contención considerado está formado por un cilindro recto, cubierto por una cúpula tórico-esférica. La unión entre cilindro y cúpula se realiza mediante una viga-anillo de refuerzo. En la parte exterior de la pared cilíndrica existen tres contrafuertes dispuestos simétricamente a 120° . Un blindaje protector, de chapa de acero de 6,5 mm de espesor, cubre completamente el paramento interior del edificio, con la función de asegurar una completa estanqueidad del mismo frente a posibles fugas radioactivas. La sección meridional del edificio, con la indicación de sus dimensiones, se presenta en la Fig. 25.

El pretensado del edificio consta de tres sistemas de tendones:

1) Un sistema de tendones horizontales, contenido en el cilindro y extendido desde la base de éste hasta su unión con la viga-anillo. Se trata de un

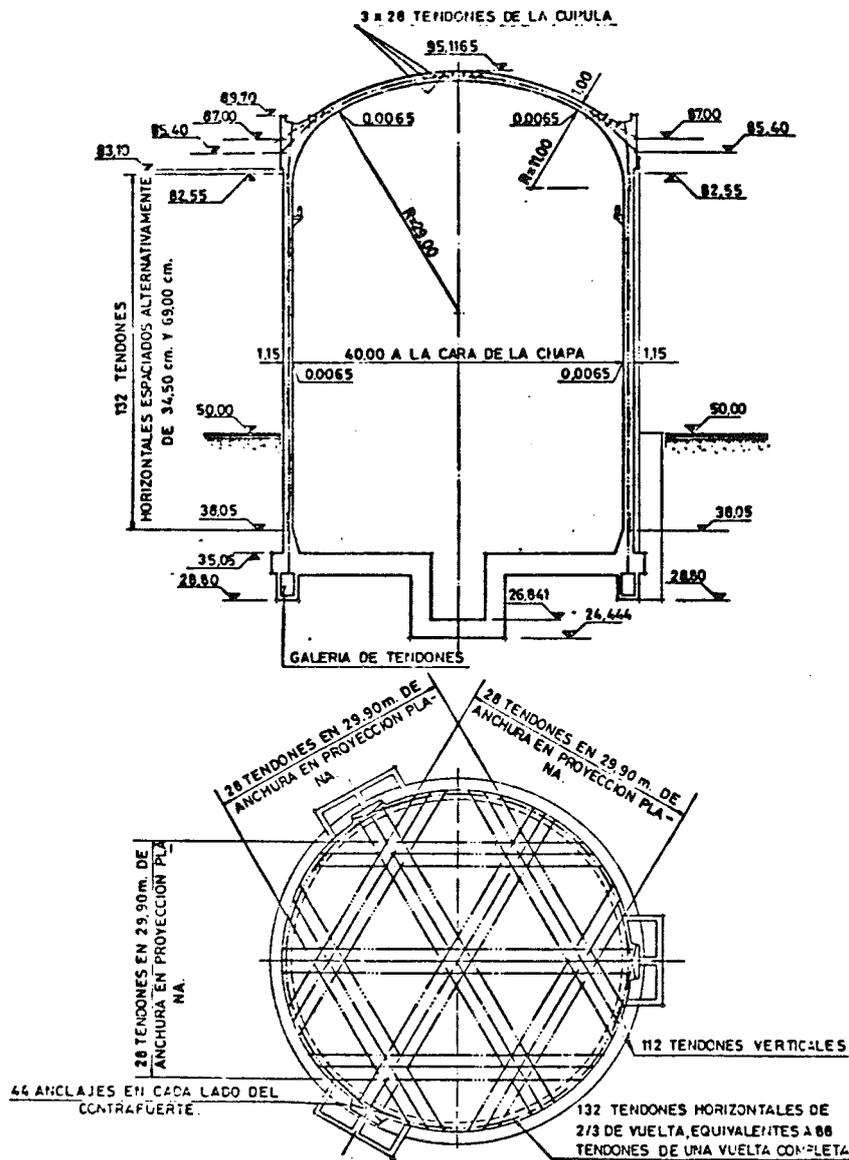


Fig. 25. *Ejemplo 2*— Geometría y dimensiones del edificio de contención.

sistema de 132 tendones circunferenciales. Cada tendón individual recorre 240° de la circunferencia. Los tendones se disponen simétricamente alternados, como en la Fig. 14, de forma que cada tres tendones completan dos anillos.

2) Un sistema de tendones verticales, que completa con el sistema (1) el pretensado del cilindro. Está constituido por 110 tendones meridionales, verticales.

3) Un sistema de tendones de cúpula. El pretensado de la cúpula se consigue mediante tres haces de tendones, dispuestos simétricamente a 120° . Cada haz tiene una anchura de 29,9 m y contiene 28 tendones.

TABLA 2

Ejemplo 2: Propiedades mecánicas de los materiales

Hormigón	
f_c	590 Kg/cm ²
f_t	59 Kg/cm ²
E_c	415000 Kg/cm ²
ν	0,2
ϵ_u	0,0114
Acero pasivo	
f_s	4000 Kg/cm ²
E_s	$2,1 \cdot 10^6$ Kg/cm ²
E_{sh}	0,0
ϵ_{su}	0,01

Acero de pretensado	
K (rozamiento parásito)	0,0016 m ⁻¹
μ (rozamiento por curvatura)	0,156 rad ⁻¹
Δl (penetración cuña)	
tendones cúpula	7 mm
tendones horizontales	8 mm
tendones verticales	8 mm
A_p	5431 mm ²

Diagrama tensión-deformación para acero de pretensado	
σ_p (Kg/cm ²)	ϵ_p
20045	0,008
22654	0,01
24165	0,02
24796	0,03
25400	0,05

Todos los tendones están formados por cables de 37 cordones de 15,2 mm de diámetro. El área neta de acero es de 5.431 mm² por tendón. Para todos los cables se ha considerado una misma tensión inicial de pretensado de 13.700 Kp/cm².

En la Tabla 2 se indican las propiedades mecánicas consideradas para los distintos materiales. El acero pasivo se ha considerado uniformemente distribuido, con una cuantía de 350 kg/m³.

El valor de la presión normal, interior, de diseño, para este tipo de edificios es de $Q_0 = 3,8$ kg/cm².

Modelización geométrica. El edificio de contención posee una serie de exigencias funcionales y estructurales, como aberturas, contrafuertes, etc., que alteran en parte su simetría de revolución. A pesar de ello, su idealización como lámina de revolución resulta esencialmente válida como vía para el estudio de su comportamiento estructural global y de su capacidad portante.

En la modelización geométrica de esta estructura (Fig. 26) intervienen elementos de lámina de revolución, elementos de viga-anillo, tendones circunferenciales y tendones meridionales. Se ha empleado un total de 19 elementos de lámina, distribuidos de la siguiente manera: 8 elementos en la cúpula, 6 elementos en el cilindro y 4 elementos para la base. La viga-anillo del arranque de la cúpula ha sido modelizada mediante un elemento de anillo rigidizador, con una sección transversal compuesta por 4 trapecoides (Fig. 27). Con la modelización de la losa de base por medio de elementos de lámina, se ha querido reproducir adecuadamente las condiciones de contorno en la base del cilindro. Una modelización idónea de la losa de base exigiría el empleo de elementos de sólido de revolución; sin embargo, se ha utilizado una aproximación de ésta mediante elementos de lámina, para establecer unas condiciones de contorno adecuadas en la base del cilindro.

Los tendones han sido tratados como postesos adherentes en el análisis, a pesar de que en la realidad son de tipo no adherente. Con ello se ha deseado simplemente aproximar su comportamiento, ante la no disponibilidad de métodos eficientes para la caracterización del comportamiento estructural con tendones no adherentes en fases avanzadas de carga. Por otra parte, el efecto de las pérdidas diferidas de pretensado por relajación del acero, y retracción y fluencia del hormigón, ha sido introducido como una reducción uniforme del 10 por 100 sobre la fuerza de pretensado, en todos los tendones.

El acero pasivo ha sido distribuido en dos capas equivalentes, dispuestas simétricamente respecto

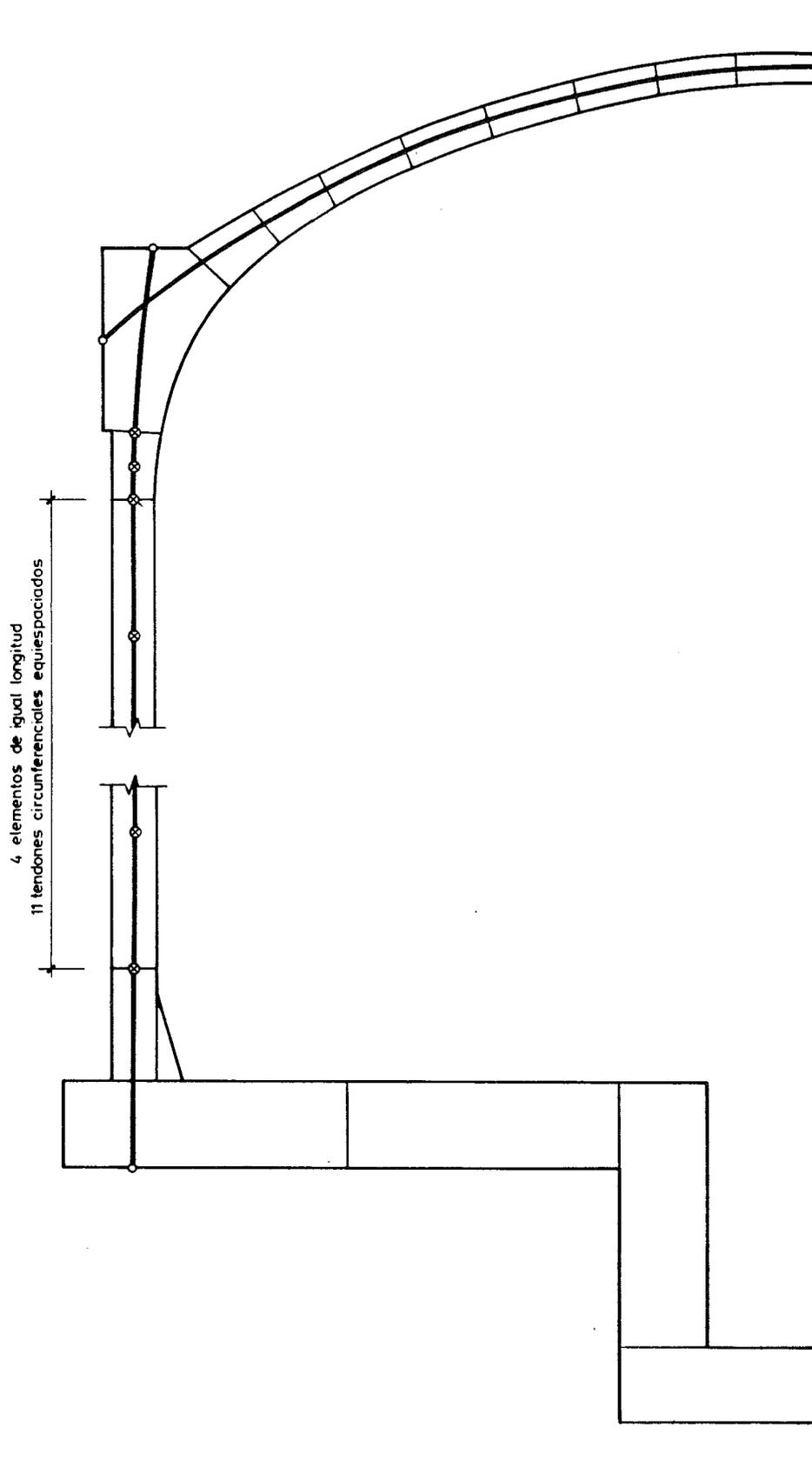


Fig. 26. *Ejemplo 2*— Modelización geométrica del edificio de contención, mediante elementos de lámina, elementos de viga-anillo, tendones circunferenciales y tendones meridionales.

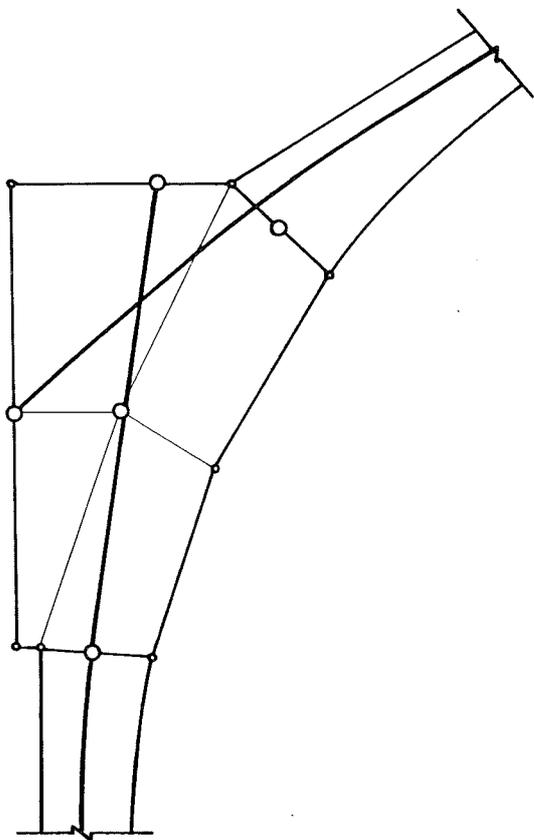


Fig. 27. *Ejemplo 2*— Modelización geométrica de la unión entre la cúpula y el manto cilíndrico, mediante un elemento de viga-anillo de sección transversal compuesta por cuatro trapecoides.

de la superficie media de la lámina, manteniendo una separación mínima con los paramentos. Se ha incluido una tercera capa de acero, adyacente al parámetro interior, para modelizar la capa interna de estanqueidad de chapa de acero.

Planteamiento del análisis. El ejemplo ha sido estudiado mediante un análisis no lineal por el material (ANLM) y mediante análisis no lineal por la geometría y el material (ANLGM). Se ha seguido la técnica del control de los incrementos del nivel de carga, con la imposición de un incremento de movimiento máximo según un grado de libertad. Se ha elegido la flecha vertical en el centro de la cúpula (w_0) como grado de libertad de control. Esta técnica ha permitido estudiar el comportamiento de la estructura más allá de su carga última, obteniendo una rama descendiente en la relación carga-flecha. Se ha seguido la siguiente secuencia de cargas:

1) En un primer paso, se ha introducido el peso propio y la fuerza de pretensado, sin considerar adherencia entre acero de pretensado y hormigón.

2) A continuación, y suponiendo la existencia

de adherencia entre pretensado y hormigón, se ha suministrado presión interna creciente.

Desarrollo del análisis y resultados. Tras la introducción del pretensado y del peso propio, todo el hormigón de la estructura se halla en estado de compresión. A medida que la presión normal interna aumenta, cúpula y cilindro tienden a adquirir estados de membrana a tracción. La viga anillo del arranque de la cúpula se mantiene comprimida durante todo el proceso. La inclusión de la no linealidad geométrica no ha producido efectos sensibles en el comportamiento de esta estructura. Se ha obtenido una presión última de 19 kp/cm^2 , equivalente a cinco veces la presión de diseño. A este nivel de carga máxima ha correspondido una flecha, en el centro de la cúpula, de 150 mm. El análisis se ha prolongado, arbitrariamente, hasta una flecha en centro cúpula de 265 mm. Su desarrollo ha permitido distinguir una serie de rangos, o fases de comportamiento, relacionados con los sucesivos estados alcanzados por los materiales. La Fig. 28 reproduce la relación obtenida entre el nivel de carga y la deflexión en el centro de la cúpula, en la que las distintas fases han quedado reflejadas en forma de sucesivas disminuciones de la pendiente. Se pueden distinguir las siguientes fases:

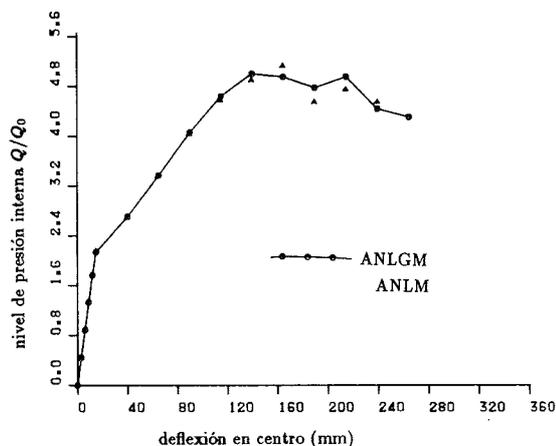


Fig. 28. *Ejemplo 2*— Relación entre el nivel de presión interna aplicada y la deflexión en el centro de la cúpula.

1) Un rango elástico lineal hasta $Q/Q_0 = 1,77$. La estructura no sufre descompresión hasta un nivel $Q/Q_0 = 1$. Para $Q/Q_0 = 1,3$ han traccionado zonas restringidas de la cúpula, en el centro y en sus proximidades a la viga-anillo.

2) A partir del nivel $Q/Q_0 = 1,77$, se detecta la aparición de una fisuración meridional, restringida a la zona de la cúpula próxima a la viga-anillo. Para $Q/Q_0 = 2,15$ se observa un inicio de fisuración en la losa de base.

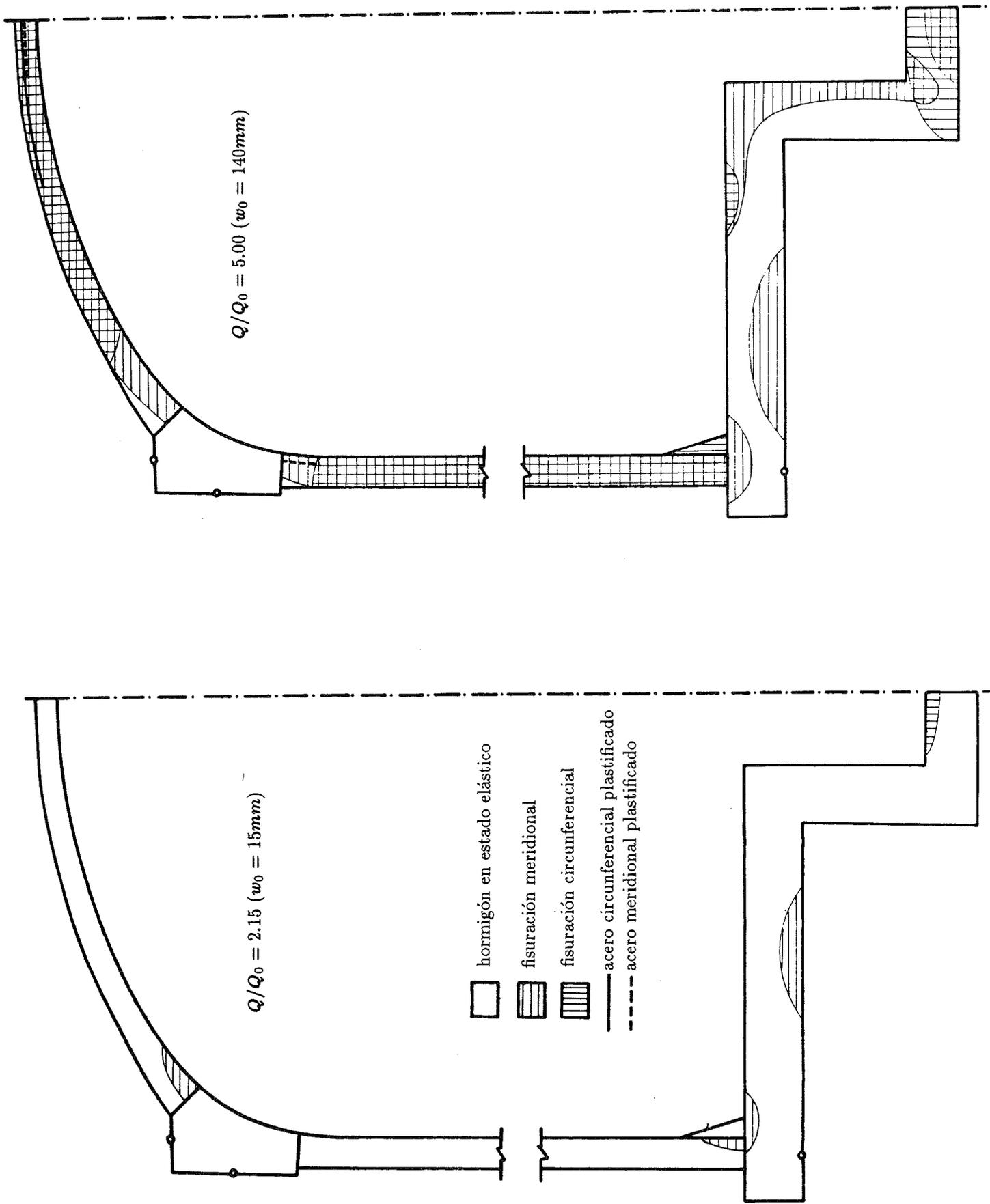


Fig. 29. Ejemplo 2— Estado de los materiales para distintos niveles de presión interna aplicada.

3) Para un nivel de presión de $Q/Q_0 = 2,71$, prácticamente todo el hormigón de la cúpula y del anillo ha fisurado, tanto en dirección circunferencial como meridional. Sin embargo, la viga-anillo se mantiene totalmente comprimida. El hormigón de la cúpula o del cilindro adyacente a la viga-anillo, también se mantiene comprimido en la dirección circunferencial. Pese a la gran pérdida de rigidez que esta fisuración generalizada produce, la estructura puede aún absorber importantes aumentos de presión gracias al margen de capacidad portante que ofrece el pretensado. Con el aumento del nivel de carga, da comienzo la plastificación del acero pasivo, en el centro de la cúpula, para un valor de $Q/Q_0 = 4,64$.

4) Con la plastificación del acero de pretensado en el centro de la cúpula, la estructura llega al límite de su capacidad portante. Puede considerarse que el acero de pretensado plastifica al entrar en la tercera rama de su diagrama tenso-deformacional. Ello ocurre para una flecha w_0 de 150 mm aproximadamente. Se inicia casi simultáneamente la rotura por alargamiento excesivo del acero pasivo en el centro de la cúpula, tanto en dirección meridional como circunferencial. La estructura se deforma bajo un nivel de carga prácticamente constante, hasta alcanzar una flecha en el centro de la cúpula de 215 mm. Durante esta fase, los tendones de cúpula entran en la quinta rama de su relación entre tensiones y deformaciones.

5) Se obtiene a continuación una rama de descenso que representa la disminución de la resistencia que la estructura puede oponer a la presión interna bajo una deformación progresiva. Para una flecha de 290 mm, ocurre la rotura de los tendones de cúpula. Se observa además la rotura de la capa de acero interna, de estanqueidad, para una flecha próxima a los 240 mm.

La Fig. 29 describe el estado de los materiales para $Q/Q_0 = 2,14$ y $Q/Q_0 = 5$.

10. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

El método presentado se ha mostrado válido para el estudio y la predicción del comportamiento no lineal de estructuras laminares de revolución, armadas o pretensadas, y con anillos rigidizadores, sometidas a cargas axisimétricas instantáneas.

La inclusión de la no linealidad geométrica en el análisis ha producido una predicción sensiblemente menor de la capacidad última de la estructura analizada en el primer ejemplo presentado. Ello pone de manifiesto la influencia de este tipo de factores y la importancia de su consideración en el análisis. Sin embargo, el rango de comportamiento elástico no se ha mostrado sensiblemente afectado por la consideración de la no linealidad geométrica.

En cuanto al segundo ejemplo, el análisis realizado ha permitido obtener información sobre comportamiento no lineal de la estructura estudiada, bajo altos niveles de carga. Se ha obtenido una presión última cinco veces superior a la presión de diseño. La primera fisuración ha aparecido para una presión aproximadamente igual a 1,75 veces la presión de diseño; para una presión igual a 2,75 veces ésta, ha resultado una fisuración brusca y generalizada de la estructura. La viga-anillo del arranque de la cúpula se ha mantenido comprimida durante todo el proceso de carga. Se ha comprobado que los efectos no lineales de carácter geométrico apenas influyen en el comportamiento de esta estructura.

Los ejemplos analizados ponen de manifiesto el interés que, desde un punto de vista estructural, tienen los anillos rigidizadores y el pretensado. El pretensado determina, en gran medida, el rango de servicio de tales estructuras y, en ciertos casos, influye también sobre la capacidad portante.

Como perspectivas de futuro cabe destacar el interés que presentaría la modelización ajustada del comportamiento de los tendones no adherentes, así como la inclusión de los efectos dependientes del tiempo (fluencia, retracción, relajación) en el análisis estructural. Estos temas y la generalización a láminas de forma general, están siendo objeto de estudio por parte de los autores de este artículo.

11. AGRADECIMIENTOS

El trabajo aquí presentado es parte del proyecto investigación CCA 8.510-005 "Análisis no lineal y resistencia última de estructuras laminares de hormigón", financiado por el Comité Conjunto Hispano-Norteamericano para la Cooperación Científica y Tecnológica, desarrollado en la Universidad Politécnica de Cataluña, en colaboración con la Universidad de California, Berkeley.

12. REFERENCIAS

1. Chan, E. C. (1979), "Nonlinear Analysis of Axisymmetric Reinforced Concrete Shells", Research Report CE 299, Department of Civil Engineering, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, USA.
2. Chan, E.C. (1982), "Nonlinear Geometric Material and Time Dependent Analysis of Reinforced Concrete Shells with Edge Beams", Report no. UC/SESM 82/8, Department of Civil Engineering, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, USA.

3. Marí, A. R. (1984), "Nonlinear Geometric Material and Time Dependent Analysis of Three Dimensional Reinforced and Prestressed Concrete Frames", Report no. UC/SESM 84/12, Department of Civil Engineering, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, USA.

4. Darwin, D. and Pecknold, D.A. (1977) "Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, V. 103, no. EM2, April 1977.

5. Kupfer, H.B. and Gerstle, K.H. (1973), "Behavior of Concrete under Biaxial Stresses", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, no. EM4, August 1973.

6. Roca, P. (1985), "Análisis no lineal por la geometría y el material de estructuras laminares de hormigón armado con elementos de borde pretensados", Cátedra de Formigó, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

7. Kang, Y.J. (1977), "Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Frames", Report no. UC/SESM 77/1, Department of Civil Engineering, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, USA.

8. Van Gruenen, J. (1979), "Nonlinear Geometric Material and Time Dependent Analysis of Reinforced Concrete Slabs and Panels", Report no. UC/SESM 79/7, Department of Civil Engineering, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, USA.

9. Hofstetter, G. and Mang, H.A. (1986), "Work-equivalent Node Forces from Prestress of Concrete Shells", Finite Element Methods for Plate and Shell Analysis, eds. T.J. R. Hughes and E. Hinton, Stanford University, Stanford, California, USA.

10. Vives, A., "El hormigón pretensado en centrales nucleares y su normativa". Hormigón y Acero, no. 135, segundo trimestre, 1980.

11. Vives, A., "Tesado de la estructura del edificio de contención de la Central Nuclear de Ascó, Grupo I", Hormigón y Acero, no. 146, primer trimestre, 1979.

RESUMEN

En este artículo se presenta un modelo numérico para el análisis no lineal por la geometría y el material de láminas de revolución de hormigón armado y pretensado mediante la formulación en desplazamientos del Método de los elementos finitos.

La geometría de la lámina se modela mediante elementos de lámina isoparamétricos de tres nodos. Mediante un sistema de capas se modela la variación de las propiedades del material en el es-

pesor de la lámina. Se utiliza un elemento especial para representar los anillos de borde.

El hormigón se considera sometido a un estado biaxial de tensiones en la lámina y uniaxial en el anillo de borde. Se utilizan ecuaciones constitutivas basadas en la elasticidad no lineal con ramas de descarga.

El pretensado se ha representado cuidadosamente tanto en su geometría como en los efectos estructurales. Se consideran dos posibles familias de tendones: Meridionales y circunferenciales. El acero de pretensado se considera con un diagrama tensión-deformación multilineal. Se pueden representar ambos casos de armaduras, pretensas y postetas.

Se presentan dos ejemplos para mostrar las posibilidades del modelo numérico. El primer ejemplo muestra un análisis no lineal por la geometría y el material de una cúpula de hormigón armado con una viga de borde pretensada. En el segundo ejemplo se muestra el análisis no lineal de un edificio de contención de una central nuclear, sometido a presión interna.

SUMMARY

A numerical model for the nonlinear geometric and material analysis of reinforced and prestressed concrete axisymmetric shells is presented in this paper. The model is based on the displacement formulation of the Finite Element Method.

The shell geometry is modelled by means of 3-nodes isoparametric shell elements. A layered system is used to represent the variation of the material properties through the thickness of the shell.

A special purpose element to represent ring beams or edge elements of the shell is also presented.

Concrete is assumed to be subjected to a biaxial state of stresses in the shell and uniaxial longitudinal normal stresses in the ring-beams. Constitutive equations based on the nonlinear elasticity with unloading branches are used.

Prestressing has been also accurately included in both aspects of geometry and structural effects. Two families of prestressing tendons are considered: meridional and circumferential tendons. Prestressing steel is assumed to have a multi-linear stress-strain relationship. Both pretensioned and postensioned tendons can be included by means of the consideration of bond into the structural analysis process.

Two numerical examples are presented to show the capabilities of the developed numerical model. Example 1 illustrates a nonlinear material and geometric analysis of a reinforced concrete dome with a prestressed edge beam. Example 2 consists on a nonlinear analysis of a Nuclear Containment Vessel submitted to a inner normal pressure.

IX Congreso Europeo sobre Hormigones Preparados ERMCO'89

Durante los días 7 al 9 de junio de 1989 se va a celebrar, en Stavanger, Noruega, el IX Congreso Europeo sobre "Hormigones Preparados", organizado por FABECO, la Asociación Noruega de Hormigones Preparados.

Para este Congreso han sido seleccionados los cinco temas siguientes:

1.—Investigación. Estudio y discusión de los principales resultados obtenidos en las investigaciones relativas a la industria de los hormigones preparados.

2.—Fabricación, transporte, equipos. Recomendaciones de las Instituciones de Investigación sobre el hormigón, a los fabricantes y suministradores de equipos para la industria del hormigón. ¿Satisfacen las demandas de los consumidores?

3.—Evolución de la industria de los hormigones preparados con especial referencia a los aspectos económicos, comerciales y de durabilidad.

4.—Ejemplos de aplicaciones en las instalaciones petrolíferas de Noruega y del extranjero y comentarios de los resultados obtenidos.

5.—Componentes del hormigón. Avances en los hormigones preparados, con especial referencia a los cementos, áridos y adiciones utilizados.

Se está organizando también un interesante programa para los acompañantes y distintos viajes post-congreso.

El programa final se distribuirá en el verano de 1988.

Simultáneamente con el Congreso, se celebrará una Exposición de equipos para la industria de los hormigones preparados.

Los interesados en participar en el Congreso o en la Exposición, deberán ponerse en contacto, a la mayor brevedad posible, con:

MR. WILLY ROHDE
Stavanger Forum
P.O. Box 410
N-4001 STAVANGER, Norway

* * *

Instrucciones sobre Seguridad. - Construcción

Desde hace algunos años, un equipo de expertos en prevención de riesgos profesionales en construcción, ha venido realizando una serie de fichas que, de una manera gráfica mediante un diseño simple y claro, permiten identificar las situaciones de riesgo y contingencias más comunes, aportando las soluciones técnicas o métodos de trabajo adecuados para la supresión de las mismas.

Estimando que las mejoras de las condiciones de trabajo en el sector de la construcción exige la formación de todos los intervinientes en el proceso y teniendo en cuenta las posibilidades que permiten el diseño gráfico de estas fichas, el Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo ha efectuado la reedición de este fichero, ampliado y estructurado de una manera lógica, para que en manos de los trabajadores, sindicatos, empresarios y técnicos, constituya una herramienta eficaz que permita la rápida identificación del riesgo y su inmediata supresión.

La colección que ahora se presenta consta de 129 fichas correspondientes a los siguientes temas: Andamios, dumper, escaleras de mano, electrici-

dad, grúas torre, maquinillo, pasarelas, soldadura y soldadura eléctrica.

Las fichas se ordenan sistemáticamente mediante un índice temático, indicando la ficha "1" de cada capítulo el articulado de la legislación que de forma más directa le afecta, y el resto, las situaciones de riesgo y su solución por el procedimiento "no" y "sí", representado en cada una de las fichas divididas en dos cuarteles.

La edición se suministra engomada, ligeramente protegida con una cubierta de cartulina, permitiendo todo tipo de tratamiento de uso: fichero directo, encarpetao, anillado, etc. Se vende al precio de 500,- ptas. (más IVA).

Los interesados en adquirir esta interesante publicación deberán dirigir sus pedidos a:

INSTITUTO NACIONAL DE SEGURIDAD E
HIGIENE EN EL TRABAJO
Servicio de Publicaciones
C/Torrelaguna, 73
28027 MADRID

Diagrama momento curvatura de secciones de hormigón armado y pretensado sometidas a carga instantánea y diferida. Modelo teórico y contrastación experimental

Hugo Corres Peiretti
Dr. Ingeniero de Caminos
Ramiro Rodríguez Cazar
Ingeniero Civil

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Madrid.

1. INTRODUCCION

El análisis del comportamiento en servicio de elementos de hormigón armado o pretensado resulta complejo (debido a la fisuración de las secciones, fenómenos diferidos del hormigón y de las armaduras activas, etc.) y comporta la adecuada representación de las deformaciones y estado de fisuración para historias de carga complejas.

Para el estudio de este tipo de problemas es necesario disponer de un procedimiento general que permita evaluar el estado de deformación de las secciones (curvatura y deformación axil de una fibra cualquiera, por ejemplo) en cada momento. Un procedimiento de este tipo permite calcular en cada momento el estado tensional de la sección y, como consecuencia, la fisuración, pérdidas de pretensado, etc.

En este trabajo se presenta un método general que permite abordar este problema y una contrastación con resultados experimentales de secciones parcial y totalmente pretensadas.

2. METODO GENERAL PROPUESTO

Los métodos generales para la evaluación del estado de deformación de una sección para un tiempo dado y para una historia de cargas determinada, se plantea a partir de las siguientes hipótesis:

a) Ecuaciones constitutivas

Para la adecuada representación de los distintos fenómenos se requiere la utilización de ecuaciones constitutivas, generalmente definidas a nivel de fibra, que representen el comportamiento de los materiales de forma suficientemente aproximada.

Lamentablemente, debido al complejo comportamiento del hormigón, no existe una ecuación constitutiva general que represente los distintos fenómenos que se presentan para diferentes condiciones de trabajo. Por esta razón, a los efectos de este trabajo, sólo se analizan aquellas ecuaciones que representan adecuadamente el comportamiento del hormigón para estados de carga de servicio.

En cuanto a los aceros, resulta de especial interés la adecuada evaluación de la relajación del acero de pretensado.

b) Análisis a nivel sección. Definición del estado de deformación de la sección

A partir de las ecuaciones constitutivas y utilizando ecuaciones de equilibrio y compatibilidad, es siempre posible la determinación del estado de deformación, definido por la curvatura y la deformación axil en una fibra cualquiera, para cada situación e historia de cargas.

Existen distintas estrategias numéricas para la solución de este problema, con objeto de disminuir y facilitar el cálculo de curvaturas.

2.1. Análisis a nivel fibra. Ecuaciones constitutivas

2.1.1. Ecuaciones constitutivas del hormigón. Comportamiento instantáneo

Tal como se ha indicado anteriormente, no es posible adoptar una ecuación constitutiva única para representar el comportamiento del hormigón en todo el rango y posibilidades de trabajo.

a) Hormigón comprimido

Debido a que el nivel de tensiones del hormi-

gón comprimido resulta relativamente moderado en estado de servicio, suele suponerse comportamiento elástico lineal.

Esta ecuación constitutiva simple y generalmente válida para las tensiones de compresión correspondientes a cargas de servicio, presenta el inconveniente de la definición del módulo de deformación longitudinal.

Los resultados son generalmente muy sensibles a este parámetro y por ello es necesario disponer de un adecuado procedimiento para su evaluación.

La validez de este tipo de ecuación está condicionada a que las tensiones máximas de compresión sean menores que 0,4 veces la resistencia máxima del hormigón, aproximadamente.

En algunos elementos estructurales, la tensión de la fibra más comprimida puede superar, para las cargas de servicio, el valor citado. Es el caso de piezas de poco canto, que para cumplir las condiciones de estado límite último resultan fuertemente armadas.

En casos como éstos, deben utilizarse ecuaciones constitutivas explícitas de tipo no lineal. Estas han de cumplir la condición de representar adecuadamente el módulo de deformación en el origen, lo que no ocurre con el diagrama parábola-rectángulo utilizado en el dimensionamiento.

Existen en la bibliografía numerosas propuestas de este tipo de ecuaciones que pueden ser generalmente identificadas con la propuesta de Sargin [2]. El Código Modelo CEB-FIP [3] y la EH-82 [4] proponen curvas de este tipo.

A los efectos del modelo general desarrollado, se ha considerado un diagrama elástico y lineal, caracterizado por el módulo de deformación longitudinal. Para la evaluación de las deformaciones instantáneas en distintas edades, se han considerado diferentes valores de dicho módulo, utilizando la ley de crecimiento con el tiempo propuesta por el CEB-FIP. En cualquier caso, como se ha dicho, los resultados son muy sensibles a este parámetro y, por otro lado, existe una gran variedad de propuestas para su cuantificación. En particular, la EH-82 propone una fórmula que conduce a valores de módulo de deformación longitudinal muy altos comparados con las propuestas de otras normas o con resultados experimentales como los obtenidos en la referencia [1].

b) Hormigón traccionado

Para el estudio de estados de servicio es particularmente importante la consideración de la capacidad resistente del hormigón traccionado, especialmente en elementos de baja cuantía de armadura.

