

Hormigón

Nº 187

Acero

ASOCIACIÓN
TÉCNICA
ESPAÑOLA
DEL
PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCIÓN
Y DEL CEMENTO

COLEGIO OFICIAL
DE INGENIEROS
DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

- AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
- ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).**—Orense, 10. 28020 Madrid.
- ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.^a, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.**—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
- CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).
- CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX).** Gabinete de Información y Documentación.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.**—Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TENCICOS.** Centro de Documentación "Josep Renal".—Bon Pastor, 5. 08021 Barcelona.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.**—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.**—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- CONSULTECO, S.L.**—Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
- C.T.T. STRONGNOLD, S.A.**—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
- CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.**—Ayala, 42. 28001 Madrid.
- DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**—Orense, 81. 28020 Madrid.
- DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- ECHO.**—De Hoeven, 15. B-3530 Houthalen (Bélgica).
- EMESA-TREFILERIA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI).**—Padilla, 46. 28006 Madrid.
- ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.**—Cardenal Spínola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.
- ESCUELA POLITECNICA SUPERIOR DEL EJERCITO.** Departamento de Infraestructura.—Joaquín Costa, 6. 28006 Madrid.
- ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
- ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
- ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A. (EPTISA).**—Arapiles, 14. 28015 Madrid.
- EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- FERROVIAL, S.A.**—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

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

COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

COMITE DE REDACCION

Director:

PIÑEIRO, Rafael

Vocales:

BARREDO, Carlos

JODAR, Juan

JULIA, Manuel

LLOMBART, José Antonio

ROMERO, Rafael

SANCHEZ-GALVEZ, Vicente

Censores:

ALCALA, Juan Luis

CUVILLO, Ramón del

ELICES, Manuel

GONZALEZ VALLE, Enrique

MANTEROLA, Javier

MORAN, Francisco

MORENO TORRES, Juan

MURCIA, Juan

POZO VINDEL, Florencio J. del

SIEGRIST, Carlos

Hormigón y Acero

nº 187

2º Trimestre 1993

CUOTAS ANUALES

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

(Más 15% IVA para España)

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

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

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

Depósito Legal: M-853-1958

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

ISSN: 0439-5689

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

ESPAÑA

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

FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.—Barcelona.
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.—Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
G.O.C.S.L.—Vigo (Pontevedra).
HORMADISA, S.L.—Valga (Pontevedra).
IDEAM, S.A.—Madrid.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
INGENIERIA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.—Madrid.
INGENIERIA FLORS, S.A.—Grao de Castellón.
INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.—Zaragoza.
INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.—Murcia.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.—Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigüeiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Consejería de Fomento.—Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Dirección General de Transportes y Carreteras. Servicio de Gestión.—Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Servicio Territorial de Fomento.—Avila.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.—El Palmar (Murcia).
LAIN CONSTRUCCIONES.—Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
METALURGICA GALAICA, S.A.—Narón (La Coruña).
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 TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. DEMARCACION CASTILLA-LEON.—Valladolid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA TECNICA Y ANALISIS ECONOMICO.—Madrid.
POSTENSA, S.A.—Bilbao.
PRAINSA.—Barcelona.
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).—Zaragoza.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).—Valladolid.
PREFABRICADOS PARA NAVES Y VIVIENDAS, S.A.—Zaragoza.
PREFABRICADOS POUASA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS UNILAND, S.A.—Barcelona.
RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.—León.
S.C.N., S.A.—Madrid.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Burgos.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.—Gerona.
SESTRA, S.A.L.—Andoain (Guipúzcoa).
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.—Barcelona.
SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
TECNICA Y PROYECTOS, S.A.—Madrid.
TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, S.A.—Madrid.
TERRATEST, S.A.—Madrid.
TEXSA, S.A.—Barcelona.
TIGNUS, S.A.—Valencia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPASA).—Madrid.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.—Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. Biblioteca Universitaria.—Santander.

UNIVERSIDAD DE LA LAGUNA.—La Laguna (Tenerife).
UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.—Oviedo.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
VIGUETAS MUBEMI, S.A.—Torrente (Valencia).
VISANFER, S.A.—Totana (Murcia).
VORSEVI, S.A.—Ingeniería y Control de Calidad.—Sevilla.

EXTRANJERO

ABCP/LIBRIS.—EBSCO.—Rio de Janeiro (Brasil).
ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DEL DIPARTIMENTO DI ENGEENNERIA STRUTTURALE.—Politécnico
d'Torino: Torino (Italia).
COLTENZA, S.A.—Santa Fé de Bogotá. D.C. (Colombia).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.—Buenos Aires (Argentina).
FACULTAD DE INGENIERIA/UBA.—Estados Unidos de Norteamérica.
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de
Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.—Lima (Perú).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE.—Lisse (Holanda).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaiso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

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

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

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

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

hormigón y acero n. 187

índice

| | Págs. |
|--|------------------|
| 457-0-187 Influencia de la rugosidad y la cuantía de cosido en el comportamiento de las piezas compuestas solicitadas a flexión | 9 - 30 |
| Influence de la rugosité et de la quantité des armatures transversales dans le comportement des éléments composites soumis à la flexion. | |
| The influence of roughness and reinforcement ratio on the behaviour of flexural composite beams. | |
| <i>E. González Valle; J. Gálvez Ruiz; L. García Dutari y R. Alvarez Cabal.</i> | |
| 457-8-166 Ensayos bajo cargas de servicio de una losa postensada con tendones no adherentes. Resultados experimentales y comparación con las predicciones analíticas | 31 - 55 |
| Essais sous charges d'exploitation d'un plancher dalle précontraint par monotorons gainés graissés post-tendus. Résultats expérimentaux et comparaison avec des prédictions analytiques. | |
| Service load tests of a post-tensioned flat slab with unbonded tendons. Experimental results and comparison with analytical predictions. | |
| <i>F. Martínez Abella; P. Roca Fabregat y A. Marí Bernat.</i> | |
| 591-2-248 Puente mixto sobre el río Najerilla, en Arenzana (La Rioja) | 57 - 75 |
| Pont mixte acier-béton sur la rivière Najerilla à Arenzana (La Rioja). | |
| Steel-concrete composite bridge over the Najerilla river in Arenzana (La Rioja). | |
| <i>F. Millanes Mato y J.M. González Barcina.</i> | |
| 591-2-249 Puente mixto sobre la glorieta de Arroyo Meaques en Madrid | 77 - 94 |
| Pont mixte acier-béton sur la Rond-Point de Arroyo Meaques à Madrid. | |
| Steel-concrete composite bridge over the Roundabout of Arroyo Meaques at Madrid. | |
| <i>J.F. Millanes Mato; J. García-Miguel Morales y J. Pascual Santos.</i> | |
| 591-6-14 La cúpula autotensada o el triunfo de la levitación | 95 - 112 |
| La coupole autocontrainte ou le triomphe de la levitation. | |
| The autostressed dome or the triumph of lévitation. | |
| <i>F. Escrig y J. Pérez Valcárcel.</i> | |
| 685-0-26 Estudio de la utilización de adición de cenizas volantes en la fabricación de hormigones | 113 - 132 |
| Étude de l'utilisation des cendres volantes ajoutées à la technologie du béton. | |
| Study on the utilization of addition of fly ashes in the concrete technology. | |
| <i>A. Leiro López y B. Mateos Sanz.</i> | |

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. De cada artículo se enviará original y dos copias.

2.1. Título

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

Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

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

2.3. Gráficos y figuras

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

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

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

2.4. Fotografías

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

numeradas correlativamente y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las proporciones y dimensiones indicadas para las figuras. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto, y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

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

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

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

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

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

2.8. Referencias bibliográficas

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

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

Referencias de artículos publicados en revistas

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

Referencias de libros

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

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

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

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

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

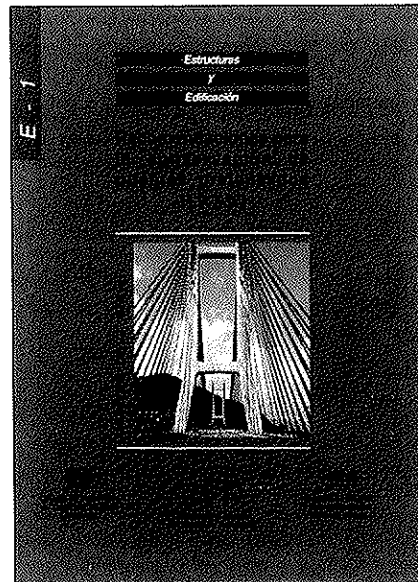
Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las obras pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio,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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

Influencia de la rugosidad y la cuantía de cosido en el comportamiento de las piezas compuestas solicitadas a flexión

**Enrique González Valle
Jaime Gálvez Ruiz
Dres. Ingenieros de Caminos**

**Luis García Dutari
Ingeniero Civil
Cát. Edificación y Prefabricación. ETSICCP de Madrid.**

**Ramón Álvarez Cabal
Dr. Ingeniero Industrial.
Dpto. Mecánica Estructural y Construcciones Industriales. ETSII de Madrid**

1. INTRODUCCION

El desarrollo de la Construcción, su creciente industrialización y la incorporación de los sistemas de prefabricación han propiciado la aparición, y amplia difusión, de una tipología de piezas, para solicitaciones de flexión, conocidas como piezas compuestas. Se caracterizan por la presencia de dos fases de hormigonado, generalmente una prefabricada y la otra vertida "in situ". El empleo de una parte prefabricada aporta indiscutibles ventajas, entre las que caben destacar: reducción de los encofrados, reducción de cimbras o apeos provisionales, disminución de los plazos de ejecución y un mejor control de calidad en factoría que en obra. El empleo de una fase "in situ" permite reducir los pesos y volúmenes de transporte y la posibilidad de restablecer el monolitismo de la pieza acabada. Sin embargo, la presencia de una discontinuidad de hormigonado solicitada a tensiones tangenciales condiciona la resistencia y la rigidez de la pieza. En nuestra investigación abordamos el estudio de las piezas compuestas con armadura transversal de cosido.

Son numerosos los estudios y ensayos realizados –en las referencias (1), (7) y (8) se recogen muchos de ellos– y permiten distinguir dos etapas en el comportamiento de este tipo de piezas:

—La primera, hasta la rotura de la adherencia entre hormigones, en la que el comportamiento corresponde al de una pieza monolítica.

—La segunda, una vez rota la adherencia, en la que el comportamiento es el de una pieza compuesta propiamente dicha.

La primera de las etapas es muy frágil y se agota con corrimientos muy pequeños (0,13 mm), siendo muy sensible a la presencia de materiales interpuestos, que pueden inhibir este mecanismo (10); las piezas sin armadura de cosido agotan su capacidad resistente al romperse la adherencia. En la segunda de las etapas, la rugosidad de la superficie permite que se movilice el mecanismo de "corte-fricción" entre hormigones. Una vez iniciado el corrimiento relativo entre las caras de la discontinuidad, y debido a la rugosidad, una superficie intenta "cabalgar" sobre la otra, abriéndose la discontinuidad y traccionando la armadura

de cosido, que a su vez provoca la compresión de las caras de la discontinuidad y permite que se movilicen las tensiones tangenciales (Figura 1.a). A su vez, las barras de cosido movilizan el "efecto pasador" (Figura 1.b) (3).

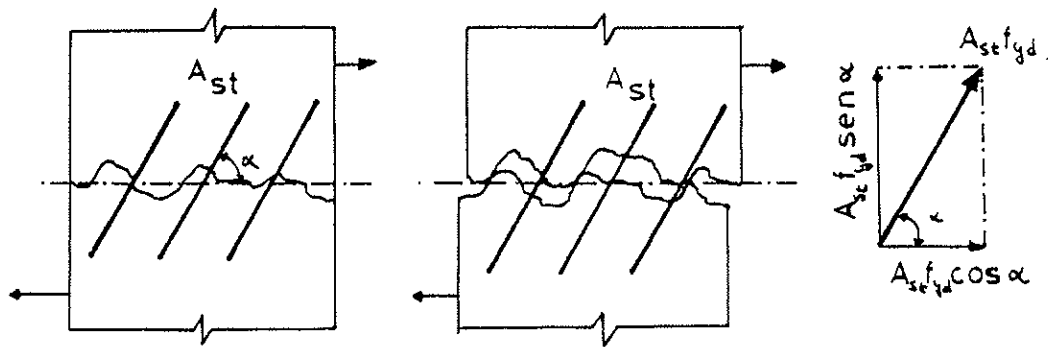
A igualdad de corrimientos, la tensión tangencial movilizada por la discontinuidad depende, entre otros parámetros, de la rugosidad y la cuantía de armadura de cosido; o lo que es lo mismo, para movilizar una determinada tensión tangencial, los corrimientos serán mayores o menores dependiendo de estos parámetros.

Hace aproximadamente cuarenta años (13) se inició el estudio de este tipo de uniones. Todas las investigaciones han teni-

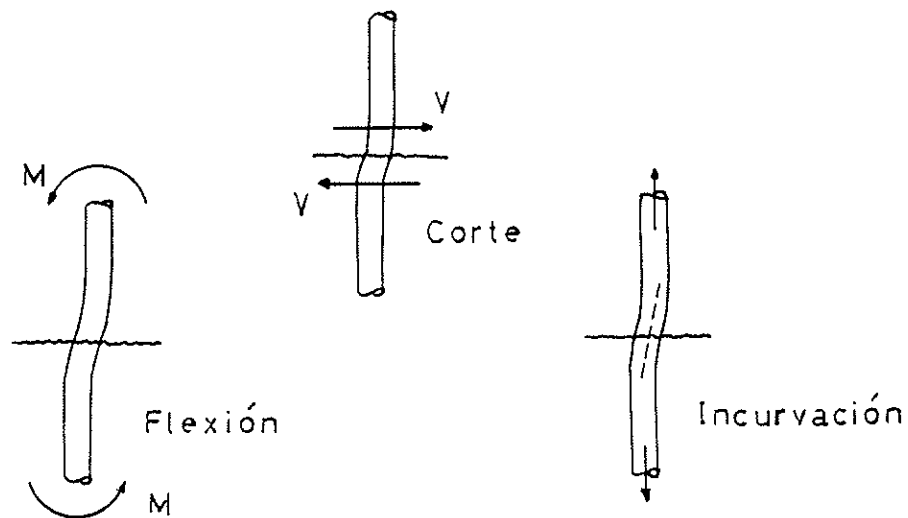
do un marcado carácter experimental y han puesto de manifiesto el complejo comportamiento de estas uniones, con un elevado número de variables, interdependientes unas de otras, y de carácter no lineal. Durante estos últimos años se han desarrollado una serie de modelos numéricos para caracterizar los mecanismos individuales de transmisión de tensiones tangenciales (1), (7) y (8).