Para su consideración, se utiliza generalmente un diagrama elástico lineal, con idéntico módulo de deformación longitudinal que para el hormigón comprimido, y para tensiones inferiores o iguales a la capacidad resistente del hormigón a flexo-tracción.

En este caso, tanto el módulo de deformación longitudinal como la resistencia a flexo-tracción, son parámetros difíciles de cuantificar y que tienen marcada influencia sobre los resultados.

A los efectos del modelo general, para el hormigón en tracción, se ha adoptado un diagrama elástico y lineal. Se considera como tensión máxima la correspondiente a la resistencia a flexo-tracción del hormigón, y como pendiente del diagrama el módulo de deformación longitudinal en compresión.

c) Efecto de rigidización producido por el hormigón traccionado entre fisuras ("tensión-stiffening").

En las zonas entre fisuras, el hormigón existente trabaja a tracción, conduciendo a curvaturas menores que las de la sección en la que se encuentra la fisura y produciendo, por lo tanto, un efecto de rigidización.

Algunos investigadores proponen que en este fenómeno debe tenerse en cuenta, además, el efecto de rigidización producido en los labios de la fisura para deformaciones superiores a las de la resistencia a flexotracción, para las que el hormigón sigue soportando tensiones. Este fenómeno es estudiado en el ámbito de la Mecánica de la Fractura y constituye un efecto local difícil de representar analíticamente.

En relación al comportamiento en servicio, estos efectos tienen importancia para valores de cargas inmediatamente superiores a las que producen la fisuración, y disminuyen con el aumento de la fisuración.

Los resultados experimentales al respecto son escasos para carga instantánea y no se conoce experimentalmente la evolución de esta contribución a la rigidez, con el tiempo.

Diferentes autores han estudiado este tema y propuesto distintos procedimientos para abordar su cuantificación (Referencias [5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16]).

Algunos procedimientos proponen trabajar con una ley tensión-deformación corregida, para el acero en tracción, para representar así una tensión media de la armadura entre fisuras.

Otros proponen la utilización de una cuantía ficticia, que permita representar la disminución de la tensión en la armadura, para simular el efecto

to que provoca el hormigón traccionado entre fisuras.

Existen procedimientos que consideran una fuerza de tracción ficticia que, de forma idéntica a los casos anteriores, produce una disminución de la tensión de la armadura.

Finalmente, existen otras propuestas que permiten representar este efecto utilizando un diagrama tensión-deformación del hormigón traccionado, especialmente definido para la consideración de este efecto.

A los efectos del método desarrollado, para estados de deformación en los que la tensión de tracción supera la capacidad resistente a flexo-tracción, se ha utilizado el procedimiento propuesto en la referencia [8].

2.1.2. Ecuaciones constitutivas del hormigón. Comportamiento diferido

El comportamiento del hormigón en el tiempo está afectado por los fenómenos de fluencia y retracción.

Existen en la bibliografía numerosas propuestas para representar el comportamiento diferido del hormigón (Referencias [17, 18, 19, 20, 21, 22, 23]).

Para el estudio del comportamiento en servicio, en el que el estado tensional de las secciones resulta moderado, parece suficientemente preciso adoptar una ecuación constitutiva clásica, para representar la fluencia y retracción, es decir:

—Suponer válida la hipótesis de que la retracción y fluencia pueden representarse independientemente.

—Adoptar un modelo viscoelástico lineal.

—Admitir el cumplimiento del principio de superposición.

De esta forma, la deformación de una fibra puede expresarse:

$$\epsilon(t, t_0) = \sigma_0(t_0) \Phi(t, t_0) + \int_{\sigma_c(t_0)}^{\sigma_c(t)} \Phi(t, t') d\sigma_c(t') + \epsilon_s(t, t_0) \quad (1)$$

donde:

- t : tiempo para el cual se evalúa la deformación.
- t_0, t' : edad de puesta en carga.
- $\epsilon(t, t_0)$: deformación total en el intervalo t, t_0 .
- Φ : función de fluencia.
- $\sigma_c(t_0)$: tensión inicial aplicada en t_0 .
- $d\sigma_c(t')$: incremento diferencial de tensión aplicada en t' .

En esta expresión, el primer término representa la deformación instantánea y diferida debida a la tensión inicial, el segundo sumando representa la deformación instantánea y diferida de las distintas variaciones de tensión que se producen a lo largo del tiempo y, finalmente, el último término representa la deformación de retracción.

ϵ_s y Φ han sido obtenidos experimentalmente y existen distintas propuestas para su evaluación (ACI [19] y CEB [20]).

El problema fundamental de esta ecuación constitutiva, es la integración del segundo sumando y para ello pueden utilizarse diferentes procedimientos (Ref. [20]).

a) Método general

Según este procedimiento, se propone sustituir la ley de variación de la tensión con el tiempo, por una ley escalonada.

$$\int_{\sigma_c(t_0)}^{\sigma_c(t)} \Phi(t, t') d\sigma_c(t') = \sum_{t'=t_0}^t \Phi(t, t') \Delta\sigma_c(t') \quad (2)$$

En la figura 1 se muestra resumidamente este procedimiento. La precisión del método depende de los intervalos en los que se ha discretizado el tiempo.

En este sentido, en la referencia [20], se indican criterios de discretización del tiempo con objeto de minimizar los errores debidos a esta causa.

$$(t_k - t_0) = 10^{1/m} (t_{k-1} - t_0) \quad (3)$$

donde:

- t_k : representa un tiempo genérico.
- t_0 : es el instante inicial de puesta en carga.
- m : parámetro.

Este criterio define intervalos de valor constante, en escala logarítmica. Para su definición es necesario fijar el valor de m y el valor del primer intervalo. En la referencia [20] se propone $m = 16$ y $(t_1 - t_0) = 0,1$ días.

b) Procedimientos simplificados

Estos métodos proponen la evaluación de la integral descrita, de forma más simple. En la figura 2 se muestra gráficamente su significado.

—Método del módulo efectivo. (ME)

En este caso, se supone que la tensión del hormigón permanece constante y por lo tanto se des-

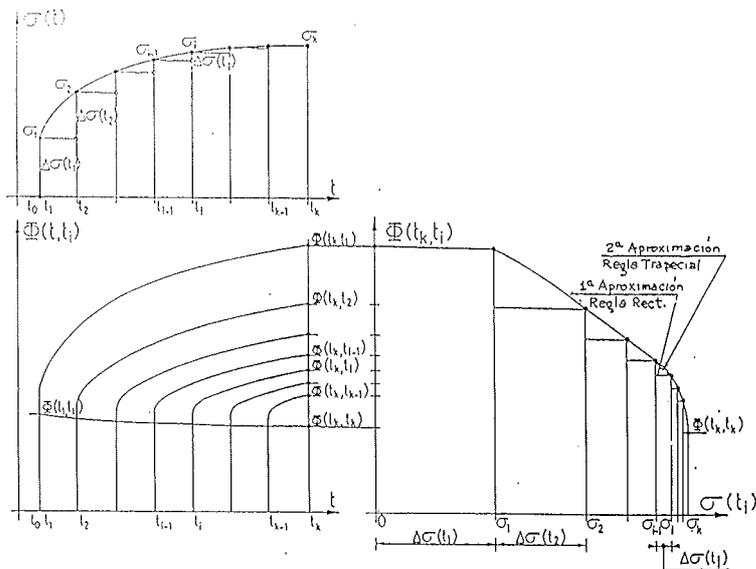


Fig. 1. Método General.

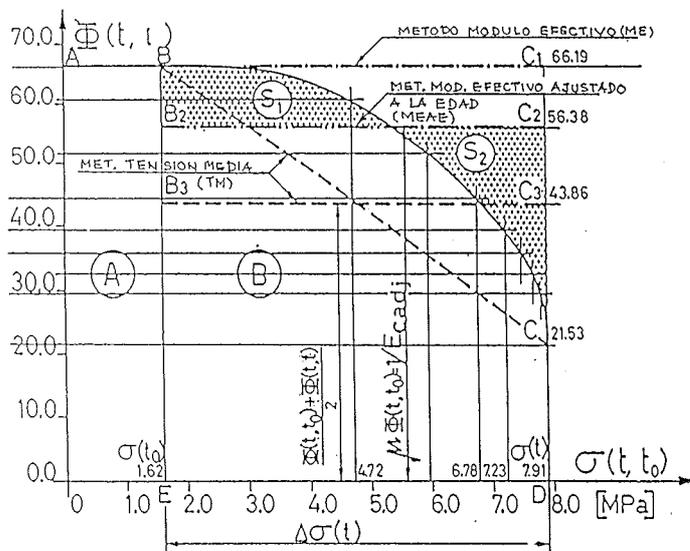


Fig. 2. Función integral de fluencia. Métodos simplificados [30].

precia el segundo sumando de la ecuación (1).

Según este criterio, la deformación total puede expresarse como:

$$\epsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_{c,efec}} + \epsilon_s(t, t_0) \quad (4)$$

donde

$$E_{c,efec} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \frac{E_c(t_0)}{E_{c28}} \varphi(t, t_0)} \quad (5)$$

Con este procedimiento se sobreestima la evaluación del efecto de la fluencia, ya que se utiliza un valor constante de Φ y éste se aplica a la tensión inicial.

Gráficamente, tal como se muestra en la figura 2, se evalúa el área del rectángulo que tiene por abscisa el valor de la tensión inicial $\sigma(t)$ y por ordenada el valor de $\Phi(t_1, t_0)$.

En aquellos problemas estructurales en que la variación de tensión con el tiempo es pequeña, este procedimiento, de cómoda utilización, puede conducir a resultados adecuados.

Método de las tensiones medias. (TM)

En este caso, la variación de tensión con la función de fluencia se supone lineal, y la deformación total puede expresarse como:

$$\epsilon_c(t, t_0) = \sigma(t_0) \Phi(t, t_0) + \Delta\sigma(t) \cdot \frac{\Phi(t, t_0)}{2} + \epsilon_s(t, t_0) \quad (6)$$

Este procedimiento conduce a soluciones que subestiman las deformaciones de fluencia, constituyendo un límite inferior. Debido a la forma de la evolución de la función de fluencia con las tensiones, para muchos problemas estructurales este criterio conduce a errores importantes. Además, para variaciones grandes de tensión se producen resultados físicamente no aceptables, tal como se muestra en la referencia [23].

Gráficamente, se obtiene el área de un trapecio cuyos valores máximos y mínimos corresponden a las situaciones inicial y final, respectivamente.

Método del módulo efectivo ajustado a la edad (MEAE)

$$\epsilon_c(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot \Phi(t, t_0) + \Delta\sigma(t) \cdot \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \eta(t, t_0) \cdot \frac{\varphi_{28}(t, t_0)}{E_{c28}} \right] + \epsilon_s(t, t_0) \quad (7)$$

$$\epsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c,efe}} + \frac{\Delta\sigma_c(t)}{E_{c,ajus}} + \epsilon_s(t, t_0) \quad (8)$$

$$E_{c,ajus} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \eta(t, t_0) \cdot \frac{E_c(t_0)}{E_{c28}} \cdot \varphi_{28}(t, t_0)} \quad (9)$$

Este procedimiento sustituye el cálculo de la integral (área comprendida por la función de fluencia y el eje de las tensiones) por el área de un rectángulo definido por una ordenada tal que S1 y S2 (véase figura 2) se igualan, es decir, aplicando el teorema del valor medio a la integral definida. Cuando se utiliza este planteamiento, tal ordenada viene caracterizada por el valor de $\Phi(t, t_0)$ y $\eta(t, t_0)$, también llamado "coeficiente de envejecimiento", dependiente del tiempo de puesta en carga y del tiempo para el que se evalúa el fenómeno.

Se obtienen resultados "exactos" con este procedimiento, solamente si la historia de tensiones adopta una determinada forma, como se muestra

en el Boletín 142 del CEB, en particular, cuando la tensión varía a lo largo del tiempo de forma lineal con el coeficiente de fluencia:

$$\Delta\sigma(t) = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot \varphi(t) \quad (10)$$

es decir, que la tensión es una función lineal del coeficiente de fluencia.

Esta condición se cumple en una amplia gama de problemas que se presentan en la práctica y, por otra parte, para tiempos grandes, el valor de $\eta(t, t_0)$ varía entre 0,7 y 0,85. En las referencias [20, 23] se describe la forma de obtención del coeficiente $\eta(t, t_0)$.

Este procedimiento, que simplifica el trabajo enormemente respecto al método general es, posiblemente, el método más ingenieril y de mayor precisión.

Procedimiento adoptado para el método general

Con objeto de que el modelo general desarrollado sirviera para la calibración de métodos simplificados y proporcionase resultados lo más precisos que fuese posible, se ha adoptado el procedimiento general, descrito en a), para el tratamiento de la fluencia y retracción.

Con respecto a la definición de la función de fluencia y el valor de la deformación de retracción, el modelo ofrece la posibilidad de utilizar las formulaciones propuestas por el ACI [19], el CEB [20] o valores como pueden ser los obtenidos a partir de una experimentación "ad hoc".

Las variaciones de tensión en una fibra genérica, (t'), pueden ser debidas, bien a acciones exteriores, como puedan ser aumentos o disminuciones de las cargas, o bien al efecto interactivo de fluencia, retracción y relajación de las armaduras a lo largo de la sección, en la que coexisten materiales de diversas características (hormigón u hormigones de distintas edades, armaduras activas y pasivas).

Como criterio para la discretización del tiempo, y con objeto de minimizar los errores debidos a esta causa, se ha hecho uso de la propuesta descrita en la referencia [20].

2.1.3. Ecuaciones constitutivas del acero

Con respecto al acero, tanto el de la armadura activa como el de la pasiva, puede considerarse un comportamiento elástico lineal para los estados de carga que se estudian, tanto en tracción como en compresión, ya que en este rango de cargas las tensiones no superan el límite de proporcionalidad.

2.1.4. Relajación del acero de pretensado

Es bien conocido el hecho de que los ensayos de relajación se realizan a longitud constante. Sin embargo, debido a las pérdidas de tensión por fluencia y retracción del hormigón, cuyo valor depende a su vez de la relajación del acero, la relajación del acero de las armaduras activas se produce en condiciones de longitud variable.

Existen en la bibliografía dos tipos de propuestas. Por una parte, es posible representar el fenómeno de relajación a longitud variable, si se procede de forma incremental y se dispone, a partir de algunos resultados experimentales, de una formulación que exprese la relajación a longitud constante para diferentes tensiones iniciales [26], así como un criterio para la evaluación de la relajación a longitud variable [24, 25, 27].

Por otra parte, existen formulaciones simplificadas que utilizan valores de relajación a tiempo infinito, menores que las que se obtienen a partir de los ensayos a longitud constante, con objeto de tener en cuenta el efecto de variación de longitud. En esta línea se encuentran las propuestas de diferentes normas y algunos trabajos recientes (Referencias [3, 4, 19, 28]).

Para la representación adecuada de la relajación de la armadura activa, el modelo general desarrollado utiliza el procedimiento propuesto en las referencias [24] y [25], que se explica esquemáticamente en la figura 3.

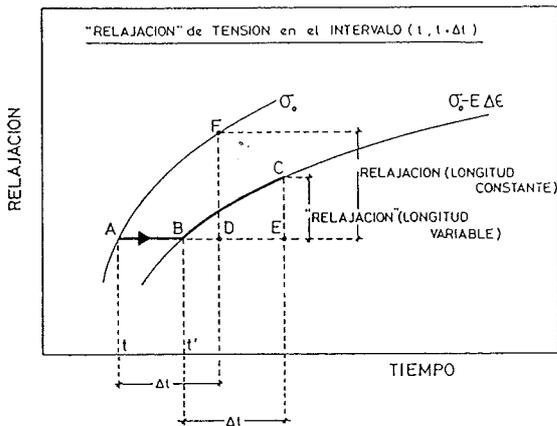


Fig. 3. Relajación de la armadura activa a longitud variable (37).

2.1.5. Ecuaciones constitutivas de adherencia entre el hormigón y el acero

Para el estudio de las condiciones en servicio, resulta suficientemente aproximado aceptar un comportamiento de adherencia perfecta entre el hormigón y el acero.

2.2. Análisis a nivel sección. Definición del estado de deformación de la sección

Adoptadas las ecuaciones constitutivas adecuadas para representar el fenómeno que se quiere describir, la determinación del plano de deformaciones se realiza a partir de ecuaciones de equilibrio y compatibilidad.

Se acepta la hipótesis, generalmente válida, de que las secciones se mantienen planas después de producida la deformación, lo que permite establecer la condición de compatibilidad.

Las deformaciones en cualquier fibra de la sección, pueden expresarse como una función lineal de la deformación axial de una fibra cualquiera, y de la curvatura (Figura 4).

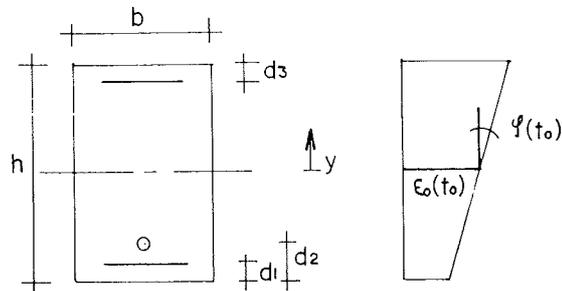


Fig. 4. Estado de deformación.

En el instante t_0 , inicial, la deformación en una fibra cualquiera puede expresarse como:

$$\epsilon(y) = \epsilon_0(t_0) + \varphi_0(t_0)y \quad (11)$$

Para los instantes siguientes, la evolución de las deformaciones puede expresarse de forma incremental.

$$\Delta \epsilon(y) = \Delta \epsilon_0(t) + \Delta \varphi_0(t)y \quad (12)$$

Las ecuaciones de equilibrio pueden escribirse, en el instante inicial:

$$N = \int_A \sigma dA \quad (13)$$

$$M = \int_A \sigma y dA \quad (14)$$

y para los instantes siguientes:

$$\Delta N = \int_A \Delta \sigma dA \quad (15)$$

$$\Delta M = \int_A \Delta \sigma y dA \quad (16)$$

Las variaciones del axil y momentos a lo largo

del tiempo, pueden ser debidas a incrementos de carga que representen la historia de cargas real de la estructura.

Debido al efecto de la fluencia y retracción del hormigón y relajación de las armaduras activas, se producen variaciones de tensión en los distintos materiales, que deben ser auto equilibradas ($AN = 0$ y $AM = 0$) ya que no existe variación de cargas exteriores. Ecuaciones de equilibrio para estados de tensión autoequilibrados, deben plantearse en los distintos tiempos en los que se ha discretizado el fenómeno, con objeto de evaluar la redistribución de tensiones entre los distintos materiales de la sección.

3. EXPERIMENTACION

Los resultados experimentales utilizados para la contrastación del método general propuesto, corresponden a un plan experimental amplio para el estudio del comportamiento en servicio y agotamiento de vigas pretensadas de tableros de puentes, que se describe detalladamente en la referencia [1]. En este apartado sólo se describen los aspectos generales necesarios para la interpretación de los resultados que se utilizan para la contrastación.

El plan experimental comprende ensayos de larga duración, de vigas parcial y totalmente pretensadas, típicas en la construcción de tableros de puentes, en los que se han estudiado las variables indicadas en la Tabla 1.

TABLA 1
Vigas ensayadas y variables estudiadas

Viga	Tipo	Relación carga permanente/ Pretensado carga de servicio
V1	Clase I	0,5
V2	Clase I	0,8
V3	Clase III $w_{m\acute{a}x} = 0,1$ mm	0,5
V4	Clase III $w_{m\acute{a}x} = 0,1$ mm	0,8

La sección transversal de las vigas y el armado se definen en la figura 5.

La historia de cargas a la que se ha sometido a las vigas, se muestra en la figura 6. La primera carga se produce a los 5 días, cuando se detuvo la pista donde se han construido. Las vigas luego fueron transportadas al Laboratorio de Estructuras

de la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos, y cargadas hasta la carga permanente correspondiente, utilizando bloques de hormigón de densidad controlada, a los 14 días (Figura 7).

Los resultados que se muestran presentan un estado de carga posterior, en el que se alcanzó la carga total de servicio, durante una semana, para representar el efecto de la sobrecarga.

En la Tabla 2 se muestra la carga uniformemente repartida correspondiente a cada etapa de carga (q_{per} , estado permanente y q_{ser} , carga de servicio), obtenida con los bloques de hormigón utilizados.

En cada viga se han medido las flechas en distintas secciones, utilizando flexímetros mecánicos de 0,01 mm de precisión, y las deformaciones de dos fibras de la sección transversal, utilizando un extensómetro mecánico Marca John Bull, de 20 cm de base de medida y 4 microdeformaciones de precisión. La situación de los flexímetros y bases de medidas de deformaciones de fibra, se indican en la figura 7.

A los efectos de este artículo, sólo se presentan los resultados de deformaciones de la fibra superior e inferior de las vigas, en la zona de centro de vano, y su evolución con el tiempo. A partir de estas deformaciones es posible determinar la curvatura media y la deformación media de una fibra cualquiera de la sección.

Además de los ensayos indicados, se ha realizado un plan experimental complementario para el estudio de características resistentes y reológicas del hormigón y relajación de los aceros utilizados.

En la tabla 3 se muestra un resumen de los ensayos realizados. Los resultados de estos ensayos se describen detalladamente en la referencia [1].

En cualquier caso, en la tabla 4 se indican los valores resistentes, experimentales, de los materiales de las vigas.

4. RESULTADOS MODELO TEORICO Y CONTRASTACION EXPERIMENTAL

En las figuras 8, 9, 10 y 11, se muestran resultados experimentales de curvatura media y deformación media, de la fibra baricéntrica de la sección de centro de vano de las vigas V1 y V4.

La viga V1, totalmente pretensada, con una carga permanente del orden del 0,5 de la carga total de servicio, muestra curvaturas siempre negativas, compatibles con contraflechas. En este caso, el efecto del pretensado es muy importante y prevalece ante los efectos debidos a peso propio y cargas exteriores.

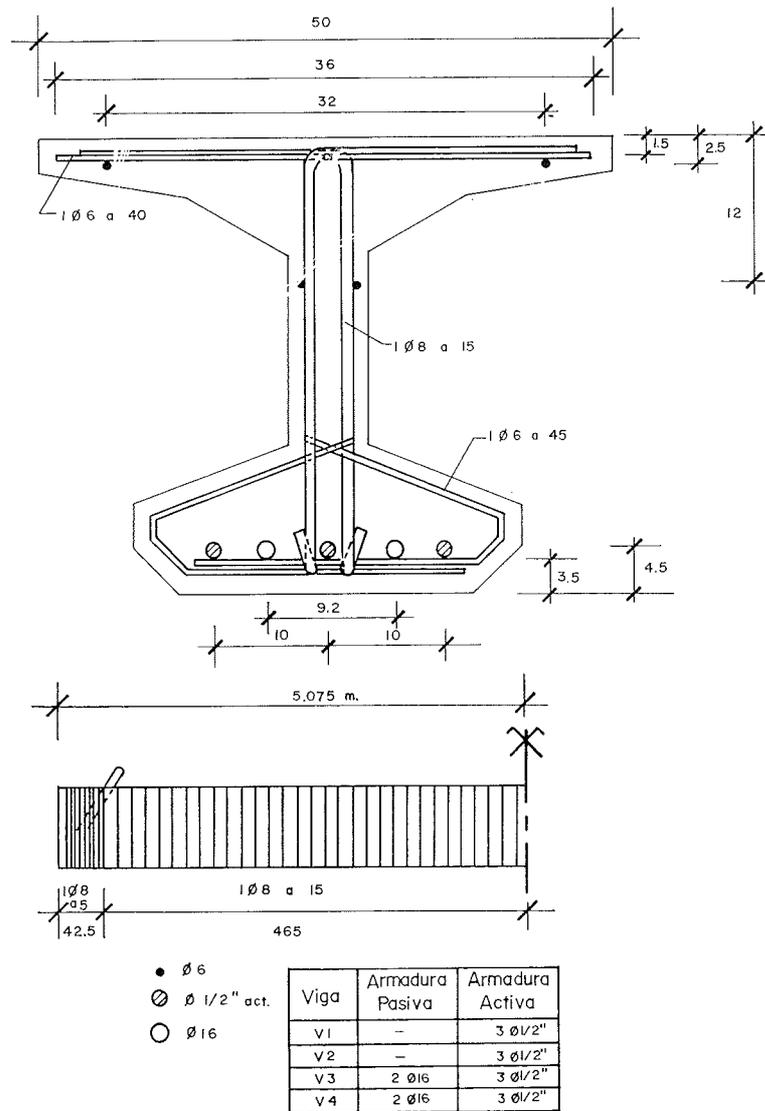


Fig. 5. Sección transversal de las vigas.

TABLA 2

Cargas uniformemente distribuidas, para los distintos estados de carga y vigas

Viga	q_{per} (kg/m) obtenida	Número de bloques	q_{ser} (kg/m) obtenida	Número de bloques
V1	371	10	738	30
V2	565	20	750	30
V3	557	20	924	40
V4	758	30	941	40

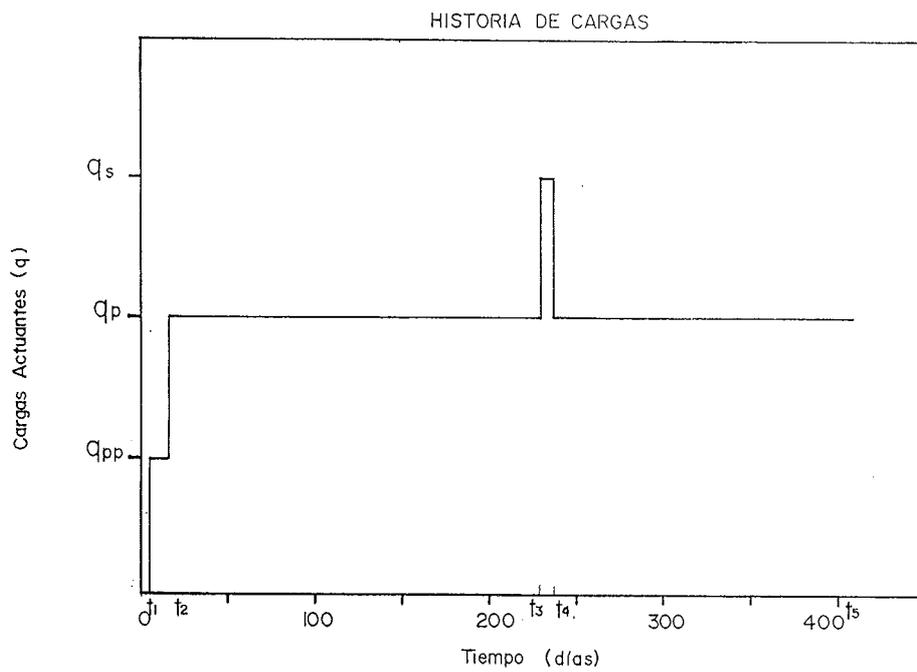


Fig. 6. Esquema de la historia de cargas.

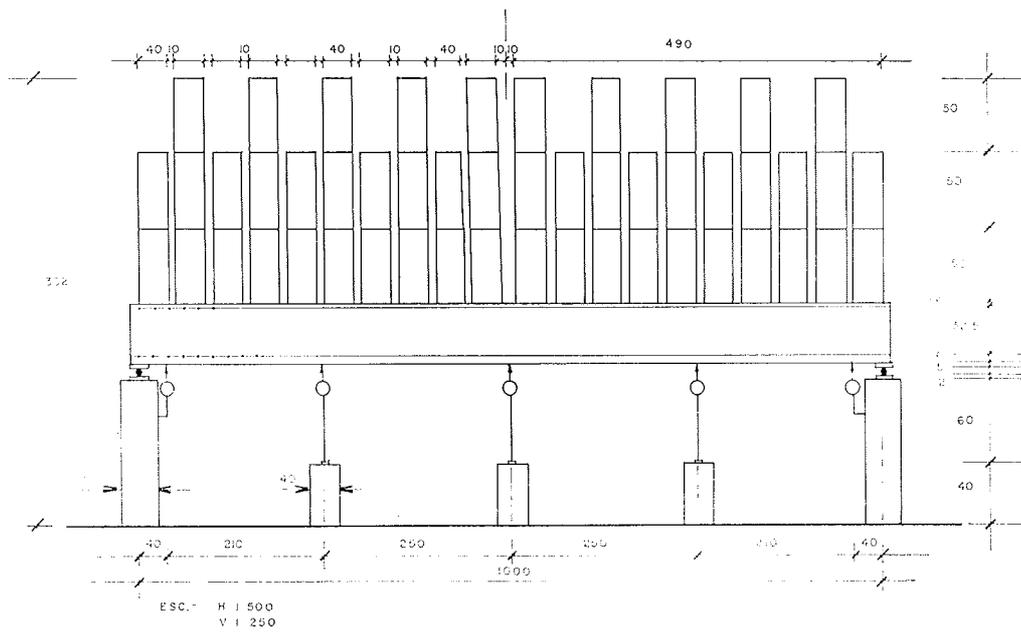


Fig. 7. Esquema general de ensayos.

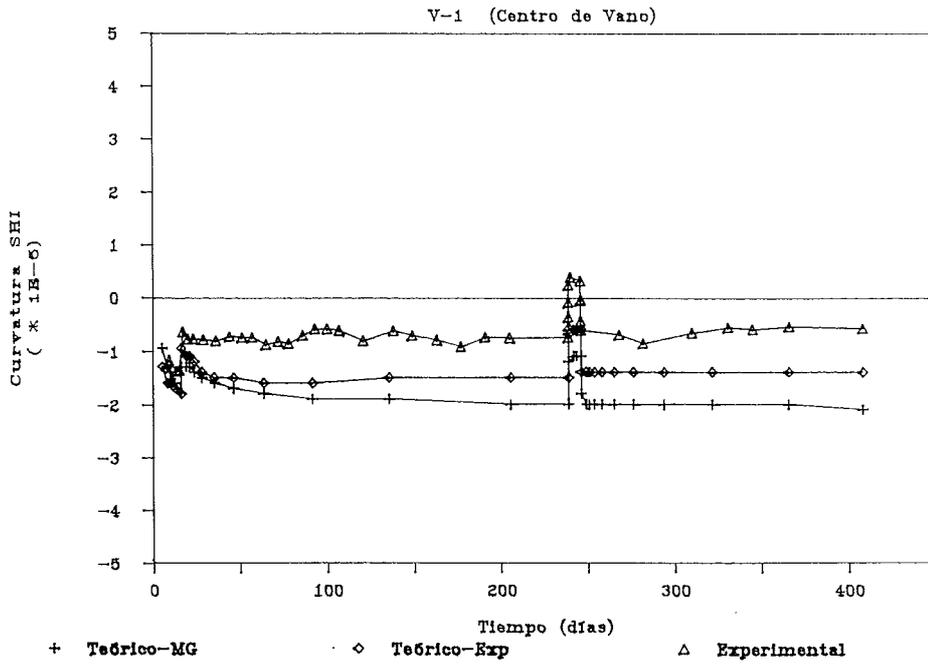


Fig. 9. Deformación media.

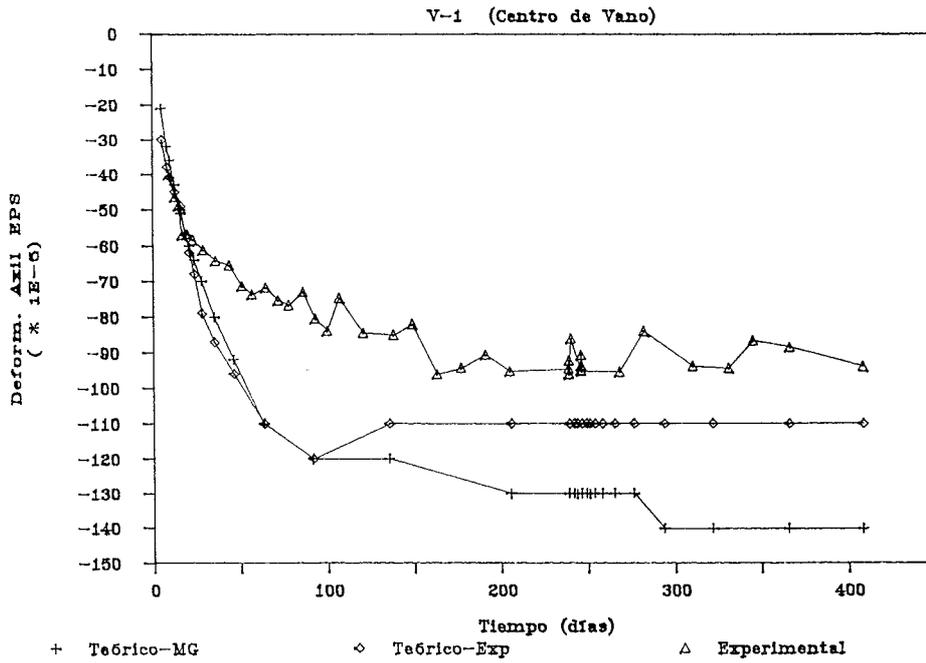


Fig. 8. Curvatura media.

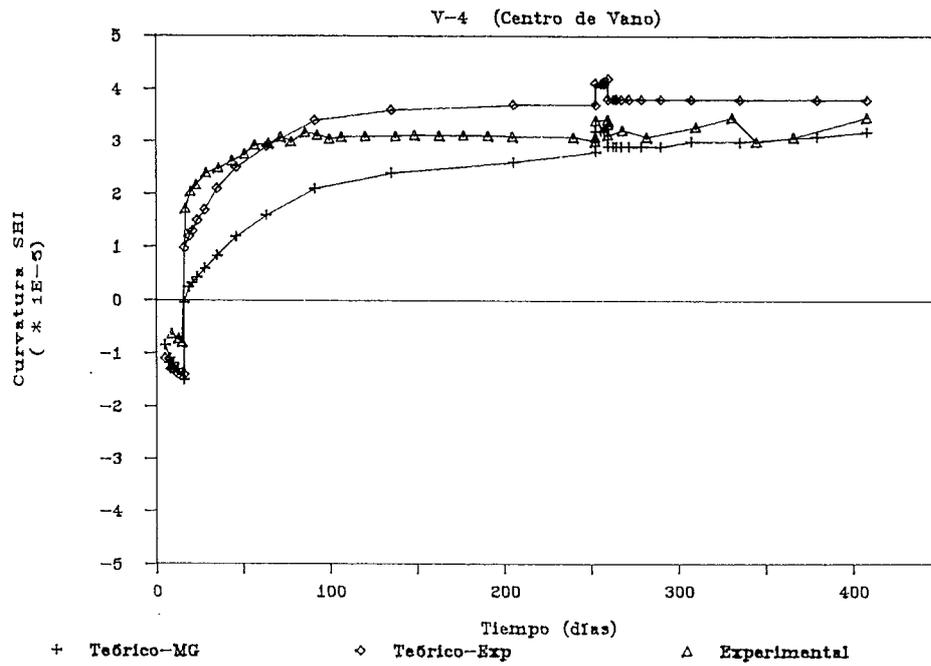


Fig. 10. Curvatura media.

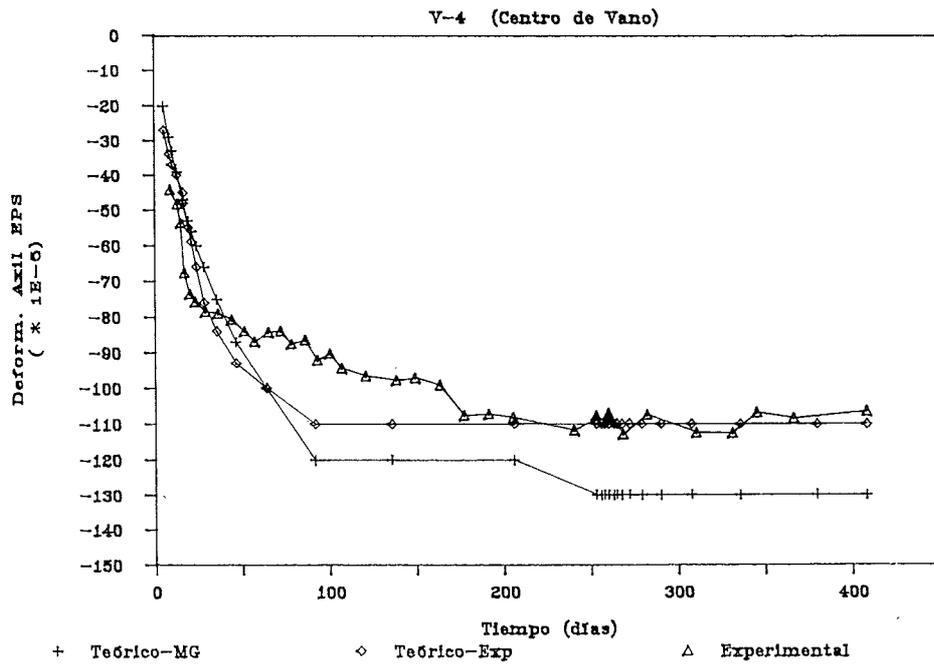


Fig. 11. Deformación media.

TABLA 3
Resumen de ensayos complementarios del hormigón y armaduras

Material	Características resistentes	Características tenso-deformacionales
Hormigón	Compresión, tracción indirecta y módulo de deformación a distintas edades	Fluencia Retracción
Armaduras Activas	Tracción simple	Relajación
Armaduras Pasivas	Tracción simple	

TABLA 4
Resumen características de los materiales

Características hormigón	Valor medio (Kg/cm²)
-Compresión	445
-Tracción indirecta	28
-Módulo de deformación	305899
Características armadura pasiva	Valor medio (Kg/cm²)
-Tensión límite elástico (fy)	6065
-Tensión máxima (fmáx)	8120
-Módulo de deformación (E)	1989437
Características armadura activa	Valor medio (Kg/cm²)
-Tensión límite elástico (fy)	17324 en el 0,2%
-Tensión máxima (fmáx)	18387
-Módulo de deformación (E)	2050000
-Alargamiento máximo (εmáx)	5,3%

En particular, la sección de centro de vano presenta fuertes tensiones de compresión a nivel de las curvaturas activas. Puede observarse asimismo que la evolución de las curvaturas con el tiempo se mantiene prácticamente constante.

La viga V4, parcialmente pretensada, con una carga permanente del orden del 0,8 de la carga total de servicio, muestra un comportamiento totalmente diferente. La deformación instantánea producida después del destesado y debida al pretensado inicial y peso propio, resulta ligeramente menor que la de la viga V1, debido a la rigidización proporcionada por la armadura pasiva. Este efecto también se pone de manifiesto en la evolución de

las curvaturas que se producen desde este momento hasta el momento de carga (14 días de edad).

Debido a la acción de la carga exterior, las curvaturas crecen mucho más en la viga V4, ya que en este caso las cargas son mayores y el pretensado menor que para la viga V1. Tal como puede verse, el aumento de las curvaturas con el tiempo es importante para la viga V4.

En las mismas figuras se han representado los valores teóricos de evolución de curvaturas y deformaciones de la fibra baricéntrica de la sección de centro de vano, obtenidos con el modelo descrito.

Los valores teóricos que se muestran, corresponden a dos hipótesis, en cuanto a la definición de los parámetros de cálculo:

-Teórico M.G. Para el cálculo de estos resultados se han utilizado los valores nominales de resistencia y módulo de deformación de los materiales, así como los coeficientes de fluencia, deformación de retracción y ley de evolución del módulo de deformación longitudinal del hormigón con el tiempo, supuestos por el Código Modelo.

-Teórico-Exp. En este caso, se han utilizado los valores de resistencia y módulo de deformación de los materiales, obtenidos experimentalmente, así como, coeficientes de fluencia, deformación de retracción y ley de variación del módulo de deformación longitudinal del hormigón con el tiempo, obtenidos a partir de ensayos realizados.

Del análisis de estos resultados pueden hacerse los siguientes comentarios:

-Tal como puede verse, el modelo propuesto permite representar adecuadamente la tendencia que sugieren los resultados experimentales.

Desde el punto de vista cuantitativo, es evidente la influencia que tienen los datos necesarios para la descripción teórica del fenómeno.

Indudablemente, la predicción según las hipóte-

sis Teórico-Exp, que parte de datos experimentales, resulta mucho más ajustada que la que se obtiene a partir de datos nominales.

En este sentido, debe ponerse especial atención en el valor que se adopta como módulo de deformación longitudinal del hormigón. Las fórmulas propuestas por el Código Modelo y EH para el cálculo de este parámetro, conducen a valores mayores que los obtenidos experimentalmente.

Respecto al coeficiente de fluencia y deformación de retracción, se ha observado asimismo que la propuesta del Código Modelo, recogida asimismo por la EH, conduce a valores que pueden duplicar los obtenidos experimentalmente.

En las figuras 12, 13, 14 y 15 se muestra la evolución de la tensión en la armadura activa y las pérdidas debidas a relajación, para las vigas V1 y V4. En la figura 16 se muestra la evolución de la armadura pasiva, para la viga parcialmente pretensada V4.

Lamentablemente, no existen resultados experimentales de estos valores y sólo se representan los teóricos obtenidos. El procedimiento propuesto permite, en cada momento, conocer el estado tensional de cada una de las fibras de la sección.

Estos resultados, al menos desde el punto de vista cualitativo, presentan una tendencia aceptable.

Para la viga V1, en la que el estado tensional del hormigón es importante, se obtienen pérdidas totales asimismo importantes; mientras que la relajación se produce, fundamentalmente, inmediatamente después de la carga y luego se mantiene constante.

Este comportamiento resulta lógico si se piensa que, debido a las fuertes compresiones a las que se encuentra sometido el hormigón, las pérdidas por este efecto serán importantes y disminuirán rápidamente la tensión del acero, desacelerando el proceso de relajación.

Para la viga V4, la variación de la tensión de las armaduras activas con el tiempo es mucho más reducida; mientras que, en este caso, las pérdidas por relajación son mayores.

Este comportamiento resulta asimismo lógico si se piensa que el estado tensional del hormigón es menor que para la viga V1 y, consecuentemente, las pérdidas de fluencia disminuirán y con ellas las pérdidas totales. Respecto a la relajación, al mantenerse la tensión de las armaduras activas, ésta resulta más importante y más parecida a la relajación longitudinal constante.

En cualquier caso, debido al acero superestabilizado utilizado como armadura activa, las pérdidas por relajación contribuyen de forma pequeña a las pérdidas totales.

Resulta interesante analizar la evolución de la tensión de la armadura pasiva de la viga V4. Tal como puede verse, presenta una evolución de tendencia semejante a la de la armadura activa.

Para las vigas V2 y V3, correspondientes al plan experimental, que representan situaciones intermedias respecto a las analizadas en este trabajo, el modelo propuesto permite obtener resultados de precisión comparable con los descritos.

5. CONSIDERACIONES FINALES

El método general propuesto, contrastado experimentalmente, permite representar el estado tensional y de deformación de "fenómenos instantáneos y diferidos" en elementos de hormigón armado y pretensado sometidos a historias de cargas complejas.

Desde un punto de vista cualitativo, los resultados teóricos siguen la tendencia de los experimentales. Desde un punto de vista cuantitativo, los resultados teóricos pueden ganar precisión si se utilizan parámetros de cálculo experimentales. Este hecho puede poner de manifiesto la necesidad de calibrar adecuadamente la cuantificación del módulo de deformación longitudinal, el coeficiente de fluencia y la deformación de retracción del hormigón, adaptándola a los resultados experimentales disponibles y los materiales utilizados en este medio.

Este procedimiento no pretende ser un medio idóneo para el proyecto, pero sí para la calibración y propuesta de procedimientos simplificados utilizados en el proyecto.

En este sentido, parece interesante su utilización para calibrar los métodos simplificados utilizados para el cálculo de pérdidas, especialmente los diferidos.

Asimismo, puede resultar un procedimiento adecuado en programas generales que permitan la comprobación, teniendo en cuenta los distintos fenómenos involucrados, de estructuras especiales.

Generalmente, el proyecto de estructuras constituye una propuesta de funcionamiento estructural y dimensionamiento de secciones con criterios que, avalados por la experiencia, conducen a estructuras suficientemente seguras y económicamente posibles.

Para estructuras especiales, la comprobación de los criterios adoptados puede resultar indispensable y esta propuesta puede adoptarse para el cálculo a nivel de sección.

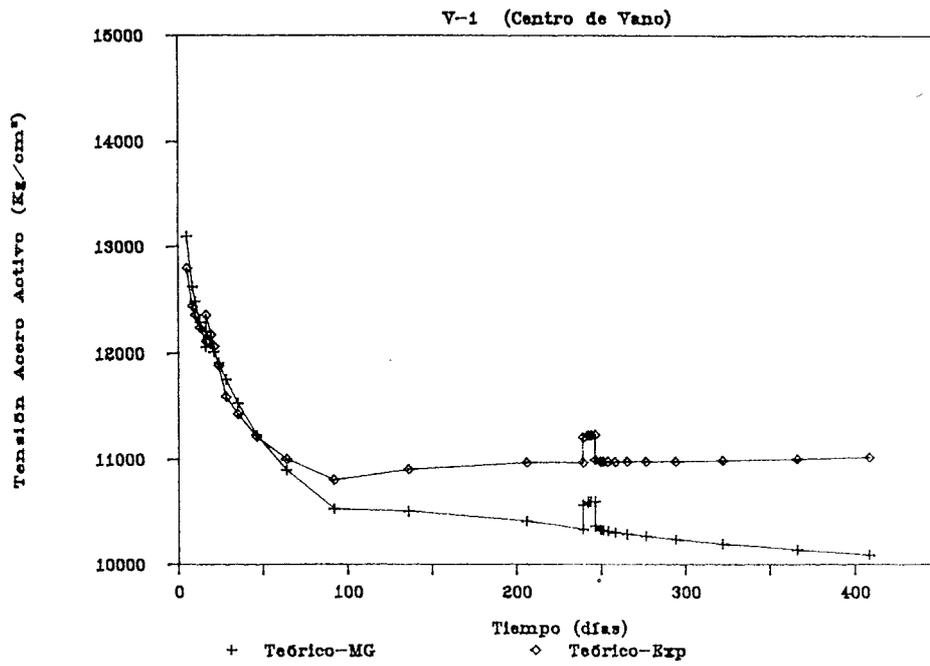


Fig. 12. Evolución de la tensión en armadura activa.

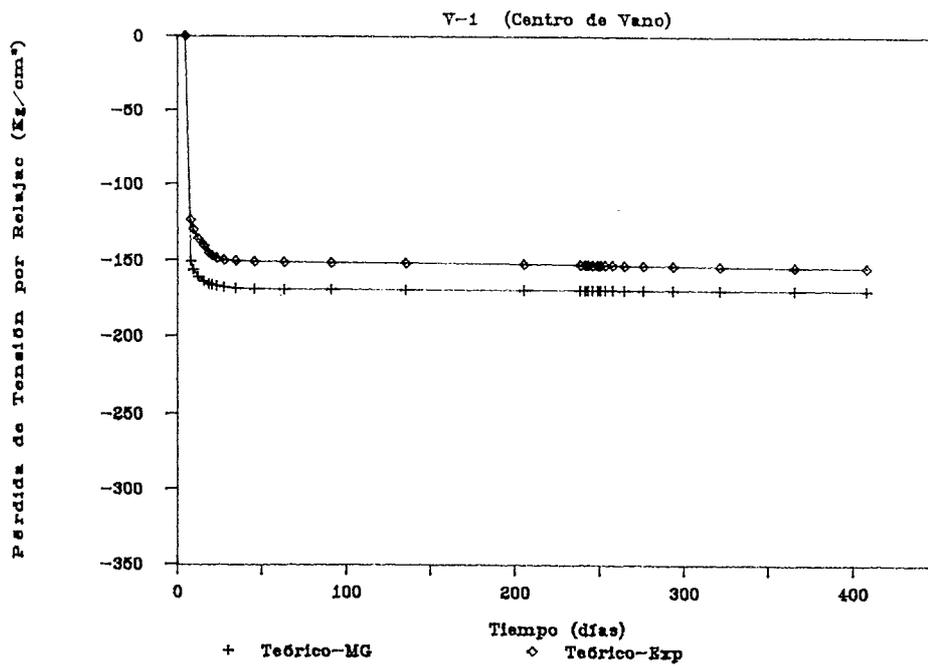


Fig. 13. Pérdidas de tensión por relajación en armadura activa.

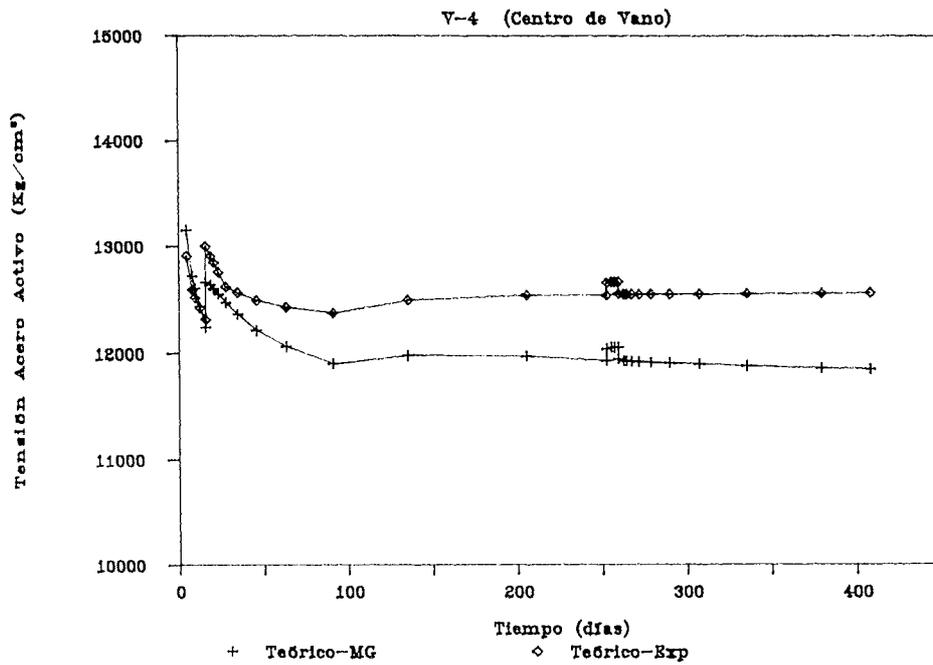


Fig. 14. Evolución de la tensión en armadura activa.

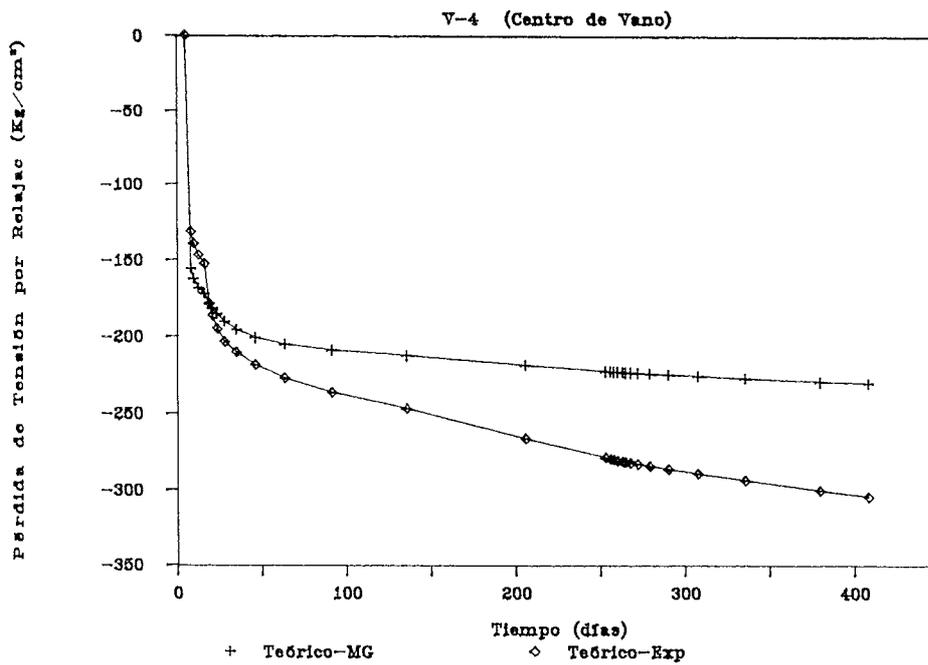


Fig. 15. Pérdidas de tensión por relajación en armadura activa.

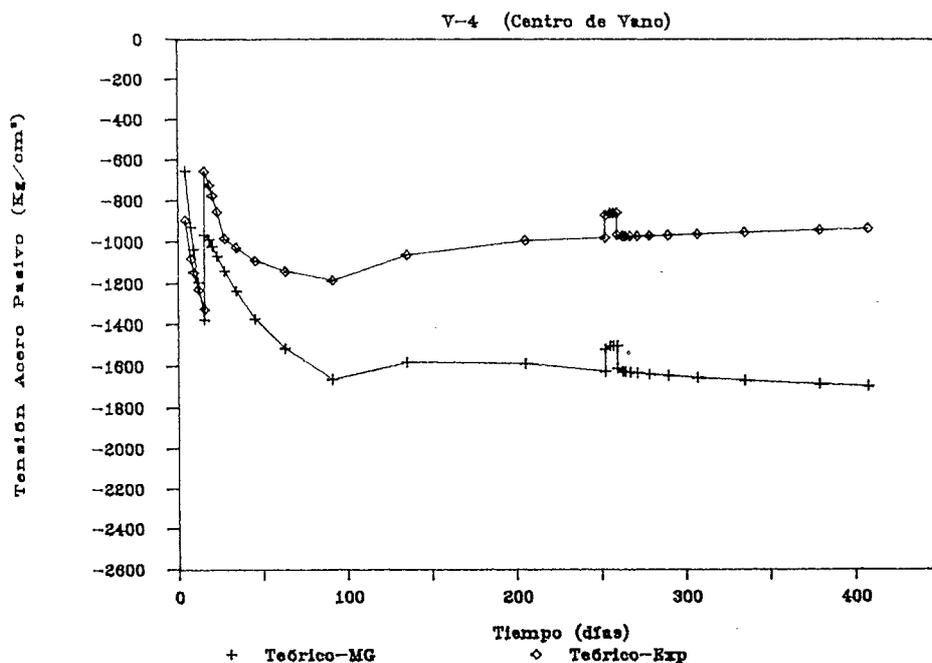


Fig. 16. Evolución de la tensión en armadura pasiva.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido realizado en la Cátedra de Hormigón de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, con la financiación de la Dirección General de Carreteras, del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

7. BIBLIOGRAFIA

1. Informe M.O.P.U.
2. Sargin, M. "Stress-strain relationships for concrete and analysis of structural concrete sections". 4th. Volume. SM Studies Series. Solid Mechanics Division. University of Waterloo. 1970.
3. CEB. "Código-modelo CEB-FIP para las estructuras de hormigón". 1978.
4. EH-82.
5. Bazant, Z.P., Byung, H. Oh. "Deformation of progressively cracking reinforced concrete". ACI Journal. Title N. 81-26. May-Jun 1984.
6. Grelat, A. "Instabilité des structures en béton armé. Séminaire du CACT. Mars 1975.
7. Grelat, A. "Comportement non linéaire et stabilité des ossatures en béton armé". Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. n. 366. novembre 1978.
8. Manual du CEB "Fissuration et déformations". Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Suisse. 1983. Suisse.
9. Johnson, A.I. "Deformation of reinforced concrete". Mem. Ass. int Ponts Charp, Zürich, Vol. 11, 1951, p. 253-290.
10. CEB. "Fissuration". Bulletin d'Information, n. 61.
11. CEB. "Fissuration". Bulletin d'Information, n. 89.
12. Rabich, R. "Beitrag zur Berechnung der Formänderungen von Stahlbetonbauteilen unter Berücksichtigung der Rissbildung". Bauplan. Bautech., Heft 4, 1969, p. 184-187.
13. Rao, S.P. "Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte". DAFStb., Berlin, Heft 177, 1976.
14. Rostasy, F.S., Koch, R., Leonhardt, F. "Zur Mindestbewehrung für Zwang von Aussenwände aus Stahlleibbeton". DAFStb., Berlin, Heft 267, 1976.
15. Rostasy, F.S., Alda, W. "Rissbreitenbeschänkung bei zentrischem Zwang von Stäben aus Stahlbeton und Stahlleibbeton". Beton Stahlbetonb., Heft 6, 1977, p. 149-156.

16. Noakowski, P., Kupfer, H. "Versteifende Mitwirkung des betons im Zugbereich von turmartigen Bauwerken". Beton Stahlbeton., Heft 10, 1981, p. 241-246.
17. Bazant, Z.P., Panula, L. "Practical prediction of time-dependent deformations of concrete". Materials and Structures (RILEM), Vol. 11, 1978 (Parts I and II: Sept-Oct. N. 65, pp. 307-328, Parts III y IV: N. 66 Nov-Dec., pp. 415-434) Vol. 12, N. 69, 1979 (Parts V and VI).
18. Carol Vilarasau, Ignacio. "Modelo de análisis no lineal en el tiempo de estructuras reticulares de hormigón. Revisión integrada y propuesta de un nuevo modelo global para material y estructura". Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Caminos, Canales i Ports, Barcelona, Mayo 1985.
19. ACI Committee 209. "Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures". Report N. ACI 209 R-82.
20. Bulletin D'Information N. 142 CEB Manual on "Structural effects of time-dependent behaviour of concrete. Mars 1984. Paris.
21. L'Hermitte, R., Mamillan, M. "Retrait et fluage des bétons". AITBTP. N. 21. 1968.
22. Gattesco, N., Mola, F. "Il calcolo delle sezioni fessurate in cemento armato in fase elasto-viscosa lineare". La Prefabbricazione. N. 9. 1985.
23. Mola, F. "Metodi di analisi di structure in C.A. e C.A.P. a comportamento elasto-viscosa lineare". Studi e Ricerche. N. 3, Politécnico di Milano. 1981.
24. Sánchez-Gálvez, V. y Elices, M. "Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación. 1 Teoría. 2 Comprobación Experimental". Hormigón y Acero N. 153. 4º Trimestre, 1984.
25. Corres, H., Sánchez-Gálvez, V., Elices, M. "Pérdidas de Pretensado por fluencia y relajación. 3 Estudio Comparativo de distintos Modelos. 4 Estudio de distintos tipos de acero". Hormigón y Acero N. 155. 2º Trimestre, 1985.
26. Sánchez-Gálvez, V, Elices, M., Astiz, M. "A new formulae for relaxation of stress-relieved steels". Materials and Structures. V9. N. 54, 1976.
27. Glodowski, R., Hoff, G. "Stress relaxation of steel tendons used in prestressed concrete under conditions of changing applied stress". ASTM STP 676. Afox Editions, 1979.
28. Ghali, A., Treviño, J. "Relaxation of Steel on Prestressed Concrete". PCI Journal. V30. N. 5. Sept-Oct., 1985.

RESUMEN

En este trabajo se presenta un modelo general que permite la evaluación del diagrama momento curvatura, de secciones de hormigón armado y pretensado sometidas a historia de cargas de cualquier tipo.

Se muestra asimismo una contrastación experimental de los resultados del modelo con diagramas momento curvatura medidos experimentalmente en vigas parcial y totalmente pretensadas.

SUMMARY

A general method for computing the moment-curvature diagram of reinforced and prestressed concrete sections submitted to any load process, is presented.

Also included is a comparison of the model results with experimental data of partial and fully prestressed concrete beams.

* * *

Nuevo Grupo de Trabajo de la FIP sobre "Forjados de Viguetas y Bovedillas"

La Federación Internacional del Pretensado, dentro de su Comisión de "Prefabricación", ha creado un nuevo Grupo de Trabajo sobre "Forjados de viguetas y bovedillas", bajo la presidencia de J. Calavera (España) y del que forman también parte M. Cattania (Italia), J. Dardare (Francia), J.

León (España), R. Piñeiro (España), R. Reea (República Federal Alemana) y G. Trotter (Reino Unido).

El Grupo ha celebrado su primera reunión, en París, el 12 de enero último.

Reunión del Consejo de la F.I.P.

El Consejo de la F.I.P. ha celebrado su primera reunión correspondiente al presente año 1988, durante los días 6 al 9 del mes de marzo último, en Hamburgo (R.F.A.). En ella participaron, en representación de los diversos Grupos Nacionales integrados en la Federación, veintiocho Delegados. En representación de la A.T.E.P. participó el Sr. Piñeiro.

En esta ocasión, se eligió Hamburgo para la reunión del Consejo con el objeto de que sus Miembros pudiesen entrar en contacto directo con el Comité Organizador del XI Congreso Internacional de la F.I.P. que, como ya se ha anunciado, tendrá lugar en dicha Ciudad en los primeros días de junio de 1990.

Con tal motivo, la reunión se celebró en el mismo edificio del Centro de Congresos, en el que habrá de desarrollarse el de la F.I.P. en el 90. Deben subrayarse las excepcionales cualidades que en todos los aspectos reúne el mencionado Centro, y que permiten garantizar que todas las necesidades previstas podrán quedar satisfactoriamente cubiertas.

De entre los diversos temas tratados, correspondientes al amplio Orden del Día previsto, en este breve comentario nos referiremos, únicamente, a aquéllos que estimamos pueden resultar de mayor interés para nuestros Asociados.

—En relación con el Simposio de la F.I.P. que en los primeros días del próximo setiembre va a celebrarse en Jerusalén, el Delegado de Israel comentó ampliamente la situación real por la que actualmente atraviesa el país y aseguró que tal situación, en contra de lo que pudiera hacer creer la exagerada campaña que en diversos países se está realizando, es de total normalidad en todo cuanto pudiera afectar al tranquilo y feliz desarrollo del Simposio, sin que en ningún aspecto puedan temerse perturbaciones o peligros para los participantes.

Comentó también que se han recibido ya 44 Comunicaciones y 75 inscripciones y recordó que el importe de éstas, a partir del 15 de junio sufrirá un incremento de 50,- dólares USA, por lo que es conveniente que los interesados en participar en el Simposio envíen cuanto antes la correspondiente cuota de inscripción. Se prevé que asistirán al Simposio entre 300 y 400 participantes. Se acordó que en el caso de que alguno de los Autores de Comunicaciones, por motivos imprevistos, no pudiera trasladarse a Jerusalén para presentar personalmente su trabajo, la presentación podrá delegarla en cualquier otro participante.

La recepción de bienvenida tendrá lugar el domingo 4 de setiembre, a las 20,00 horas, y el lunes día 5 a las 9,00 horas se celebrará la Solemne Sesión de Apertura.

—Se presentó y discutió el programa previo para el XI Congreso Internacional de la F.I.P. que habrá de celebrarse, en Hamburgo (R.F.A.) en junio de 1990 y se acordó que el importe de las cuotas de inscripción será de 1.000,- D.M. (70.000 ptas., aproximadamente).

Se inspeccionaron los locales del Centro de Congresos de Hamburgo en los cuales se desarrollarán las diferentes Sesiones.

Los temas generales elegidos para este Congreso son: Puentes; Código Modelo CEB-FIP; Otras estructuras, y Modernas tecnologías.

La Sesión de Apertura tendrá lugar el domingo 3 de junio a las 16,00 horas y la de Clausura el jueves día 7, a la misma hora. Para la jornada del viernes 8 están programadas diferentes visitas técnicas.

La fecha límite para la admisión de los textos de las Comunicaciones que se vayan a presentar en el Congreso, es la del 31 de diciembre de 1989; pero antes del 28 de febrero de dicho año deberá enviarse un resumen, de no más de dos páginas, al Comité de Selección.

El programa preliminar se distribuirá, a través de los Grupos Nacionales, en octubre de 1988.

—Se aprobó el siguiente programa de Simposios y Congresos de la F.I.P. para los próximos años.

- 4-9 setiembre 1988: Simposio en Jerusalén (Israel).
- 25-30 setiembre 1989: Simposio en Singapur.
- 3-7 junio 1990: XI Congreso de la FIP, en Hamburgo (R.F.A.).
- 1991: Simposio en China (La sede se fijará más adelante).
- 1992: Simposio en Budapest (Hungría).
- 1993: Simposio en Kyoto (Japón).
- 1994: XII Congreso de la FIP, en Washington (EE.UU).

—Se aprobó el balance de ingresos y gastos de la F.I.P. correspondiente al pasado año 1987 y el presupuesto para 1988, en el cual se prevé un superávit de 2.000,- £, aproximadamente.

—El Presidente de la Comisión n° 3 de la F.I.P., Profesor R. Walther informó que, posiblemente, en el Simposio de Jerusalén podrá presentarse ya un primer borrador de la publicación sobre "Proyecto de puentes" en la que se está trabajando activamente.

—La próxima reunión del Consejo se celebrará en Jerusalén, el 3 de setiembre del 88, con ocasión del Simposio de la F.I.P.

—Las reuniones del Consejo correspondientes al año 1989, se celebrarán, en principio, del 16 al 18 de abril, en Praga (Checoslovaquia) y del 30 de setiembre al 2 de octubre, en Singapur.

Estudio de la corrosión en viguetas pretensadas y de la mejora de su durabilidad con hormigones con cenizas volantes

José Angel Lechuga
 José Llagostera
 José Perxas
 CABI, S.A. (Barcelona)

1. INTRODUCCION

Al ser la corrosión electroquímica un fenómeno con poca incidencia en los elementos pretensados y por tanto poco divulgado, puede ser procedente describir su mecanismo, así como la forma de ensayarlo.

1.1. Ideas sobre la corrosión y la pasivación

El hierro, en presencia de agua y oxígeno, tiende a reaccionar espontáneamente dando óxidos de hierro. El óxido originado tiene mayor volumen que el hierro del que procede, lo que puede originar deconchamientos en el hormigón de recubrimiento, con lo que la armadura quedaría en contacto con el medio exterior y se corroería más fácilmente, originándose también pérdidas de adherencia entre la armadura y el hormigón.

El hormigón protege a las armaduras por un doble motivo: por ser una barrera física que dificulta la penetración de los agresivos, (de aquí el papel fundamental que juega la permeabilidad del hormigón), y por tener el pH adecuado para que las armaduras se pasiven.

La pasivación de las armaduras consiste en que éstas, si están en medio básico, (como es el caso del hormigón), al empezar a corroerse generan unos óxidos muy estancos y adherentes que la impermeabilizan, de tal forma que evitan que prosiga la corrosión.

Una vez lograda la pasivación, las armaduras permanecen estables, a menos que algún agente despasivante altere este equilibrio. Los principales agentes despasivantes son el ion cloruro, (Cl^-), y el anhídrido carbónico (CO_2).

Ambos tienen el efecto de hacer el pH del hormigón menos básico, lo que origina la destrucción de la capa pasivante.

La agresión del Cl^- se produce puntualmente, originando picaduras; mientras que la del CO_2 es generalizada en toda la armadura. En ambos casos, el agresivo debe atravesar todo el hormigón de recubrimiento para llegar a despasivar la armadura.

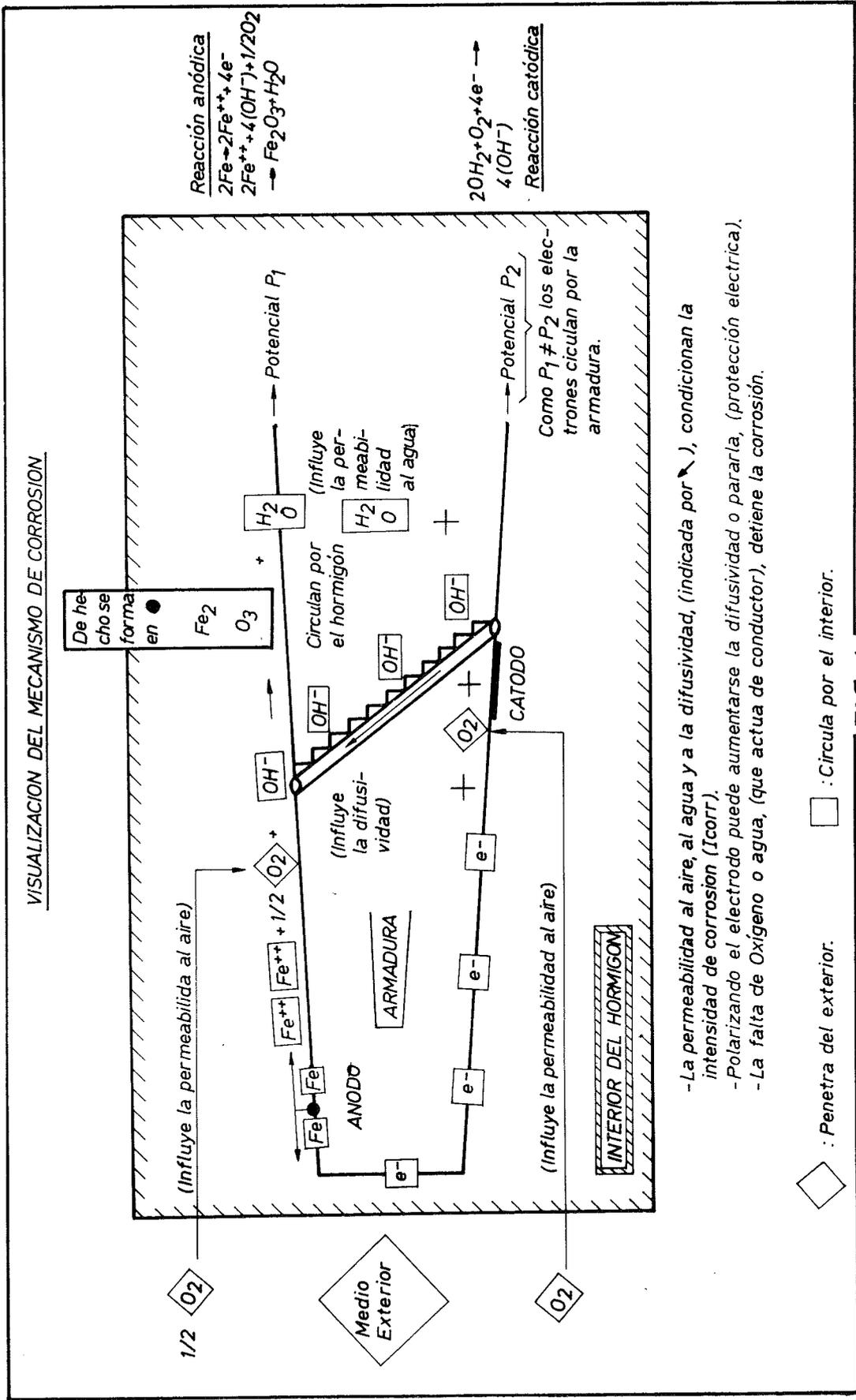
1.2. Mecanismo de la corrosión, y factores que la afectan

De lo dicho hasta ahora se induce que para que haya corrosión importante debe llegar oxígeno hasta la armadura, que debe estar despasivada. También debe llegar agua, por donde circulan los iones originados en la reacción.

Como la corrosión es una reacción electroquímica, en la que se producen electrones libres, debe haber una diferencia de potencial que haga que circulen estos electrones a través de la armadura, es decir, que se forme una pila. Este diferencia de potencial pueden originarla distintas causas: una diferencia en la cantidad de aire que acceda a la armadura por dos puntos distintos (aireación diferencial), unas cocheras debidas a la puesta en obra que lo faciliten; una deshomogeneización notable durante la puesta en obra, corrientes vagabundas o diferencias en el espesor de recubrimiento.

La localización de la corrosión puede situarse prácticamente en cualquier punto de la armadura, ya que los elementos que intervienen son capaces de atravesar los poros del hormigón, e incluso los poros del gel del cemento, ya que a pesar de poder tener estos últimos dimensiones de pocas decenas de Armstrongs, (10^{-8} cm), los diámetros de las especies reaccionantes son aún mucho menores.

En la fig. 1, se visualiza el mecanismo de la corrosión de las armaduras embebidas en el hormigón. Basta con que haya una sola armadura, pues distintas zonas de ella actúan como ánodo y como cátodo (es decir, donde se ceden o se consumen electrones).



- La permeabilidad al aire, al agua y a la difusividad, (indicada por ∇), condicionan la intensidad de corrosión (I_{corr}).
 - Polarizando el electrodo puede aumentarse la difusividad o pararla, (protección eléctrica).
 - La falta de Oxígeno o agua, (que actúa de conductor), detiene la corrosión.

FIG.1

El proceso empieza en cualquier punto de la armadura, (●), donde se forma la capa de óxido expansivo que, como se ve en el dibujo, llega a romper el hormigón.

Los iones ferroso originados por la disolución del hierro, reaccionan con el oxígeno, que ha llegado hasta el ánodo (proceso en el que interviene la permeabilidad al aire del hormigón) y con los oxidrilos, provenientes del cátodo, originando óxido férrico, agua y electrones.

El agua así originada migra hacia el cátodo, proceso en el que influye la permeabilidad al agua del hormigón, y allí reacciona con el oxígeno que ha podido llegar a dicho cátodo, (influye también la permeabilidad), y con los electrones, dando oxidrilos que migran al ánodo.

Se ve que el agua y los oxidrilos forman una especie de circuito cerrado, ya que no se consumen durante la reacción.

El desplazamiento de las partículas cargadas eléctricamente, (e^- y OH^-), se realiza sin dificultad, ya que la carga eléctrica total debe ser neutra.

Los electrones migran a lo largo de la armadura por la diferencia de potencial originada por algunas de las causas antes ya mencionadas.

Los oxidrilos "suben" hacia el ánodo fácilmente, por su carga eléctrica. (Se han representado transportes por una escalera mecánica).

La velocidad total del proceso será igual a la del proceso parcial más lento, ya que no puede haber desfases entre los procesos indicados.

Los procesos más lentos serán aquellos que transporten moléculas sin carga eléctrica, agua y oxígeno, lo que realza el papel que juega la permeabilidad del hormigón.

En sentido contrario a todo lo indicado, cuando no se produce alguno de los procesos parciales señalados, no se produce corrosión.

Esto da las claves para actuar sobre la corrosión: originar una falta de oxígeno o agua, conseguir un hormigón impermeable al oxígeno, dar un potencial adecuado al ánodo o al cátodo que anule el movimiento de las partículas cargadas eléctricamente, (protección anódica o catódica).

Puede también evitarse la corrosión, impidiendo que se disuelva el hierro, introduciendo un electrodo que se disuelva más fácilmente (ánodo de sacrificio, generalmente de cinc), o con un inhibidor de tipo químico, que dificulte la corrosión, (por ejemplo adición de nitritos).