Los parámetros que gobiernan el comportamiento de estas discontinuidades se pueden clasificar como dependientes de:

- Hormigón.
- Armadura de cosido.
- Tipo de sollicitación.



a) Mecanismo de "corte fricción"



b) Mecanismo "efecto pasador"

Fig. 1.

Las distintas Normas y Recomendaciones Técnicas recogen de modo simplificado estas investigaciones y estudios, establecen los métodos de cálculo de las tensiones que solicitan la discontinuidad y el modo de evaluar la resistencia a rasante de la unión. En estos aspectos, la Normativa Española presenta una importante laguna, y sólo la EF-88 (Art. 6.3.3) (12) recoge una especificación para forjados de viguetas.

El empleo de esta tipología de piezas en flexión hace necesario estudiar su particular comportamiento. Hasta la rotura de la adhesión en la discontinuidad, el comportamiento corresponde al de una sección monolítica, pero una vez rota existe un corrimiento relativo entre las dos fases de hormigón (3), que provoca una pérdida de rigidez en la sección (Figura 2). La magnitud de este corrimiento relativo, para movilizar las tensiones tangenciales que solicitan la discontinuidad, depende de las características de la unión.

No hemos encontrado ningún modelo que permita evaluar la deformabilidad de la pieza en función de los parámetros que gobiernan el comportamiento de la discon-

tinuidad. Juzgamos de interés cubrir este hueco, pues es común que piezas de este tipo superen, bajo sollicitaciones de servicio, el umbral de rotura de la adhesión en la unión, y resulta muy conveniente disponer de una herramienta que permita determinar correctamente los Estados Límite de Servicio por fisuración y deformación.

2. OBJETIVOS Y METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

El objetivo de la investigación desarrollada es determinar cómo influyen en la flexibilidad de la pieza los principales parámetros que gobiernan el comportamiento de la discontinuidad (rugosidad, cuantía de armadura transversal, resistencia a compresión del hormigón y diámetro de las barras de cosido) una vez que ha perdido el carácter monolítico, por rotura de la adhesión entre las dos fases de hormigonado. El estudio se hace para cargas monotónicas, no abordando, intencionalmente, los aspectos relativos a la reología por cargas diferidas, ni a fatiga e histéresis por ciclos de carga.

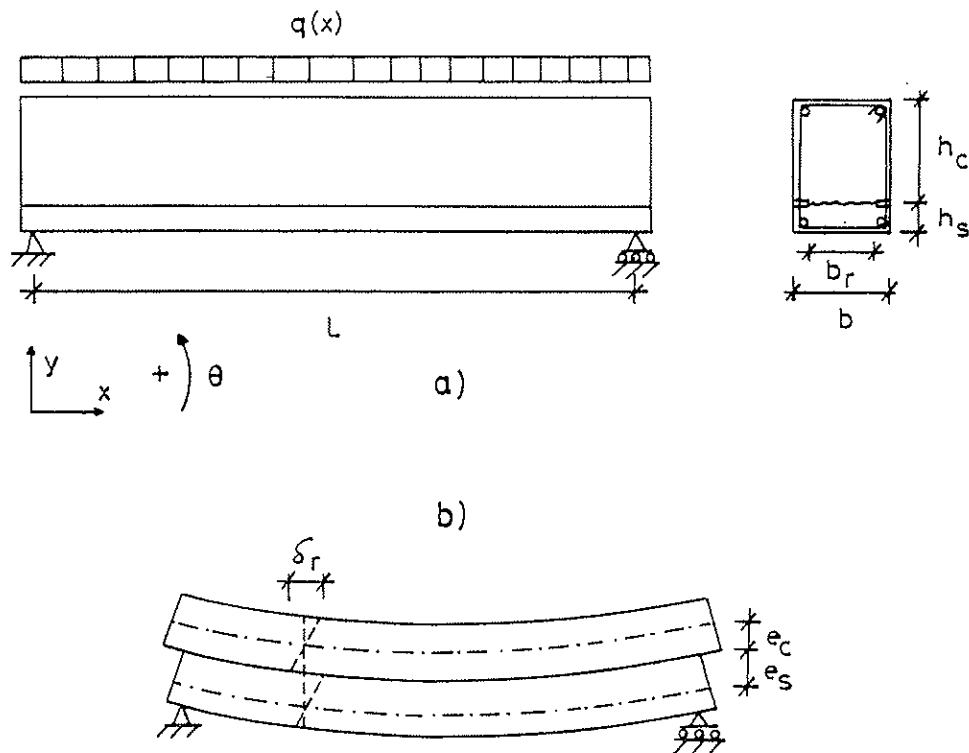


Fig. 2. Pieza compuesta.

Para conseguir este objetivo, la metodología empleada es:

—Desarrollo de un modelo de cálculo para evaluar la flecha; incorpora, en términos de rigidez, la formulación desarrollada para la transmisión de tensiones tangenciales. El modelo se contrasta con los resultados experimentales existentes (11) y (14).

—Estudio del comportamiento de la discontinuidad exenta, en función de los parámetros que gobiernan los mecanismos movilizados en la transmisión de tensiones rasantes. Esto permite determinar el grado de influencia de las distintas variables actuantes, comparar algunos de los modelos propuestos y seleccionar las variables significativas para el estudio de rigideces y flechas.

—Estudio paramétrico de flechas para las variables seleccionadas en el paso anterior. El estudio se hará para las piezas con las que se ha contrastado el modelo, lo que garantiza su correcto comportamiento y la posibilidad de comparar los resultados del modelo con algunos de los experimentales existentes.

—Ensayo de dos vigas, en laboratorio, para contrastar algunos de los resultados, dar fiabilidad a algunas de las hipótesis

adoptadas en el desarrollo del modelo y contemplar algunos aspectos que podrían haber pasado desapercibidos en la investigación numérica.

—Elaboración de las conclusiones, fundamentalmente en lo que se refiere a la influencia de los parámetros estudiados, frente al comportamiento en servicio.

3. MODELO DE CALCULO

3.1. Ecuación de campo y resolución del sistema

En las referencias (8) y (9) se recoge en detalle lo aquí expuesto, por lo que nos limitaremos a hacer un resumen. En las Figuras 2, 3 y 4 se representa una pieza de hormigón armado compuesta, con armadura de cosido, solicitada a flexión simple y biapoyada. Una vez rota la adherencia entre hormigones, se puede considerar que la cabeza y la suela son dos elementos viga distintos a los que se aplica la ecuación de la elástica, conectados por la discontinuidad, que transmite tensiones tangenciales y normales. El deslizamiento relativo de las caras de la discontinuidad en una sección viene determinado por:

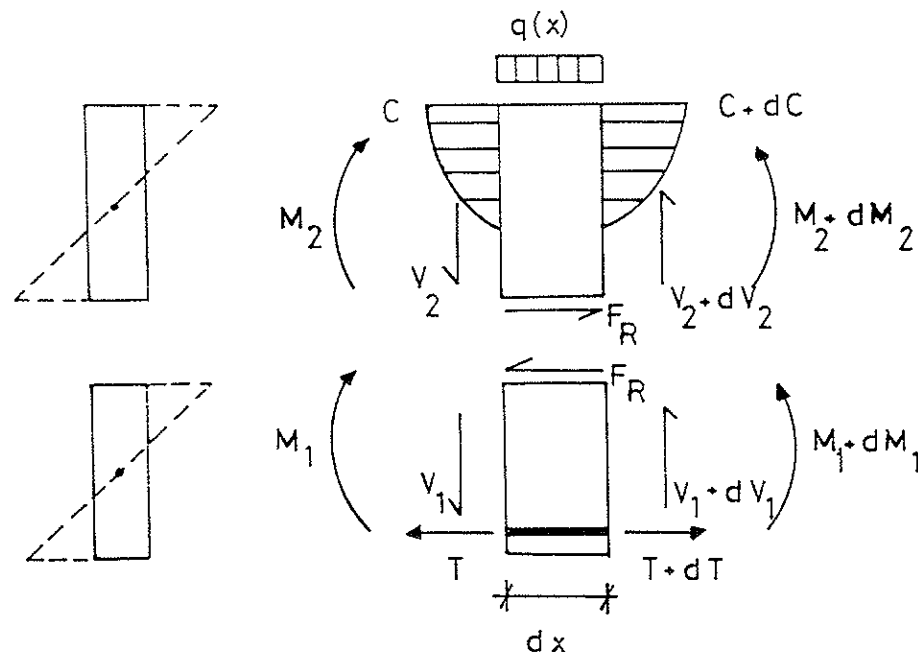


Fig. 3. Equilibrio de la rebanada.

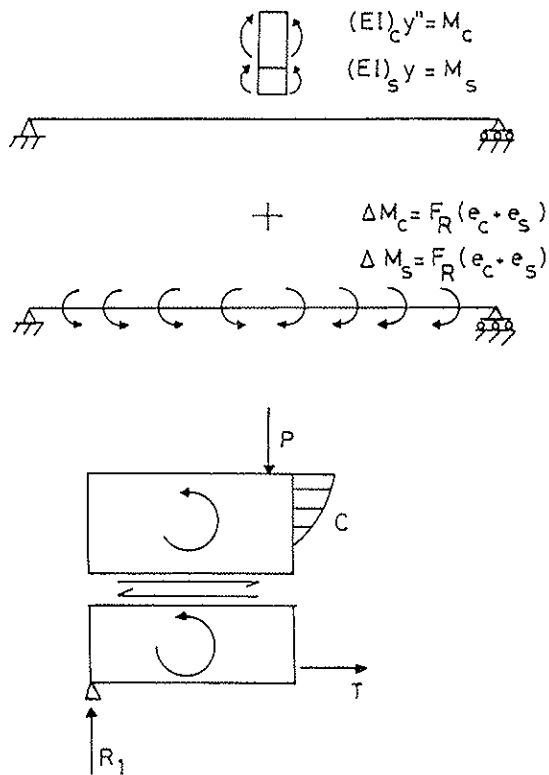


Fig. 4. Momentos actuantes una vez rota la adherencia.

$$\delta_r = y' (e_s + e_c) \quad (1)$$

La apertura de la discontinuidad se puede considerar despreciable al evaluar la flecha, puesto que la primera está en el rango de las décimas de mm y la segunda en el cm*. La ecuación de la elástica para cada fase es, por tanto:

$$\begin{aligned} (EI)_s y'' &= M - \Delta M_s \text{ (suela viga)} \\ (EI)_c y'' &= M - \Delta M_c \text{ (cabeza viga)} \\ \dots\dots\dots \\ (EI)^* y'' &= M - \Delta M \text{ (suma)} \end{aligned} \quad (2)$$

El criterio de signos para ΔM se recoge en la Figura 4.

$$\Delta M = F_R (e_c + e_s) \quad (3)$$

y queda, por tanto, como ecuación de campo:

* No se debe confundir esta simplificación con la evaluación de la apertura de la discontinuidad al establecer el equilibrio de tensiones en la discontinuidad, donde juega un papel decisivo.

$$(EI)^* y'' + F_R (e_c + e_s) = M \quad (4)$$

donde:

- $(EI)^*$ = Rigidez equivalente (suma de rigideces de cabeza y suela).
- F_R = Fuerza rasante desde el punto de momento nulo a la sección.
- M = Momento exterior actuante en la sección.

e_c y e_s son la distancia de la discontinuidad al centro de gravedad de la cabeza y la suela, respectivamente.

El razonamiento anterior es válido también para el caso en que la discontinuidad quede dentro de la zona comprimida, aunque aquí aparece la dificultad de evaluar la tensión rasante adecuadamente.

A partir de la ecuación de campo se obtiene la formulación débil correspondiente:

$$\int_0^l \psi \frac{d^2}{dx^2} [(EI)^* y''] + \int_0^l \psi \frac{d^2}{dx^2} [F_R (e_c + e_s)] = \int_0^l \psi q dx \quad (5)$$

se integra la ecuación por partes, dos veces, se deriva respecto de λ , por usar algoritmo incremental, se sustituye la flecha por su aproximación y se proyecta sobre las funciones de base, obteniéndose la siguiente ecuación matricial:

$$[K_G(a) - K_r(a) - C] \frac{da_j}{d\lambda} = P_0 \quad (6)$$

donde:

- $K_G(a)$ = Matriz de rigidez tangente.
- $K_r(a)$ = Matriz de rigidez equivalente debida a las tensiones tangenciales en la discontinuidad.
- C = Términos de contorno.
- a = Vector de desplazamientos nodales.
- P_0 = Vector de cargas, en el primer paso.

Se adopta el elemento finito barra con dos nodos y dos grados de libertad por nodo (desplazamiento vertical y giro). La deformación en la barra se calcula, a partir de los movimientos nodales, adoptando

como funciones de forma los polinomios de Hermite de tercer grado.

La matriz de rigidez global obtenida es complicada, lo cual, si bien no es irresoluble numéricamente, puede dar lugar a problemas de convergencia. El sistema discretizado se puede expresar del siguiente modo:

$$\psi(a) \equiv P(a) + f \equiv K(a)a + f = 0 \quad (7)$$

diferenciando respecto de λ :

$$\frac{dP}{da} \frac{da}{d\lambda} + f_0 \equiv K_r \frac{da}{d\lambda} + f_0 = 0 \quad (8)$$

el problema se puede resolver por el método de Euler:

$$a_{m+1} = a_m + \Delta a_m \quad (9)$$

correspondiendo Δa_m a la solución del sistema:

$$K_r(a_m) \Delta a_m = f_0 \Delta \lambda_m = \Delta f_m \quad (10)$$

donde m se refiere a los incrementos de λ o de la carga f .