En la fig. 2, y a título de ejemplo, se ha indicado el riesgo de corrosión de un determinado hormigón situado en distintos ambientes (parte A), y cómo varía este riesgo si actuamos sobre el hormigón, por ejemplo impermeabilizando una

zona, (parte B). Se han indicado las reacciones de corrosión y la posible localización de las mismas.

El rayado interior de la armadura indica pasivación y el rayado de la parte exterior, corrosión. Sin rayado: buena pasivación.

Parte del hormigón se ha situado sumergido en agua de lago, (que no tiene sales disueltas que complicarían los procesos de corrosión), hasta profundidades tales que no hubiera oxígeno disuelto en ella.

La parte superior del hormigón se ha situado fuera de la atmósfera, donde se ha supuesto ausencia de agua y oxígeno.

Por todo ello, la humedad interior del hormigón, (representada por la intensidad del rayado) puede ser distinta en cada zona del hormigón, lo cual tiene su incidencia en la corrosión.

En la parte C, se sugieren algunos sistemas de protección contra la corrosión. En la zona 1 se impermeabiliza la armadura; en la zona 4 se seca el hormigón; en la armadura, y entre las zonas 1 y 5 se introduce una diferencia de potencial que evite el desplazamiento de los electrones entre el hormigón de la zona 2 y la armadura.

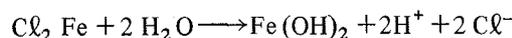
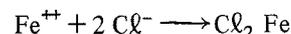
En la parte D se esquematizan más posibles sistemas de protección. El hormigón de la zona 5 se impermeabiliza superficialmente; entre el hormigón de la zona 3 se introduce una diferencia de potencial que impida el trasiego de OH^- ; a la armadura de la zona 2 se le conecta un ánodo de sacrificio que impida que se disuelva el Fe y sea él quien se corra.

Cabe pensar también en inhibidores internos que dificulten las reacciones producidas durante la corrosión, (nitritos, cromatos...).

Estos ejemplos dan una idea de cómo evaluar algunos riesgos de corrosión y cómo evitarlos:

En el caso de que existan cloruros, la gran acción corrosiva se concentra en puntos determinados, por lo que se habla de "corrosión por picaduras".

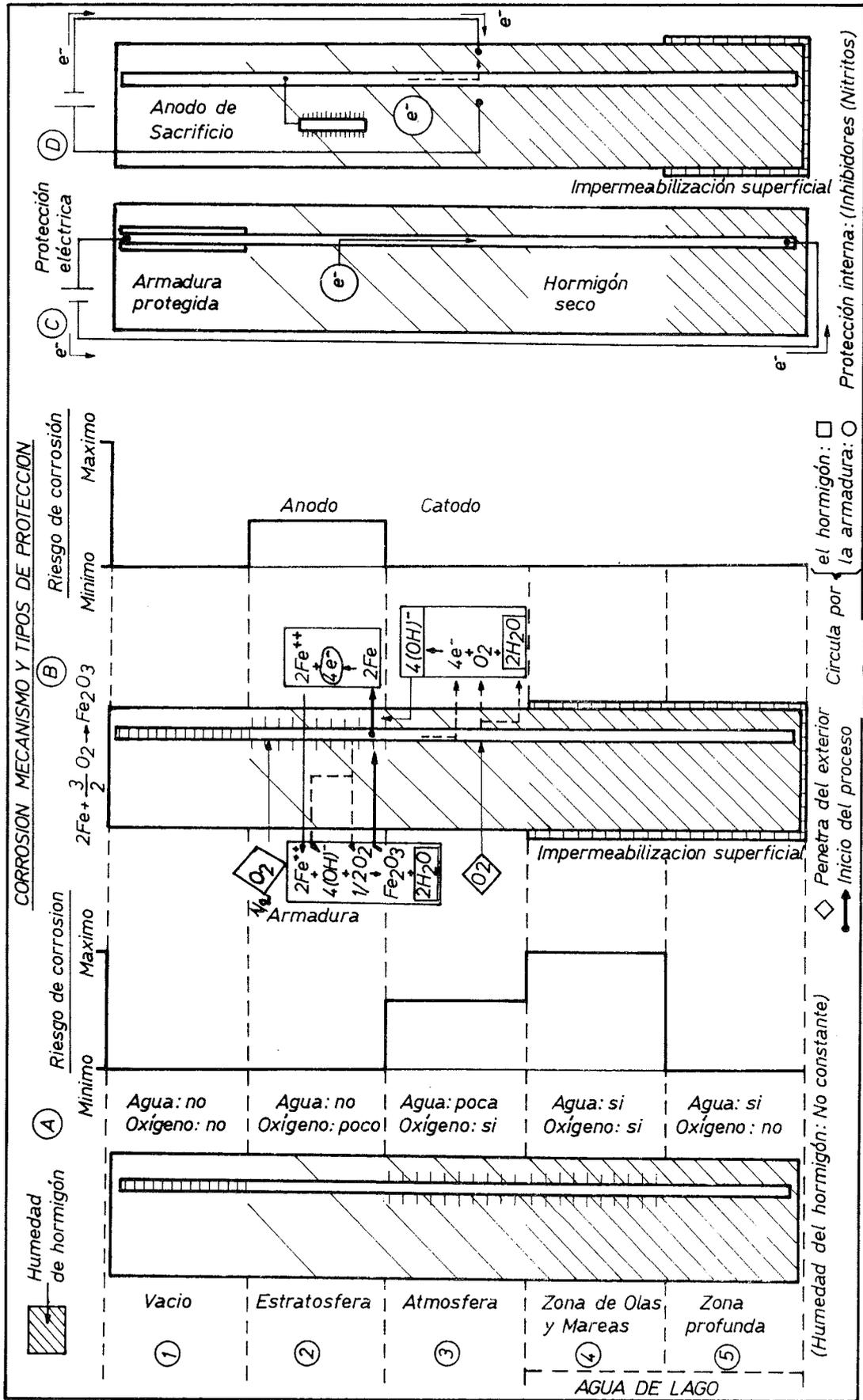
En este caso, el mecanismo parece que pasa por las siguientes reacciones:



La presencia de ácido clorhídrico, (ClH), disociado, ($Cl^- + H^+$), en un punto de la armadura, provoca un pH sumamente bajo, lo que facilita la disolución del hierro.

2. MEDICION DE LA CORROSION

Existen varios sistemas: controlar el proceso



de corrosión en las condiciones reales, (exige una duración de muchos años, e incluso lustros, para tener datos significativos); algún ensayo electroquímico de tipo destructivo, pues las probetas sólo pueden emplearse una vez, (exige gran número de probetas y da resultados con dispersión); método de la Resistencia de Polarización, que no es destructivo, y da datos fiables y repetibles, y que permite el cálculo de la Intensidad de corrosión (1).

2.1. Resistencia de Polarización

El método de medición de la resistencia de polarización, (R_p), consiste en introducir una excitación del potencial, (E), en el sistema, (Probeta de hormigón con armaduras), y medir la intensidad, (I), que dicha excitación genera. Incrementando E en un valor conocido, (dE), puede conocerse el incremento de I , (dI). Repitiendo esta operación para valores de E tendiendo a cero, puede calcularse la resistencia de polarización.

$$\text{Por definición: } R_p = \left(\frac{dI}{dE} \right)_{E \rightarrow 0}$$

El polarizar con un escalón de intensidad, (excitación intensiostática), puede exigir mucho tiempo para obtener un valor E próximo al del estado estacionario. Si el escalón es de tensión, (excitación potenciostática), el estado estacionario se alcanza antes.

De cualquier forma, en ambos casos, para saber el instante en que debe tomarse la lectura, debería conocerse o R_e o R_T , lo que complica la aplicación de estas técnicas.

Por ello se recorre a excitaciones potenciodinámicas, aplicando rampas de potencial, como luego se indica, en las que la tensión aplicada es función lineal del tiempo. Los aparatos con los que se efectúa este tipo de ensayos, son los llamados potenciostatos.

2.2. Modelo de Randles. Medición de R_p

Para la interpretación de estos datos, se recurre a un modelo eléctrico de la probeta de hormigón. En él se simboliza la resistencia que opone el líquido de los poros del hormigón al paso de la corriente eléctrica, (Resistencia del electrolito: R_e); la capacidad de almacenamiento de electricidad, (C), de la doble capa formada en el electrodo que actúa como un condensador; y la Resistencia de Transferencia (R_T), que es la dificultad que opone el electrodo a ceder electrones al electrolito. El valor de R_T , en la práctica, es coincidente con R_p .

En la figura 3 se representa el circuito de Randles, los tres electrodos empleados en la medición y el esquema de funcionamiento del potenciostato empleado.

Parte de la carga eléctrica movilizada, (Q) queda almacenada en la probeta que actúa como un condensador de capacidad C , y la otra parte se emplea en oxidar al hierro, que ofrece una cierta resistencia a ello, R_T (Resistencia de Transferencia). El valor de R_T coincide con el de R_p , (resistencia de polarización), en las condiciones del ensayo.

La zona punteada de la figura representa el funcionamiento del potenciostato, que en definitiva aporta una tensión, ($K E$), que equivalga a la caída ohmica, ($I R_e$), de forma que E sea cero, siendo K la fracción de caída óhmica compensada.

El potenciostato es un aparato que permite aplicar una determinada tensión, (generalmente pequeña), entre dos electrodos, y mantenerla a lo largo del tiempo, o hacer que varíe en función del tiempo según una función dada.

Las tensiones empleadas en estos ensayos son las llamadas rampas de tensión, cuya representación gráfica aparece en la parte superior de la fig. 4 y cuya ecuación es: $E_{\pm} = K_{\pm} t$.

El potenciostato funciona para tres electrodos: dos para el paso de corriente y otro para la comparación de potenciales, ya que por él, prácticamente, no pasa corriente y no se altera su potencial. Se llaman: auxiliar, electrodo y referencia.

La parte de tensión no consumida en la caída óhmica, (E_2), se consume entre el condensador, (C) y la resistencia R_T , (que equivale a R_p).

La respuesta de este circuito a la excitación de tensión indicada, tiene la expresión:

$$I = \frac{(1+K) \cdot k}{R_e + R_T} \cdot t + \frac{(1+K) k C R_T^2}{(R_e + R_T)^2} \left[1 - e^{-\frac{R_e + R_T}{C R_e + R_T} \cdot t} \right]$$

siendo k la velocidad de polarización, pendiente de las rectas de la fig. 4. En dicha figura se indica también la respuesta en intensidad, en función del tiempo.

Si se representa I en función de E , se obtiene el voltograma cíclico indicado en la misma figura 4, donde además se indica que la pendiente de los tramos rectos vale $1/(R_e + R_p)$ cuando $k \rightarrow 0$, y $1/R_e$ cuando $k \rightarrow \infty$. (Se deduce teóricamente de la ecuación indicada anteriormente).

Como k es un parámetro experimental que puede variarse a voluntad, dándole los valores indicados llega a tenerse el valor buscado de R_p .

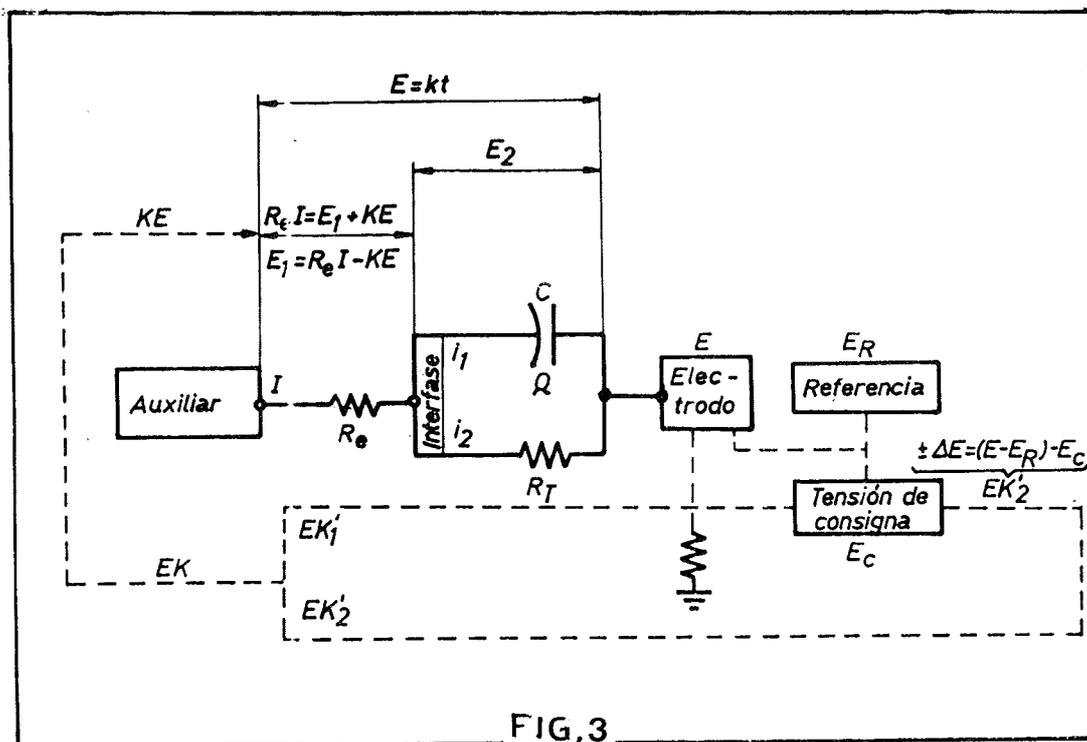


FIG. 3

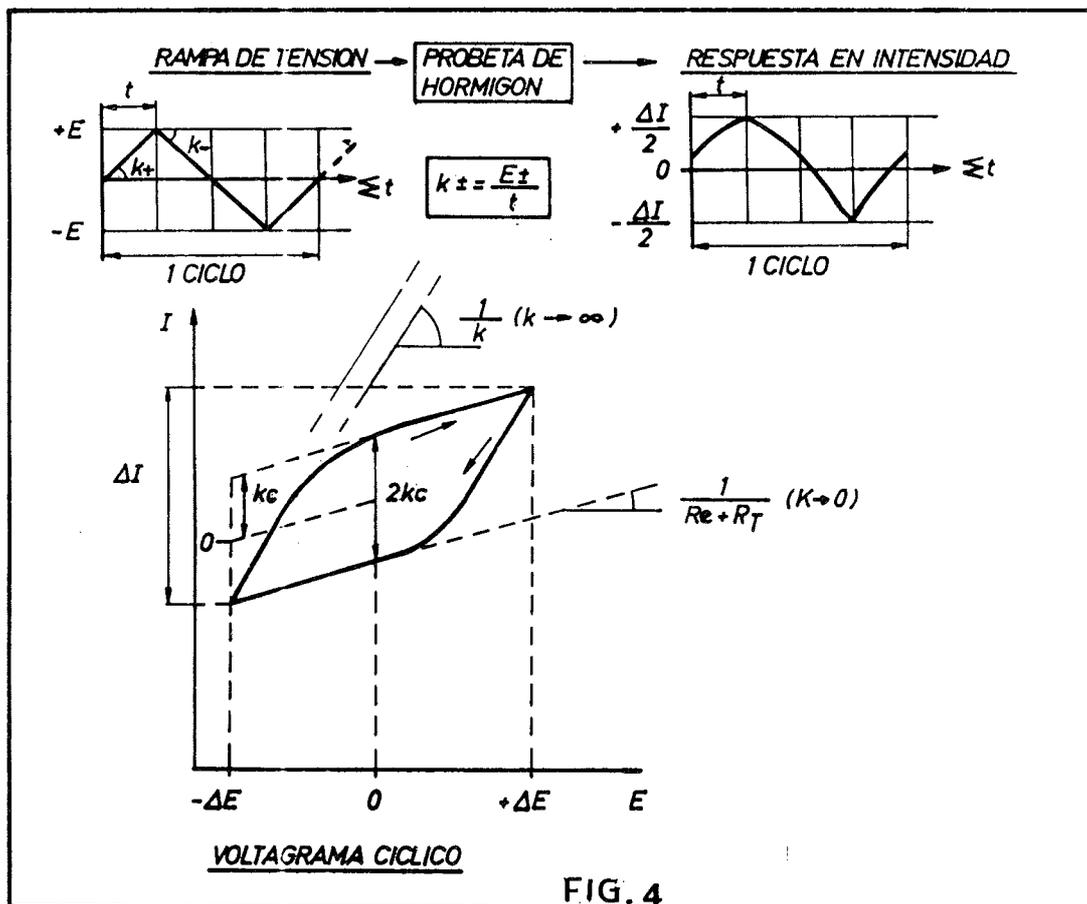


FIG. 4

2.3. Intensidad de corrosión

Stern y Geary, (1), demostraron que la intensidad de corrosión (I_{corr}), que soportan las armaduras de una probeta, viene dada por la expresión:

$$I_{\text{corr}} = \frac{B}{R_p} \left[\begin{array}{l} \text{Siendo } B = 0,0026 \text{ V} \\ \text{y dando } R_p \text{ en } \Omega \end{array} \right]$$

Esta fórmula es fundamental en el estudio de la corrosión, ya que permite conocer la velocidad instantánea a que se está oxidando el hierro de la armadura. Como el ensayo no es destructivo, puede repetirse indefinidamente la medición a lo largo del tiempo, (T), con lo que puede conocerse la intensidad de corrosión promedio, (\bar{I}_{corr}), que suele darse para 1 cm² de armadura, (dividiendo por la superficie libre de paso de la corriente):

Midiendo I_{corr} , a lo largo del tiempo, puede calcularse la I_{corr} promedio, (\bar{I}_{corr}):

$$\bar{I}_{\text{corr}} = \frac{\int_0^T I_{\text{corr}} \cdot dT}{T} \text{ (A/cm}^2\text{)}$$

Con este dato puede estimarse la pérdida de peso de la armadura.

El número de faradios, (F), que habrán atravesado el electrodo en este tiempo, será:

$$F = \frac{\bar{I}_{\text{corr}} \text{ (Amperios)} \cdot T \text{ (Segundos)}}{96.456 \text{ (Culombs/Faradio)}}$$

Cada faradio hace que se oxide un peso equivalente de hierro; como su peso atómico es 56 y precisa 2 electrones para oxidarse, el peso equivalente del hierro es $\frac{56}{2} = 28$ gramos = E_{Fe} .

Por tanto, la pérdida de peso, (ΔP), de la armadura, será

$$\Delta P = F \cdot E_{\text{Fe}} \text{ (gramos)}$$

El paso del ión ferroso a férrico, no origina corriente entre ánodo y cátodo, por lo que en este cálculo sólo se consideran 2 electrones.

3. EFECTOS DE LA CORROSION EN EL TIEMPO

La pérdida de peso de las armaduras supone la pérdida de volumen efectivo de las mismas, ya que el óxido generado en la corrosión no es resistente.

Siendo 7,85, (g/cm³), el peso específico del hierro, la pérdida de volumen, (ΔV), de una armadura sería:

$$\Delta V = \frac{\Delta P}{7,85} \text{ (cm}^3\text{)}$$

Supuesta la armadura de forma cilíndrica y cuya altura en cm fuera h, el espesor de la armadura perdida por corrosión, (Δe), o pérdida de diámetro (d) en cm, al ser de pequeña cuantía, sería:

$$\Delta e = \frac{\Delta V}{\pi \cdot d \cdot h} \text{ (cm)}$$

El dato Δe podría marcar ya un criterio del límite de la durabilidad frente a la corrosión, si se determina la máxima sección de armadura que sería admisible perder por este motivo.

De cualquier forma, posteriormente se da otro criterio basado en la tensión que puede soportar el hormigón de recubrimiento, antes de fisurar y dejar por tanto de proteger a las armaduras.

3.1. Criterio de durabilidad del hormigón con armaduras

Hachemi hace dos lustros realizó estudios, (1), que permiten dar un criterio aproximado para la durabilidad del hormigón que recubre las armaduras.

El hierro de las armaduras, al corroerse, genera óxidos cuyo volumen es unas 8 veces mayor que el del metal del que provienen.

Este aumento de volumen provoca una tensión interna en el hormigón que puede acabar provocando fisuras en las zonas próximas a la armadura que se corroe.

Cuantificado prácticamente para el hormigón de recubrimiento, la literatura especializada indica que, experimentalmente, se ha demostrado que aparecen fisuras cuando la capa de óxido formado es de 0,1 cm, o que la pérdida de diámetro de la armadura es de 0,0125 cm (unas 8 veces menor). Estos estudios fueron publicados por Hachemi hace 10 años. Con las fórmulas del apartado anterior puede calcularse la I_{corr} necesaria para producir esta pérdida de diámetro en un tiempo dado, por ejemplo, 1 siglo.

Considerando 1 cm² de la armadura, se tiene (para 100 años):

$$\begin{aligned} \frac{0,0125}{100} \text{ (cm/año)} &= \frac{\bar{I}_{\text{corr}} \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600 \cdot 28}{7,85 \cdot 96456} = \\ &= 1207 \cdot \bar{I}_{\text{corr}} \text{ (A/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

De aquí resulta una intensidad de corrosión promedio que expresada en 10⁻⁶ A, (microamperios), es de:

$$0,1 \mu A / cm^2 \text{ de } / \text{Siglo (En las condi-} \\ \text{armadura } / \text{ciones ensayadas)}$$

Con este dato, y los resultados de los ensayos, puede calcularse la durabilidad de las armaduras medidas en las probetas, en los medios de conservación en que se realice el ensayo, teniéndose una estimación de la durabilidad de dichos hormigones frente a la corrosión de sus armaduras, y sobre todo la comparación de las durabilidades relativas de unos tipos de hormigón respecto a otros. Esta durabilidad relativa coincide con la relación de intensidades finales de corrosión, dada la proporcionalidad entre esas variables. Ello permite orillar el ensayo de transformación de intensidad a durabilidad, y afianza la comparación indicada.

3.2. Durabilidad en condiciones reales

La durabilidad suele definirse como el tiempo durante el cual un elemento o estructura cumple las condiciones que para el servicio le son impuestas.

Este concepto debería llevar implícito frente a qué agresivos se le pide una cierta durabilidad al elemento estructural, ya que se presentan situaciones muy diversas: no suele haber problemas de hielo-deshielo en un colector enterrado bajo tierra, ni cavitación en una presa, mientras que al contrario sí.

En el caso de corrosión de armaduras, los agresivos más frecuentes que inician el proceso de corrosión son los cloruros (Cl^-) y el anhídrido carbónico, (CO_2).

Experimentalmente, puede estimarse que el incremento de la intensidad de corrosión del hormigón carbonatado, ($I_{carb.}$), respecto al que no lo está, ($I_{corr.}$), es unas 7 veces, tanto si lleva cenizas como si no.

Secando el hormigón la I_{corr} se reduce unas 50 veces.

La Intensidad de corrosión tras acceder los Cl^- a la armadura, (I_{Cl^-}), es de unas 15 veces la I_{corr} del mismo hormigón sin Cl^- .

Con todo ello pueden hacerse estimaciones de la durabilidad, en condiciones reales, del hormigón armado.

En la fig. 5 se esquematizan los datos obtenidos en un estudio de corrosión de armaduras embebidas en probetas y conservadas en condiciones constantes el tiempo que dura el ensayo, generalmente 100 días. Antes del primer mes, según datos obtenidos experimentalmente, la I_{corr} baja bruscamente, debido a que la armadura se pasiva; sigue bajando más suavemente, (si no sufre agresión de despasivantes), y a los 100 días se conside-

ra asintótica con el valor tomado para la Intensidad de Corrosión, I_{corr} .

El tiempo que tarda en fisurar el recubrimiento, igual o menor que 5,4 siglos según n/datos experimentales, será la durabilidad, (D) de las probetas armadas ensayadas.

$$D = \frac{0,1}{\bar{I}_{corr}} \text{ (siglos)}$$

ya que según lo indicado en 3.1:

$$0,1 (\mu A/cm^2) \cdot (1 \text{ siglos}) = D (\text{Siglos}) \cdot \bar{I}_{corr} (\mu A/cm^2)$$

Siendo.

$$\bar{I}_{corr} = \frac{\int_0^D I_{corr} \cdot dT}{D} \simeq I_{corr(100)} (\mu A/cm^2)$$

Donde: $I_{corr(100)}$ es la I_{corr} a la edad de 100 días.

Ahora bien, en los casos reales, las armaduras sufren la agresión de despasivantes, (CO_2 y Cl^-), que si llegan a alcanzarlas incrementan notablemente el valor de I_{corr} .

En la figura 6 se indica el caso en que el despasivante fuera el CO_2 .

Mientras el hormigón permanezca húmedo (T_{Hum}), prácticamente no se carbonata. Si suponemos que se seca, (al menos el hormigón del recubrimiento), suceden dos fenómenos simultáneamente: por una parte la I_{corr} disminuye unas 50 veces, (dato experimental), manteniendo este valor mientras el hormigón está seco, (T_{seco}); por otra, el hormigón se carbonata. Se supone que el hormigón permanece seco el tiempo necesario para que se carbonate el espesor del recubrimiento, aunque de hecho, durante el secado puede haber carbonatación, (flecha punteada en fig. 6).

El T_{seco} , puede deducirse, en primera aproximación, de la clásica expresión:

$$d = K' \sqrt{t}$$

Siendo:

- d: Espesor de recubrimiento, (cm).
- K' : Constante que depende del tipo del hormigón (un valor aproximado sería 0,7, aunque depende de la resistencia del hormigón y del curado a que se someta).
- t: Tiempo (años), puede coincidir con lo que se ha llamado T_{seco} (Siglos).

La circunstancia más desfavorable es que, des-

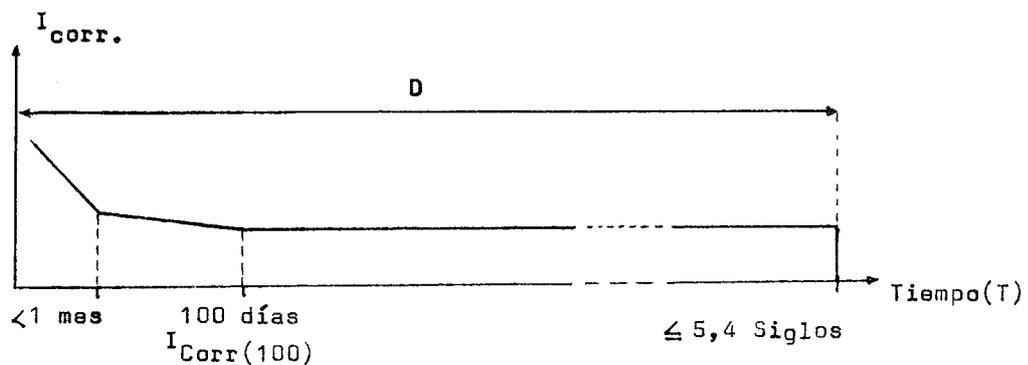


FIG.5

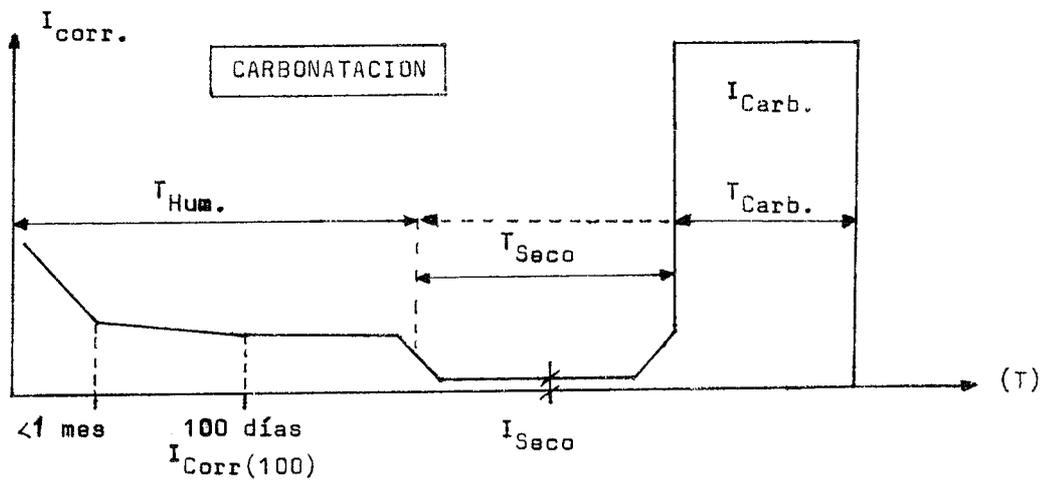


FIG. 6

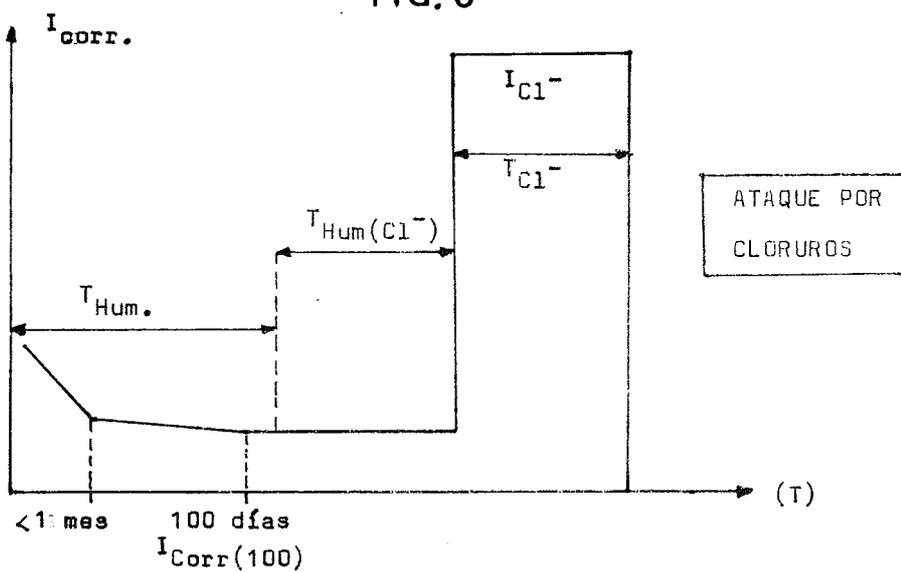


FIG.7

pués de carbonatado, el hormigón se moje hasta saturarse de agua, con lo que se produce una nueva intensidad de corrosión (I_{corr}), unas 7 veces mayor que la I_{corr} (dato experimental).

Aplicando la ecuación recuadrada anteriormente, se tiene, considerando que T_{seco} y T_{carb} no se solapan:

$$0,1 (\mu A/cm^2) \cdot 1 \text{ Siglo} = I_{corr(100)} \cdot T_{Hum} + I_{seco} \cdot T_{seco} + I_{carb} \cdot T_{carb} =$$

$$= 0,1 = I_{corr(100)} \left(T_{Hum} + \frac{T_{seco}}{50} + 7 \cdot T_{carb} \right)$$

$$T_{carb} = \frac{1}{7} \left(\frac{0,1}{I_{corr(100)}} - T_{Hum} - \frac{T_{seco}}{50} \right) \text{ (Siglos)}$$

De esta última expresión sólo faltaría determinar T_{Hum} . (tiempo que tarda en secarse el hormigón; podría estimarse teniendo en cuenta que dependerá del medio en que se encuentre), para determinar T_{carb} .

La durabilidad frente al CO_2 , sería:

$$D_{CO_2} = T_{Hum} + T_{seco} + T_{carb} \text{ (Siglos)}$$

En la fig. 7 se indica el caso en el que el despasivante fuera el Cl^- .

Se admite también que antes de 1 mes las armaduras se pasivan, y que el hormigón permanece húmedo un cierto tiempo (T_{Hum}), tras el cual sufre la agresión del Cl^- que tarda un cierto tiempo en llegar hasta la armadura, ($T_{Hum}(Cl^-)$), durante el cual el hormigón no puede secarse, ya que no penetraría el Cl^- .

Una vez llega a la armadura, la $I_{corr(100)}$ adquiere valores unas 15 veces superiores, (dato experimental), siendo ésta I_{Cl^-} , que se mantiene durante el tiempo T_{Cl^-} .

Operando como en el caso anterior:

$$0,1 \cdot 1 = I_{corr(100)} (T_{Hum} + T_{Hum}(Cl^-)) + I_{Cl^-} T_{Cl^-}$$

$$0,1 = I_{corr(100)} (T_{Hum} + T_{Hum}(Cl^-) + 15 \cdot T_{Cl^-})$$

$$T_{Cl^-} = \frac{1}{15} \left(\frac{0,1}{I_{corr(100)}} - T_{Hum} - T_{Hum}(Cl^-) \right) \text{ (Siglos)}$$

El tiempo que tarda en secarse el hormigón, (T_{Hum}), podría estimarse teniendo en cuenta que

dependerá del medio en que se encuentre.

El tiempo que tarda en penetrar el cloruro, $T_{Hum}(Cl^-)$, puede estimarse por los trabajos de Hansen Jensen y Johanneson, publicados en la II Conferencia Internacional sobre el uso de cenizas volantes en el hormigón, (Madrid 1986), que determinan la penetración en función del tiempo, aplicándolo a la segunda ley de Fick, resultando:

$$t_{Cl^-} = \frac{0,0625 \cdot d^2}{D_{Cl^-}}$$

Siendo:

t_{Cl^-} : Tiempo, (en seg), que tarda en penetrar el Cl^- . Asimilable a lo que aquí se ha llamado $T_{Hum}(Cl^-)$.

d : Espesor del hormigón de recubrimiento. (en cm).

D_{Cl^-} : Coeficiente de difusión del Cl^- en el hormigón (un valor aproximado sería del orden de 10^{-8} cm^2/seg , cuando la concentración del Cl^- no es elevada).

(El valor del D_{Cl^-} depende de la composición del hormigón, y es sensiblemente menor cuando hay cenizas volantes, lo que conduce a que el Cl^- tarde más tiempo en penetrar hasta la armadura).

Habiendo podido determinar los tres tiempos parciales, se tendría la durabilidad frente al Cl^- :

$$D_{Cl^-} = T_{Hum} + T_{Hum}(Cl^-) + T_{Cl^-} \text{ (Siglos)}$$

Mayor validez aún que al dato absoluto de las estimaciones de durabilidad, cabe atribuirle a la comparación de durabilidad entre distintos tipos de hormigón, por lo que criterios al estilo del pormenorizado podrían servir de pauta para la elección de hormigones adecuados en los distintos ambientes en que deban situarse.

En la tabla 1 se incluyen, a título de ejemplo, algunos casos concretos de durabilidad estimada con estos criterios, frente al CO_2 y al Cl^- .

4. ENSAYOS EN VIGUETAS PRETENSADAS

Para estudiar la corrosión de armaduras pretensadas, se pensó inicialmente en elaborar, a escala industrial, viguetas pretensadas de longitud normal, y de pequeña longitud, (del orden de 1 m), e ir comprobando anualmente el estado de corrosión de las armaduras. Se hizo así durante más de dos años, pero los resultados obtenidos no eran significativos debido al bajo grado de corrosión de las armaduras, que no permitía mediciones cuantitativas por métodos tradicionales de pérdida de peso. Posteriormente, se aplicó la técnica potenciodinámica para la medición de la resistencia de polarización, que ya permite comparar cuantita-

TABLA I

Durabilidad calculada con los valores indicados de las distintas variables, teniendo en cuenta que la durabilidad del hormigón armado, sin agresivos, sería del orden de 5 siglos

CARBONATACION

Durabilidad del hormigón armado (Limitada por el deterioro de la armadura).

$$D_{CO_2} = T_{Hum} + T_{seco} + T_{carb.}$$

$$T_{seco} = \left(\frac{d}{K}\right)^2 \cdot \begin{cases} \text{Hormigón compacto: } K = 0,7 \\ \text{Hormigón no compacto: } K = 1,1 \end{cases}$$

$$T_{Hum} \begin{cases} \text{Ambiente seco: } 1 \text{ año} \\ \text{Ambiente húmedo: } 10 \text{ años} \end{cases}$$

$$T_{carb} = \frac{1}{7} \left(\frac{0,1}{I_{corr(100)}} \cdot 100 - T_{Hum} - \frac{T_{seco}}{50} \right) \text{ (años)}$$

$$I_{corr(100)} \cdot \text{Para hormigones} \begin{cases} \text{Compactos: } 0,02 \\ \text{No compactos: } 0,04 \end{cases} \quad (\mu \text{ A/cm}^2)$$

Ambiente	Espesor de recubrimiento	Hormigón	Durabilidad
Seco	2 cm	No compacto	32 años
Seco	5 cm	No compacto	81 años
Seco	2 cm	Compacto	81 años
Seco	5 cm	Compacto	124 años
Húmedo	2 cm	No compacto	50 años
Húmedo	5 cm	No compacto	99 años
Húmedo	2 cm	Compacto	91 años
Húmedo	5 cm	Compacto	135 años

ATAQUE POR CLORUROS EN MEDIO HUMEDO

Durabilidad limitada por la armadura

$$D_{Cl^-} = T_{Hum} + T_{Hum(Cl^-)} + T_{Cl^-}$$

$$T_{Hum} = 0 \text{ (Caso más desfavorable)}$$

$$T_{Hum(Cl^-)} = 0,0625 \cdot d^2 / D_{Cl^-} \} D_{Cl^-} \longrightarrow$$

$$I_{corr(100)} ; \text{ en } \mu \text{ A/cm}^2 \longrightarrow$$

$$T_{Cl^-} = \frac{1}{15} \left(\frac{0,1}{I_{corr(100)}} \cdot 100 - T_{Hum} - T_{Hum(Cl^-)} \right) \text{ (años)}$$

	Hormigón	
	Compacto	No compacto
D_{Cl^-}	10^{-8}	10^{-7}
$I_{corr(100)}$	0,02	0,04

Espesor de recubrimiento	Hormigón	Durabilidad
2 cm	No compacto	17 años
5 cm	No compacto	17 años
2 cm	Compacto	34 años
5 cm	Compacto	39 años

Caso de que el Cl^- esté incorporado en el hormigón en cantidad suficiente como para producir corrosión:

$$\left. \begin{matrix} T_{Hum} = 0 \\ T_{Hum(Cl^-)} = 0 \end{matrix} \right\} \text{ El ataque se inicia inmediatamente}$$

$$I_{corr} \simeq 1 \mu \text{ A/cm}^2 \longrightarrow \text{La durabilidad es del orden de 0,1 Siglos}$$

tivamente el comportamiento de cada uno de los hormigones ensayados.

De las comparaciones realizadas entre viguetas cortas y de longitud normal, se vió que no influía la diferencia de longitud en los resultados obtenidos, lo que permitía ensayar viguetas cortas, que eran más manejables.

4.1. Fabricación y conservación de las viguetas

El hormigón de las viguetas de prueba se amasó industrialmente en una planta con amasadora de eje vertical de $1/2 \text{ m}^3$ de capacidad. Todas las pruebas se realizaron sucesivamente, para que los materiales empleados fueran los mismos en todas ellas.

Los áridos empleados eran silíceos, de machaqueo, clasificados en las fracciones: (0/3); (3/6) y (6/12), mm, que se emplearon al 42, 18 y 40 por 100 respectivamente.

El cemento empleado era P-450 y las cenizas de la térmica de Cercs. Conviene señalar que las cenizas de Cercs son altas en cal, es decir que más del 25 por 100 lo constituye óxido cálcico.

El asentamiento del hormigón, medido con el cono de Abrams, fue de 2 cm.

La compactación en la pista se hizo con vibrador de aguja.

La sección de la vigueta era en T invertida, siendo el canto de 13 cm.

La armadura empleada eran tres redondos de 5 mm de diámetro, de acero de alto límite elástico, HLE, de 180 Kg/mm^2 y tesados al 75 por 100.

Cuando se curaba en ambiente saturado, la temperatura era de 75°C , que se mantenía un tiempo máximo de 12 horas.

Antes de proceder al destesado se comprobaba que el hormigón cumplía la especificación de resistencia: 250 Kg/cm .

Simultáneamente a la fabricación de cada tipo de vigueta, se elaboraban probetas cilíndricas, de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, para la comprobación de resistencia a compresión a distintas edades y, posteriormente, para la medición de la intensidad de corrosión.

Para un determinado tipo de hormigón (440 Kg/m^3 de cemento), también se elaboraron probetas cilíndricas, con armaduras embebidas.

Para este tipo de hormigón se comprobó que la intensidad de corrosión en probetas, (donde el acero no tenía tensión), y en viguetas, (donde sí la tenía), era similar, lo que se hace extensivo al resto de los hormigones ensayados.

Las muestras se conservaron protegidas de la desecación por una capa de arena, que se regaba con frecuencia. De esta forma se consigue que no falte humedad (lo que podría paralizar el proceso de corrosión), a la vez que, prácticamente, se evita la carbonatación, ya que el hormigón está saturado de humedad. Si se carbonatara todo el espesor de recubrimiento, haría que se incrementara notablemente la intensidad de corrosión y no permitiría obtener los datos buscados que pretenden cuantificar sólo la incidencia del curado inicial y del tipo de hormigón (al ser la capa de arena delgada, no impedía el acceso del aire, que también es necesario para que se produzca la corrosión).

4.2. Resultados obtenidos

Los resultados obtenidos se sintetizan en la Tabla 2, donde se indican las medias de las determinaciones efectuadas a partir de la edad en que empezó a realizarse el ensayo.

5. CONCLUSIONES

A la vista de los resultados de la tabla 2 cabe concluir:

- Los dos acelerantes probados dan suficiente resistencia como para destesar a 1 día (Excepto el 1 por 100 de Cl_2Ca).

- El estado de tensión de la armadura, no influye en la intensidad de corrosión obtenida (Pruebas A y F).

- Las pruebas A y B se comportan de forma muy similar, de lo que se deduce la buena aptitud del hormigón con cenizas al tratamiento térmico, y la buena pasivación producida en las armaduras, a pesar del menor contenido de cemento, por lo que las durabilidades son similares.

- Comparando las pruebas que llevan Cl_2Ca con respecto a las que no lo llevan, se observa el positivo efecto de este producto en las resistencias a edades cortas. Este efecto se mantiene en el tiempo, en los hormigones ensayados que llevan cenizas. El hecho de tener durabilidad adecuada, puede atribuirse a la buena calidad del hormigón que rodea las armaduras, pues si se compara con el ejemplo de la Tabla 1, (de 200 Kg/cm^2 de resistencia), la durabilidad es unas 50 veces mayor. La comparación no es exacta, ya que los medios de conservación son distintos, pero da una primera aproximación.

- Respecto al efecto del Cl_2Ca en la corrosión no se admite su adición en los pretensados elaborados con cemento portland. Los resultados obtenidos en los hormigones que además del portland llevan cenizas volantes son adecuados, ya que

TABLA 2
Estudio de la corrosión en viguetas pretensadas

Prueba	Kg/m ³		Cl ₂ Ca (%P-450)	Curado Húmedo	Deste- sado	Compresión (Kg/cm ²)				Inten. Corr (μ A/cm ²)		Aspecto de las armaduras a los 5 años	①	②
	P-450	Cenizas de Cercs				7 días	28 días	1 año	4 años	5 años				
A Viguetas	440	-	-	SI	1 día	366	410	462	0,0209	0,0212	Correcto	4,7	100	
B Viguetas	375	80	-	SI	1 día	361	407	509	0,0211	0,0210	Correcto	4,7	100	
C Viguetas	375	80	1	NO	2 días	328	425	525	0,0364 ③	0,0360	Correcto	2,7	57	
D Viguetas	375	80	2	NO	1 día	361	476	580	0,0746 ④	0,0758	Algo de picadura	1,3	28	
E Viguetas	375	140	2	NO	1 día	406	504	615	0,0421 ⑤	0,0429	Ligeras picaduras	2,4	51	
F Probetas	440	-	-	SI	-	366	410	462	0,0208	0,0210	Correcto	4,7	100	
Repetición ejemplo de la Tabla n° 1, en el caso que se agreguen Cl ⁻ al hormigón, al amasarlo.													0,1	2

* El cambio en el electrodo de trabajo afectaba algo a la medición, quizá por la diferencia que pueda haber entre las picaduras de las distintas armaduras.

Se da la media de las lecturas de las distintas posiciones de la medición.

① Durabilidad en siglos, para las condiciones de ensayo, tomando 1 siglo para 0,1 μ A/cm².

② Durabilidades relativas a las pruebas A, B o F, en %.

suele considerarse como límite admisible en la intensidad de corrosión, el valor de $0,1 \mu \text{ A/cm}^2$ de armadura, que según se indicó, apunta a durabilidades del orden de un siglo.

• Para altas cantidades de cenizas, (prueba E), se produce una sensible disminución en la intensidad de corrosión, respecto al mismo hormigón con menos cenizas, (prueba D); lo que abunda en lo indicado en el punto anterior.

• Sin embargo, para cantidades altas de Cl_2Ca (2 por 100) tanto la prueba D como la E, indican valores crecientes de la intensidad de corrosión con el tiempo; por lo que para estas dosificaciones de Cl_2Ca deberían tenerse datos a edades superiores, para sopesar su conveniencia.

BIBLIOGRAFIA

- (1) M.C. Andrade. Cemco 85 (X Curso de estudios mayores de la construcción).

RESUMEN

La corrosión electroquímica del acero en hormigones pretensados es un tema no tan ensayado como debiera, dada la importancia que puede tener en el elemento estructural. Recientemente, se

ha desarrollado el método de resistencia de polarización medida potenciodinámicamente, que permite cuantificar la intensidad de corrosión que están soportando las armaduras embebidas en una probeta de hormigón. El método no es destructivo, lo que permite estudiar el comportamiento de las armaduras a lo largo del tiempo. Se ha aplicado el método a viguetas pretensadas fabricadas industrialmente, en las que se ha estudiado, a lo largo de varios años, el efecto de dos tipos de acelerantes, (curado al vapor y cloruro cálcico), y dos tipos de conglomerante, (portland y portland con adición de cenizas volantes).

SUMMARY

The Polarization Resistance method allows us to establish the Corrosion Intensity suffered by steel embeded in concrete specimen. It is a non-destructive method, thus permits us to study the behaviour of the steels through time.

The method was applied to pre-stressing beams made industrially, in which we have studied the effect of two types of accelerators (steam curing and calcium chloride) and two types of conglomerators (O.P.C. and O.P.C. blended with fly ashes), through several years.

* * *

Reunión de la Comisión "Practical Construction" de la FIP

Jaime Fernández Gómez
Dr. Ing. de Caminos

La Comisión se reunió durante los días 1 a 3 de Junio de 1987, en Frankfurt. A la reunión asistieron veinte miembros y cinco invitados de 15 países y cuatro continentes diferentes. Por parte de España asistieron Santiago Pérez Fadón y Jaime Fernández Gómez.

La información sobre los grupos de trabajo en marcha es la siguiente:

– La Seguridad en las Construcciones de Hormigón. El grupo de trabajo ha finalizado un primer borrador de la guía de buena práctica "Safety Advice on Post-Tensioning and Grouting". Se espera que se publique el próximo año.

– Inyección de Vainas en Hormigón Pretensado. El grupo de trabajo ha presentado un documento, el cual se espera que sea publicado en el próximo año.

– Proyecto y Construcción de Anclajes Pretensados en Terrenos. Se trabajará en la revisión de las actuales Recomendaciones existentes.

– Guía de Especificaciones para los Trabajos de Postesado. Se presentó un primer borrador, para discusión, sobre especificaciones prácticas de postesado.

– Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado. El borrador final estará listo a fines de este año.

– Hormigonado en Tiempo Frío y Caluroso. El pasado año se publicó un informe sobre "Hormigonado en Tiempo Caluroso". Se discutió la conveniencia de trabajar sobre "Hormigonado en Tiempo Frío". No obstante, teniendo en cuenta que existen publicaciones muy buenas en ese campo, se acordó abandonar este tema y preparar una lista de referencias.

– Revisión del CEB/FIP Model Code. Se discutieron en la Comisión diversos trabajos preparados para la revisión.

Como trabajo para el futuro, se acordó formar un grupo sobre "Medidas para la Protección de la Corrosión en Postesado". Los objetivos y el presidente del grupo se fijarán en el futuro.

El día 2, la Comisión visitó algunos de los puentes en construcción de la nueva línea de ferrocarril de alta velocidad alemana, al norte de la localidad de Fulda.

La próxima reunión de la Comisión está programada para los días 26 y 27 de Mayo de 1988.

La influencia de la armadura de compresión en la cuantificación de las flechas a 90 días

Javier Benlloch
Dr. Arquitecto
Bernardo Perepérez
Dr. Arquitecto
Emilio Barbera
Dr. Arquitecto

I. INTRODUCCION

Entre los métodos de cálculo utilizados con mayor frecuencia para la obtención de las flechas instantáneas y diferidas en los elementos de hormigón armado, están:

- Método de la IEH-82 (ref. 1).
- Método de BRANSON (ref. 2).
- Método de PRETORIUS (ref. 3).
- Método Bilineal del C.E.B. (ref. 4).

El método de la IEH-82 (ref. 1) determina las flechas instantáneas utilizando el módulo de deformación definido por la expresión:

$$E_c = 19.000 \cdot \sqrt{F_{ck}} \text{ (kp/cm}^2\text{)} \text{ (ec. 1)}$$

Para flechas diferidas emplea otro módulo de deformación, obtenido de dividir el anterior por un coeficiente " λ_t " función del coeficiente de fluencia definido por dicha norma.

El método de Branson (ref. 2) utiliza como ecuación de la inercia eficaz la siguiente:

$$I_c = (M_f/M_{serv.})^3 \cdot I_b + [1 - (M_f/M_{serv.})^3] \cdot I_f \text{ (ec. 3)}$$

donde el Momento de Fisuración se obtiene de la expresión:

$$M_f = \frac{F_{ct,f} \cdot I_b}{y_1} \text{ (3)}$$

en la que $F_{ct,f}$ es la resistencia a flexotracción ($F_{ct,f} = 2 \cdot \sqrt{F_{ck}}$), I_b el momento de inercia de la sección bruta de hormigón e y_1 la distancia desde el centro de gravedad a la fibra más traccionada. El valor del módulo de deformación utilizado, expresando f_c en MPa y w en kg/m^3 es:

$$E_c = \frac{(39 - 0,0015 \cdot f_c)}{33} \cdot 0,0428 \cdot w^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} \text{ (4)}$$

El método de Pretorius (ref. 3) calcula la Inercia Eficaz como:

$$\frac{I_{cr}}{bd^3} = \frac{K_i^3}{3} + n \cdot \rho' \cdot (K_i - d')^2 + n \cdot \rho \cdot (1 - K_i)^2 \text{ (5)}$$

donde:

n es el coeficiente de equivalencia, d' el recubrimiento a eje de la armadura de compresión, ρ y ρ' la cuantía de la armadura de tracción y compresión respectivamente, y

$$K_i = n \cdot (\rho + \rho') \cdot \left(-1 + \sqrt{\frac{1 + 2(\rho + \rho') \cdot d}{n(\rho + \rho')^2}} \right) \text{ (6)}$$

La flecha a largo plazo se expresa como " R' " veces la flecha instantánea (incluyendo en R' la flecha diferida + flecha instantánea), donde:

$$R' = \frac{(1 + K_i \cdot C_t')^2}{1 + (2K_i \cdot C_t')/(3 - K_i)} \text{ (7)}$$

siendo: $C_t' = C_t \cdot [1 - \rho'/(2\rho)]$ y C_t el valor de la fluencia que Pretorius (ref. 3) recomienda sea el dado por el método de Parrot (ref. 5).

De los métodos dados por el Código Modelo (ref. 4) y sus boletines de información, el método bilineal consiste en definir dos flechas, mínima y máxi-

ma, posibles, obteniéndose la flecha probable a través del coeficiente "ξ", que refleja la colaboración del hormigón entre fisuras, fenómeno conocido con el nombre de "tension stiffening".

II. OBJETIVOS Y PLAN EXPERIMENTAL

El objetivo central del trabajo experimental planteado, consiste en determinar de qué modo influye la armadura de compresión en las flechas diferidas de elementos lineales de hormigón armado. En este trabajo, se discuten los resultados obtenidos a la edad de 90 días.

Las Instrucciones Españolas para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón (Armado o Pretensado), no hacen referencia, en el cálculo de flechas, al efecto que sobre las mismas tiene la armadura de compresión. La norma ACI-318/83 (1), sí cuantifica el fenómeno, al obtener la flecha diferida multiplicando la instantánea por un coeficiente "λ":

$$\lambda = \xi / (1 + 50 \cdot \rho') \text{ (ec. 8)}$$

expresión en la que:

ξ = 1 para un tiempo de carga de 90 días

ξ = 2 para un tiempo de cinco años (Figura 1)

ρ' = A's / (b · d), cuantía de la armadura de compresión.

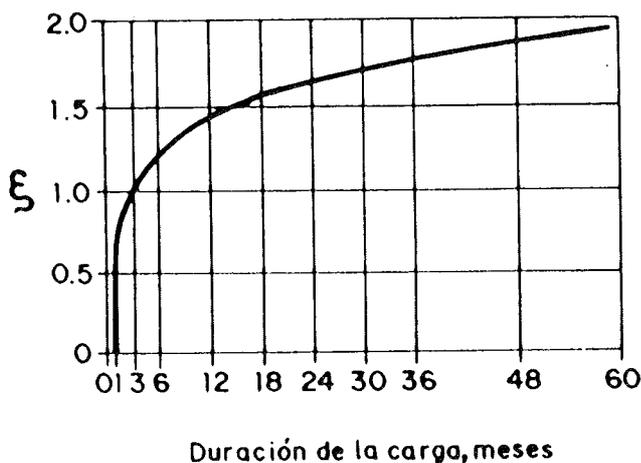


FIGURA I. (Extraída de la rf.7.)

La elección del cálculo de la flecha a 90 días se debe a tener un coeficiente 0,5 en el cálculo, según la norma ACI-318/83 (1), respecto de la dife-

rida para $t = \infty$, período este último que la citada norma identifica con $t = 5$ años. Un período de 90 días es lo suficientemente breve, por lo general, para, cuando se considere oportuno, hacer determinaciones in situ y extrapolar a edades más avanzadas.

Además, en edificación es frecuente la necesidad de estimar la flecha alcanzada a edades tempranas, para así poder descontarla de la flecha total a plazos más dilatados y obtener la denominada flecha activa, es decir, aquella que se produce a partir de un determinado instante o fase de la obra y que es la que puede dar lugar a determinadas patologías constructivas, tales como la fisuración de los elementos de compartimentación y cerramiento, patologías por otro lado de enorme vigencia en nuestro país (ref. 6).

El trabajo experimental se ha realizado en la Escuela de Arquitectura de Valencia, con elementos lineales de hormigón armado, de dimensiones 10 x 20 x 510 cm, (b x h x l), con carga de servicio en ambos voladizos de 215 cm de longitud (Figura 2). El recubrimiento neto de las armaduras era de 3 cm, el acero AEH-400N y la resistencia media del hormigón a compresión, a la edad de 28 días, curado a la intemperie, de 26,02 MPa, con las cuantías geométricas de la armadura de tracción, referidas a la sección útil del elemento (b x d), indicadas en la Tabla 1.

Tales cuantías cubren prácticamente todas las utilizables; desde valores cercanos al límite inferior dado por la IEH-82, (ref. 1), a valores máximos donde se hace inviable, con los medios normales en edificación, una correcta puesta en obra del hormigón. Las cuantías de compresión, expresadas en tanto por 100 respecto de la de tracción, vienen dadas en la Tabla 2.

La carga de servicio se obtuvo, siempre, calculando la que agotaba la sección de hormigón armado (de acuerdo con la teoría de dominios y empleando el diagrama parabólico-rectangular) y dividiendo esta carga por 1,6. Los coeficientes de seguridad que finalmente se obtuvieron, con coeficientes de minoración de la resistencia del hormigón de 1,5 y del acero 1,15 fueron los expresados en la Tabla 3, donde, además, se indica la carga aplicada y el momento de servicio.

III. RESULTADOS Y DISCUSION

III.1. Flecha Instantánea

Los métodos propuestos (Branson, Pretorius, C.E.B. y EH-82) para su comparación con los resultados de ensayos (Tabla 4), tienen en común que no precisan del cálculo previo de la curvatura de la pieza. En las dos últimas columnas de la Ta-

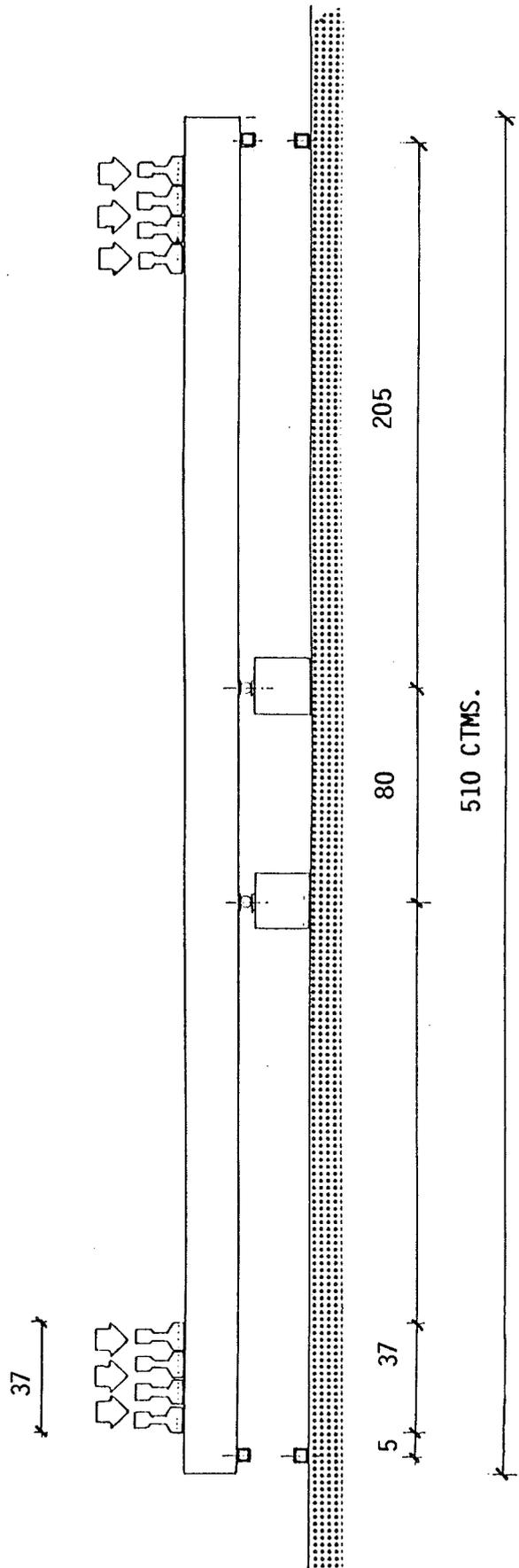


Fig. 2. Esquema de carga.

TABLA 1
Cuantía de la armadura de tracción

Armadura de tracción	Cuantía (As/b · d)x 1000
φ 12	6.896
φ 20	19.635
φ 25	31.167

TABLA 2
Cuantía relativa arm. de compresión

Arm. tracción	Arm. Compresión	Cuantía %
φ 12	φ 6 (Num. 1)	25
	φ 8 (Num. 2)	44
	φ 12 (Num. 3)	100
φ 20	φ 10 (Num. 4)	25
	φ 14 (Num. 5/6)	49
	φ 20 (Num. 7)	100
φ 25	φ 12 (Num. 10)	23
	φ 16 (Num. 8)	41
	φ 25 (Num. 9)	100

TABLA 3
Solicitaciones

Viga N°	Gamma F	Cargas	Mserv.
1: φ 6 φ 12	1.632	1,38	3,63
2: φ 8 φ 12	1.631	1,38	3,63
3: φ 12 φ 12	1.662	1,38	3,57
4: φ 10 φ 20	1.610	4,15	8,85
5: φ 14 φ 20	13.318	0,00	—
6: φ 14 φ 20	1.635	4,15	8,80
7: φ 20 φ 20	1.602	4,26	8,95
10: φ 12 φ 25	1.804	5,21	10,66
8: φ 16 φ 25	1.595	6,41	13,03
9: φ 25 φ 25	1.553	6,71	13,55

(Los momentos expresados en KNxM y las cargas en KN).

bla 4 se dan los cocientes entre los resultados de ensayo y los obtenidos por Branson y la IEH-82, dado que no hay gran diferencia entre las predicciones de Branson y Pretorius y que las indicaciones de la IEH-82, concretadas por Calavera (ref. 7), tienen mayor interés en nuestro país, además de ajustar mejor que los del C.E.B. De la Tabla 4 se

deduce que la correspondencia con los valores de ensayo de estos dos últimos modelos, puede calificarse de excelente, excepto para cuantías bajas de armadura de tracción, caso en el que, por término medio, sobreestiman las flechas en un 35 por 100. No obstante, tales comentarios precisan una matización, dado que, en los ensayos realizados, no ha sido posible medir la flecha instantánea debida al peso propio de las vigas. Por tanto, y dado que para la carga de servicio la flecha es menor cuanto menos armadura de tracción posee el elemento y que, contrariamente, la debida al peso propio será mayor, resulta evidente que los valores de la Tabla 4 han infravalorado las flechas instantáneas reales, tanto más cuanto menor era la armadura de tracción. El error cometido puede estimarse en un 5 por 100 para cuantías medias y altas de la armadura de tracción y en un 15 por 100, e incluso más, para menores cuantías de tracción. Con ello, el ajuste de los resultados a las previsiones de Branson (2), del C.E.B. (4) y de la IEH-82 (1), para cuantías bajas de tracción, mejora notablemente.

En cuanto a la influencia de la armadura de compresión sobre las flechas instantáneas, tema prácticamente inédito en la revisión bibliográfica efectuada, parece no ser un factor que se pueda despreciar, tal y como se aprecia en la Tabla 5, si bien su efecto es lógicamente menor que sobre las flechas diferidas (véase Tabla 7). No obstante, con cuantías de tracción muy elevadas los resultados aparentemente son contradictorios; debe tenerse presente, sin embargo, que en las piezas en estudio, al calcular la carga de servicio solo fueron necesarios incrementos de la misma, al aumentar la armadura de compresión, para una misma armadura de tracción, en las piezas con armadura de tracción muy elevada. Por otro lado, la Tabla 5, demuestra que ninguno de los métodos estudiados, tal vez a excepción del bilineal del C.E.B., predice razonablemente la influencia de la armadura de compresión sobre las flechas instantáneas.

III.2. Flechas Diferidas a 90 días

En la Tabla 6 se han presentado, en vez de las flechas totales, las flechas diferidas (flecha total— flecha instantánea) a la edad de 90 días. Se deduce que, si bien el cálculo de la flecha total resulta suficientemente aproximado con el método de Branson y el de la IEH-82, esta aproximación parece producirse por "compensación de errores", siendo más coherente con los resultados, el método de Pretorius para el cálculo de las flechas diferidas, que por otra parte resultan de mayor interés práctico, por estar más directamente ligadas a la determinación de la flecha activa.

Para calibrar la influencia de la armadura de compresión en las flechas diferidas, resulta apro-

TABLA 4
Flechas instantáneas

Viga N°	Ensayo	Brans.	Preto.	C.E.B.	IEH82	1/2	1/5
1: ϕ 6 ϕ 12	,69	1,05	1,83	1,05	1,00	0,65	0,69
2: ϕ 8 ϕ 12	,64	1,06	1,83	1,05	1,00	0,60	0,64
3: ϕ 12 ϕ 12	,60	0,99	1,76	0,99	0,94	0,61	0,64
4: ϕ 10 ϕ 20	2,18	2,10	2,16	1,64	1,99	1,04	1,10
5: ϕ 14 ϕ 20	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx
6: ϕ 14 ϕ 20	2,05	2,16	2,22	1,67	2,05	0,95	1,00
7: ϕ 20 ϕ 20	1,93	2,16	2,22	1,67	2,05	0,89	0,95
10: ϕ 12 ϕ 25	2,11	2,01	2,05	1,67	1,91	1,06	1,10
8: ϕ 16 ϕ 25	2,72	2,46	2,50	2,09	2,34	1,11	1,16
9: ϕ 25 ϕ 25	2,46	2,48	2,51	2,15	2,35	0,99	1,05

TABLA 5
Cociente entre flechas instantáneas

Cuantía	Coc.	Ensayo	Brans.	Preto	C.E.B.	IEH82
Baja (ϕ 12)	ϕ 6 / ϕ 8	1,08	0,99	1,00	1,00	1,00
	ϕ 6 / 12	1,15	1,06	1,04	1,06	1,10
	ϕ 8 / 12	1,07	1,07	1,04	1,06	1,10
Media (ϕ 20)	10 / 14	1,06	0,97	0,97	0,98	0,97
	10 / 20	1,13	0,97	0,97	0,98	0,97
	14 / 20	1,06	1,00	1,00	1,00	1,00
Alta (ϕ 25)	12 / 16	0,90	0,94	0,95	0,92	0,94
	12 / 25	0,99	0,94	0,94	0,90	0,94
	16 / 25	1,11	0,99	1,00	0,97	1,00

TABLA 6
Flechas diferidas a 90 días

Viga N°	Ensa.	Brans.	Preto.	C.E.B.	IEH82	1/2	1/3
1: ϕ 6 ϕ 12	0,91	0,97	0,65	1,81	1,10	0,94	1,4
2: ϕ 8 ϕ 12	0,65	0,91	0,58	1,64	1,04	0,71	1,1
3: ϕ 12 ϕ 12	0,52	0,74	0,35	1,35	0,84	0,70	1,5
4: ϕ 10 ϕ 20	0,83	1,68	1,12	1,61	1,91	0,49	0,74
5: ϕ 14 ϕ 20	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx
6: ϕ 14 ϕ 20	0,75	1,46	0,98	1,28	1,65	0,51	0,77
7: ϕ 20 ϕ 20	0,55	1,09	0,62	0,87	1,23	0,50	0,89
10: ϕ 12 ϕ 25	1,11	1,49	1,24	1,71	1,69	0,75	0,90
8: ϕ 16 ϕ 25	1,07	1,51	1,32	1,35	1,71	0,71	0,81
9: ϕ 25 ϕ 25	0,68	0,97	0,79	0,91	1,10	0,70	0,86

TABLA 7
Cociente entre fechas diferidas

Cuantía	Coc.	Ensayo	Brans.	Preto.	C.E.B.	IEH82
Baja (ϕ 12)	ϕ 6 / ϕ 8	1,40	1,06	1,12	1,10	1,006
	ϕ 6 / 12	1,75	1,31	1,86	1,34	1,31
	ϕ 8 / 12	1,25	1,23	1,66	1,21	1,24
Media (ϕ 20)	10 / 14	1,11	1,15	1,14	1,26	1,16
	10 / 20	1,51	1,54	1,81	1,85	1,55
	14 / 20	1,36	1,37	1,58	1,47	1,34
Alta (ϕ 25)	12 / 16	1,16*	1,14*	1,09*	1,47*	1,14*
	12 / 25	1,63*	1,78*	1,82	2,19*	1,78*
	16 / 25	1,57	1,56	1,67	1,48	1,55*

(*) La viga con cuantía mínima de armadura de compresión fue deliberadamente sobredimensionada (como se observa en la Tabla 3). Por ello, se han corregido los valores de la flecha diferida, multiplicando los valores registrados o calculados por el cociente carga de servicio/carga realmente aplicada.

TABLA 8
Flechas totales a 90 días

Viga N°	Ensayo	Brans.	Preto.	C.E.B.	IEH82	1/2	1/5
1: ϕ 6 ϕ 12	1,60	2,02	2,48	2,86	2,10	0,79	0,76
2: ϕ 8 ϕ 12	1,29	1,97	2,41	2,69	2,04	0,65	0,63
3: ϕ 12 ϕ 12	0,52*	1,73	2,11	2,34	1,78	0,70*	0,62*
4: ϕ 10 ϕ 20	3,01	3,78	3,28	3,25	3,90	0,80	0,77
5: ϕ 14 ϕ 20	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx
6: ϕ 14 ϕ 20	2,80	3,62	3,20	2,95	3,70	0,77	0,76
7: ϕ 20 ϕ 20	2,48	3,25	2,84	2,54	3,28	0,76	0,76
10: ϕ 12 ϕ 25	3,22	3,50	3,29	3,38	3,60	0,92	0,89
8: ϕ 16 ϕ 25	3,79	3,97	3,82	3,44	4,05	0,95	0,94
9: ϕ 25 ϕ 25	3,14	3,45	3,30	3,06	3,45	0,91	0,91

TABLA 9
Cociente entre flechas totales

Cuantía	Coc.	Ensayo	Brans.	Preto.	C.E.B.	IEH82
Baja (ϕ 12)	ϕ 6 / ϕ 8	1,24	1,03	1,03	1,06	1,03
	ϕ 6 / 12	1,43	1,17	1,18	1,22	1,18
	ϕ 8 / 12	1,15	1,14	1,14	1,15	1,15
Media (ϕ 20)	10 / 14	1,08	1,04	1,03	1,10	1,05
	10 / 20	1,21	1,16	1,15	1,28	1,19
	14 / 20	1,13	1,11	1,13	1,16	1,13
Alta (ϕ 25)	12 / 16	0,99*	1,02*	0,99*	1,13*	1,03*
	12 / 25	1,18*	1,17*	1,15	1,27*	1,20*
	16 / 25	1,21	1,15	1,16	1,12	1,17

(*) La viga con cuantía mínima de armadura de compresión fue deliberadamente sobredimensionada (como se observa en la Tabla 3). Por ello, se han corregido los valores de las flechas totales, multiplicando los valores registrados o calculados por el cociente carga de servicio/carga realmente aplicada.

piado obtener el cociente entre las flechas diferidas, a 90 días, de elementos con igual armadura de tracción y distinta cuantía de armadura de compresión (Tabla 7), pues, al quitar el factor de la fluencia* (ξ en el Método de Branson y C., en Pretorius, por ejemplo), cuantificaremos el valor de la influencia de la armadura de compresión, que en Branson obviamente será:

$$\frac{F_{inst.1} \cdot 1/(1 + 50 \cdot \rho_1')}{F_{inst.2} \cdot 1/(1 + 50 \cdot \rho_2')} \quad (9)$$

En la Tabla 7, se observa cuán acertada resulta la propuesta de Branson (2) para estimar el efecto de la armadura de compresión, ajuste tanto mejor cuanto más elevada es la cuantía de dicha armadura. También es bastante ajustada la propuesta del C.E.B., si bien de manipulación matemática mucho más laboriosa. La semejanza del efecto previsto en lo que se ha denominado método de la IEH-82 con el método de Branson, por otro lado, es debida a que las predicciones de la IEH-82 se han corregido, de acuerdo con Calavera (7), con el factor $1/(1 + 50 \cdot \rho')$ que es el propugnado por Branson (2).

III.3. Flechas Totales a 90 días

Para las flechas totales a 90 días, (Tabla 8), el ajuste de los métodos comentados mejora a medida que aumenta la cuantía de la armadura de tracción, con independencia de la de compresión, con valores superiores a los registrados en todos los casos. Ahora bien, es mejor la predicción ofrecida por el método de Pretorius (3) y la del bilineal del C.E.B. que la de Branson y la de la IEH-82, para cuantías medias y altas de la armadura de tracción.

El método de Pretorius da un ajuste deficiente para cuantías bajas de armadura de tracción. Tal hecho es imputable sin duda a su forma de estimar, en tal caso, la Inercia Eficaz de las piezas, que da valores muy bajos.

Para el estudio de la posible influencia de la cuantía de armadura de compresión sobre la magnitud de las flechas totales, se ha construido la Tabla 9 con el mismo criterio que la Tabla 7. Como se observa existe, excepto para valores bajos de la armadura de tracción concomitantes con bajas y medias de armadura de compresión, una concordancia razonable entre todos los métodos y los valores de ensayos. Ello indica que cualquiera de los métodos predice razonablemente, para cada arma-

dura de tracción, la relación entre las flechas totales de piezas con la misma armadura de tracción y distinta de compresión, lo cual no significa, obviamente, que suceda lo mismo con la estimación del valor absoluto de cada flecha total, tal y como se ha comentado en el párrafo anterior.

IV. CONCLUSIONES

1°—Con cuantías medias y altas de armadura de tracción, los métodos de Branson y de Pretorius y el de la IEH-82 [con las modificaciones sugeridas por Calavera (7)] dan resultados concordantes con los experimentales, en el cálculo de las flechas instantáneas.

2°—La mejor estimación de las flechas diferidas, hasta la edad de 90 días, se ha obtenido con el método de Pretorius (3).

3°—Para las flechas totales a 90 días, los métodos que dan valores más ajustados a los resultados experimentales son el de Pretorius y el bilineal del C.E.B. (4).

4°—Ninguno de los métodos comentados acierta a predecir el efecto de la cuantía de la armadura de compresión sobre las flechas instantáneas. Dado su efecto no despreciable, es tema que merece un estudio específico. En las flechas diferidas, la propuesta de Branson conduce a excelentes estimaciones del efecto de la cuantía de la armadura de compresión.

V. BIBLIOGRAFIA

(1) Instrucción EH-82 para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado. M.O.P.U. Secretaría General Técnica. Servicio de Publicaciones. X-1980/VII-1982.

(2) Branson, D.E.: "Deformation of Concrete Structures". McGraw-Hill International Book Company. Nueva York. 1977.

(3) Pretorius, P.C.: "Deflections of Reinforced Concrete Members: a Simple Approach". ACI Journal. Noviembre-Diciembre 1985.

(4) Código Modelo CEB-FIP para las estructuras de Hormigón. Instituto Eduardo Torroja. Madrid. (Texto Original en Inglés, 19-XI-1976).

(5) Parrott, L.J.: "Simplified Methods of Predicting the Deformation of Structural Concrete". Development Report N° 3, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, 1979.

(6) Vieitez, J.A.; Ramirez, J.L.: "Patología de la Construcción en España: Aproximación Estadística". Informes de la Construcción. Vol. n° 36. N° 364. Octubre 1984.

(7) Calavera, J.: "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios. Tomo II". Ed. INTEMAC. Madrid 1985.

(*) Tal procedimiento es suficientemente aproximado, aún siendo conscientes de que en la fluencia del hormigón comprimido intervendrá, reduciéndola, el incremento de la cuantía de compresión, fenómeno que en el método bilineal del C.E.B. se contempla a través del coeficiente K_{ϕ}

RESUMEN

Se presentan los resultados de una investigación sobre flechas de elementos lineales de hormigón armado con diversas cuantías geométricas de armadura de tracción y cuantías relativas de armadura de compresión del 25 por 100, 50 por 100 y 100 por 100, hasta la edad de 90 días. Se relacionan los resultados obtenidos para flechas instantáneas, diferidas y totales, con los obtenidos con las fórmulas al uso de predicción. Para las flechas diferidas la mejor estimación se logra con el método de Pretorius y para las totales con el de Pretorius y el bilineal del CEB. Ningún método acierta a predecir el efecto de la armadura de compresión sobre las flechas instantáneas.