El interés de emplear un método incremental reside en que, aparte de su simplicidad, los resultados intermedios obtenidos proporcionan una información muy útil sobre el comportamiento de la pieza en carga. El sistema de ecuaciones resultante en cada paso se resuelve por el Método de Gauss.

Las matrices de rigidez tangencial exigen conocer, en cada elemento, dM/dy . Como se ha visto, distinguimos dos fases en el proceso de carga. En la primera, el comportamiento es monolítico y la relación momento-curvatura corresponde a la sección completa; finaliza al romperse la adherencia entre hormigones. En la segunda, la relación momento-curvatura es suma de las correspondientes a la suela y la cabeza de la viga; esta fase se inicia con la rotura de adhesión y acaba con el agotamiento de la sección. Para la determinación de las leyes momento-curvatura de las vigas se han seguido las directrices del CEB (4). Una vez obtenida la relación momento-curvatura, se ajusta un polinomio de 4º grado, cuya derivada permite determinar la matriz de rigidez correspondiente a cada barra.

En piezas de hormigón armado, solicitadas a flexión simple, son habituales secciones como las recogidas en las Figuras 5 y 6, donde la cabeza de la viga no tiene armadura de tracción, lo que dificulta determinar su relación momento-curvatura. De modo simplificado, se asume la correspondiente a la inercia bruta, lo que es válido por ser una cabeza ancha y estar en zona comprimida; además, en la suma de rigideces, contribuye al total con un porcentaje bajo. En futuras investigaciones sería interesante determinar un coeficiente para evaluar la rigidez de la cabeza en función del tipo y forma de la sección.

3.2. Implementación de los modelos de transmisión de tensiones rasantes

Existen numerosos modelos para evaluar las tensiones tangenciales transmitidas por una discontinuidad de hormigón (1), (7) y (8); se han seleccionado los de Walraven (15) y de Bazant (2) por estar suficientemente contrastados experimentalmente, contemplar una serie de variables de interés en la presente investigación, y ser aptos para su implementación en un programa de elementos finitos.

Los modelos seleccionados para evaluar la transmisión de tensiones rasantes determinan la tensión por el mecanismo de fricción hormigón-hormigón, a partir del deslizamiento relativo en la discontinuidad para una apertura fijada de ella, lo que no es válido en el caso general. La aplicación de estos modelos ha requerido desarrollar un algoritmo iterativo que permita evaluar las tensiones al deslizarse progresivamente las caras de la discontinuidad; en cada paso es necesario establecer el equilibrio entre las tensiones normales a la discontinuidad y las tensiones en las barras de cosido, lo que permite conocer la apertura de la discontinuidad.

El criterio de **rotura de la adherencia** es claro en probetas "push-off", pues el corrimiento es casi uniforme, y corresponde a un valor aproximado del deslizamiento relativo de 0,13 mm, pero no lo es tanto en vigas, donde el deslizamiento varía de una sección a otra. Inicialmente se han obtenido buenos resultados, tanto estableciendo que se rompe la adhesión en toda la discon-

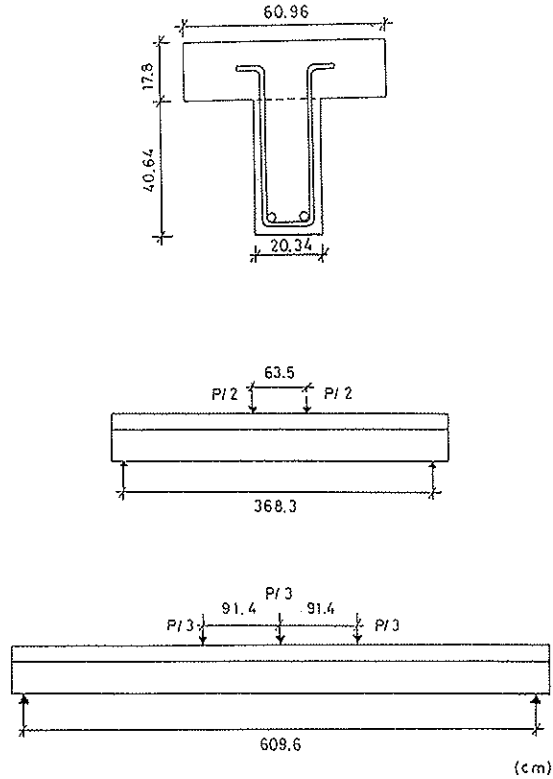


Fig. 5. Ensayos de Hanson (11).

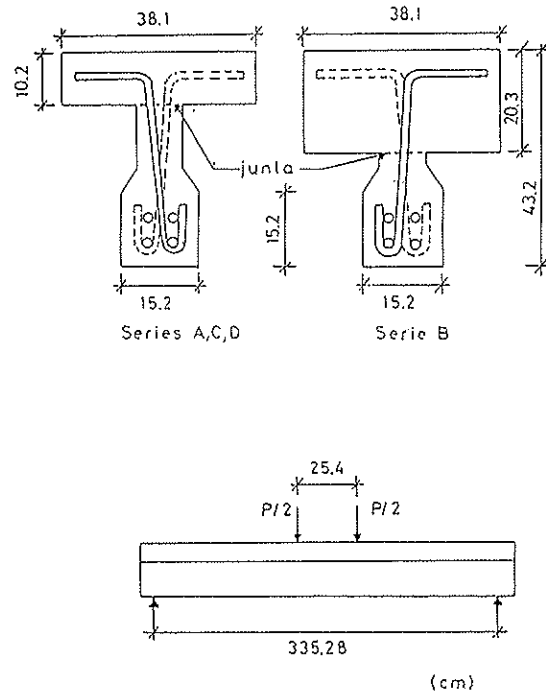


Fig. 6. Ensayos de Saemann y Washa (14).

tinuidad cuando se alcanza el valor de 0,13 mm para la media de los corrimientos en la discontinuidad, como cuando lo alcanza la sección de máximo corrimiento; posteriormente, se ha podido contrastar en laboratorio (8) que la rotura de la adhesión es prácticamente simultánea en toda la discontinuidad, cuando el corrimiento medio alcanza el valor crítico de 0,13 mm.

3.3. Verificación del modelo

Para la verificación del modelo se han seleccionado las colecciones de ensayos de Saemann y Washa (14) y Hanson (11), realizados con vigas de hormigón armado, biapoyadas (Figuras 5 y 6), solicitadas a flexión simple mediante cargas puntuales.

TABLA 3.1
Vigas de Saemann y Washa (14)

| VIGA | LUZ (cm) | RUGOSIDAD | A. COSIDO (%) | $f_{ck, cabeza}$ kp/cm^2 | $f_{ck, suela}$ kp/cm^2 |
|--------|----------|------------|---------------|----------------------------|---------------------------|
| 2 - A | 335,28 | Intermedia | 1,08 | 189 | 178 |
| 3 - C | 335,28 | Intermedia | 0,54 | 216 | 215 |
| 8 - C | 335,28 | Intermedia | 0,23 | 210 | 196 |
| 11 - C | 335,28 | Intermedia | 0,13 | 202 | 208 |
| 2 - D | 335,28 | Intermedia | 0,13 | 250 | 263 |

TABLA 3.2
Vigas de Hanson (11)

| VIGA | LUZ (cm) | DISCONTINUIDAD | COSIDO (%) | $f_{ck, cabeza}$ kp/cm ² | $f_{ck, suela}$ kp/cm ² |
|--------|----------|---------------------|------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| BRS-I | 368,3 | Rugosa Adherente | 0,46 | 220 | 315 |
| RS-I | 368,3 | Rugosa No Adherente | 0,46 | 145 | 292 |
| BRS-II | 609,6 | Rugosa Adherente | 0,34 | 176 | 347 |
| RS-II | 609,6 | Rugosa No Adherente | 0,34 | 220 | 329 |

De la colección de Saemann y Washa, interesan las vigas que se agotan por rasante y tienen un "vano de cortante" superior a 3. Las características y dimensiones de las vigas elegidas se detallan en la Tabla 3.1 y la Figura 6. Para la colección de Hanson, las vigas se han elegido con el mismo criterio; sus dimensiones y características se detallan en la Tabla 3.2 y la Figura 5.

Las Figuras 7 y 8 recogen, comparativamente, los resultados obtenidos por el programa y los resultados experimentales. Se puede observar que ajustan razonablemente. Se ha incluido también el comportamiento de la pieza monolítica, según el modelo de Branson, para su comparación, lo que permite observar la pérdida de rigidez una vez rota la adhesión.

4. ESTUDIO PARAMETRICO DE LA TRANSMISION DE TENSIONES RASANTES

Los modelos de transmisión de tensiones tangenciales adoptados son los de Walraven (15) y Bazant (2), a los que, de acuerdo con lo indicado en 3.2., se ha aplicado un algoritmo iterativo para conocer la apertura de discontinuidad a partir del equilibrio de tensiones normales a la discontinuidad. La combinación de las variables contempladas por los modelos de "corte-fricción" y "efecto pasador" de la armadura permite estudiar las variables indicadas en la Tabla 4.1.

La combinación de las variables supone un total de 4.840 casos distintos, que, con los dos modelos de "corte-fricción", dan

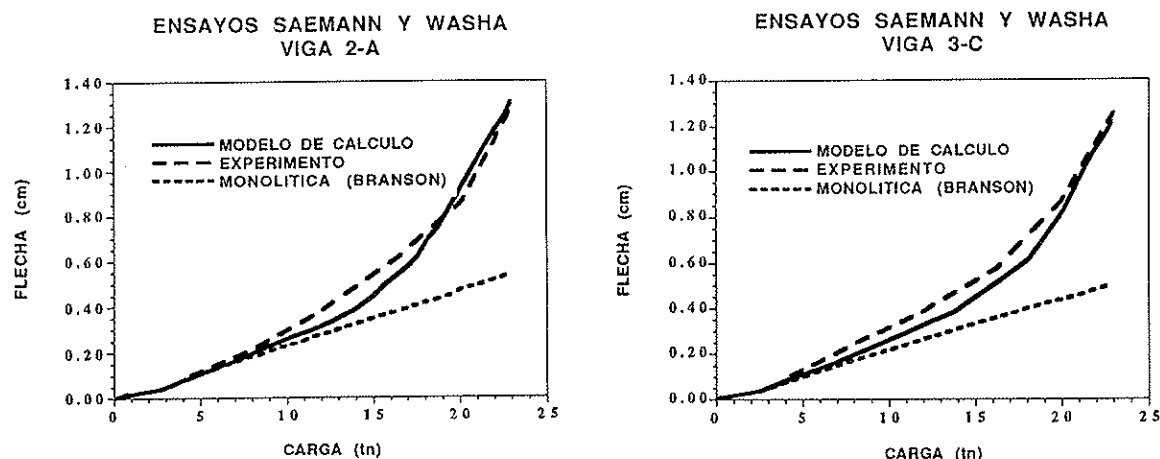


Fig. 7. Verificación experimental del modelo.

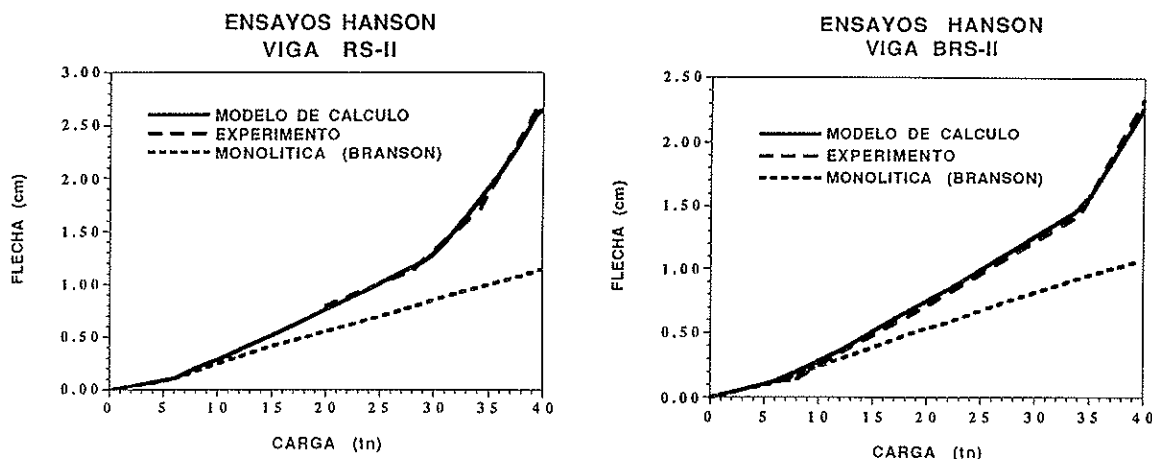


Fig. 8. Verificación experimental del modelo.

lugar a más de 9.000 tablas distintas. La rugosidad de la discontinuidad se contempla a través de la granulometría del hormigón; en todos los casos se ha supuesto una superficie de hormigonado libre con vibración interna.

En las Figuras 9 a 11 se recogen gráficamente algunos de los resultados. Del estudio paramétrico se puede concluir:

a) La **cuantía de armadura de cosido** (ρf_{yk}) tiene una influencia decisiva en las tensiones rasantes movilizadas. Incrementos del 0,2% en ρf_{yk} en la zona de servicio suponen aumentos medios de 5 a 6 kp/cm² en las tensiones movilizadas. El incremento es más acusado en la zona de bajas cuantías.

b) Los modelos de "corte-fricción" adoptados movilizan tensiones rasantes últimas muy similares, pero para corrimientos inferiores a 0,2 mm, el de Walraven es más rígido, con diferencias, en algunos casos, de hasta el doble en las tensiones movilizadas, para un mismo corrimiento a igualdad de parámetros.

c) El **diámetro de las barras de cosido** tiene una influencia despreciable en la tensión rasante total movilizada.