SUMMARY

This article shows the results of a research on beam deflections of the linear elements of reinforced concrete with both different geometrical tension reinforcement ratios and relative compression reinforcement ratios (25 por 100, 50 por 100 and 100 por 100) for a period of 90 days.

The results we have obtained regarding instantaneous, immediate and total deflections are related to the current prediction formulae. For time-dependent deflections the best estimation is reached by the Pretorius method, while for total beam deflections both the Pretorius and C.E.B. bilinear methods have proved to be the best. No method succeeds in predicting the effect of compression reinforcement on beam deflections.

* * *

Conferencia sobre "Edificios saludables-88"

Durante los días 4 a 9 de setiembre del actual año 88 y a petición del CIB, se va a celebrar, en Estocolmo (Suecia), una Conferencia Internacional sobre "Edificios saludables" organizada por el Consejo Nacional Sueco de Investigaciones sobre la Construcción y el Urbanismo, y el Instituto Nacional Sueco de Medicina Ambiental, y patrocinada por la Organización Mundial de la Salud.

Su objetivo principal es proporcionar a los arquitectos, proyectistas, constructores, propietarios y fabricantes de materiales y equipos para la construcción, recomendaciones para la elección de los productos y sistemas utilizables.

Numerosos investigadores estudian actualmente las reacciones del hombre en los climas artificiales existentes en el interior de los edificios, y diversas conferencias internacionales se han ocupado de proporcionar conocimientos básicos sobre el particular.

La Conferencia "Edificios Saludables-88" tratará específicamente de las soluciones técnicas que pueden contribuir a la construcción de edificios en los cuales el hombre pueda vivir y trabajar en las condiciones adecuadas.

Los temas básicos elegidos para estas reuniones

son: Planificación y Acondicionamiento de los Edificios; Física de la Construcción; Tecnología del Clima Térmico; Tecnología de la Calidad del Aire en el Interior de los Edificios; Elección de Materiales; Garantía de Calidad, y Normativa.

Habrà una exposición de material científico, pedagógico y técnico; un amplio programa de actos sociales, y visitas técnicas.

Se ha preparado también un programa especial de actividades culturales y artísticas para los acompañantes y un interesante viaje para los días 10 y 11 de setiembre, a Laponia.

Los interesados en participar en esta Conferencia deberán ponerse en contacto con:

Conseil suédois de Recherche sur la
Construction et l'Urbanisme
S:t Göransgatan 66
S-11233 STOCKHOLM, Suecia
Telex: 10398.

La cuota de inscripción abonada antes del 15 de junio será de 3.000 Coronas Suecas.

Las que se abonen posteriormente tendrán un incremento de 1.000 Coronas Suecas.

Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión del acero pretensado en disoluciones de NaHCO_3

M.C. Alonso* (Doctor); C. Andrade* (Profesor de Investigación)
 R.P.M. Procter** (Profesor) y M. Saenz de Santa María** (Doctor)
 *Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Madrid. España
 **Corrosion and Protection Centre. UMIST. Manchester. Inglaterra

Introducción

La elevada alcalinidad de la solución acuosa encerrada en los poros de un hormigón ($\text{pH} \geq 12,6$), favorece la formación de una capa de óxido que mantiene pasivas a las armaduras embebidas en él. Sin embargo, este estado pasivo puede desaparecer debido a la presencia de cloruros, capaces éstos de destruir la capa pasivante, incluso en medio alcalino, dando lugar a un ataque de tipo localizado. La capa de óxidos pasivante puede desaparecer también cuando el cemento se carbonata por el CO_2 atmosférico.

El acero pretensado está también sometido a los ataques provocados por cualquiera de estos dos agresivos, pero puede sufrir, además, fallos por Corrosión Bajo Tensión; para lo que es necesario que se sumen efectos tales como un acero susceptible a la rotura frágil, junto con una elevada tensión mecánica y un ambiente agresivo. Este tipo de ataque (CBT) se ha venido estudiando sobre el acero pretensado en una amplia gama de medios agresivos como: H_2SO_4 , NH_4SCN , agua destilada, NaCl $\text{Ca}(\text{OH})_2$. A pesar de ello, hasta la actualidad no se han obtenido resultados muy satisfactorios, ya que muchas veces estos medios no reproducen la realidad de un hormigón, como ocurre con el NH_4SCN (1) (2), aunque, sin embargo, se sigue usando para determinar la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de los distintos aceros usados para hormigón pretensado.

Por otra parte, con medios como NaCl y HCl añadido al $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (3) (4), aunque se acercan más a la realidad, sólo se ha determinado fragilización debida al H_2 a potenciales inferiores a -900 mV y disolución localizada para potenciales superiores a -600 mV.

En la práctica, no existe un acuerdo en cuanto al tipo de mecanismo que produce el fallo; algunos autores aceptan que es debido a la fragilización por hidrógeno (5) (6), aunque no se excluye la posibilidad de una mezcla de mecanismos (fragilización por H_2 y disolución selectiva (7).

Dado, por tanto, el gran número de interrogantes que aún siguen planteándose, se decidió afrontar el problema desde nuevas perspectivas, estudiando medios hasta ahora no considerados pero que justifican su presencia en un hormigón carbonatado, como son los $\text{CO}_3^{=}$ y HCO_3^- .

Estos medios, por otra parte, ya fueron considerados como posibles desencadenantes de un proceso de CBT en otro tipo de aceros y aleaciones (8).

Método Experimental

Se empleó para los ensayos un acero de pretensado estirado en frío, de 7 mm de diámetro y 180 mm de longitud. La longitud de ensayo fue de unos 25 mm, que se mecanizó paralelamente a la dirección de estiramiento y se pulió para garanti-

zarse una superficie lo más homogénea posible. El diámetro final de esta longitud de ensayo resultó aproximadamente 2,5 mm. El aspecto del acero se muestra en la figura 1.

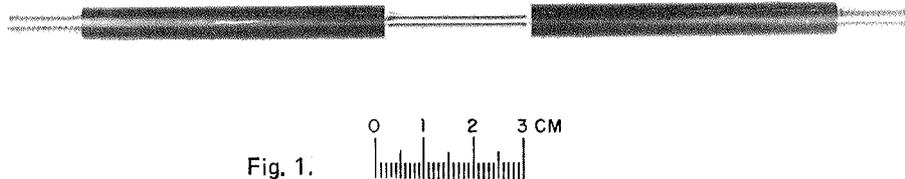


Fig. 1.

Las disoluciones ensayadas fueron de NaHCO_3 de concentración 0,5 M, 0,3 M, 0,2 M, 0,1 M y 0,05 M, de pH $8,1 \pm 0,1$.

Se burbujeó tanto aire (condiciones aireadas) como nitrógeno (condiciones desaireadas) a través de las disoluciones ensayadas. El pH de las disoluciones, al final del ensayo, fue $9,7 \pm 0,1$.

Se trazaron curvas de polarización sobre los aceros sumergidos en las disoluciones de ensayo, a 1.000 y 10 mV/min y se determinó, a partir de ellas, las zonas de actividad-pasividad, de las cuales se dedujeron los potenciales a los que posteriormente se trabajó en los ensayos de tracción lenta.

Para los ensayos de tracción lenta se emplearon dos velocidades de tracción: 10^{-6} sg^{-1} y 10^{-7} sg^{-1} . Se empleó un contraelectrodo de platino, un electrodo saturado de calomelanos como referencia y junto con el electrodo de trabajo se conectaron al potencióstato para trabajar a potencial constante.

Todos los ensayos se realizaron a temperatura ambiente.

Resultados

Resultados de las curvas de polarización

Las curvas a velocidad de barrido rápido (1.000 mV/min) indicaron la aparición de picos anódicos a -150 mV en concentraciones de NaHCO_3 elevadas (0,5, 0,3 y 0,2 M) del tipo de los que se muestran en la figura 2. El pico se desplaza a potenciales más anódicos al decrecer la concentración de NaHCO_3 por debajo de 0,1 M, como se aprecia en la figura 3.

Las curvas a velocidad de barrido lento (10 mV/min) mostraron la formación de picos más pequeños y potenciales más negativos, respecto a la altura a la que aparecen para las de velocidad de barrido

rápido. El pico que aparece en estas curvas, también tiende a desplazarse hacia valores más positivos de potencial, a medida que decrece la concentración en NaHCO_3 de la solución.

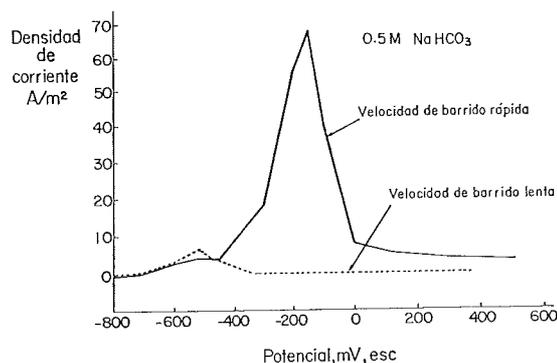


Fig. 2. Curvas de polarización a velocidad de barrido rápida y lenta, 0,5 M NaHCO_3 .

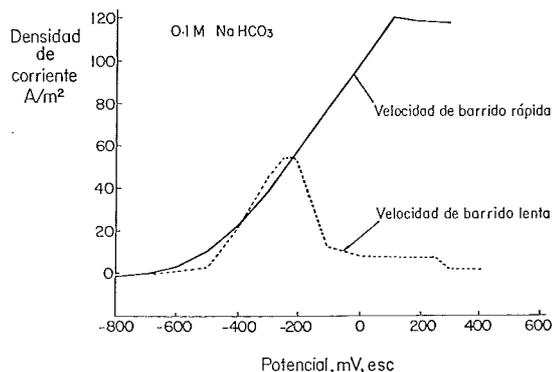


Fig. 3. Curvas de polarización a velocidad de barrido rápida y lenta 0,1 M NaHCO_3 .

En la tabla I se dan los valores de potencial a los cuales aparecen los picos, tanto para velocidad de barrido rápida como lenta.

TABLA I

Potenciales a los que aparecen los picos anódicos a velocidades de barrido rápidas y lentas

NaHCO ₃ Concentración	0,5 M	0,3 M	0,2 M	0,1 M	0,05 M
Curvas a velocidad de barrido rápido	-150	-150	-150	+100 (plato)	+210 (plato)
Curvas a velocidad de barrido lenta	-535	-420	-370	-235	-125

De ella se puede deducir que a potenciales comprendidos entre -400 mV y 0 mV, está situada la región crítica donde coexisten períodos de actividad-pasividad, para concentraciones > 0,1 M, y que se desplaza a valores entre -100 y +200 mV para concentraciones ≤ 0,1 M. En ambos casos las diferencias de intensidad entre actividad (deducida de la curva a velocidad de barrido rápida) y pasividad (dada por la curva a velocidad de barrido lenta) es bastante elevada. Así la densidad de corriente del pico anódico para la curva a velocidad de barrido rápida es superior a 20 A/m², y < 1 A/m² para el mismo potencial, a velocidad de barrido lenta y concentraciones > 0,1 M NaHCO₃. Mientras que para concentraciones inferiores, la densidad de corriente del pico a velocidad de barrido rápida es > 120 A/m², y < 10 A/m² para la velocidad de barrido lenta.

Resultados de los ensayos de tracción lenta

En la figura 4 se han representado los valores de reducción en área, medidos sobre los aceros ensayados a tracción lenta, en función de la concentración de NaHCO₃ para cada ensayo.

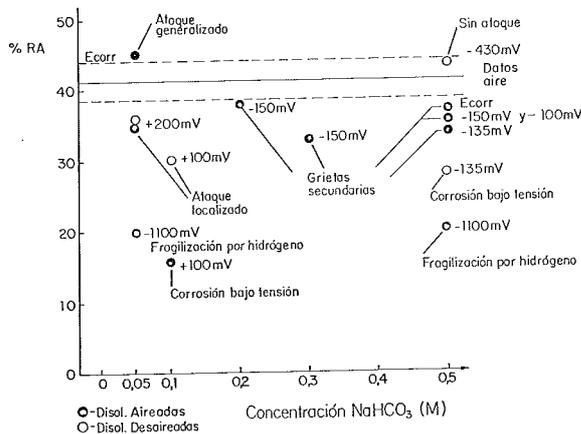


Fig. 4. Reducción en área en función [NaHCO₃]. Tipos de fracturas y ataques encontrados en las distintas condiciones de tracción ensayados.

En la figura aparece una línea continua horizontal que corresponde a la media de los ensayos de tracción lenta realizados al aire, con rotura dúctil del tipo que se aprecia en la figura 5. Las dos líneas discontinuas paralelas a ésta, corresponden a la dispersión de los ensayos en aire.

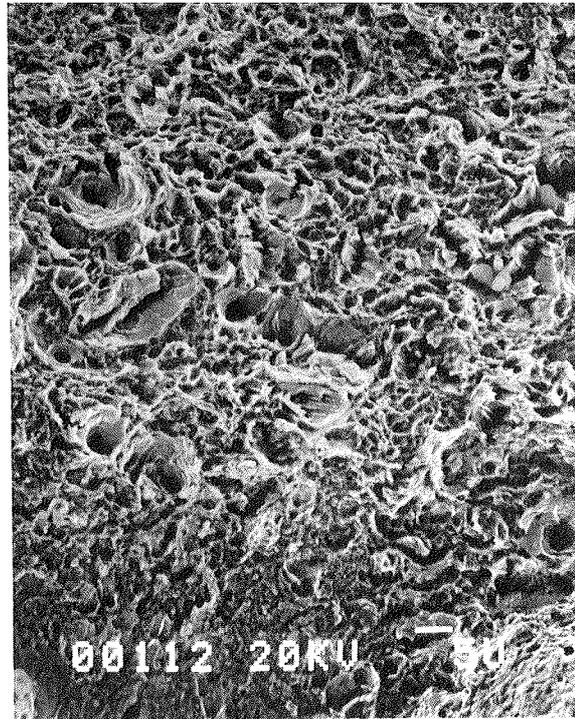


Fig. 5. Acero ensayado al aire. Centro de la superficie de fractura (dúctil) x 1 K.

Junto a los puntos representados se da el potencial al cual se realiza el ensayo en cada caso, si fue bajo condiciones aireadas o desaireadas, así como el tipo de ataque encontrado.

En ella se pueden apreciar dos regiones perfectamente diferenciadas, una situada entre -100 y

- 150 mV para las concentraciones 0,2, 0,3 y 0,5 M donde, en condiciones aireadas, se apreciaron roturas con reducción en área, inferior a la del aire, pero no variaciones en el tipo de fractura, si bien aparecieron unas grietas secundarias en las superficies laterales de ensayo, como las que se aprecian en la figura 6. Cuando se ensayaron en condiciones desaireadas (0,5 M a - 135 mV) se observó que la reducción en área era aún mayor y además de las grietas secundarias antes descritas, aparecieron en la superficie de fractura unas zonas de clivaje del tipo de las de la figura 7, características de fallo frágil.

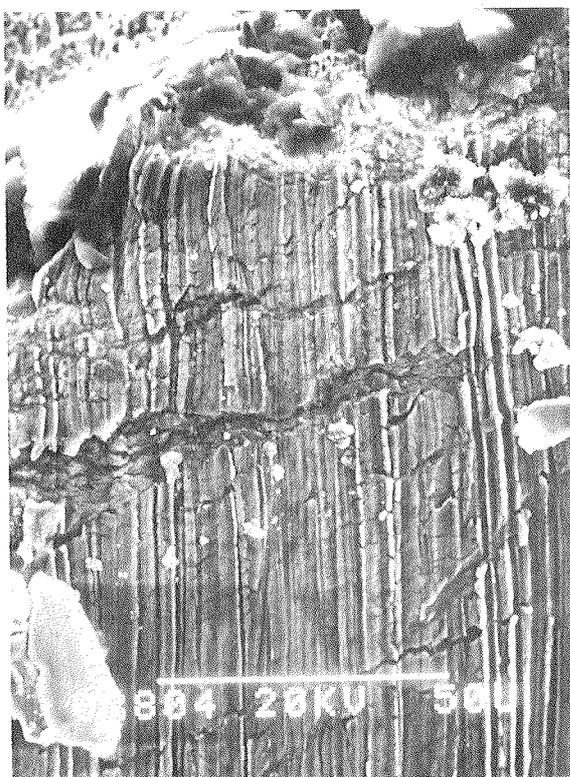


Fig. 6. Grietas secundarias 0,5 M NaHCO_3 a -135 mV desaireada x 900.

La segunda región aparece a concentraciones $\leq 0,1$ M. Para la concentración 0,1 M y + 100 mV y en condiciones aireadas, se observó la aparición de una fractura frágil similar a la anterior. Para disoluciones de concentración inferior, aireadas o desaireadas, desapareció este tipo de rotura y solo se detectó un ataque de tipo localizado sobre las superficies laterales del acero ensayado, como el que se aprecia en la figura 8.

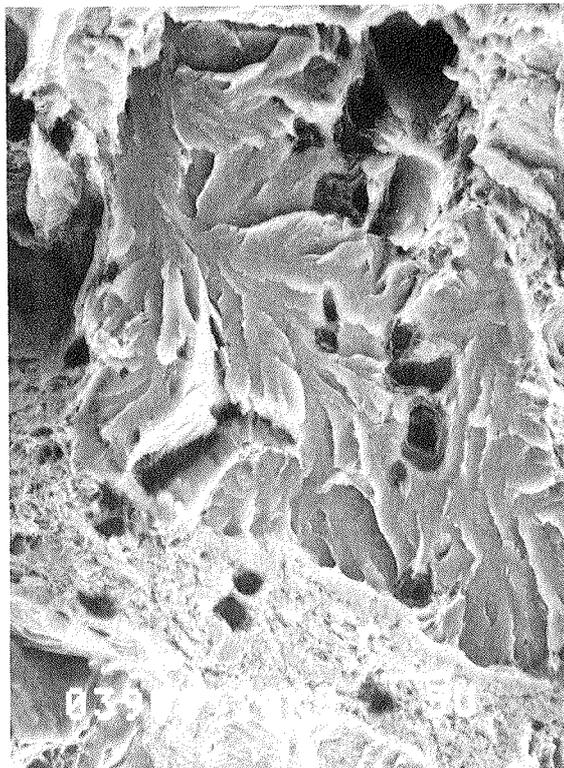


Fig. 7. Fractura frágil - áreas de clivaje 0,1 M NaHCO_3 a + 200 mV aireada, x 2 k.

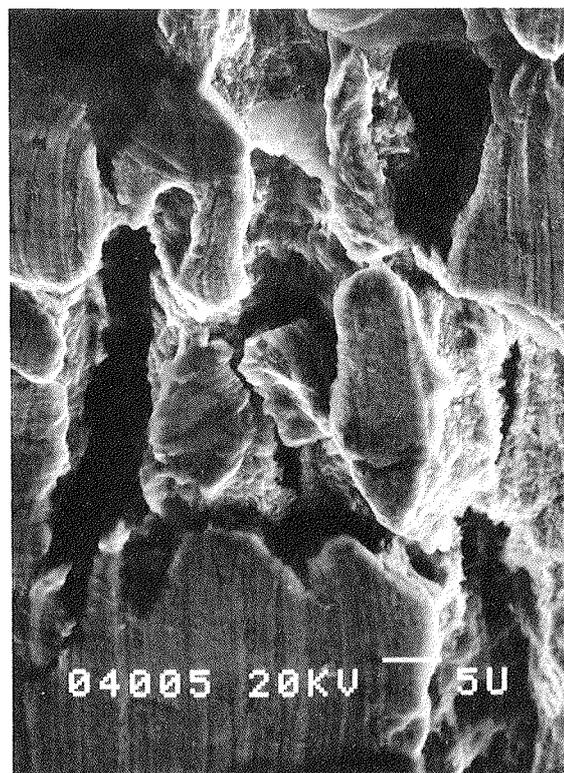


Fig. 8. Ataque localizado 0,05 M NaHCO_3 a + 210 mV desaireada x 1,7 k.

A potenciales de -1.100 mV aparece una fractura frágil, característica a estos potenciales, por el H_2 formado.

En los E_{CORR} aparece o un ataque de tipo generalizado para disoluciones muy diluidas ($0,05$ M) o grietas secundarias en las superficies laterales ($0,5$ M).

Discusión

A partir de las curvas de polarización fue posible determinar el rango de potenciales donde coexiste simultáneamente actividad-pasividad, según la cual el acero pretensado puede ser susceptible de sufrir fallos por CBT, en soluciones de $NaHCO_3$, para el rango de potenciales definido.

Considerando los criterios sugeridos por Parkins (9) para que el fallo pueda ocurrir, es posible explicar el hecho de que el fallo por CBT no aparezca en la superficie de fractura de los aceros ensayados en soluciones aireadas, para concentraciones $> 0,1$ M. Esto es debido a que la relación de intensidad entre actividad y pasividad no es suficientemente elevada, siendo más fuerte el carácter pasivante del $NaHCO_3$ a estas concentraciones, lo que impide que la grieta avance por disolución antes de que se forme de nuevo la capa pasiva. El crecimiento de la grieta se consigue al desairear la disolución y hacerse ésta más agresiva para el acero.

Cuando se ensaya en disoluciones más diluidas de $0,1$ M, los fallos por CBT no se observan, incluso en soluciones desaireadas, ya que para estas concentraciones de $NaHCO_3$ el medio se convierte en agresivo para el acero y éste se disuelve de forma incontrolada.

Para la concentración $0,1$ M parece existir un balance entre actividad y pasividad, resultando entonces una mayor susceptibilidad a la CBT; pero cuando la disolución se desairea se convierte en más agresiva y el fallo desaparece.

Siempre que aparece fallo por CBT, el pH del medio es ligeramente alcalino; lo que podría indicar que la disolución sólo ocurre en el vértice de la grieta para que ésta avance, mientras que los laterales de la misma permanecen pasivos. Esto es lo que da lugar a la fractura frágil.

Puesto que el tipo de fracturas que aparecen cuando se produce el fallo por CBT en estos medios de bicarbonato, para este acero, son similares a las que se producen en condiciones de polarización catódica, y puesto que éstos se difunden hacia el interior de la superficie de fractura es por lo que se puede decir que este acero presenta una propagación de la grieta, debida a fragilización por hi-

drógeno; aunque el proceso de iniciación de la grieta, presumiblemente, sea debido a fenómenos de disolución anódica.

Conclusiones

1. El acero pretensado aquí ensayado es susceptible de sufrir fallos por CBT en disoluciones de $NaHCO_3$, existiendo una concentración crítica de $NaHCO_3$ ($0,1$ M) para la cual la susceptibilidad es máxima.
2. El contenido en oxígeno del medio, afecta al fenómeno. Así, para concentraciones $> 0,1$ M, el fallo aparece bajo condiciones desaireadas; en condiciones aireadas para concentraciones = $0,1$ M.
3. Para que el fallo aparezca es necesario, también, una concentración mínima de OH^- en el medio.
4. La rotura frágil depende del potencial al cual se realice el ensayo.
5. La propagación de la grieta es debida al fenómeno de fragilización por hidrógeno.

Bibliografía

1. M. Brachet — Reports on prestressing steel, Edt. FIP (1970-1981). Stress corrosion resistance test for prestressing tendons.
2. J. Galligo y J. Climent — Hormigón y Acero, N° 143 pg. 61 (1982).
3. K.F. Macguinn y F.R. Griffiths — Br. Corr. J., Vol. 12, N° 3, pg. 152 (1977).
4. R.N. Parkins, M. Elices, V. Sánchez Galvez y L. Caballero — Corr. Sc. Vol. 22, N° 5, pg. 379 (1982).
5. F. Bergama, J. W. Boon y C.F. Etienne — Heron 22, pg. 46 (1977).
6. B.W. Cherry y S.M. Price — Corr. Sc. Vol. 20, pg. 116 (1980).
7. G. Rehm — Relationship between results of stress corrosion tests and practical circumstances with regard to the sensitivity of prestressing steels. Proc. of the IX Congress of the F.I.P.— Estocolmo (1982).
8. J. M. Sutcliffe, R.R. Fessler, W.K. Boyd y R. N. Parkins — Corrosion Nace, Vol. 28, N° 8, pg. 313 (1972).
9. J.H. Holroyd y R.N. Parkins — Corr. Sc. Vol. 20, pg. 707 (1980).

RESUMEN

Entre los fallos que se pueden producir en una estructura de hormigón pretensado, cabe destacar, por su importancia, los debidos a la Corrosión Bajo Tensión.

El fenómeno, aunque no muy habitual, se caracteriza por la rapidez y brusquedad con la que aparece, y se complica aún más al ser un hecho cuyas verdaderas causas permanecen todavía desconocidas.

En la mayor parte de los estudios desarrollados en este campo, no se ha tenido hasta el presente en cuenta el efecto que puede llegar a tener el ambiente agresivo que rodea al acero, cuando el recubrimiento de hormigón se ha carbonatado, debido a una mala calidad del hormigón o a la presencia de fisuras.

En este trabajo se ha tratado de abordar el problema desde esta perspectiva, simulando disoluciones que pueden ser habituales en hormigones carbonatados. Se han realizado para ello estudios electroquímicos y de velocidad de tracción lenta sobre aceros de pretensado sumergidos en disoluciones de NaHCO_3 .

Se ha encontrado que el acero ensayado es susceptible de sufrir fallos por corrosión bajo tensión en estos medios. El fallo que aquí se presenta depende, fundamentalmente, de la concentración de NaHCO_3 y de Oxígeno en el medio y del potencial al cual el acero se ensaya.

El aspecto de la fractura indica que el fallo se propaga debido a fragilización por Hidrógeno, si

bien con los ensayos realizados hasta el momento todavía no se ha podido dilucidar el mecanismo de iniciación de la grieta.

SUMMARY

The most important failures able to occur in a prestressing concrete structure are those due to stress corrosion cracking (SCC).

The phenomenon, although it is not a very common one, is characterized by its sudden and fast appearance but the basic mechanism is still unknown.

At the present, the effect when the steel is surrounded by a carbonated concrete has not been considered in SCC studies in prestressing steel.

In this work the problem has been studied stressing the steel in carbonated solutions which simulate the carbonated concrete pore solution. It has been used electrochemical and slow strain rate techniques.

The results show that prestressing steel is susceptible to suffer SCC failures in bicarbonated media. The failure depends on the NaHCO_3 and O_2 concentration and it is also Potential dependent.

The appearance of the fracture indicates that the growth of the crack is due to Hydrogen embrittlement but the mechanism of crack initiation remains unknown.

Influencia de excentricidades de ensayo sobre la resistencia a tracción indirecta del hormigón por doble punzonamiento. Relaciones con otras resistencias

Emilio Barberá
Dr. Arquitecto
Bernardo Perepérez
Dr. Arquitecto
Emilio J. Giménez
Arquitecto
Antonio Santamaría
Arquitecto
Javier Benlloch
Dr. Arquitecto
Sebastián Balasch
Dr. Ingeniero Agrónomo

I. INTRODUCCION

Diversos trabajos (1) (2) (3) (4), comentan o manifiestan el interés e incluso la necesidad de conocer la resistencia a tracción del hormigón en determinados casos.

Son también diversos los investigadores, (3) (5) (6) (7) (8) (9) (10), que han criticado los métodos de ensayo al uso de la resistencia a tracción: ensayo de tracción directa, ensayo de tracción indirecta por compresión diametral de la probeta (brasileño) y ensayo de flexotracción, crítica resumida en un trabajo anterior (11), en el que se puso de manifiesto la vigencia que posee la necesidad de definir y normalizar un método de ensayo de la resistencia a tracción del hormigón que obvie, al menos en parte, los inconvenientes de los métodos mencionados anteriormente.

El ensayo de tracción indirecta por doble punzonamiento, propuesto por Chen (12), en el que una probeta cilíndrica de 15 x 15 cm es comprimida axialmente por sendos cilindros metálicos de 1,5" de diámetro por 1" de altura (Figura 1), ha demostrado ser un procedimiento esperanzador (11) (12) (13). Según este mismo autor, la resistencia a tracción indirecta por doble punzonamiento viene dada por la expresión:

$$f_{ct,p} = \frac{N}{\pi (1,2 \cdot b \cdot h - 1,905^2)} \text{ (kp/cm}^2\text{)}$$

donde N es la carga de rotura, b el semidiámetro de la probeta y h la altura de la misma.

II. OBJETIVOS

La experiencia que se posee del ensayo por doble punzonamiento es limitada. Son, pues, diversos los interrogantes planteados, tanto acerca de las especificaciones que deben establecerse para su normalización, como de la relación de sus resultados con los obtenidos con otras técnicas de ensayo de tracción o compresión.

Los dos objetivos básicos con que se planteó este trabajo, fueron:

a) Influencia, sobre la resistencia por doble punzonamiento ($f_{ct,p}$), de las excentricidades de las cargas de ensayo y del tamaño máximo y naturaleza del árido grueso empleado.

b) Relaciones de $f_{ct,p}$ con la resistencia a la compresión simple (f_c), la resistencia por compresión diametral (ensayo brasileño) ($f_{ct,b}$) y la resistencia a flexotracción ($f_{ct,f}$).

III. PLAN EXPERIMENTAL

Se fabricaron dos hormigones de densidad ordinaria y otro ligero estructural, cuyas principales características se dan en la Tabla 1.

Se utilizó una hormigonera planetaria con capacidad nominal de 150 ℓ, curando las probetas en agua a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ hasta el instante de los ensayos, cuyo plan se ha resumido en la Tabla 2.

Las probetas de 15 x 15 cm utilizadas en los ensayos de doble punzonamiento se obtuvieron por corte con disco de diamante de probetas cilíndricas normalizadas (15 x 30), usando la semiprobeta inferior, de acuerdo con recomendaciones y trabajos anteriores (11) (13) (14).

TABLA 1
Características de los hormigones

Tipo de hormigón	Cemento Kg/m ³	Arena Kg/m ³	Grava 5/32 Kg/m ³	Grava 5/20 Kg/m ³	Grava 2,5/10 Kg/m ³	Arcilla expandi- da 3/8 Kg/m ³	Agua ℓ/m ³	D (*) mm	m (**)	Asiento cono Abrans cm	Rela- ción Agua/ cemento en peso
H-I	325	885	—	—	1.008	—	170	10	4,25	6 ± 1	0,52
H-II	325	654	52,5	802	—	—	144	25	5,69	6 ± 1	0,44
H-L	325	624	—	—	—	510	227,5	8	4,06	6 ± 1	0,70

(*) Tamaño máximo del árido grueso.

(**) Módulo granulométrico del árido total.

TABLA 2
Número de probetas por tipo de ensayo y de hormigón

Edad (días)	Compre- sión 15 x 30	Doble Punzona- miento 15 x 15 (*) E = 0	Doble Punzona- miento 15 x 15 (*) E variable	Doble Punzona- miento 15 x 15 (*) E = 0	Brasileño 15 x 30 NLT 319	Brasileño 15 x 15 (**) NLT 319	Flexotracción 10 x 10 x 40 ISO 4.013 - 1978
3	5	5	15	5	5	15	5
7	5	5	15	5	5	15	5
28	5	5	15	5	5	15	5

(*) Semiprobeta inferior.

(**) Semiprobeta superior.

Para la alineación de las cargas y obtener las excen-tricidades de la superior, se utilizó un "temple-te" metálico, diseñado al efecto, con platos supe-riores desplazables e intercambiables.

IV. RESULTADOS

Los resultados medios de los ensayos se presen-tan en la Tabla 3, donde entre paréntesis se da el coeficiente de variación en tanto por 100. Los re-sultados son la media de cinco ensayos, excepto en el brasileño sobre semiprobetas superiores, que son la media de quince.

En todos los hormigones, en los ensayos de do-ble punzonamiento el tipo de rotura fué similar. En general, se formaron sendos conos con base en las caras cargadas, y la posterior rotura se produjo bajo la acción resultante del hundimiento de di-chos conos que actuaron de cuñas (Figura 1). En ciertos casos, los conos sólo se insinuaron sin sepa-rarse de uno de los fragmentos tras la rotura. Estos tipos de rotura concuerdan con los observados en otras investigaciones (11) (15) (16).

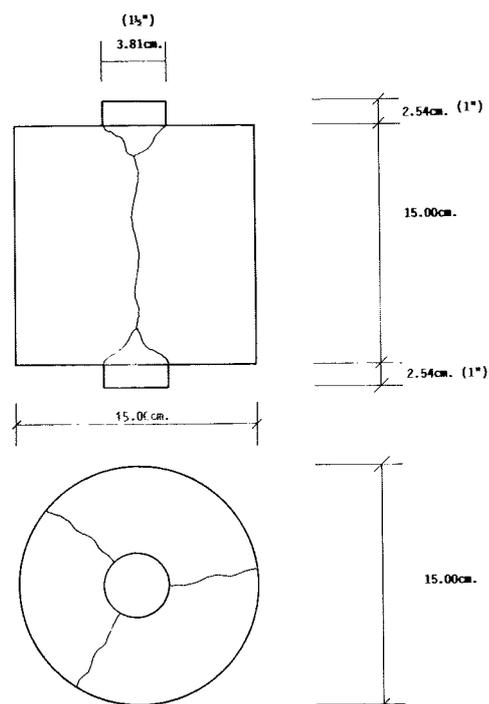


Fig. 1. Esquema del ensayo por "doble punzona-miento".

TABLA 3
Resultados

Tipo de hormigón	Edad (días)	Compresión		Doble punzonamiento (f _{ctp}) (*)					D. punzonam. (f _{ctp}) (**)		Brasileño		Brasileño (**)		Flexotracción	
		f _c	γ _h	E=0	E=1,5	E=3,0	E=4,5	γ _h	E=0	γ _h	f _{ctb}	γ _h	f _{ctb}	γ _h	f _{ctf}	γ _h
H-I	3	163 (3,02)	2.356 (0,67)	17,21 (4,61)	17,81 (4,51)	17,48 (4,99)	18,71 (3,18)	2.357 (0,43)	15,85 (3,46)	2.329 (0,55)	21,21 (5,55)	2.350 (0,23)	19,70 (6,92)	2.328 (0,49)	32,98 (12,57)	2.360 (0,21)
	7	238 (3,78)	2.362 (0,20)	28,89 (1,72)	28,75 (2,36)	30,77 (4,01)	29,42 (4,09)	2.379 (0,35)	26,67 (2,10)	2.358 (0,40)	29,79 (3,37)	2.340 (2,78)	31,31 (7,68)	2.352 (0,52)	47,99 (9,57)	2.377 (0,39)
	28	400 (1,84)	2.384 (0,30)	32,33 (1,91)	31,98 (1,59)	3,94 (3,78)	3,25 (3,25)	2.394 (0,59)	28,28 (6,71)	2.370 (0,47)	40,64 (4,03)	2.385 (0,40)	33,71 (4,39)	2.365 (0,68)	65,66 (4,69)	2.384 (0,63)
H-II	3	247 (3,88)	2.458 (0,57)	23,85 (1,74)	24,02 (4,24)	23,12 (2,34)	24,01 (3,88)	2.476 (0,30)	22,13 (6,30)	2.455 (0,15)	29,81 (9,11)	2.460 (0,81)	27,38 (7,95)	2.450 (0,54)	50,46 (7,68)	2.468 (0,53)
	7	347 (3,80)	2.458 (0,20)	30,84 (3,76)	32,80 (3,61)	30,22 (4,11)	31,46 (1,53)	2.481 (0,36)	27,08 (9,67)	2.468 (0,18)	36,97 (5,00)	2.459 (0,20)	35,71 (5,18)	2.453 (0,41)	61,82 (4,53)	2.458 (0,77)
	28	385 (7,34)	2.479 (0,71)	34,11 (2,66)	34,58 (6,78)	35,96 (4,61)	34,38 (5,73)	2.471 (0,60)	34,19 (7,37)	2.471 (1,09)	41,21 (2,81)	2.464 (0,98)	39,65 (7,81)	2.459 (1,19)	75,06 (3,58)	2.484 (0,53)
H-III	3	187 (3,03)	1.757 (0,26)	15,88 (4,15)	16,15 (3,93)	16,32 (0,96)	16,50 (3,32)	1.772 (0,45)	15,26 (6,24)	1.755 (0,46)	21,91 (7,93)	1.766 (0,62)	20,49 (6,44)	1.759 (1,22)	33,27 (4,37)	1.793 (0,51)
	7	220 (5,00)	1.762 (0,37)	17,61 (4,68)	18,37 (4,35)	17,74 (5,64)	16,18 (8,08)	1.757 (0,85)	17,45 (2,20)	1.738 (0,49)	22,15 (6,94)	1.748 (1,32)	23,09 (9,46)	1.757 (0,87)	34,65 (6,70)	1.780 (1,00)
	28	277 (3,88)	1.758 (0,42)	22,18 (2,23)	22,68 (1,50)	22,55 (3,95)	22,69 (3,99)	1.774 (0,54)	21,46 (7,20)	1.755 (0,74)	29,21 (5,95)	1.758 (0,51)	27,77 (5,44)	1.755 (0,43)	38,55 (8,09)	1.764 (1,00)

(f = resistencia en Kp/cm²). (γ_h = densidad del hormigón sobre superficie saturada y seca en Kg/m³).
 (*) Ensayos sobre semiprobetas inferiores.
 (**) Ensayos sobre semiprobetas superiores.

Tabla 4
Coeficientes variación medios

Tipo de hormigón	Edad (días)	Compresión (15 x 30)	Doble punzonamiento				Doble Punz. (') E = 0	Brasileño (15 x 30)	Brasileño (') (15 x 15)	Flexotracción 10x10x x 40
			E = 0 mm	E = 1,5 mm	E = 3,0 mm	E = 4,5 mm				
I+II+ +L	3	3,31	3,50	4,23	2,76	3,46	5,33	7,53	7,10	8,21
	7	4,19	3,39	3,44	4,59	4,57	4,66	5,10	7,44	6,93
	28	4,35	2,27	3,29	4,12	4,32	7,09	4,26	5,88	5,45
I II L	3+7+ +28	2,88	2,75	2,82	4,26	3,51	4,09	4,32	6,33	8,94
		5,01	2,72	4,88	3,69	3,71	7,78	5,64	6,98	5,26
		3,97	3,69	3,26	3,52	5,13	5,21	6,94	7,11	6,93
I+II+ +L	3+7+ +28	3,95	3,05	3,65	3,82	4,12	5,69	5,63	6,81	6,86

(') Semiprobeta superior.

TABLA 5
Regresiones entre resistencias

Tipo de hormigón	Resistencias relacionadas	Funciones propuestas	R	I.C. (exp)
I + II + L	f_{ctp} sobre f_c	$f_{ctp} = 0,3451 \cdot f_c^{0,7608}$	0,8150	(0,2774; 1,2442)
I + II + L	f_{ctp} sobre f_{ctb}	$f_{ctp} = 0,7466 \cdot f_{ctb}^{1,0240}$	0,9087	(0,6035; 1,4445)
I + II + L	f_{ctp} sobre f_{ctf}	$f_{ctp} = 0,9021 \cdot f_{ctf}^{0,8515}$	0,9085	(0,5015; 1,2015)
I + II + L	f_{ctb} sobre f_c	$f_{ctb} = 0,3468 \cdot f_c^{0,7974}$	0,9630	(0,5979; 0,9969)
I + II + L	f_{ctf} sobre f_c	$f_{ctf} = 0,2997 \cdot f_c^{0,9072}$	0,9108	(0,5397; 1,2747)

V. DISCUSION

V.1. Variabilidad de los Resultados

En la Tabla 4 se dan los coeficientes de variación medios, por edades y hormigones. Se observa que los menores coeficientes de variación se obtuvieron en compresión y doble punzonamiento sobre semiprobetas inferiores, y los más elevados en flexotracción, con valores intermedios en los ensayos brasileños sobre probetas de 15 x 30 cm. En las semiprobetas superiores, los coeficientes de variación fueron más elevados que los obtenidos en los respectivos ensayos sobre semiprobetas inferiores o probetas de 15 x 30 cm.

En los ensayos de doble punzonamiento sobre semiprobetas inferiores, se aprecia una tendencia al alza de los coeficientes medios de variación al aumentar la excentricidad de la carga superior, si bien con valores ligeramente inferiores siempre a los de los ensayos brasileños (15 x 30).

En todos los ensayos de tracción efectuados, se registró una disminución de los coeficientes de va-

riación al incrementarse la edad de ensayo, es decir, el grado de hidratación del hormigón.

V.2. Regresión entre Resistencias

Se han estudiado las relaciones entre distintas resistencias, tomadas de dos en dos, mediante la técnica de regresión mínimo cuadrática y asumiendo un modelo de relación exponencial. Las relaciones establecidas se dan en la Tabla 5, y gráficamente en las Figuras 2, 3, 4, 5 y 6, siendo R el coeficiente de correlación múltiple e IC(exp) el intervalo de confianza de cada exponente, para un nivel de significación del 5 por 100. En ninguna de estas regresiones se observó una significación estadística del tipo de hormigón.

En la regresión de $f_{ct,p}$ sobre f_c (Figura 2), se observa una buena concordancia con la función encontrada en un trabajo anterior (11). Asimismo, existe buena concordancia con la ley propuesta por Brooks y Neville (18) para relacionar la resistencia a tracción directa con la resistencia a compresión.

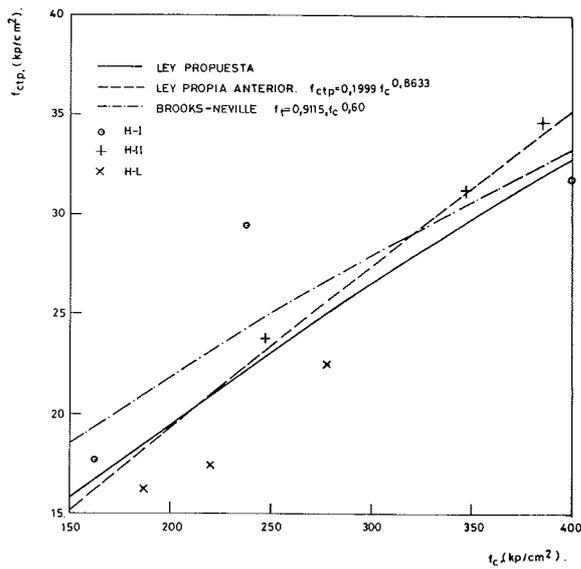


Fig. 2. Regresión de f_{ctp} sobre f_c

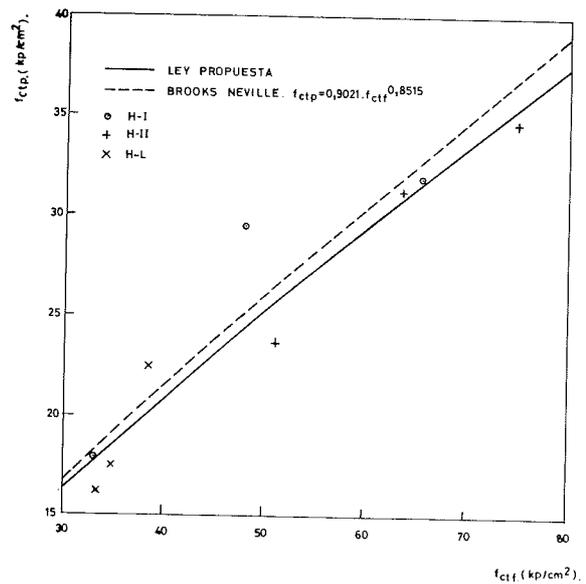


Fig. 4. Regresión de f_{ctp} sobre f_{ctf}

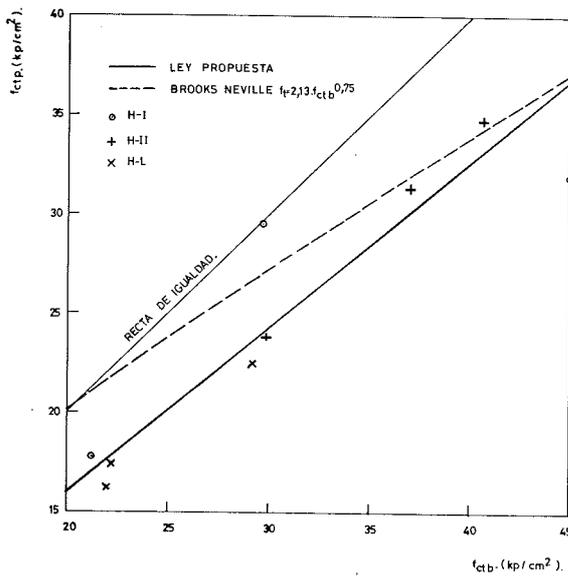


Fig. 3. Regresión de f_{ctp} sobre f_{ctb}

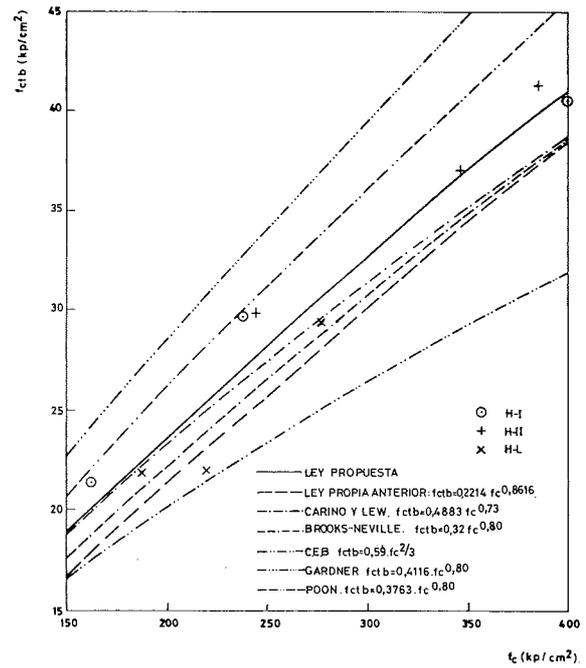


Fig. 5. Regresión de f_{ctb} sobre f_c

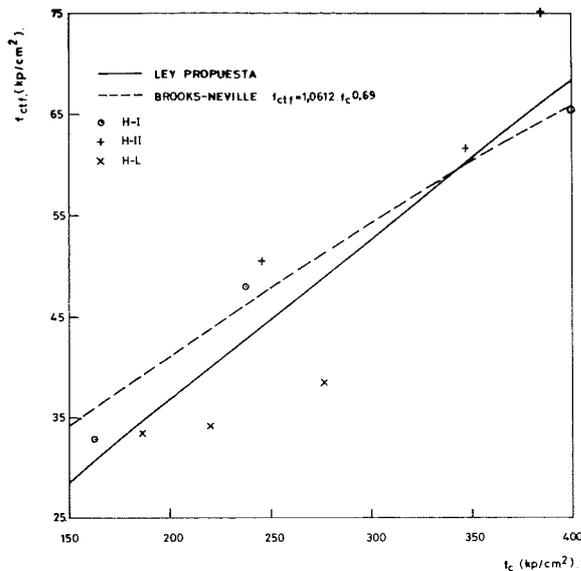


Fig. 6. Regresión de f_{ctt} sobre f_c .

En la regresión de $f_{ct,p}$ sobre $f_{ct,b}$ (Figura 3), se observa que, como ya se comprobó en otras investigaciones (10) (11), existe una tendencia a sobrevalorar la resistencia a tracción del ensayo brasileño en los hormigones ordinarios, cuando aumenta el tamaño máximo del árido, con lo que los resultados de la figura se alejan de la recta de igualdad. Igual sucede con el árido ligero en el que, si bien el ensayo brasileño tiende a infravalorar la resistencia a tracción, al ser menos resistente el árido grueso que la matriz, parece tener aún mayor incidencia, en ese sentido, el doble punzonamiento y por la misma razón; Thrin (16) ya observó que, aun con tipos de rotura similares, el hormigón ligero, a igualdad de resistencia a compresión, ofrecía menor resistencia bajo carga concentrada que los hormigones ordinarios. Por otro lado, es de destacar la buena concordancia de la regresión con la ley propuesta por Brooks y Neville (18) para relacionar la resistencia a tracción directa y la obtenida por brasileño.

En la Figura 4 se representa la regresión de $f_{ct,p}$ sobre $f_{ct,f}$ y también la relación deducida por Brooks y Neville (18) entre la resistencia a tracción directa y a flexotracción. La concordancia entre ambas leyes es excelente.

Al relacionar compresión y brasileño (Figura 5), se observa lo acertado de utilizar un exponente de valor 0,8, tal y como propugnan trabajos anteriores (1) (11) (17) (18), en vez del exponente $2/3$ del CEB (19) o el $1/2$ del Código ACI-318/83 (20). Se da también una excelente concordancia con los resultados de los ensayos, al utilizar la relación exponencial de Carino y Lew (4).

En la Figura 6 se da la regresión de $f_{ct,f}$ sobre

f_c . Se observa un buen ajuste con la ley de Brooks y Neville (18) para resistencias a compresión iguales o superiores a 250 kp/cm^2 , resistencias medias, por otro lado, habituales en edificación. La discrepancia para valores inferiores de f_c , se debe sin duda a la influencia de las resistencias a flexotracción, más bajas, del hormigón ligero.

V.3. Influencia de la excentricidad de la carga superior

Tras el análisis estadístico de los resultados obtenidos por doble punzonamiento con excentricidades de la carga superior de valores E iguales a 0,0, 1,5, 3,0 y 4,5 mm, se comprobó que no resultaba significativa ni la excentricidad ni el cuadrado de la misma, por lo que, para cada edad y tipo de hormigón, la mejor estimación de $f_{ct,p}$ será la obtenida con la media de las distintas observaciones de cada situación. Por ello, en las Figuras 2, 3 y 4 los valores de $f_{ct,p}$ representados, son los obtenidos de esta manera. Se ha confirmado la observación de un trabajo anterior (11), según la cual se afirmaba que el error medio relativo cometido en la estimación de $f_{ct,p}$ para excentricidades de 6 mm de la carga superior, era inferior a un ± 5 por 100.

V.4. Ensayos sobre Semiprobetas Superiores

Como demuestra la Tabla 6, los ensayos efectuados por brasileño y doble punzonamiento, sobre semiprobetas superiores, dan resultados que, en general, son inferiores a los obtenidos con semiprobetas inferiores (doble punzonamiento) o con probetas de $15 \times 30 \text{ cm}$ (brasileño). De la Tabla 6 se deduce que la mejor variable explicativa es la densidad del material, que, en general, también disminuye en las semiprobetas superiores; de hecho, en los dos casos en que el cociente $f_{ct,b}/f'_{ct,b}$ es menor que la unidad, también lo es el cociente entre las densidades.

Parece también influir el tipo de ensayo y la clase de hormigón; para igual clase, infravalora menos el ensayo brasileño, dado que la carga no se aplica en la cara de acabado; si bien ligeras irregularidades superficiales, como las obtenidas tras el corte de las probetas con disco de diamante, está comprobado (14) que no influyen sobre los resultados del doble punzonamiento; para igual tipo de ensayo, las menores discrepancias (cociente más próximo a la unidad) se obtuvieron en ambos casos en el hormigón ligero; tal hecho parece atribuible, en parte al menos, a la menor resistencia del árido grueso frente a la de la matriz.

TABLA 6
Influencia del uso de semiprobetas superiores

Tipo de hormigón	Edad (días)	f_{ctp}/f'_{ctp}	$(f_{ctp}/f'_{ctp})_m$	$\gamma_{ctp}/\gamma'_{ctp}$	f_{ctb}/f'_{ctb}	$(f_{ctb}/f'_{ctb})_m$	$\gamma_{ctb}/\gamma'_{ctb}$
H-I	3	1,12	1,12	1,01	1,08	1,08	1,01
	7	1,10		1,01	0,95		0,99
	28	1,13		1,01	1,21		1,01
H-II	3	1,07	1,08	1,01	1,09	1,06	1,00
	7	1,16		1,01	1,04		1,00
	28	1,02		1,00	1,04		1,00
H-L	3	1,06	1,04	1,01	1,07	1,03	1,00
	7	1,00		1,01	0,96		0,99
	28	1,05		1,01	1,05		1,00

TABLA 7
Cálculo en agotamiento de las cargas concentradas sobre macizos

Tipo de hormigón	Edad (días)	f_c Ensayos	f_{ctb} Ensayos	P_u					F_c/P_u Ensayos
				Ensayos	IEH-82	Williams	ACI 318	CEB-FIP	
H-I	3	163	21,21	634	538	532	489	538(*)	3,89
	7	238	29,79	1046	785	748	714	785(*)	4,39
	28	400	40,64	1141	1320	1200	1200	1320(*)	2,85
H-II	3	247	29,81	846	815	748	741	815(*)	3,43
	7	347	36,97	1118	1145	928	1041	1145(*)	3,22
	28	385	41,21	1251	1271	1034	1155	1271(*)	3,25
H-L	3	187	21,91	550	617	550	561	466	2,94
	7	220	22,15	620	726	556	660	549	2,82
	28	277	29,21	802	914	733	831	691	2,90

(*) Idem que IEH-82 para hormigones ordinarios.

V.5. Cargas Concentradas sobre Macizos

Cuando sobre un macizo de hormigón en masa actúa una carga concentrada, caso frecuente en la ingeniería civil (cimentaciones, dispositivos de apoyo, ménsulas, anclajes de cables postensados, etc.), es sabido que, en agotamiento, pueden alcanzarse tensiones P_u más elevadas que la resistencia a compresión simple del hormigón, debido al efecto de zunchado que ejerce el hormigón situado fuera del área de contacto.

Buena parte de las fórmulas al uso para el cálculo de P_u , parten de la relación propuesta por Flament en 1.887:

$$P_u = f_c \cdot (A_c/A_{c1})^{1/2}$$

donde f_c es la resistencia a compresión simple del hormigón, A_c el área cobaricéntrica con A_{c1} del macizo y A_{c1} el área de contacto.

Así, la IEH-82 (21) y el Código Modelo CEB-FIP (19) proponen:

$$P_u = f_{cd} \cdot (A_c/A_{c1})^{1/2} \leq 3,3 \cdot f_{cd}$$

y el código ACI-318/83 (20):

$$P_u = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot (A_c/A_{c1})^{1/2} \leq 3 \cdot f_{ck}$$

(para cargas concéntricas)

En 1979, Williams (22) propuso la relación:

$$P_u = 6,92 \cdot f_{ct,b} \cdot (A_c/A_{c1})^{0,47}$$

El manual CEB/FIP (23), para hormigones ligeros, propone:

$$P_u = f_c \cdot (A_c/A_{c1})^{0,33}$$

La valoración del ajuste obtenido, respecto de los resultados experimentales, con las diversas relaciones enunciadas puede realizarse a partir de la Tabla 7. Se observa, en primer lugar, dentro de los métodos basados en la propuesta de Flamant (IEH-82, Código Modelo y ACI-318), que el límite $3 \cdot f_c$ para P_u del ACI es más adecuado que el $3,3 \cdot f_c$ de la IEH-82 y el Código Modelo para hormigones ordinarios, si bien todos ellos caen del lado de la inseguridad en el hormigón ligero. Este último hecho se debe, con toda probabilidad, a que una carga concentrada el estado tensional que realmente genera es de tracción indirecta en el macizo de hormigón y, como es sabido, la relación entre resistencias a tracción y a compresión es menor en los hormigones ligeros que en los de densidad ordinaria; es decir, un límite de P_u basado en una relación lineal entre tal parámetro y f_c nunca será adecuado, puesto que, como se ha visto al estudiar las regresiones entre resistencias, el exponente de f_c siempre resulta inferior a la unidad. Es por ello que las predicciones más satisfactorias del valor de P_u se obtendrán, como hace Williams (22), relacionando P_u con la resistencia a tracción del hormigón, es decir, al situar en ambos miembros, variables que respondan a estados tensionales del mismo signo. Por otro lado, la propuesta del manual CEB/FIP (23) para hormigones ligeros resulta poco ajustada y bastante conservadora.

VI. CONCLUSIONES

En base a éste y otros trabajos anteriores, puede concluirse que:

1° El ensayo de tracción indirecta por doble punzonamiento:

– Posee una buena reproductibilidad y es de ejecución simple y práctica y, por tanto, ajustado a las exigencias de una rutina comercial, y

– se presenta, a la vista de las Figuras 2, 3 y 4, como una técnica de ensayo prometedora para la predicción de la resistencia a tracción directa del hormigón.

2° Para relacionar la resistencia a tracción obtenida en el ensayo brasileño con la de compresión, resulta mucho más adecuado el exponente 0,8 que los de valores $2/3$ y $1/2$ prescritos en diferentes normas, en particular a edades tempranas.

3° No resulta recomendable la ejecución de ensayos brasileños sobre semiprobetas superiores, y aún menos lo es la de ensayos de doble punzonamiento.

4° Para estimar la resistencia última P_u de macizos de hormigón en masa bajo cargas concentradas, al menos cuando la relación de áreas es del orden de la de éste trabajo (15, 5) y la carga concéntrica:

– Parece excesivo el límite $3,3 \cdot f_c$ establecido por la IEH-82 y el Código Modelo, en particular en hormigones ligeros.

– Está del lado de la inseguridad $3,0 \cdot f_c$ de la norma ACI-318 en hormigones ligeros, y

– Parece necesario, dado el estado tensional que realmente se genera, relacionar P_u con la resistencia a tracción del hormigón, o lo que viene a ser lo mismo, con la resistencia a compresión afectada de un exponente inferior a la unidad, que en este trabajo se ha encontrado de valor 0.7608 (regresión de $f_{ct,p}$ sobre f_c).

BIBLIOGRAFIA

(1) Gardner, N.J.; Poon, S.M.: "Time and Temperature Effects on Tensile, Bond and Compressive Strengths". ACI/JOURNAL, July 1976.

(2) Calavera, J.: "Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación". INTEMAC, Madrid, 1981.

(3) Raphael, J.M.: "Tensile Strength of Concrete". ACI Journal, March-April 1984.

(4) Carino, N.J.; Lew, H.S.: "Re-examination of the Relation between Splitting Tensile and Compressive Strength of Normal Weight Concrete". ACI Journal, May-June 1982.

(5) Malhotra, V.M.; Zoldners, N.G.: "Comparison of Ring-Tensile Strength of Concrete with Compressive, Flexural and Splitting-tensile Strengths". Journal of Materials, 1966.

(6) Johnston, C.D.: "Steel Fiber Reinforced and Plain Concrete: Factors Influencing Flexural Strength Measurement". ACI Journal, March-April 1982.

(7) Grieb, W.E.; Werner, G.: "Comparison of Splitting Tensile Strength of Concrete with Flexural and Compressive Strengths". Proceedings ASTM, vol. 62, 1962.

(8) Johnston, C.D.: "Strength and Deformation of Concrete in Uniaxial Tension and Compression". Magazine of Concrete Research, vol. 20, n° 70, March 1970.

(9) Johnston, C.D.; Sidwell, E.H.: "Testing of Concrete Strength in Tension and Compression". Magazine of Concrete Research, vol. 20, n° 65, December 1968.

(10) Hannant, D.J.; Buckley, K.J.; Croft, J.: "The Effect of Aggregate Size on the Use of the Cylinder Splitting Test as a Measure of Tensile Strength". Materiaux et Constructions. RILEM. Vol. 6, n° 3 1, 1973.

(11) Pereperez, B.; Barbera, E., et alt.: "La Resistencia a Tracción Indirecta del Hormigón por

Doble Punzonamiento. Influencia del tamaño máximo del árido y de la excentricidad". Informes de la Construcción, vol. 37, n° 374, Octubre 1985.

(12) Chen, W.F.: "Double-punch Test for Tensile Strength of Concrete". ACI Journal, December 1970.

(13) Chen, W.F.; Yuan, R.L.: "Tensile Strength of Concrete: Double-punch Test". Journal of Structural Division, ASCE, August 1980.

(14) Pereperez, B.; Barbera, E.; et. alt.: "Experiencias del Laboratorio de Construcción de la E.T.S. de Arquitectura de Valencia (España), en el Ensayo de Doble Punzonamiento". IVª Conferencia Científica de Ingeniería y Arquitectura. La Habana (Cuba), Diciembre, 1984.

(15) Trinh, J.; Chenot, J.M.: "Etude Expérimentale de la Résistance au Poinçonnement du Béton léger non Armé". Annales de l'ITBTP, n° 395, Juin 1981.

(16) Trinh, J.: "Résistance du Béton aux Forces Concentrées. Première Partie; Béton non Armé". Annales de l'ITBTP, n° 439, Novembre 1985.

(17) Pereperez, B.: "La Resistencia a Compresión, la Resistencia a Tracción y el Módulo de Deformación de Hormigones Fabricados con Cemento PA-350". Tesis Doctoral. E.T.S. Arquitectura. Valencia, Septiembre 1981.

(18) Brooks, J.J.; Neville, A.M.: "A Comparison of Creep, Elasticity and Strength of Concrete in Tension and in Compression". Magazine of Concrete Research. Vol. 29, n° 100, September 1977.

(19) C.E.B./F.I.P.: "Model Code For Concrete Structures". 1978.

(20) A.C.I.: "Building Code Requirements for Reinforced Concrete Structures. ACI-318/83".

(21) M.O.P.U.: "Instrucción EH-82 para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado". Madrid, 1982.

(22) Williams, A.: "The Bearing Capacity of Concrete Loaded over a Limited Area". Cement and Concrete Association. Technical Report n° 52, 1979.

(23) C.E.B./F.I.P.: "CEB/FIP Manual of Lightweight Aggregate Concrete. Design and Technology". The Construction Press. London, 1977.

RESUMEN

En este trabajo se recogen los resultados de un estudio experimental sobre la resistencia a tracción por doble punzonamiento con excentricidades de la carga superior entre 0,0 y 4,5 mm. También se han efectuado ensayos normalizados de compresión simple, flexotracción y brasileño, estudiando las relaciones entre las resistencias y la bondad de las predicciones habituales de resistencia última de macizos de hormigón bajo cargas concentradas. Se presentan los resultados obtenidos a edades de 3,7 y 28 días sobre tres hormigones de diferente tamaño máximo del árido: dos ordinarios y uno ligero.

SUMMARY

The results of an experimental study on concrete tensile strength by double punch test with the highest punch excentricities, between 0,0 and 4,5 mm, are shown. Standardized simple compression, modulus of rupture and Brazilian test have also been carried out, studying at the same time the relationship between strenghts as well as the agreement of the usual predictions of the ultimate strenght on concrete blocks under concentrated loads. We show the results obtained on three different maximum size aggregate concretes, two ordinary types and a lightweight one, for ages or 3,7 and 28 days.



**JORNADAS
sobre
TECNICAS
DEL
HORMIGON
ARMADO
Y
PRETENSADO
EN
CENTRALES
NUCLEARES**

EDITADO POR:



**asociación técnica
española del pretensado**

Precio del ejemplar: 3.000 ptas.

La losa semirresistente pretensada. Puesta en marcha de un procedimiento flexible de fabricación

Guy Chardin
Ingeniero. Director Técnico
Miguel Casaponsa
Ingeniero Industrial
Francisco Cabrera
Ingeniero Industrial
Jean Louis Delauzun
Ingeniero

I. INTRODUCCION

Hoy se pueden fabricar, industrialmente, componentes para la construcción que se adapten a las necesidades arquitecturales. Podemos fácilmente imaginar, que la integración de las distintas fases de la fabricación de estos componentes, permite utilizar ampliamente el potencial de la robótica.

Esta nueva tecnología parece ser la más prometedora en un sistema cerrado, comprendiendo la planificación, los cálculos, la prefabricación y la puesta en obra.

Este razonamiento nos lleva fácilmente hacia los componentes prefabricados estandarizados. Pero estos componentes, estamos convencidos, no están adaptados al mercado difuso de los pequeños edificios de viviendas, ni a los edificios que contemplan la construcción en general.

El fabricante de estos componentes debe también adaptarse, con productos no estandarizados, a las diferentes construcciones. Hoy, esta fabricación es posible, con costos razonables, recurriendo a los robots y a las nuevas técnicas desarrolladas en los ordenadores.

Ilustramos nuestra propuesta describiendo un procedimiento flexible de fabricación, puesto a punto por SARET y utilizado en el Grupo PPB.

El producto objeto de esta exposición es un componente de forjado "la losa semirresistente pretensada mediante armaduras adherentes".

Este procedimiento se abre a los distintos productos pretensados, viguetas, losas terminadas, forjados alveolados, dinteles, postecillos, etc., con un simple cambio del material de hormigonado.

II. DESCRIPCION DEL PRODUCTO - CONDICIONAMIENTOS DEL ENTORNO

El forjado de losas semirresistentes, o forjado compuesto, comprende una placa de hormigón pretensado o "Losa semirresistente" sobre la que se vierte el hormigón in situ.

El espesor de la losa varía de 5 a 7 cm, en general. El ancho máximo corresponde a la dimensión del camión (2,50 m) y puede ser fabricada en diferentes anchos. La luz varía de 2 a 8 m. La losa semirresistente es un encofrado perdido en la primera fase de ejecución y colabora en el canto total una vez el hormigón in situ alcanza su resistencia característica. La cara inferior es lisa y puede recibir un acabado de pintura o aislante.

El forjado de losas semirresistentes, gracias a su técnica de fabricación, se integra fácilmente a todas las construcciones. Se utiliza en estructuras de hormigón, preparadas u hormigonadas in situ, o en estructuras metálicas. Gracias a sus prestaciones, se utiliza tanto para las viviendas como para las escuelas, oficinas, fábricas, parkings, etc. La losa semirresistente es aparentemente un componente simple, pero en realidad es complejo.

La losa semirresistente no es estándar, sino específica a una zona determinada de una obra, incluso si se respeta una coordinación dimensional. Algunas veces puede ser única para una obra concreta.

La losa semirresistente se define:

1. Por su geometría

Sus características dimensionales se determinan

en función de la definición del nivel que hay que cubrir. El despiece de las losas semirresistentes se efectúa teniendo en cuenta las dimensiones preferenciales, así como los elementos singulares tales como huecos y retranqueos.

2. Por sus características resistentes

El cálculo determinará el espesor de la losa semirresistente, el número de armaduras de pretensado, eventualmente el número de armaduras pasivas complementarias y el número de apeos necesarios en la colocación.

3. Por sus funciones anexas

La losa semirresistente, ya desde su fabricación, integra el posicionamiento y la colocación de las reservas destinadas al paso de las vainas o tuberías para la obra complementaria. Pueden igualmente colocarse paneles aislantes en la cara inferior, para asegurar un aislamiento térmico y también ganchos de elevación previamente posicionados por cálculo.

A fin de ofrecer un máximo de libertad y de servicios al proyectista, al constructor y en general a los que intervienen en la obra complementaria, el fabricante de componentes debe ofrecer una gran variedad de características en sus productos.

– Variedad de características dimensionales. La placa puede tener cualquier forma: rectangular, trapezoidal e incluso circular.

– Variedad en las reservas para toda clase de huecos.

– Variedad en las características resistentes, (momentos últimos, momentos flectores, esfuerzos cortantes, etc.) para poder absorber las solicitaciones correspondientes a las diferentes luces y cargas.

– Variedad en el posicionamiento de los ganchos de elevación definido por cálculo, así como variedad en las reservas para los que intervengan en la obra complementaria.

– Variedad en las funciones de aislamiento.

La diversidad del producto, la voluntad de responder rápidamente y con fiabilidad y la voluntad de reducir las cargas de fabricación, nos lleva naturalmente a la informática y a la automatización del proceso de producción.

III. PRINCIPIOS DEL DESARROLLO

Al principio del desarrollo de la informática, las oficinas técnicas resuelven sus necesidades de cálculo.

La satisfacción de estas necesidades y los condicionamientos de la reglamentación, han llevado al desarrollo de programas que permiten definir, de una manera automática, las características resistentes precisas.

Una evolución en el desarrollo de la automatización de las oficinas técnicas es la introducción de las funciones de toma gráfica de datos y de dibujo automático. El desarrollo de este tipo de programas, aporta la definición de las características dimensionales del producto así como una definición de sus funciones anexas.

Hoy, la oficina técnica de las fábricas produce de manera flexible y agresiva una definición exhaustiva de cada producto unitario. La producción de esta información le es útil y se presenta bajo forma de dibujos automáticos de planos de colocación y de folletos descriptivos destinados a la fabricación. El conjunto de estas informaciones se centraliza en un banco de datos de definición de productos. Cada departamento de la Oficina de Proyectos recogerá su información en este banco de datos.

IV. DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO

1. La función de la oficina técnica

La oficina técnica tiene como misión esencial establecer el plano de puesta en obra y definir los productos listos para ser fabricados. Para ello realiza dos documentos:

– El plano de colocación para la empresa, y

– Los dibujos descriptivos acotados de cada producto, destinados a la fabricación.

Naturalmente, esta función está ampliamente automatizada.

La oficina técnica recibe un plano del arquitecto o un plano de encofrado realizado por un ingeniero.

Los datos del plano son introducidos por teclado-pantalla o por pantalla gráfica. A partir de los datos geométricos y de los sistemas de carga, los programas resuelven las siguientes fases, para cada placa del edificio estudiado:

– Calculan las armaduras de pretensado de diversas zonas.

– Calculan todas las eventuales armaduras complementarias.

– Despiezan las zonas en losas semirresistentes de dimensiones preferenciales, teniendo en cuenta los elementos singulares, huecos, retranqueos, capacidad de la grúa, etc.

– Editan sobre impresora:

- El plano de puesta en obra, para la empresa, con su nomenclatura de identificación.

- Las hojas descriptivas, acotadas, de fabricación de cada losa semirresistente, para la fábrica.

- El conjunto de las informaciones en el banco de datos de los productos.

El aumento de la productividad en la realización del plano, que puede medirse, por individuo, como la relación entre la superficie de plano producida después y antes de la introducción del programa, es aproximadamente de 1,4; es decir, un aumento del 40 por 100.

2. La función del departamento de coordinación

Después de la Oficina Técnica, el departamento de coordinación realiza las funciones de planificación, entregas, lanzamiento de la fabricación y dirige las planificaciones de fabricación en función de la entrega. El departamento crea para ello:

- La ficha de fabricación y
- El albarán de entrega

El departamento está, por supuesto, automatizado. Recibe de la oficina técnica el conjunto de planos de colocación y nomenclaturas de los productos, así como los dibujos descriptivos de cada producto.

Estos documentos son almacenados en el banco de datos bajo forma de información directamente explotable a partir de una terminal.

Los programas, a disposición del departamento de coordinación:

- Permiten saber, en tiempo real, el estado de las fabricaciones, sabiendo inmediatamente en que fase de fabricación se encuentra el producto.

- Ayudan en la realización de los bancos de fabricación. Se pueden agrupar mejor los productos que han de ser fabricados, con la ayuda de una serie de clasificaciones selectivas, según criterios preferentes.

- Permiten el despiece acotado del banco. Es la operación que consiste en colocar el conjunto de los productos, en el banco de fabricación. Esta colocación se realiza banco por banco, recogiendo estos datos de la pantalla.

- Dibujan el despiece del banco con un trazador digital, para así visualizar la posición de los productos.

- Elaboran las ordenes de suministro o actuación destinadas a las diferentes máquinas automáticas que trabajan sobre el banco: máquina de dibujado sobre el banco, máquina de alimentación de hormigón, etc.

- Transmiten, por línea de telecomunicación

en las naves de fabricación, el conjunto de las ordenes de suministro precedentes.

- Imprimen las fichas destinadas a los equipos de fabricación.

- Permiten todas las impresiones estadísticas.

- Aseguran las funciones de entrega.

- Calculan el precio de coste.

El conjunto de estas funciones era una función muy administrativa. El departamento de coordinación transforma y dirige muchas informaciones, lo que antes de la automatización se traducía por largas tareas manuales y de mantenimiento de fichas.

El primer objetivo de la automatización de esta función ha sido pues disminuir esta carga administrativa. Objetivo éste muy apreciado. La disminución de este trabajo les permite preparar mejor sus fabricaciones e intensificar la relación telefónica con la clientela, todo ello para dominar mejor, por ejemplo, las fechas de entrega.

Además de las ventajas de lo anteriormente expuesto, se ha apreciado ampliamente la fiabilidad global del procedimiento de fabricación.

Para este departamento de coordinación, el aumento de productividad se puede calcular, por individuo, como la relación entre la superficie del banco producido después y antes de la introducción del programa. Esta relación es de 2; es decir, un aumento del 100 por 100.

3. Función de almacenamiento y disponibilidad de las informaciones para las máquinas

Hemos visto que las ordenes de suministro o actuación de las máquinas de fabricación, se elaboran en el ordenador central de la fábrica.

Este ordenador se utiliza, constantemente, durante las horas de apertura de los departamentos administrativos; y las ordenes anteriormente citadas se generan durante las mismas horas. Ha sido pues necesario poner a disposición, el conjunto de estas ordenes, en un fichero de datos propio de la fabricación. Este fichero ha sido realizado con micro-ordenador, asegurando el enlace de telecomunicación con el ordenador central. A una hora fija, este ordenador transmite el conjunto de ordenes destinadas a las máquinas, para un ciclo completo de 24 horas.

Una vez almacenadas, estas informaciones están a disposición de las máquinas de trazado, o de las máquinas de distribución del hormigón; y todo ello independientemente de las presiones de horarios de los departamentos administrativos.

Antes de cada fabricación y sea cual sea la hora, las máquinas se conectan con el fichero de datos en la nave, y reciben el conjunto de ordenes que

les corresponden para el banco que tendrán que fabricar.

V. DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE FABRICACIÓN

1. El banco de pretensado

Toda fábrica moderna emplea el sistema de fabricación a base de bancos largos de pretensado. El éxito de este sistema se debe a la utilización de la transferencia de la fuerza de pretensado por adherencia.

El banco largo ha sido considerablemente modernizado y su entorno mejorado (preparación de aceros, evacuación de productos acabados).

El ancho óptimo del banco está limitado por el ancho del camión (2,50 m). La longitud óptima del banco se fija de manera que un equipo de 3 hombres pueda realizar un ciclo de producción completo, en menos de 4 horas. Con un ciclo de tratamiento térmico de alrededor de 8 horas, se efectúan dos hormigonados por banco, cada día. Cada equipo de 3 hombres asegura la producción de dos bancos. Para la producción de losas semirresistentes, 100 metros constituyen una buena longitud.

La producción se establece, por tanto, alrededor de los 940 m² por día. Con el procedimiento clásico, sin robots, (bancos de 70 metros) la producción sería solamente de 660 m² por día.

El ordenador genera una ficha de despiece de las armaduras pasivas que permite al obrero preparar la capa de dichas armaduras, para un banco dado. Esta capa es, a continuación, enrollada automáticamente en un tambor metálico.

2. El trazado automático de las losas semirresistentes en el banco

Como hemos visto, las losas semirresistentes pueden ser fabricadas de cualquier forma. El trazado sobre el banco es automático. Se efectúa después del tesado de los aceros.