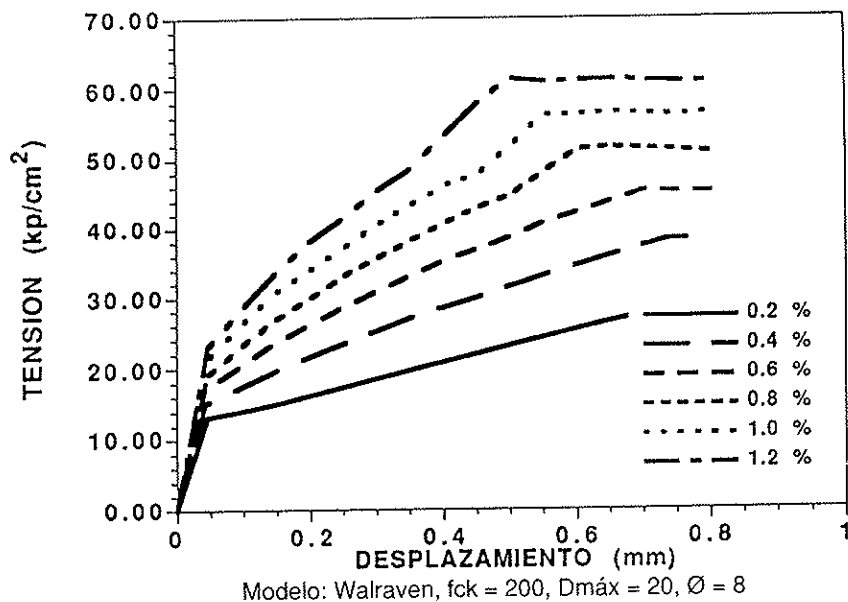
d) La **rugosidad de la discontinuidad** se ha contemplado a través de la granulometría y el diámetro máximo del árido. La influencia es baja para corrimientos inferiores a 0,2 mm, en el caso de Walraven, y 0,4 mm, en el de Bazant. El incremento medio,

TABLA 4.1.

Variables de estudio para la transmisión de rasantes

| VARIABLE DE ESTUDIO | VALORES ESTUDIADOS |
|--|---|
| Cuantía geométrica de armadura de cosido | 0,2% a 1,2% (incrementos 0,1%) |
| Diámetro de las barras | 6, 8, 12 y 20 mm |
| Diámetro máximo del árido | 10 a 30 mm (incrementos 2 mm) |
| Resistencia a compresión del hormigón | 175, 200, 250, 300 y 400 kp/cm ² |
| Límite elástico de las barras | 4100 y 5100 kp/cm ² |

TENSIONES RASANTES



TENSIONES RASANTES

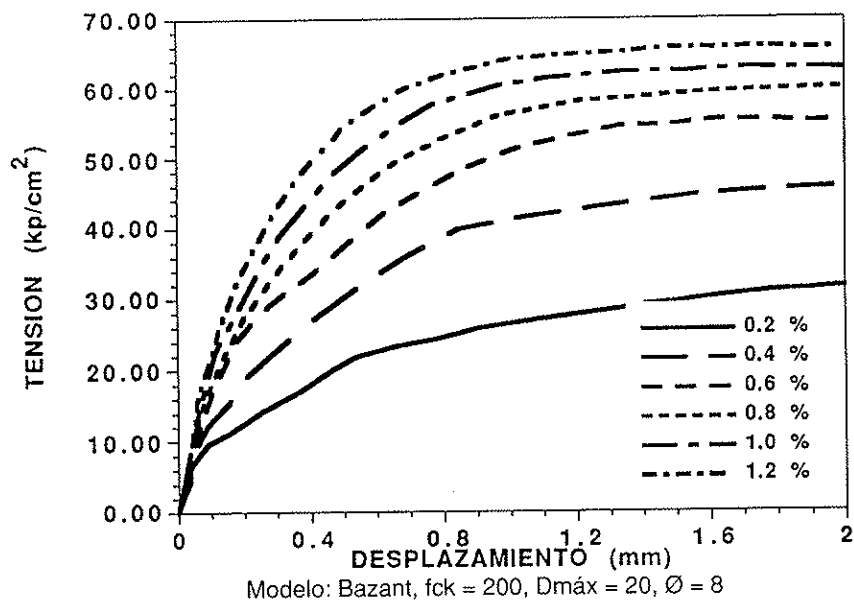
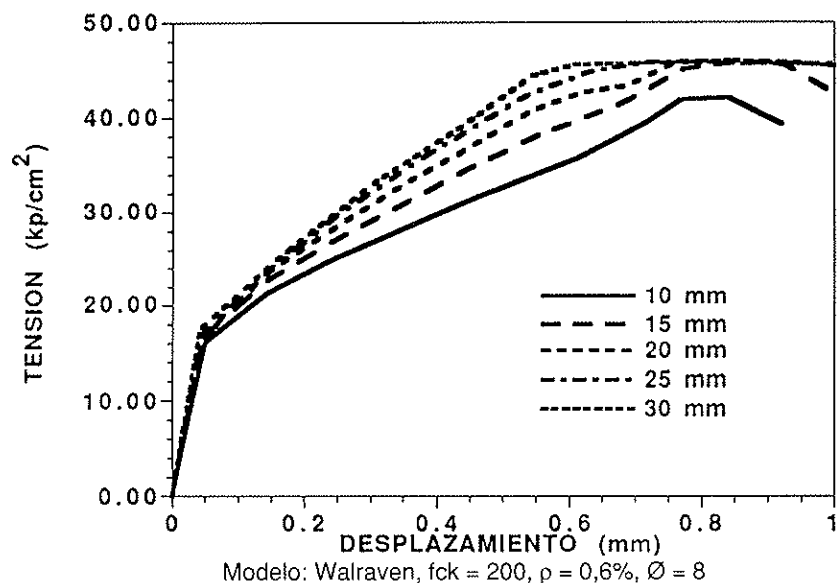


Fig. 9. Influencia de la cuantía de armadura transversal de cosido en la transmisión de tensiones rasantes a través de la "interface".

con el modelo de Walraven, es de 1,5 kp/cm^2 para aumentos de 5 mm en $D_{máx}$. Para el modelo de Bazant, y con sollicitaciones de servicio, el incremento medio de la tensión rasante por cada 5 mm en $D_{máx}$ es de 0,3 kp/cm^2 . Con ambos modelos, el

incremento es más acusado en la zona de $D_{máx}$ menores. Este fenómeno se puede interpretar como el paso de la frontera entre una superficie lisa y una rugosa, que marca un salto apreciable en los valores de las tensiones tangenciales.

TENSIONES RASANTES



TENSIONES RASANTES

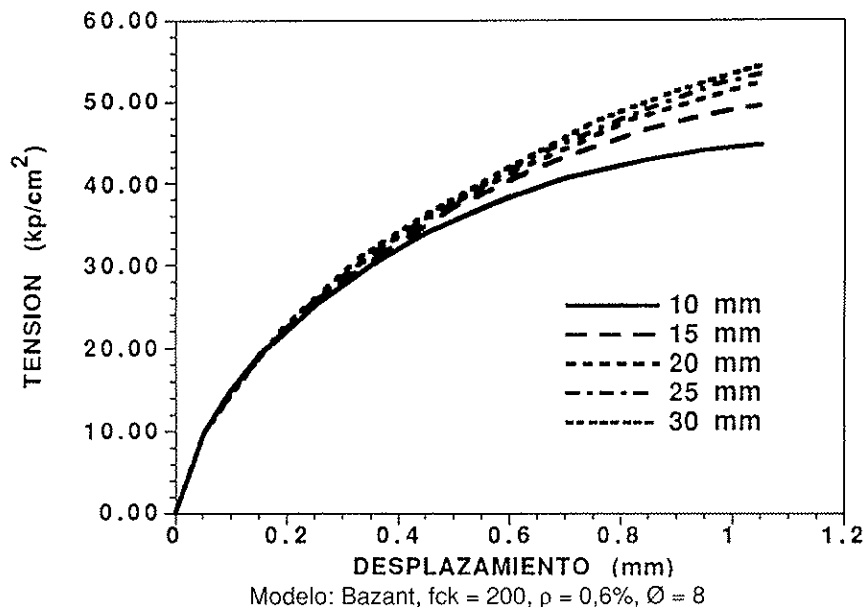


Fig. 10. Influencia del diámetro máximo del árido en la transmisión de tensiones rasantes a través de la "interface".

e) La **resistencia a compresión** del hormigón también es apreciable para corrimientos superiores a 0,1 mm. Con ambos modelos, y para solicitaciones de servicio, se han observado incrementos de 4 kp/cm^2 ,

para aumentos de 100 kp/cm^2 en la resistencia a compresión del hormigón. Los incrementos son más acusados en la zona de cuantías altas de armadura de cosido.

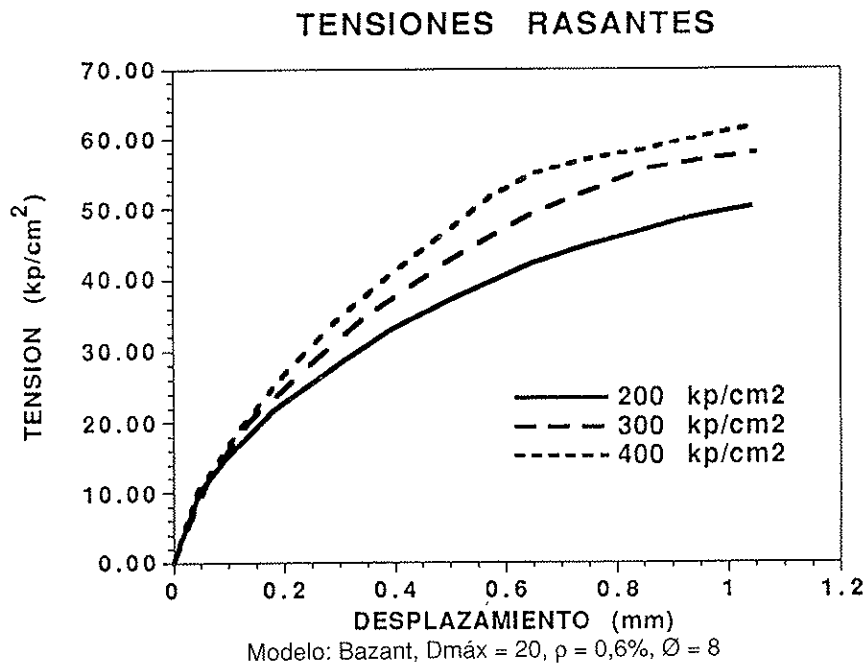
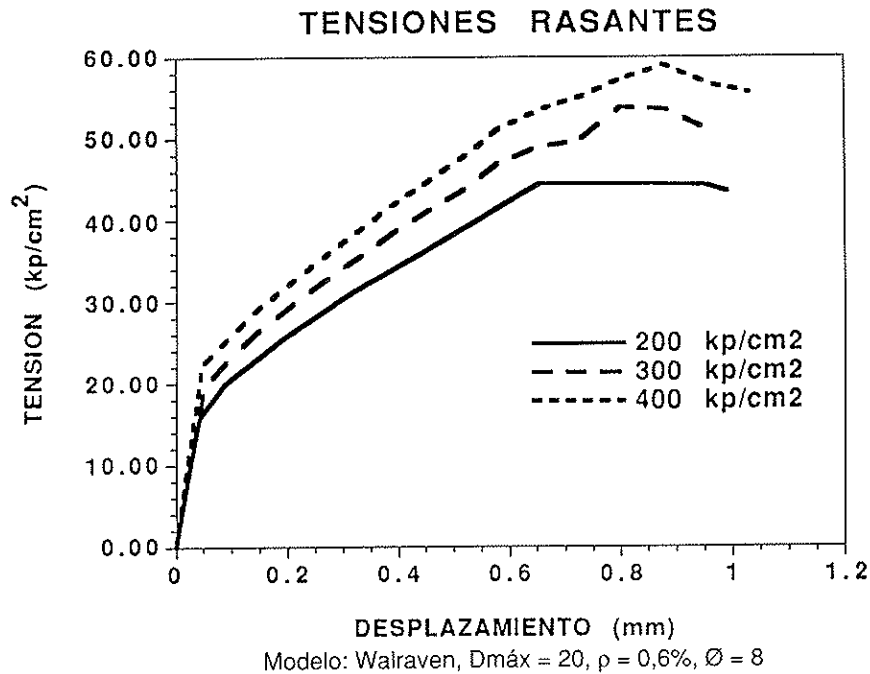


Fig. 11. Influencia de la resistencia a compresión del hormigón, en la transmisión de tensiones rasantes a través de la "interface".

5. ESTUDIO PARAMETRICO DE FLECHAS Y RIGIDECES PARA DISTINTAS CARACTERISTICAS DE LA DISCONTINUIDAD

Una vez seleccionadas las variables significativas en el paso anterior se procede al

estudio de su incidencia en el comportamiento en flexión de las piezas compuestas.

Para el estudio paramétrico, se han adoptado las vigas de Saemann y Washa (14) (Figura 6), las de Hanson (11) (Figura 5) y las de los ensayos realizados en la presente investigación (8) (Figura 17). La ventaja es

doble: por un lado el modelo ha sido contrastado con los resultados correspondientes a estos ensayos y, por otro, los resultados obtenidos en el estudio se pueden comparar con algunos de los experimentales disponibles. El estudio se realizó con cargas puntuales, pues sólo para ellas se tienen resultados experimentales que permitan contrastar los resultados.

Las variables seleccionadas para el estudio se recogen en la Tabla 5.1. La rugosidad se contempla a través de la granulometría y del diámetro máximo del árido.

vigas estudiadas, y frente a solicitaciones de servicio, se han observado incrementos medios del 30 al 35% en la rigidez, al pasar de hormigones de la gama baja (200 kp/cm²) a los de la gama alta (400 kp/cm²). Con el modelo de Walraven los mayores incrementos corresponden a los hormigones de más baja calidad, mientras que con el modelo de Bazant la relación es casi constante, con independencia de la resistencia a compresión del hormigón (f_{ck}).

d) El **diámetro máximo del árido** influye de manera distinta según el modelo de

TABLA 5.1.
VARIABLES DE ESTUDIO

| VARIABLE DE ESTUDIO | VALORES ADOPTADOS |
|--|---|
| ρf_{yk} ($f_{yk} = 4.100 \text{ kp/cm}^2$) | 0,2% a 1,2% (incrementos 0,2%) |
| Resistencia a compresión del hormigón | 200 a 400 kp/cm ² (incrementos 50 kp/cm ²) |
| Diámetro máximo del árido | 10 a 30 mm (incrementos 5 mm) |

La combinación de variables da lugar a 150 tipos de discontinuidad distintas, en un estudio hecho con 3 vigas distintas y 2 modelos de mecanismo "corte-fricción", lo que supone un total de **900** tablas distintas.