El robot trazador actúa a partir de las ordenes elaboradas en el ordenador central y almacenadas en la memoria y reproduce el trazado de las losas semirresistentes, a escala natural, en el banco de 2,50 m de ancho por 100 m de largo.

El trazador comprende un pórtico automotriz que circula sobre una vía de rodadura. El sistema de trazado dirigido por un autómata programable, se desplaza, clásicamente, según los ejes X e Y. El dibujo se realiza con un trazo de pintura blanca soluble.

Al recibir la orden, se establece una conexión directa entre el autómata trazador y el ordenador de almacenamiento, siempre disponible en la nave de fabricación.

Esta conexión permite al autómata extraer el conjunto de ordenes que le son necesarias para trazar los productos. La duración de esta conexión no excede de algunos minutos.

Esta fase de toma de información es común al conjunto de las máquinas.

El autómata trazador aporta una notable ganancia de tiempo, garantiza una mejor precisión y evita los errores del trazado manual. Además, no moviliza al equipo, que durante este tiempo coloca los separadores de encofrado de las losas semirresistentes, las reservas, etc.

Los obreros tienen a su disposición un "despiece acotado" de los dibujos de cada losa semirresistente dibujado por el ordenador, indicando todas sus particularidades (reservas, cajas eléctricas, sentido de colocación) con el fin de poder encofrar las reservas y preparar las cajas eléctricas de material plástico posicionadas por el trazador.

3. La distribución y la vibración del hormigón

En el método clásico, el banco se vibra y el hormigón se reparte gracias a una distribuidora, desplazándose sobre el banco. La cantidad de hormigón vertido es estimada por el obrero. Es difícil regular el espesor con precisión.

Con la nueva vibrodistribuidora, se realizará la automatización completa de esta fase de producción. El ancho de la "vena" de hormigón está controlado por una serie de 15 trampillas articuladas, independientes las unas de las otras, para todo el ancho de 2,50 m. La velocidad del vertido del hormigón se controla por un distribuidor rotativo de paletas, de velocidad regulable.

Con las informaciones memorizadas relativas a las características de la losa semirresistente en curso de fabricación, y a partir de las tres tomas de información siguientes:

- Pérdida de peso correspondiente a un volumen de hormigón vertido;
 - Distancia recorrida correspondiente a este peso;
 - Ancho de la losa semirresistente considerada;
- el autómata regula con precisión la forma de la "vena" de hormigón, regulando la velocidad de vibración del distribuidor y del avance de la tolva.

El hormigón, cuyo peso exacto ha sido vertido, se reparte uniformemente gracias a la vibración, sin necesitar el brazo enrasador de acabado.

Se aplica una vibración de debil amplitud y alta frecuencia. Los patines vibradores, suspendidos elásticamente de la máquina, son presionados contra los bordes metálicos del banco, por conducciones de aire comprimido. De esta manera se obtiene una "vibración deslizante" durante el avance de la

máquina.

Esta máquina automotriz permite hormigonar todo tipo de paneles de forjado o de cerramiento.

Después del hormigonado, se da un aspecto rugoso a la superficie, mediante un peine metálico arrastrado por la vibro-distribuidora.

Seguidamente, se cubre el banco con una lona aislante, para evitar la evaporación rápida.

4. Transferencia de la fuerza de pretensado

Después del tratamiento térmico y del control de la resistencia del hormigón, se realiza la transferencia de la fuerza de pretensado.

El laboratorio efectúa diversos controles. Seguidamente, se cortan las armaduras libres entre las losas. Se deja un espacio entre cada dos losas sucesivas, quedando una longitud variable de armadura saliente en cada extremo de la losa semirresistente, según la distancia libre dejada entre losas.

Una tronzadora corta estas armaduras. El corte de los alambres se efectúa con un disco abrasivo, cuyo desgaste es controlado por dos células foto-eléctricas.

La tronzadora, que es totalmente autónoma, circula sobre la misma vía que el trazador. Detecta automáticamente los intervalos entre losas semirresistentes y se para con precisión en el centro. El control del desgaste, permite cortar los alambres, situados muy cerca de la chapa del banco, sin riesgo de cortarla. No es necesario ningún obrero para esta operación.

5. Evacuación de las losas semirresistentes

Para asegurar la doble rotación cada día, es necesario evacuar rápidamente el banco y limpiar y untar automáticamente con desencofrante la chapa del banco (la vibrodistribuidora lleva una escoba rotativa y un sistema de rociado de desencofrante).

Las losas semirresistentes se evacúan con un puente móvil. Las losas se cargan directamente sobre los camiones, para su entrega inmediata. La pila del camión corresponde, generalmente, al orden de colocación en obra. Si se tienen que almacenar las losas semirresistentes en el patio, antes de la entrega, se cargan igualmente sobre plataformas de acero, y se desplazan por la fábrica con un camión especial.

El departamento de planificación indica exactamente el lugar de almacenamiento de cada losa semirresistente y la composición de los camiones cargados, en función de las necesidades de la obra.

VI. CONCLUSIONES

Hemos demostrado que es absolutamente posi-

ble producir industrialmente losas semirresistentes "sobre pedido", de manera económica. Un componente industrial no es necesariamente estandar.

Cada uno de nuestros componentes está "la mitad en catálogo" (la sección) y "la mitad sobre pedido" (longitud, anchura, reservas de huecos). De hecho, producir sobre pedido, es tratar la información a lo largo de todo el proceso de fabricación.

El pretensado, asociado con la robótica, aporta la solución. El suplemento de inversión debido a la robotización se amortiza en menos de 8 meses para la capacidad de producción considerada. A todo lo dicho, podemos añadir que la gestión del personal se simplifica considerablemente.

RESUMEN

La Comunicación describe:

- Un procedimiento flexible de fabricación industrializada de losas semirresistentes pretensadas por armaduras adherentes, utilizando la informática y la robótica.

- El producto, sus solicitudes, el proceso de fabricación a partir de la recepción del proyecto hasta su expedición a obra y la cadena informática: recepción de planos, planos de despiece de losas y cálculos varios, que generan un banco de datos.

- El manejo, en tiempo real, de fabricaciones y albaranes y la elaboración de ordenes de trabajo para las máquinas automáticas: trazador sobre banco, distribución de hormigón, etc.

demostrando que pueden producirse industrialmente las losas semirresistentes "sobre pedido", de manera competitiva, gracias a la robótica e informática.

SUMMARY

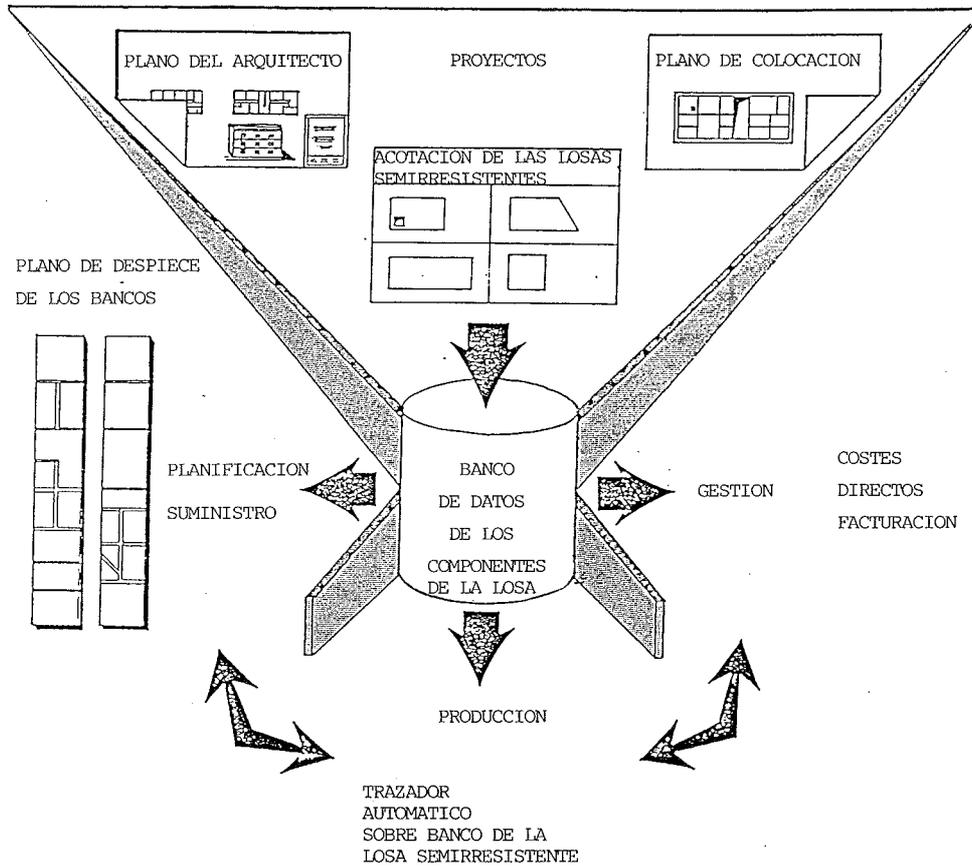
The statement describes:

- A flexible industrialized process for pre-slabs prestressed by bonded wires, using computers and robots.

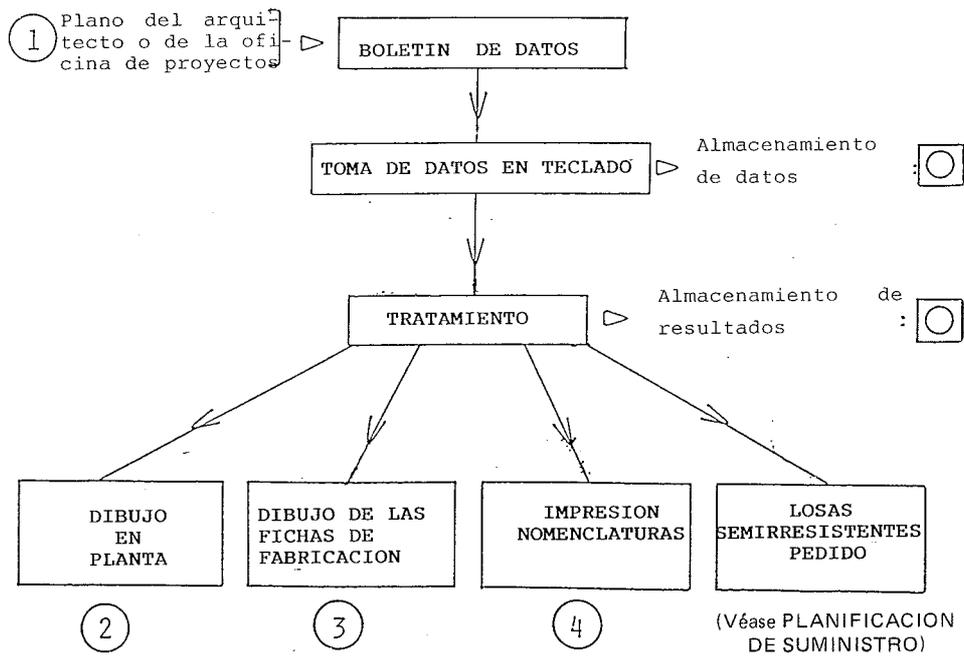
- The product, its requests, the manufacturing method from the receipt of the project up to the consignment on site and the computer line: receipt of drawings, detailed drafts for slabs and miscellaneous calculation, which, as a consequence, produce a data system.

- Completely self-acting tasks, from the manufacturing up to the delivery certificates: plotting on bed, concrete distribution...

proving that pre-slabs can be competitively produced "on demand" on an industrial scale, owing to robots and computers.



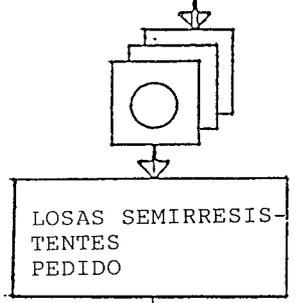
Proyecto, planificación y fabricación de las losas semirresistentes. Ejemplo de integración y asistencia por ordenador.



Proyectos.— Plano de colocación automático de las losas semirresistentes.

PLANO DE COLOCACION
AUTOMATICO
LOSAS
SEMIRRESISTENTES

GESTION DE LOS PEDIDOS DE LAS
LOSAS SEMIRRESISTENTES



TOMA O CORRECCION
DE DATOS MANUAL DE
LAS LOSAS SEMIRRE-
SISTENTES

GESTION DE
LAS LOSAS
SEMIRRESISTENTES
• Consultas
• Clasificacio-
nes.
• Impresiones



LISTADO DE LAS LOSAS SEMIRRESISTENTES 5

==FICHER PREDALLES==

REP	RETYPE	E1	E2	D'	HAUCEUR	LONGUEUR
AA02	15.17	0	0	0	1.66	2.5
AA03	15.17	0	0	0	1.66	2.5
AA04	15.17	0	0	0	1.66	2.5
AA05	15.17	0	0	0	1.66	2.5
AA06	15.17	0	0	0	1.66	0.22
AA07	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA08	10.61	0	0	0	1.66	1.25
AA09	10.61	0	0	0	1.66	1.25
AA10	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA11	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA12	10.61	0	0	0	1.66	1.42
AA13	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA14	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA15	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA16	10.61	0	0	0	1.66	1.42
AA17	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA18	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA19	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA20	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA21	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA22	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA23	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA24	10.61	0	0	0	1.66	0.104
AA25	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA26	10.61	0	0	0	1.66	2.215
AA27	10.61	0	0	0	1.66	1.21
AA28	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA29	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA30	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA31	10.61	0	0	0	1.66	1.777
AA32	10.61	0	0	0	1.66	2.5
AA33	10.61	0	0	0	1.66	2.115
AA34	10.61	0	0	0	1.66	1.21

CONSULTA DE LOSA SEMIRRESISTENTE

COITION PREDALE - 01 1

DOSSIER 1000 TEST
NIVEAU de ETAGE COURANT Repere SERE predalle CTI

Epaisseur predalle 0
Epaisseur beton predalle 5
Mare de file active 4
Y'aux active 1.67
Largeur predalle 1.8

Longueur predalle 4.06 Predalle(s) restant a fabriquer 1
Mare de file passive 0 Predalle(s) en cours de fabric. 0
Longueur des coutures 0 Predalle(s) fabriquees 0
Esp. transversal des cout. 0

Nombre de trous/plats 3

TROU - 1 X = 0.000 Y = 0.000 LX = 0.200 LY = 0.400
Cote = 1 Trou adjacent a" 27

TROU - 2 X = 1.020 Y = 1.000 LX = 0.200 LY = 0.200
Cote = 4 Trou adjacent a" 27

PLAT - 3 X = 2.520 Y = 1.500 Diametre = 0.088

LISTA DE OBRAS 6

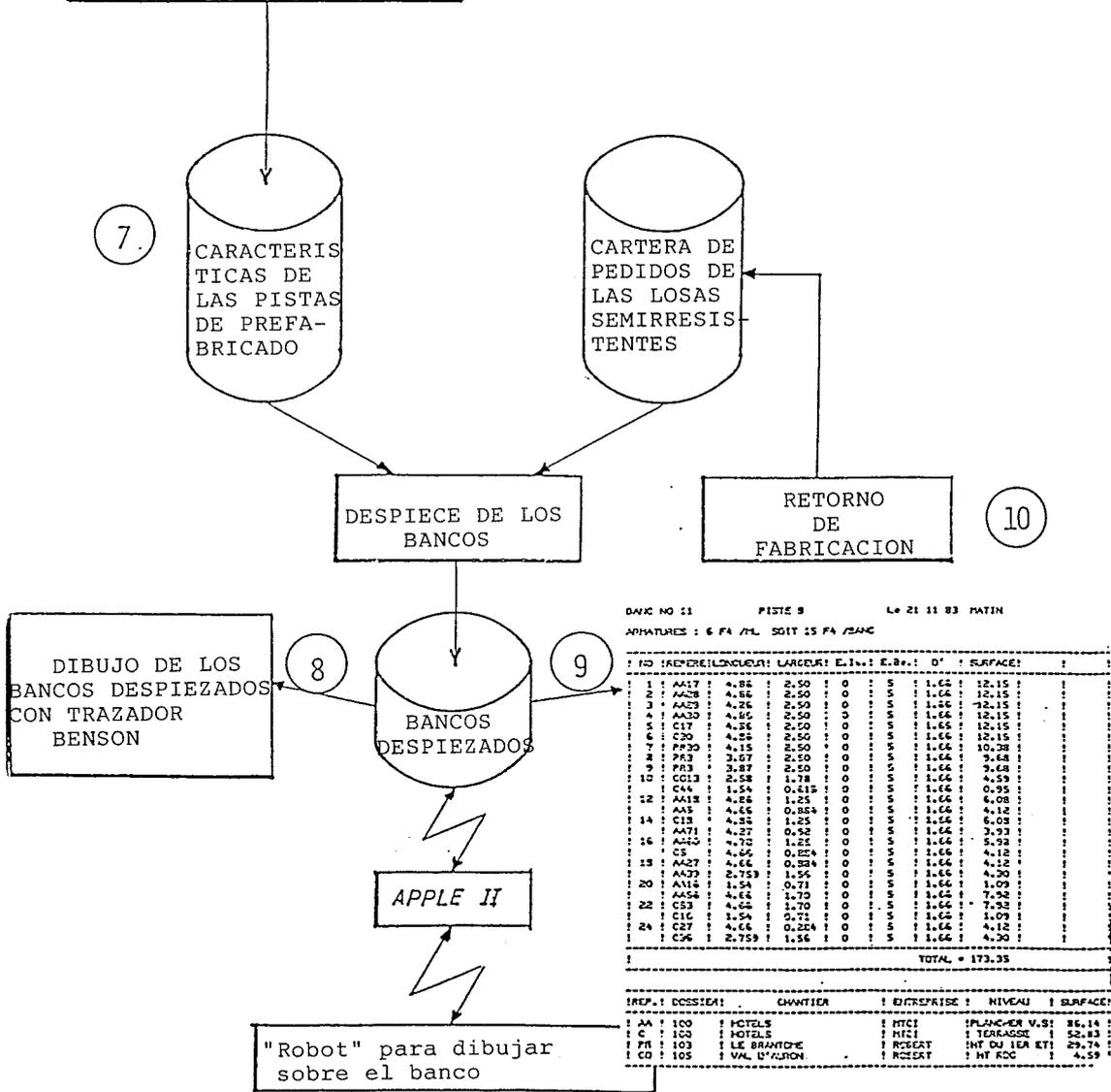
==FICHER NIVEAUX==

DOSSIER	TRUM.	CHANTIER	NIVEAU	DATINENT	M*PLAN	II*PREDI
1000	04	TEST	ETAGE COURANT	D0	1 24	CTI
103	01	LE GRANION	HT DU 1ER ETAGE	D	1 1	PAI
104	01	LES BALCONS DE LA MER	HAUT DU ROC	A - 1/2 DLOC	1 1	A1
	02		HAUT DU ROC	A-1/2 DLOC	1 2	D1

Planificación de suministro.

GESTION CARACTERISTICAS
PISTA DE PREFABRICADOS
. Creación
. Corrección
. Impresiones

DESPIECE DE LOS BANCOS

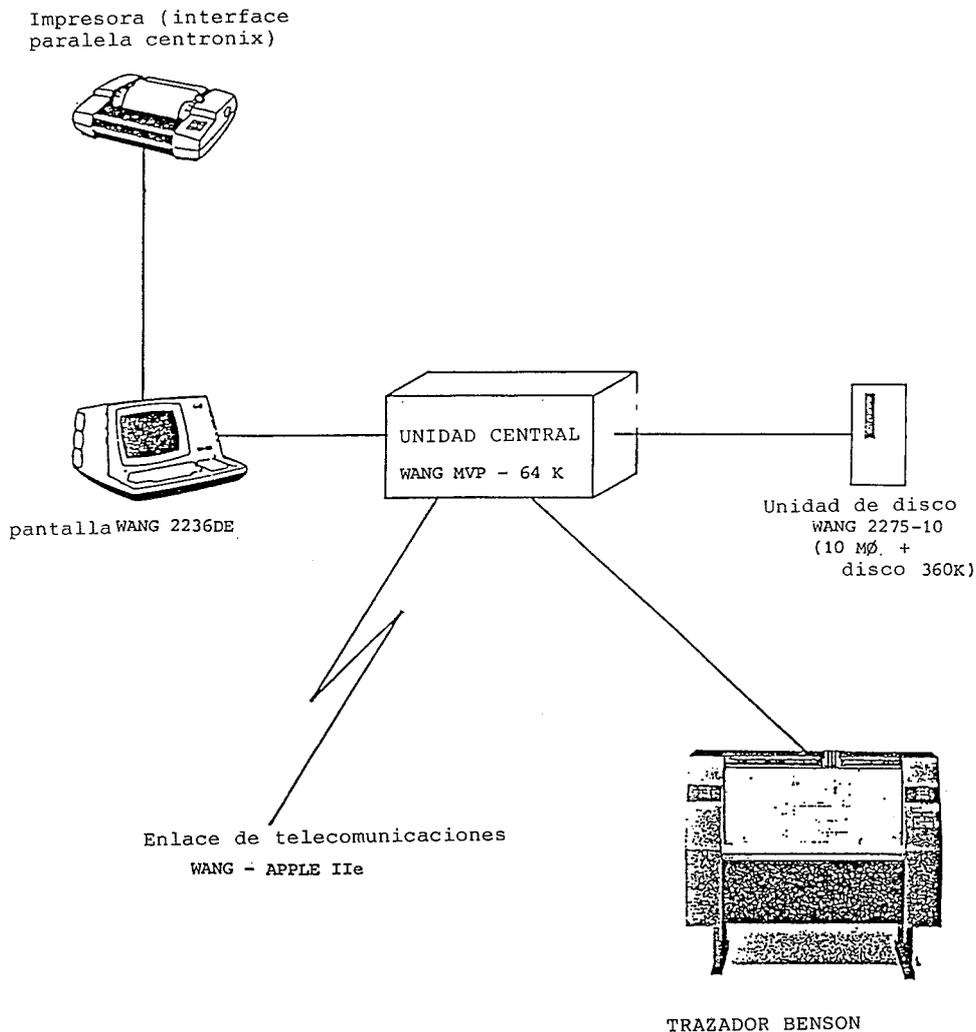


DANC NO 11 PISTE 9 L* 21 11 83 MATIN
 ARMATURES : 6 FA /ML. SOIT 15 FA /BANC

ID	REP	DESPIE	LONGUEUR	LARGEUR	E.1	E.2	E.3	O'	SURFACE
1	AA17	4.88	2.50	0	5	1.62	12.15		
2	AA28	4.88	2.50	0	5	1.62	12.15		
3	AA29	4.26	2.50	0	5	1.56	12.15		
4	AA30	4.88	2.50	0	5	1.62	12.15		
5	CI1	4.26	2.50	0	5	1.56	12.15		
6	CB0	4.26	2.50	0	5	1.56	12.15		
7	FP30	4.15	2.50	0	5	1.64	10.28		
8	PR3	3.67	2.50	0	5	1.64	9.68		
9	PR3	3.87	2.50	0	5	1.64	9.68		
10	CG13	2.58	1.78	0	5	1.64	4.59		
11	CA4	1.54	0.415	0	5	1.64	0.95		
12	AA18	4.88	1.25	0	5	1.64	6.08		
13	AA5	4.88	0.853	0	5	1.64	4.12		
14	CI3	4.26	1.25	0	5	1.64	6.08		
15	AA71	4.27	0.52	0	5	1.64	7.9		
16	AA40	4.70	1.25	0	5	1.64	5.92		
17	CS	4.66	0.853	0	5	1.64	4.12		
18	AA27	4.66	0.853	0	5	1.64	4.12		
19	AA37	2.753	1.56	0	5	1.64	4.30		
20	AA16	1.54	0.71	0	5	1.64	1.09		
21	AA56	4.64	1.70	0	5	1.64	7.92		
22	CS3	4.64	1.70	0	5	1.64	7.92		
23	CI6	1.54	0.71	0	5	1.64	1.09		
24	CF2	4.66	0.853	0	5	1.64	4.12		
25	CS6	2.753	1.56	0	5	1.64	4.30		
TOTAL = 173.35									

REP	DOSSIER	CHANTIER	ENTREPRISE	NIVEAU	SURFACE
AA	100	HOTELS	HTCI	PLANCHER V.S	86.14
C	100	HOTELS	HTC	TERRASSE	50.83
FR	103	LE BRANTCHE	RCEAT	INT DU 1ER ETI	29.74
CO	105	VAL D'AURON	RCEAT	HT ROC	4.59

Planification de suministro (continuación).



Configuración del sistema informático.

* * *

Nordic Concrete Research 1988

Nos informan que ha sido puesta a la venta la versión inglesa del "Year Book n° 6", del Nordic Concrete Research, en el cual se detallan todos los trabajos de investigación realizados por dicho Centro durante el pasado año 1987.

El precio de esta publicación es de 150 coronas noruegas, excluidos gastos de envío por avión.

Los interesados en adquirirla deberán dirigir sus pedidos a:

NORSK BETONGFORENING
Kronprinsensgt. 17
N - 0251 OSLO 2
(Noruega)

Congreso Internacional

"Grandes obras construidas en el mundo". Niza (Francia)

En el marco de la Semana Internacional de Ingeniería Civil y organizado por la Sociedad de Ingenieros y Científicos de Francia (S.I.S.F.) con la participación de ASCE-AFPC-AFNOR-AFTES-CF.AIPCR y SFEN, y la colaboración de los Ministerios franceses de Asuntos Exteriores, de Equipamiento y de Investigación, las Alcaldías de París y Niza, el Departamento de los Alpes Marítimos y las Federaciones Nacionales Francesas de la Construcción y de Obras Públicas, se va a celebrar, en el Palacio "Acrópolis" de Niza, durante los días 13, 14 y 15 del próximo mes de junio de 1988, un Congreso Internacional sobre "Grandes Obras Construidas en el Mundo" con arreglo al siguiente programa.

Lunes 13 de junio

- 8,00 – 9,30 Recepción de Congresistas.
- 9,30 – 10,30 Ceremonia de Apertura.
- 10,30 – 13,00 Obras de Urbanismo.
- 13,00 – 14,30 Almuerzo de trabajo.
- 14,30 – 17,30 Obras marítimas y fluviales.

Martes 14 de junio

- 9,00 – 10,45 Puentes.
- 11,15 – 12,30 Estructuras de centrales nucleares.

- 13,00 – 14,30 Almuerzo de trabajo.
- 14,30 – 16,30 Grandes edificios y otras obras de ingeniería civil.
- 17,00 – 17,30 Normalización y tecnología de la edificación en Europa.
- 20,00 Banquete de Gala.

Miércoles 15 de junio

- 9,00 – 12,00 Obras subterráneas, presas y plataformas marítimas.
Ceremonia de Clausura.
- 13,00 – 14,30 Almuerzo de trabajo.
- 15,00 – 17,30 Visita comentada a las instalaciones de la "Technopole Sofía-Antipolis".

Los interesados en participar en este Congreso, deberán dirigirse a:

M.C.I. CONGRES
8, Rue de l'Isly
75008 PARIS - Francia
Tfno.: (33) (1) 42.94.27.67
Télex: MCI INT. 281033 F.

* * *

II Simposio Internacional sobre Cemento y Hormigón. - Beijing, China

Organizado por la "Sociedad de Silicatos de China" y patrocinado por el Departamento Ministerial de "Industrias de los Materiales de Construcción, se va a celebrar, durante los días 5 al 8 de setiembre de 1989 un Simposio Internacional con el objeto de pasar revista a los últimos avances en los campos del cemento y del hormigón y a los logros más recientes alcanzados en las investigaciones realizadas, en los diferentes países del mundo, con el fin de promover el perfeccionamiento de la fabricación e investigación en las industrias del cemento y el hormigón.

Los principales temas seleccionados para este Simposio son:

—Tecnología y equipos para la fabricación del cemento. Incluye el estudio de nuevas tecnologías y nuevos equipos; conservación de la energía, y protección del ambiente durante la fabricación del cemento.

—Mezclas de cementos y cementos especiales. Incluye el estudio de nuevos tipos de cemento y de

materias primas utilizadas en la industria del cemento.

—Fabricación de elementos estructurales de hormigón. Incluye el estudio de nuevas técnicas para la fabricación de elementos de hormigón; distintos tipos de hornigones especiales; aditivos; calizas, yesos y otros materiales utilizados en la fabricación del hormigón.

—Investigaciones básicas y técnicas experimentales. Incluye estudios teóricos sobre cementos y hornigones y sobre las nuevas técnicas experimentales aplicables a la utilización de los modernos equipos actualmente disponibles.

Los interesados en participar en este Simposio deberán ponerse en contacto con el Comité Organizador dirigiéndose a:

Mr. Zhaoqi Wu
China Building Materials
Academy, Guanzhuang,
East Suburb, Beijing 100024
China.

XI Curso de Estudios Mayores de la Construcción.— CEMCO-88

SEMINARIOS

Entre las actividades del Curso CEMCO-88 que, organizado por el Instituto Eduardo Torroja, del Consejo Superior de Investigaciones Científicas se va a celebrar del 1 de febrero al 16 de junio de 1988, según hemos informado ya a nuestros lectores en el n.º 164 de "Hormigón y Acero", página 21, se han programado 13 Seminarios sobre otros tantos temas específicos.

Para facilitar los contactos entre profesionales con intereses afines, podrán asistir a estos Seminarios los post-graduados españoles e iberoamericanos no inscritos en el Curso completo, para los cuales se ha reservado hasta un máximo de 20 plazas.

Lugar y duración de los Seminarios

Los Seminarios S.1. a S.12. tendrán lugar en el Instituto Eduardo Torroja, Serrano Galvache s/n — 28033 Madrid. Tfno.: (91) 202 04 40.

El Seminario S.13. tendrá lugar en el Laboratorio de Seguridad Mapfre, Capitán Haya, 39 — 28020 Madrid.

Los Seminarios se desarrollarán, básicamente, en jornadas de 9,00 a 14,00 y de 15,30 a 18,00 horas.

Cuota de inscripción

La cuota de inscripción figura junto con los demás datos correspondientes a cada Seminario que más adelante se incluyen. Se podrá utilizar el comedor del Instituto si las disponibilidades del Servicio lo permiten.

Plazo de inscripción

Dada la limitación de plazas, por razones de espacio, la aceptación se hará por riguroso orden de recepción de la correspondiente solicitud.

Certificado

Los inscritos que asistan a cada Seminario recibirán un CERTIFICADO DE ASISTENCIA.

Profesorado

El Profesorado de cada Seminario contará, en su caso, con la colaboración de especialistas en aspectos puntuales del tema tratado.

Programa

Los Seminarios que están programados para fechas posteriores a la de distribución del presente número de "Hormigón y Acero", son los siguientes:

S.6 REHABILITACION EN EDIFICACION

Profesor responsable: Pablo Díaz Romeral, Arquitecto. T.S. Especializado del IETcc.

Objetivo: Presentar los aspectos específicos de los proyectos y obras de rehabilitación en edificación.

Esquema de contenido: Introducción. La teoría. El Proyecto. La Cimentación. La Estructura. La Cubierta. Ejemplos significativos de rehabilitación.

Dirigido a: Arquitectos, Ingenieros y Técnicos en general, relacionados con obras de rehabilitación.

Fecha de realización: 5 y 6 de abril de 1988.

Cuota de inscripción: 30.000,—ptas.

S.7 ANALISIS EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON

Profesores responsables: José Quereda Laviña, Dr. Ingeniero de Caminos. Colab. Científico del IETcc. Rafael Astudillo Pastor. Ingeniero de Caminos del CEDEX.

Objetivo: Presentar una panorámica completa de las técnicas de análisis experimental de estructuras, tanto in situ como en laboratorio.

Esquema de contenido: Introducción. Ensayos en laboratorio. Ensayos in situ. Ensayos dinámicos. Equipos y aparatos de puesta en carga y de toma y análisis de datos. Realización de un ensayo.

Dirigido a: Ingenieros y Arquitectos, Superiores y Técnicos, y responsables de laboratorios de ensayos.

Fecha de realización: 11 y 12 de abril de 1988.

Cuota de inscripción: 30.000,— ptas.

**S.8
GARANTIA DE CALIDAD EN CONSTRUCCION**

Profesor responsable: Alvaro García Meseguer. Dr. Ingeniero de Caminos. Profesor de Investigación del IETcc.

Objetivo: Conceptos básicos sobre Garantía de Calidad en Construcción.

Esquema de contenido: Una nueva mentalidad en el sector de la construcción. Situación en diversos países y en las Comunidades Europeas. El factor humano, variable de Pareto para la calidad. Sus componentes. Círculo de calidad. Manuales, planes y medidas de garantía de calidad.

Dirigido a: Directivos de empresas y organizaciones del sector de la construcción. (Proyectistas, Contratistas, etc.).

Fecha de realización: 18 de abril de 1988.

Cuota de inscripción: 20.000,- ptas.

**S.9
TECNOLOGIAS PARA VIVIENDAS DE INTERES SOCIAL EN LATINOAMERICA**

Profesor responsable: Julián Salas Serrano, Dr. Ingeniero Industrial. Colab. Científico del IETcc.

Objetivo: Presentar las tecnologías actuales para viviendas de interés social en Latinoamérica.

Esquema de contenido: Política de viviendas de muy bajo costo. El problema de los materiales básicos. Materiales alternativos. Tecnologías y técnicas constructivas. Proyectos de investigación en desarrollo: Subprograma CYTED-D.

Dirigido a: Arquitectos e Ingenieros, Superiores y Técnicos. Responsables de diseño y construcción de viviendas.

Fecha de realización: 3 al 6 de mayo 1988.

Cuota de inscripción: 40.000,- ptas.

**S.10
PROYECTO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO**

Profesor responsable: José Calavera Ruíz, Dr. Ingeniero de Caminos, Catedrático de la E.T.S.I.C. de Madrid.

Coordinador: Rafael Piñeiro Abril, Secretario de la Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP).

Objetivo: Introducción teórico-práctica a la tecnología del proyecto y construcción de hormigón pretensado.

Esquema de contenido: Introducción. Materiales. Sistemas de pretensado. Cálculo del hormigón pretensado. Puentes. Elementos prefabricados. Depósitos y tuberías.

Dirigido a: Ingenieros y Arquitectos interesados en las estructuras de hormigón pretensado.

Fecha de realización: 16 y 17 de mayo de 1988.

Cuota de inscripción: 30.000,- ptas.

**S.11
METODOLOGIA, CALCULO Y PATOLOGIA DE LOS SISTEMAS ACTIVOS EN LA ENERGIA SOLAR**

Profesor responsable: Félix Hernández Alvarez, Dr. Ingeniero Industrial. Colab. Científico del IETcc.

Objetivo: Dar a conocer el estado actual de los sistemas activos en la energía solar.

Esquema de contenido: Cálculo de la irradiancia horaria y exposición diaria sobre colectores planos, concentradores estáticos y cilindro-parabólicos. Estudio económico de una instalación solar. Optimización de los parámetros de diseño. Amortización de instalaciones. Proyecto de instalaciones tipo solar. Patología de los componentes del sistema.

Dirigido a: Arquitectos e Ingenieros, Superiores y Técnicos, interesados en la energía solar.

Fecha de realización: 30 de mayo de 1988.

Cuota de inscripción: 20.000,- ptas.

**S.12
DIAGNOSIS, PROTECCION Y REPARACION DE OBRAS DE HORMIGON**

Profesor responsable: Jesús Rodríguez Santiago, Ingeniero de Caminos, Presidente de la Comisión I del GEHO, G.T. I/4.

Objetivo: Exponer los métodos para diagnosticar el estado de las estructuras de hormigón y los sistemas de reparación, con especial énfasis en algunos de ellos (morteros, inyecciones, pinturas, etc.).

Esquema de contenido: Diagnóstico de estructuras. Sistemas de reparación. Métodos de ensayo para caracterizar los materiales empleados en las reparaciones. Puesta en obra. Casos de reparaciones en estructuras de obra civil y de edificación.

Dirigido a: Ingenieros y Arquitectos, Superiores y Técnicos, relacionados con la patología y reparación de estructuras.

Fecha de realización: 6 de junio de 1988.

Cuota de inscripción: 20.000,- ptas.

**S.13
SEGURIDAD E HIGIENE EN LA CONSTRUCCION**

Profesor responsable: José Fernando Pablo, Jefe de los Servicios Técnicos de Mapfre.

Objetivo: Pasar revista a los principales riesgos derivados de la construcción, particularmente en el sector de edificación, haciendo referencia a las cuestiones técnicas y legales.

Esquema de contenido: Riesgos derivados de la construcción. Aspectos técnicos y legales. Análisis del posible contenido de los estudios de seguridad a incluir en los proyectos de edificación y problemas con ellos relacionados.

Dirigido a: Personal técnico vinculado a la industria de la construcción.

Fecha de realización: 13 de junio de 1988.

Cuota de inscripción: 20.000,- ptas.

Los interesados en recibir información complementaria, deberán dirigirse a:

SECRETARIA DE CEMCO-88
Instituto Eduardo Torroja.
Apartado 19.002
28080 MADRID - España.

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

- HUARTE Y CIA, S.A. Departamento Técnico.**— Profesor Waksman, 14. 28036 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. (INYPSA).**— General Díaz Porlier, 49-51. 28001 Madrid.
- INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).**— Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.
- INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE PUENTES Y ESTRUCTURAS. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Dirección General de Carreteras.**— Pº de la Castellana, 67. 28071 Madrid.
- 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 Marti 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).
- 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**