Las Figuras 12 a 14 recogen gráficamente algunos de estos resultados. Del estudio paramétrico se puede concluir:

a) La incidencia de las variables estudiadas en el comportamiento en flexión de las piezas compuestas corresponde a las previsiones hechas a partir de los resultados obtenidos en el Apartado anterior para las discontinuidades exentas, en cuanto a dispersión de resultados se refiere.

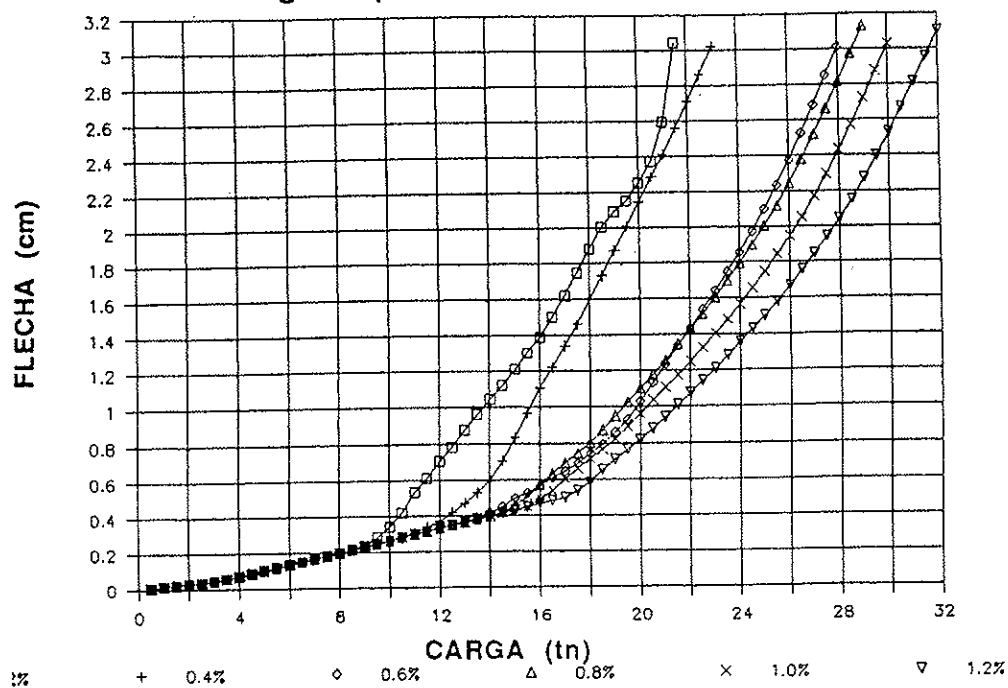
b) El modelo de Walraven, para la transmisión de tensiones tangenciales, da lugar a piezas más rígidas que las implementadas con el modelo de Branson y, en general, se adecua mejor a los resultados experimentales en las vigas estudiadas.

c) La **influencia de la resistencia a compresión** del hormigón es clara. Para las

"corte-fricción" adoptado. Con el modelo de Walraven, y también para solicitaciones de servicio, se han apreciado incrementos medios del 15 al 20% en la rigidez, al pasar de un D_{max} de 10 mm a uno de 30 mm; los mayores incrementos se dan para D_{max} menores. No se ha apreciado sensibilidad en la rigidez, frente a esta variable, al emplear el modelo de Bazant.

e) La **cuantía de armadura** de cosido (ρf_{yk}) presenta también una marcada incidencia en la flexibilidad de las piezas. Para los casos en que se ha empleado el modelo de Walraven, se manifiesta una marcada diferencia entre las uniones con baja cuantía de armadura de cosido ($\rho < 0,6\%$) y las de cuantía alta ($\rho > 0,6\%$). Ello se debe a la presencia de bielas de compresión que contempla este modelo en las uniones con cuantía de cosido elevada. En las piezas estudiadas, y con cargas de servicio, se han apreciado incrementos medios de la rigidez de las piezas del 30 al 35% al pasar de bajas cuantías (0,2%) a cuantías elevadas de cosido (1,0%).

CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa



CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa

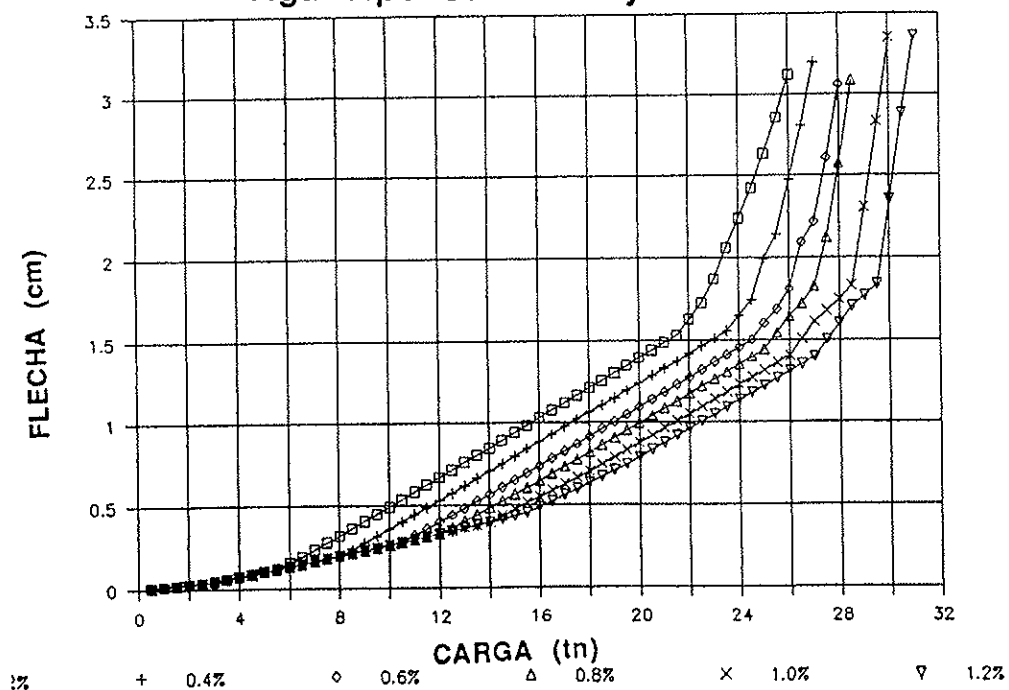
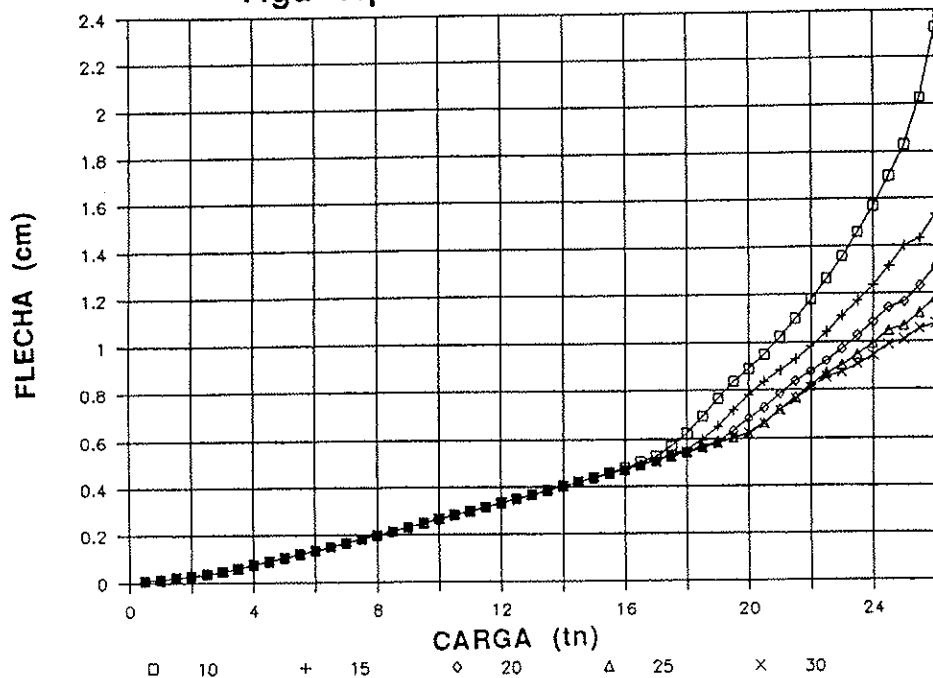


Fig. 12. Influencia de la cuantía de armadura transversal de cosido en la flecha de una viga compuesta, biapoyada, solicitada a flexión.

CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa



CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa

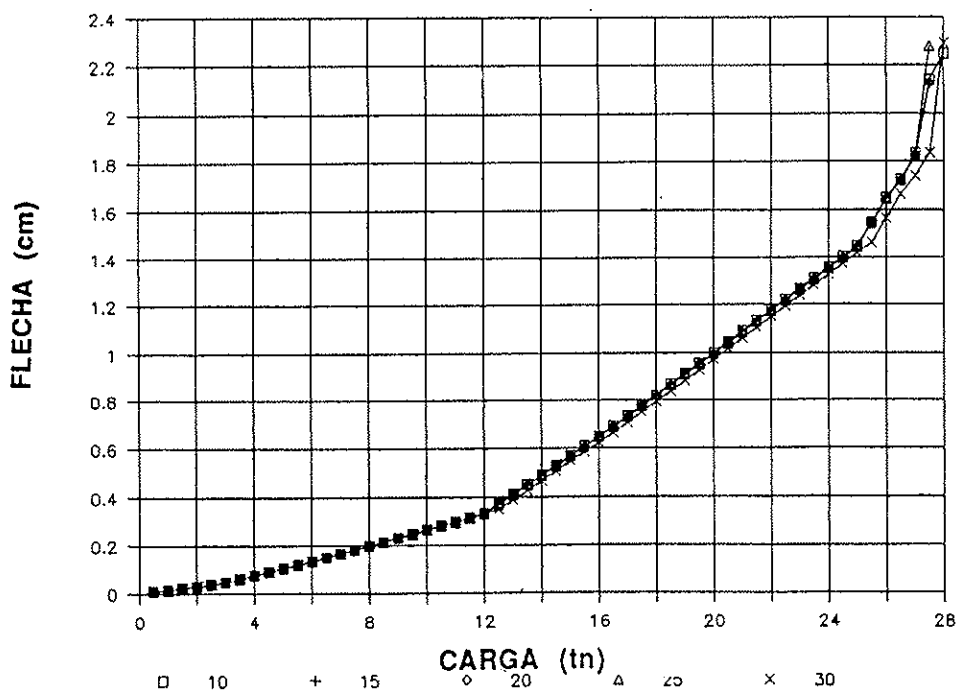
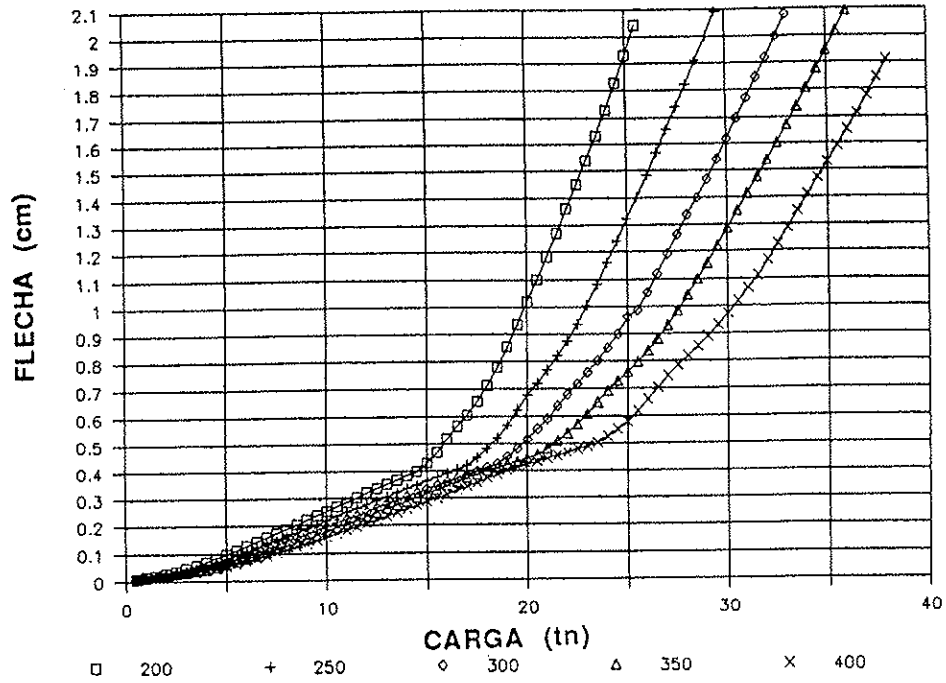


Fig. 13. Influencia del diámetro máximo de árido en la flecha de una viga compuesta, biapoyada, solicitada a flexión.

CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa



CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa

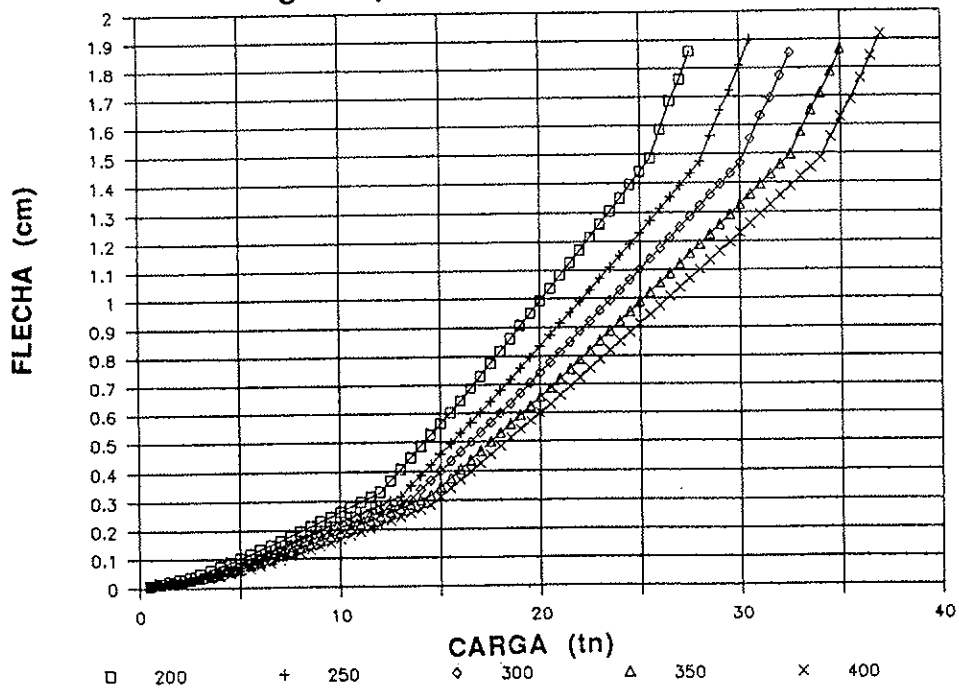


Fig. 14. Influencia de la resistencia a compresi3n del hormig3n en la flecha de una viga compuesta, biapoyada, solicitada a flexi3n.

f) Se hace notar que los parámetros estudiados tienen una clara incidencia en la determinación de la tensión de rotura de la adhesión en la discontinuidad, que marca el paso del comportamiento como pieza monolítica a pieza compuesta, de acuerdo con el criterio del deslizamiento relativo de 0,13 mm (0,05 pulgadas) establecido por Hanson (11) y Saemann y Washa (14).

6. ENSAYOS DE LABORATORIO

Junto a la investigación numérica desarrollada, se han ensayado dos vigas en laboratorio, lo que ha permitido verificar algunas de las hipótesis hechas en la confección del modelo de cálculo y observar aspectos no contemplados por el modelo. La disposición de los ensayos se recoge en la Figura 17 y la Foto 1, y las características de las vigas en la Tabla 6.1.

TABLA 6.1.

Características de las vigas ensayadas

| VARIABLE | VIGA I | VIGA II |
|---------------------------------------|-------------------|---------|
| f_{ck} suela (Kp/cm ²) | 250 | 200 |
| f_{ck} cabeza (Kp/cm ²) | 200 | 200 |
| f_{yk} cosido (Kp/cm ²) | 5.100 | 5.100 |
| A. Cosido (%) | 0,9 | 0,8 |
| $D_{m\acute{a}x}$ árido (mm) | 20 | 20 |
| Posición cercos | Recubr. Mínimo | Fig. 17 |

En las dos vigas la rugosidad de la discontinuidad es la obtenida por vibración interna del hormigón; cabeza y suela fueron hormigonadas con una diferencia de 7 días, y se impidió la adherencia en la mitad de la discontinuidad para garantizar la rotura por rasante.

En la viga I se han medido, para cada escalón de carga, la flecha en la sección central y los corrimientos en los extremos derecho e izquierdo de la viga. La carga se ha aplicado mediante escalones de 3 t, con estabilización de la flecha en cada uno, hasta rotura.

En la viga II se han medido la flecha en la sección central y los corrimientos a una distancia a los apoyos igual al 1/4 de la

luz. La viga se ha sometido a dos ciclos de carga mediante escalones de 5 t, con descarga total entre el primer y segundo ciclo. En el segundo se llevó hasta rotura.

Las figuras 15 y 16 recogen algunos de los resultados de los ensayos. De su estudio se puede concluir:

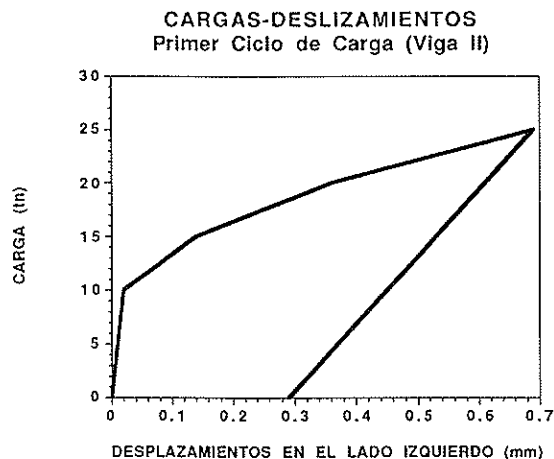


Fig. 15. Corrimientos en el lado izquierdo de la discontinuidad, en la viga II.

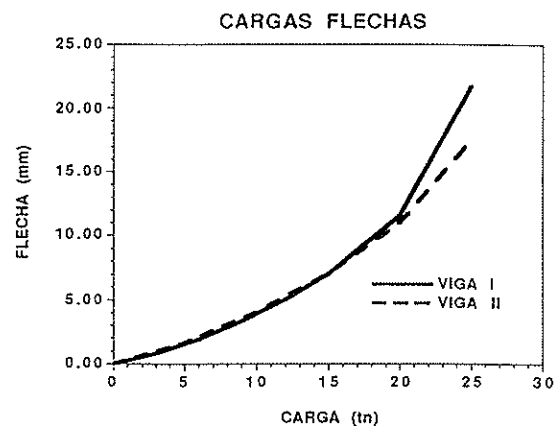


Fig. 16. Gráfico de cargas-flechas en las dos vigas ensayadas.

a) Los gráficos carga-deslizamiento en la discontinuidad, ponen de manifiesto la clara existencia de un punto de rotura de la adhesión, a partir del cual, la movilización de tensiones exige unos corrimientos muy superiores a los previos a ese punto. En las dos vigas ocurre para el escalón de carga en el que se alcanza el corrimiento relativo de 0,13 mm (0,05 pulg.). La rotura de la adhesión es prácticamente simultánea a ambos lados de la viga.

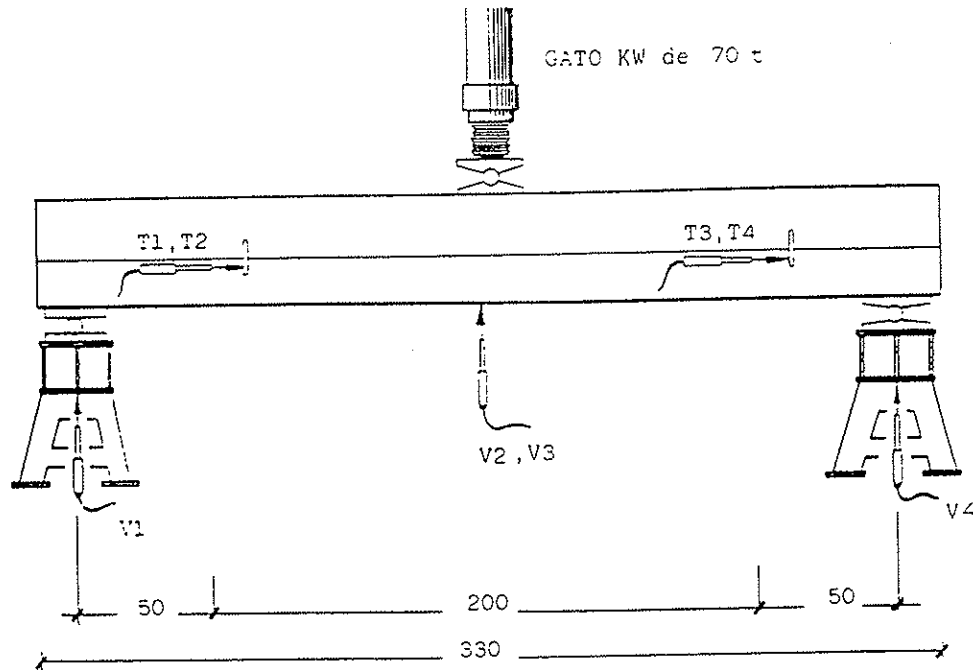
b) En las dos vigas se ha medido el corrimiento relativo en la discontinuidad (véase

Foto 2), en secciones distintas, y el punto de rotura de la adhesión corresponde prácticamente a iguales corrimientos y tensiones, lo que hace suponer que la rotura de la adhesión ocurre simultáneamente a lo largo de una buena parte de la superficie de la discontinuidad, con la consiguiente redistribución de tensiones a lo largo de la misma. (Véase Foto 3).

b) Los gráficos carga-deflexión ponen de manifiesto la rotura de la adhesión por una pérdida de rigidez y aumento de la deflexión.

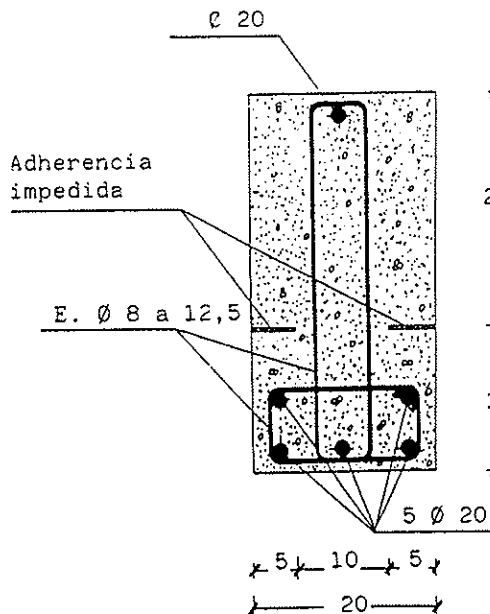
c) Los gráficos carga-deflexión ponen de manifiesto la rotura de la adhesión por una pérdida de rigidez y aumento de la deflexión.

DISPOSICION DEL ENSAYO



Códigos: V1 a V4 y T1 a T4 : Transductores inductivos LVDT.

Cotas en cm.



DESCRIPCION DE LA VIGA

HORMIGON

H-200
 $f_{c_real} = 190 \text{ Kp/cm}^2$

ACERO

$f_{yk} = 5100 \text{ Kp/cm}^2$
 $f_{y_real} = 6041 \text{ Kp/cm}^2$
 $\gamma_f = 1,60$
 $\gamma_c = 1,50$
 $\gamma_s = 1,10$

Fig. 17. Disposición de los ensayos.

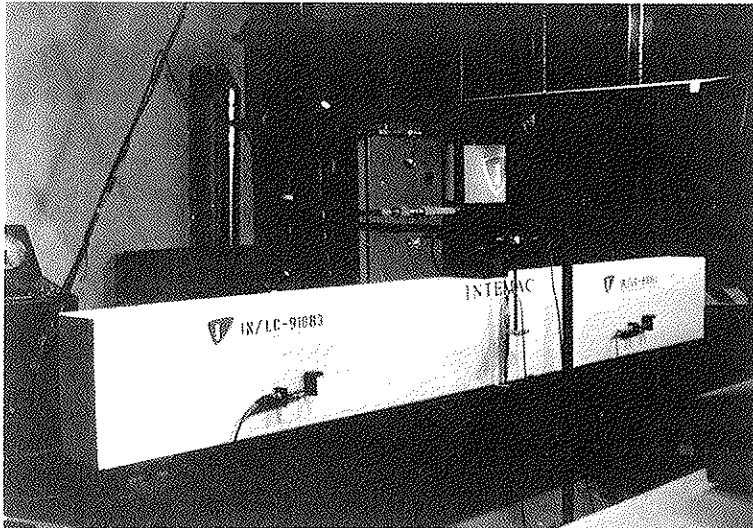


Foto 1. Disposición del ensayo (Viga II).

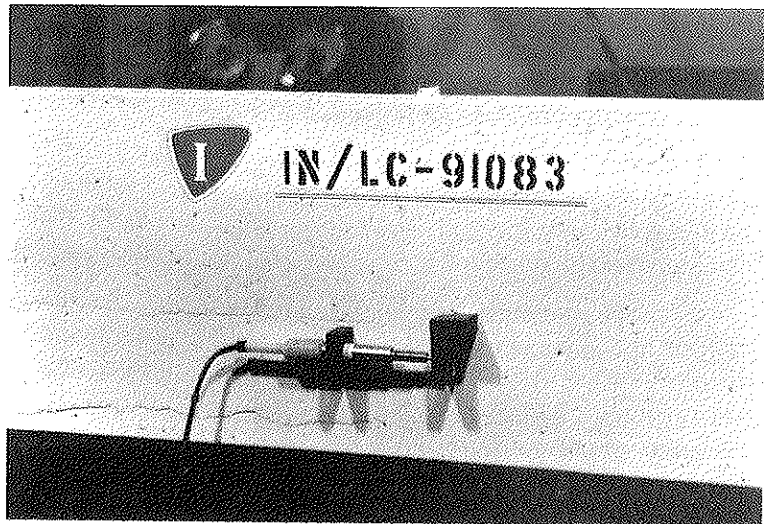


Foto 2. Detalle del transductor para la medida de corrimientos en la "interface".

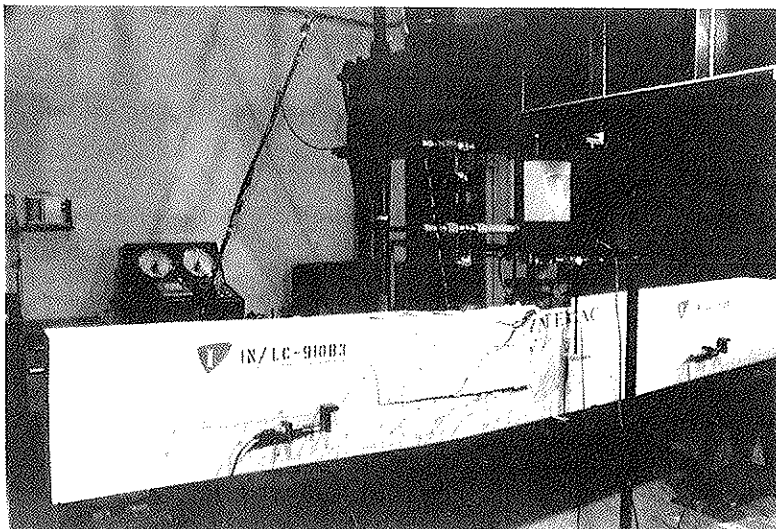


Foto 3. Rotura de la pieza ensayada (Viga II).

7. CONCLUSIONES

7.1. Relativas a las tensiones tangenciales

La cuantía de armadura de cosido ($\rho_{f_{yk}}$), la resistencia a compresión del hormigón y el diámetro máximo del árido afectan de modo claro a las tensiones tangenciales movilizadas por la unión, tanto en condiciones de servicio como frente a tensiones rasantes últimas. Frente a solicitaciones de servicio se han observado incrementos medios en las tensiones rasantes movilizadas de:

a) 28 kp/cm², al pasar de 0,2% al 1,2% en la cuantía geométrica de cosido.

b) 8 kp/cm², al pasar de 200 a 400 kp/cm² en la resistencia característica del hormigón.

c) 7 kp/cm², al pasar de 5 a 30 mm en el diámetro máximo del árido con el modelo de Walraven, y 1,5 kp/cm² para la misma variación con el modelo de Bazant.

El diámetro de la armadura de cosido, para una misma cuantía, no parece afectar a las tensiones movilizadas, con los modelos de cálculo empleados.

Los modelos empleados para la evaluación de tensiones tangenciales por el mecanismo de "corte-fricción" establecen tensiones rasantes últimas muy similares, pero presentan grandes diferencias frente a corrimientos pequeños (inferiores a 0,3 mm), en ocasiones, de valores próximos al doble. El modelo de Walraven alcanza la tensión rasante última para corrimientos del orden de 0,5 mm, mientras que el de Bazant lo hace para 1,0 mm o superiores, y las previsiones del Model Code lo establecen para deslizamientos de aproximadamente 2,0 mm.

7.2. Relativas a la flexión de vigas y modelo de cálculo

Se ha desarrollado un modelo de cálculo sencillo y rápido que permite evaluar la flecha en piezas compuestas solicitadas a flexión. Ajusta razonablemente con los resultados experimentales existentes. Ha sido empleado para evaluar la influencia de las características de la discontinuidad en el comportamiento en flexión de piezas com-

puestas. Se han empleado las formulaciones de Walraven y Bazant, con resultados satisfactorios; el modelo permite el empleo de otras formulaciones, basta con su sustitución en la subrutina correspondiente.

Los parámetros resistencia a compresión del hormigón, cuantía de armadura de cosido ($\rho_{f_{yk}}$) y diámetro máximo del árido (medida indirecta de la rugosidad) influyen claramente en la deformabilidad de las piezas, una vez rota la adhesión en la discontinuidad, que establece la pérdida de monolitismo de la viga.

Para las piezas estudiadas, y frente a solicitaciones de servicio, se han observado incrementos medios en la rigidez de las vigas de:

a) 30 a 35%, al pasar de 0,2 a 1,0% en la cuantía geométrica de armadura de cosido.

b) 30%, al pasar de 200 a 400 kp/cm² en la resistencia característica del hormigón.

c) 15 a 20%, al pasar de 10 a 30 mm en el diámetro máximo del árido, con el modelo de Walraven. El modelo de Bazant se ha mostrado insensible frente a esta variable.

Lógicamente, la combinación de estos parámetros puede aumentar o disminuir, de forma decisiva, la rigidez de la pieza.

La incidencia de estos parámetros es decisiva en la evaluación de la tensión crítica que establece la pérdida de monolitismo en la pieza.

8. AGRADECIMIENTOS

El presente artículo es resumen de la Tesis Doctoral "Influencia de la Rugosidad y la Cuantía de Armadura Transversal en el Comportamiento de las Piezas Compuestas Solicitadas a Flexión", leída en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Madrid, realizada por Jaime Gálvez Ruiz y dirigida por el Prof. E. González Valle. El desarrollo del modelo numérico ha sido dirigido por el Prof. R. Alvarez Cabal.

Los ensayos fueron realizados y financiados por el Laboratorio Central del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), bajo la dirección del

Prof. J. Fernández Gómez, Dr. Ingeniero de Caminos, a quien manifestamos nuestro agradecimiento por su inestimable colaboración.

Así mismo, agradecemos al Ministerio de Educación y Ciencia la concesión, durante un año, de una beca FPI para la realización de esta investigación.

9. REFERENCIAS

1. ASCE. "Shear Transfer", Finite Element Analysis of Reinforced Concrete. State of Art Report, New York 1982, pp. 205-308.
2. BAZANT, Z. y GAMBAROVA, P. "Rough Cracks in Reinforced Concrete", Journal of Structural Division, ASCE, VOL. 106, ST 4, Apr. 1980, pp. 2015-2035.
3. CALAVERA, J., "Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación", 4ª ed., INTEMAC, Madrid 1988, 678 pp.
4. CEB-FIP., "Manual of Buckling and Instability", The Construction Press, London 1978, 135 pp.
5. CEB-FIP, "Model Code 1990", Bulletin d'Information nº 203, 204 y 205, July 1991.
6. CEB. "Application of the Finite Element Method to Two-Dimensional Reinforced Concrete Structures", Bulletin nº 159, Paris, June 1983, 90 pp.
7. CEB. "Interface Behaviour", Chapter nº 5 of Bulletin d'Information nº 210, Lausanne, August 1990.
8. GALVEZ RUIZ, J. "Influencia de la Rugosidad y la Cuantía de Armadura Transversal en el Comportamiento de las Piezas Compuestas Solicitadas a Flexión", Tesis Doctoral, Univ. Politécnica de Madrid, Noviembre 1992.
9. GONZALEZ VALLE, E.; GALVEZ RUIZ, J.; ALVAREZ CABAL, R., "Modelo de Cálculo No Lineal para la Evaluación de Flechas en Piezas de Hormigón Compuestas Solicitadas a Flexión", II Congreso Métodos Numéricos en Ingeniería, La Coruña 7-11 Junio 1993.
10. GONZALEZ VALLE, E., "Estudio Experimental del Comportamiento de Juntas entre Hormigones "In Situ" y Prefabricados con Distintos Tratamientos en la Union", Tesis Doctoral (Tomo I), Univ. Politécnica de Madrid, Junio 1988, 240 pp.
11. HANSON, N. "Precast-Prestressed Concrete Bridges 2. Horizontal Shear Connections", Journal of PCA, May 1960, pp. 38-58.
12. MOPU, "Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Forjados Unidireccionales de Hormigón Armado o Pretensado", EF-88, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, 1988.
13. SAMUELY, F.J., "Some Recent Experience in Composite Precast and In Situ Concrete Construction with Particular Reference to Prestressing", Proc. of the Institution of Civil Engineers. Part III, London 1952, pp. 222-279.
14. SAEMANN, J.C. y WASHA, G. "Horizontal Connections Between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs", Journal of the ACI, VOL. 61, nº 11, Nov. 1964, pp. 1383-1409.
15. WALRAVEN, J.C. "Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis", Tesis Doctoral, Delft University Press 1980, 197 pp.

RESUMEN

En la presente investigación se estudia el comportamiento de las "interfaces" en piezas compuestas, con armadura de cosido, y se analiza cómo influyen las características de la discontinuidad en el comportamiento en flexión simple de este tipo de secciones al ser solicitadas por cargas monotónicas. Se desarrolla un modelo de cálculo para la evaluación de flechas en vigas compuestas, implementado en un programa de ordenador, y sus resultados son contrastados experimentalmente, encajando de forma razonable. Se hace un estudio paramétrico de las variables seleccionadas para "interfaces" exentas, comprobando la influencia de la rugosidad, cuantía de armadura transversal de cosido y resistencia a compresión del hormigón, en las tensiones rasantes movilizadas. Para las variables seleccionadas en el paso anterior se realiza el estudio de su influencia en la rigidez de las piezas com-

puestas solicitadas a flexión. Se han ensayado, además, dos vigas en laboratorio, que han permitido verificar alguna de las hipótesis realizadas en el desarrollo del modelo de cálculo y observar aspectos no contemplados por el modelo teórico. Por último, se establecen las conclusiones, fundamentalmente en lo que se refiere al comportamiento en servicio de las piezas compuestas.

SUMMARY

The present investigation studies the per-

formance of joints in composite structural elements with reinforcement across the interface, and analyses the influence of shear transfer parameters on the behaviour of flexural beams upon monotonic loading. The deflection of a composite beam is computed by a numerical model; the output of program fits properly the experiments. The roughness, reinforcement ratio and compressive strength of concrete affect the shear transfer at the interface and the deflection and stiffness of the beams. Two rectangular section beams were tested to verify the model. Finally, conclusions are summarized, focussed on service loads.

* * *

SEMINARIOS TORROJA Tecnología de la Construcción y de sus Materiales Ciclo nº 15: Otoño de 1993

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

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

Los seminarios programados para el décimo quinto ciclo, correspondiente al otoño de 1993, son los siguientes:

21 Octubre:
Enrique **González Valle**
Dr. Ingeniero de Caminos, INTEMAC
Germán **González-Isabel**
Ingeniero Técnico de O.P., INTEMAC

“Hormigones de Alta Resistencia: Aspectos diferenciales de su reología y de su comportamiento estructural”.

4 Noviembre:

Juan Carlos **López Agüi**
Ingeniero de Caminos, IECA

“Investigación y solución práctica de casos de durabilidad de hormigones”.

18 Noviembre:

Marcos **Bollati Pato**

Ingeniero de Caminos, Instituto Eduardo Torroja

“Nuevas metodologías para determinar el comportamiento de conglomerantes y aditivos en hormigones”

2 Diciembre:

Luis **Paradinas Riestra**

Ingeniero Industrial, IBERDROLA

“Investigación y Desarrollo en IBERDROLA”.

16 Diciembre:

Angel **Palomo Sánchez**

Dr. en Ciencias Químicas, Instituto Eduardo Torroja

“Sistemas comentantes avanzados: cementos alcalinos”

Ensayos bajo cargas de servicio de una losa postensada con tendones no adherentes. Resultados experimentales y comparación con las predicciones analíticas

**Fernando Martínez Abella
Pere Roca Fabregat
Antonio Mari Bernat**

**E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Departamento de Ingeniería de la Construcción, UPC**

1. INTRODUCCION

El presente artículo constituye la continuación del publicado en la revista Hormigón y Acero nº 177, titulado "Investigación teórica y experimental sobre el comportamiento de losas postensadas con tendones no adherentes para edificación. Planteamiento, objetivos, descripción de los ensayos y análisis estructural previo" [1]. En este artículo se presentan los resultados de los ensayos realizados bajo cargas de servicio, se explica la metodología utilizada para la interpretación de las medidas obtenidas y su utilización para la deducción de variables estructurales no directamente medibles, se comparan los resultados con los análisis estructurales previamente realizados y se extraen conclusiones, tanto del comportamiento estructural como de los criterios de proyecto y métodos de cálculo utilizados.

Los resultados del ensayo bajo carga creciente hasta rotura serán objeto de un próximo artículo.

Previamente a la descripción de los resultados, conviene dar un breve repaso a las características esenciales del modelo ensayado.

2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA, ACCIONES, CRITERIOS DE PROYECTO E INSTRUMENTACION

La estructura consiste en un modelo experimental de losa bidireccional maciza, de hormigón pretensado, con armaduras postesas no adherentes, ensayado hasta rotura en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la Universidad Politécnica de Catalunya. Sus dimensiones totales son $10 \times 8,4 \text{ m}^2$, y consta de dos vanos, tanto en dirección longitudinal como transversal, formando cuatro recuadros iguales de 21 m^2 de superficie y distancias entre ejes de pilares de 4,8 m y 4,0 m. El canto de la losa es de 14,0 cm, resultando así una esbeltez de canto/luz, $h/l = 1/34$. El modelo representa, a escala 2/3, un prototipo mayor, cuya luz máxima sería de 7,5 m y su canto de 21 cm. Los pilares del modelo, arriostrados mediante perfiles metálicos, simulan la rigidez que proporcionaría un sistema más real de pilares superiores e inferiores, de 3,0 m de altura (en el prototipo), como parte de la estructura de un edificio.

Se utilizó hormigón de 35 N/mm^2 de resistencia a compresión uniaxial, a los 28 días, y armaduras pasivas de acero de 510

N/mm² de límite elástico. La armadura pasiva principal consiste en grupos de barras de 10 mm de diámetro, colocadas superiormente de forma concentrada sobre los pilares. No se dispuso ninguna armadura inferior en centros de vano de los recuadros, ni siquiera mínima. El perímetro se reforzó con un zuncho de armadura, variable entre 4 y 6 barras de 10 mm y estribos de 8 mm (a distinta separación), con la finalidad de absorber los efectos producidos por la fuerza de pretensado en zonas de anclaje.

Las cargas gravitatorias consideradas fueron las siguientes: peso propio (3,5 kN/m²); carga muerta adicional de equivalencia de escala entre prototipo y modelo: 1,75 kN/m²; sobrecarga variable total: 4,5 kN/m². Con estas cargas se realizaron distintos ensayos en servicio y un ensayo hasta rotura, simulándose, en este último caso, la actuación de una sobrecarga uniforme indefinidamente creciente.

El pretensado, introducido mediante tendones no adherentes, cada uno de los cuales está formado por un solo cordón de 0,5", se distribuye según indica la figura 1, de tal modo que en la dirección longitudinal (de mayor luz) los tendones se hallan concentrados en bandas sobre ejes de pilares, mientras que se disponen equiespaciados en la dirección transversal. Este esquema conjuga la simplicidad constructiva con la obtención de un estado de bicompresión en casi toda la losa.

Se adoptaron los siguientes criterios de proyecto, objeto de esta investigación:

(1) Considerar los criterios de dimensionamiento del pretensado en clase II. Complementariamente, se aseguró una precompresión media mínima, bajo la acción única del pretensado, de 1 N/mm².

(2) Adoptar los valores medios de los coeficientes de seguridad establecidos por la Instrucción EP-80 [2], en las comprobaciones a rotura.

(3) No incluir, de manera premeditada, armadura inferior de vano, incluso mínima a flexión, con objeto de estudiar las consecuencias que ello tiene en la fisu-

ración y en la carga última. Considerar la contribución resistente del acero de pretensado no adherente, en estado límite último, a través de un incremento de tensión en la armadura activa, valorado en 1 N/mm², según la fórmula de la norma inglesa BS-CP 8110-1985 [3]. Para ello, se aceptó, por razones de seguridad a rotura, introducir un pretensado ligeramente superior al estrictamente necesario en servicio.

(4) Considerar en la comprobación frente a punzonamiento los efectos favorables de pretensado, estudiado su influencia sobre el ángulo de la superficie de rotura potencial, tales como la existencia de una componente ascendente de fuerza que equilibra a la carga exterior y la contribución resistente de la armadura pasiva de flexión, utilizándose para ello el método de cálculo de la instrucción inglesa citada.

(5) Aceptar la formación de unos bulbos localizados de tracciones, producidos por los efectos de difusión de la fuerza de pretensado introducidos por la banda de tendones. Utilizar una armadura de refuerzo especial, en forma de zuncho perimetral, para restringir la posible formación de fisuras.

Además de la normativa citada, se ha seguido, en aspectos específicos, las recomendaciones de FIP [4], de ACI-ASCE Committee 423 [5] y The Concrete Society [6].

La actuación de una carga repartida se simuló en el ensayo a través de un sistema de 16 puntos de carga (formando una malla de 4 x 4 puntos) en cada uno de los cuadrantes, todos ellos accionados desde un dispositivo, construido de forma que se garantizase un reparto isostático entre todos los puntos. Los cuatro gatos hidráulicos iban conectados a un distribuidor único que, junto con una válvula y un manómetro, permitía, abriendo y cerrando aquélla, introducir diferentes hipótesis de carga y conocer su valor.

Se midieron las reacciones verticales mediante células de carga, de 450 kN, dispuestas bajo cada pilar. Las reacciones horizontales se obtuvieron a través de la

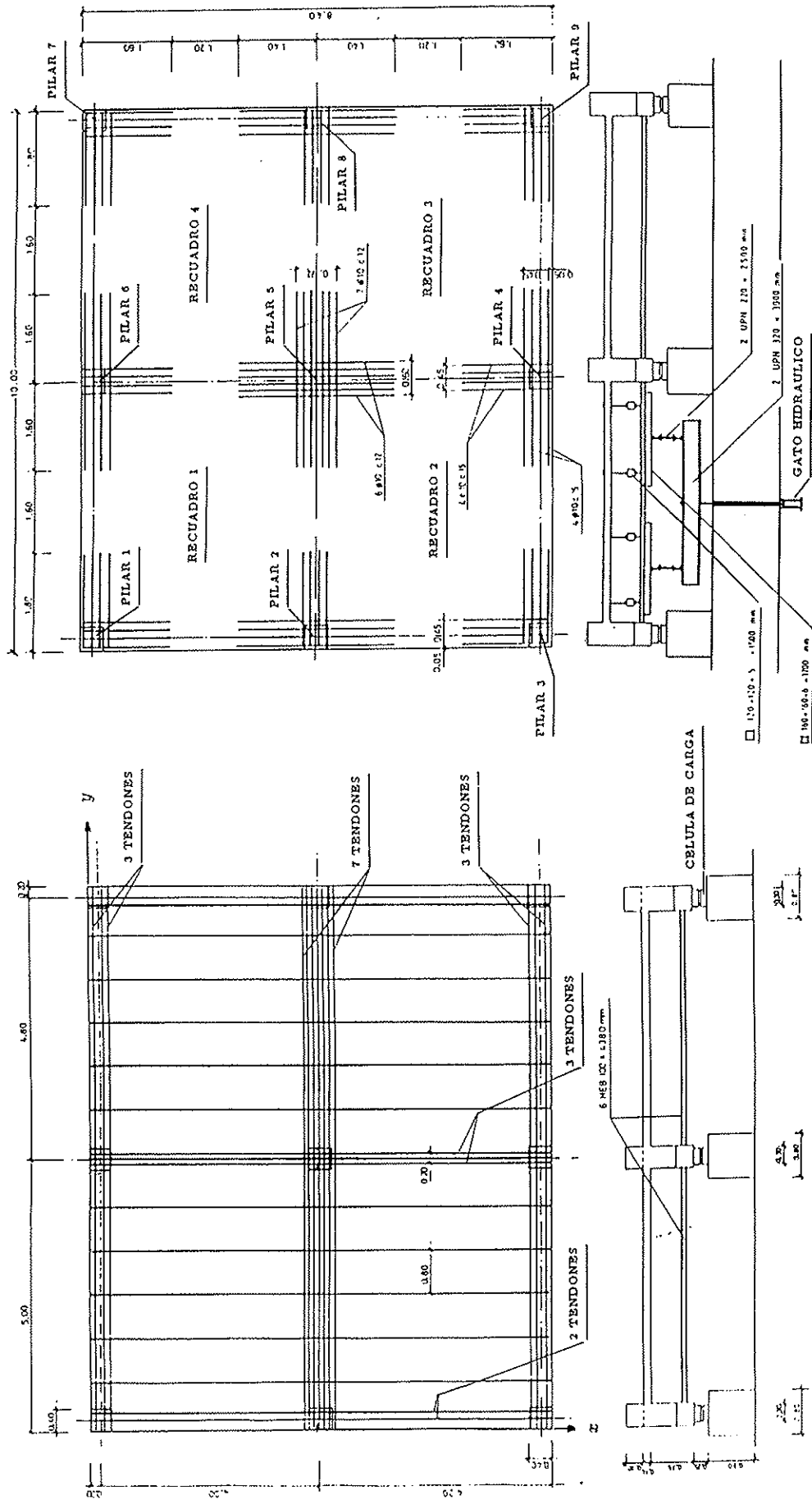


Fig. 1. Geometria, nomenclatura, armaduras y sistema de carga.

deformación de los tirantes, instrumentados con galgas extensométricas. La fuerza de pretensado en los tendones, tanto en el proceso de tesado como bajo la aplicación de cargas exteriores, se midió con células de carga colocadas en los anclajes. Los incrementos de tensión en los tendones se midieron a través de galgas pegadas en los alambres después de efectuado el tesado, gracias a una ventana inferior situada, aproximadamente, en el punto más bajo del trazado de un tendón longitudinal. Se obtuvieron las deformaciones del hormigón en dos direcciones, en los paramentos superior e inferior, en un total de 40 puntos, a través de galgas extensométricas y extensómetro mecánico. También se pegaron galgas en 17 puntos de la armadura pasiva. La carga aplicada por los gatos se medía a través del control de presión de éstos y se comprobaba mediante la suma de reacciones.

Se midieron flechas en 16 puntos, 8 de ellos en el contorno de la losa, donde, por su accesibilidad, se dispusieron relojes comparadores, y 8 en puntos interiores, a través de LVDT, que medían electrónicamente los desplazamientos verticales.

3. PROCESO DE CARGA

Los ensayos bajo cargas de servicio se plantearon de cara a estudiar el comportamiento estructural de la losa bajo diversas hipótesis de carga. En cada uno de ellos se aplicó la carga permanente en la totalidad de la superficie, y las diversas hipótesis de carga se lograban introduciendo la sobrecarga, según los 6 casos de carga que se muestran en la Figura 2.

La sobrecarga se introdujo en 2 escalones, de $2,5 \text{ kN/m}^2$ y $2,0 \text{ kN/m}^2$, sobre los cuadrantes correspondientes a la hipótesis estudiada. Tres fases de carga eran, pues, necesarias para alcanzar en cada ensayo el valor y distribución de sollicitaciones previstos. En cada etapa, se llevaba un estricto control de la acción aplicada por el gato, a través de la suma de reacciones bajo pilares, medidas electrónicamente, lo que permitía corregir la presión ejercida por la bomba.

La coordinación de cada uno de los 6 ensayos se llevó a cabo a través de un programa de control desarrollado a tal efecto, implementado en un ordenador que se encontraba conectado al sistema de adquisición de datos. Dicho programa

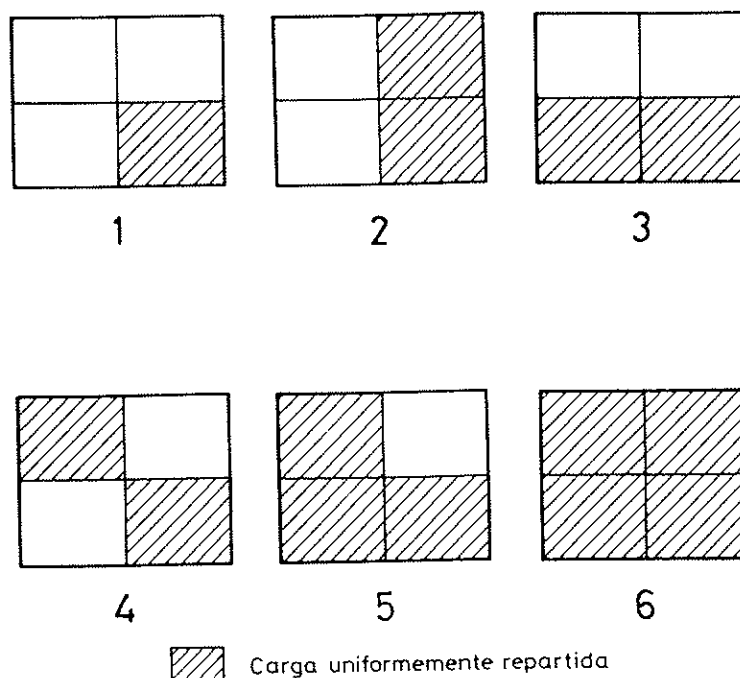


Fig. 2. Hipótesis de carga consideradas en servicio.

realizaba las lecturas electrónicas de referencia y las almacenaba. A continuación, permitía la aplicación de la carga, proporcionando la suma de reacciones y realizando las lecturas bajo carga. Además, aportaba información sobre la evolución de las medidas de reacciones con el tiempo, avisando cuando la estabilización de las mismas (variación porcentual de 0,5%) se había producido.

Posteriormente, se tomaban las medidas manuales (extensómetros mecánicos, relojes comparadores) cuyos datos se introducían en el ordenador y, finalmente, se adquiría una nueva medida electrónica bajo carga.

La descarga se producía en un solo escalón, tras el cual se volvía a tomar un nuevo conjunto de medidas para conocer valores residuales.

4. SISTEMÁTICA PARA LA INTERPRETACION DE RESULTADOS

Tal como se ha descrito en el apartado 2, se obtuvo una gran cantidad de información experimental, la cual debió ser sintetizada para su adecuada interpretación. Pero además, el carácter superabundante de aquella permitió contrastar, por diversas vías, la coherencia de los resultados experimentales. Así, por ejemplo, las leyes de momentos flectores por unidad de longitud, en ambas direcciones, pueden ser obtenidas partiendo de flechas o de deformaciones del hormigón, y ambas, por sí solas comparables, deben coincidir con los momentos globales dados por las deformaciones de los tirantes.

Para ello se utilizó un método combinado experimental-analítico. A partir de las flechas medidas (en 16 puntos, más las nueve flechas nulas en los apoyos), es posible, por interpolación, conocer la flecha en cualquier punto de la losa, con bastante aproximación, imponiendo una serie de restricciones matemáticas que emulan la respuesta física de la losa.

Suponiendo la losa constituida por un material elástico, isótropo y homogéneo,

se sabe que, en cualquier punto de la misma, se satisface la siguiente relación:

$$m_{xx} = D \left(\frac{1}{r_x} + \nu \frac{1}{r_y} \right) = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$m_{yy} = D \left(\frac{1}{r_y} + \nu \frac{1}{r_x} \right) = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (1)$$

$$m_{xy} = -D(1 - \nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = -\frac{G \cdot h^3}{6} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

donde:

$\frac{1}{r_x}$ y $\frac{1}{r_y}$ son las curvaturas en la dirección x e y , respectivamente.

$w(x, y)$ es la flecha en un punto de coordenadas (x, y) .

E , G , ν son el módulo elástico longitudinal y transversal y el coeficiente de Poisson, respectivamente.

D es la rigidez elástica de la placa, de valor

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (2)$$

h es el canto de la placa.

Por otra parte, si conocemos el campo de deformaciones superiores e inferiores del hormigón en las dos direcciones de referencia, podemos aceptar, en rango elástico, una variación lineal de las mismas con el canto, de forma que:

$$\epsilon_n(z) = \epsilon_{mn} + \frac{1}{r_n} \cdot z = \frac{\epsilon_{sn} + \epsilon_{in}}{2} + \frac{\epsilon_{sn} - \epsilon_{in}}{h} \cdot z \quad (3)$$

donde:

$\epsilon_n(z)$ es la deformación, de la dirección n , en una fibra situada a la cota z sobre el plano medio.

ϵ_{sn} es la deformación de la fibra superior, en la dirección n .

ϵ_{in} es la deformación de la fibra inferior, en la dirección n .

ϵ_{mn} es la deformación de la fibra media, en la dirección n .

$\frac{1}{r_n}$ es la curvatura en la dirección n .

Integrando para todo el canto de la placa las tensiones, cuya expresión es:

$$\sigma_x = \frac{E \cdot z}{1 - \nu^2} \left(\frac{1}{r_x} + \nu \frac{1}{r_y} \right) \quad (4)$$

$$\sigma_y = \frac{E \cdot z}{1 - \nu^2} \left(\frac{1}{r_y} + \nu \frac{1}{r_x} \right)$$

y teniendo en cuenta la ecuación (3), se obtienen los momentos flectores m_{xx} , m_{yy} :

$$m_{xx} = \frac{Eh^2}{12(1 - \nu^2)} [(\epsilon_{sx} - \epsilon_{ix}) + \nu(\epsilon_{sy} - \epsilon_{iy})] \quad (5)$$

$$m_{yy} = \frac{Eh^2}{12(1 - \nu^2)} [(\epsilon_{sy} - \epsilon_{iy}) + \nu(\epsilon_{sx} - \epsilon_{ix})]$$

Se pueden, por tanto, obtener los campos de momentos flectores m_{xx} , m_{yy} a partir de flechas [ecuaciones (1)] o a partir de deformaciones [ecuaciones (5)]. Los momentos torsores m_{xy} deben, sin embargo, determinarse a partir de flechas. La doble derivación de la superficie deformada se ha realizado numéricamente, mediante el mismo programa de interpolación utilizado para definir la superficie a partir de los puntos medidos [7].

Los valores de f_c , f_{ct} , E y ν se obtuvieron de ensayos, tanto sobre probetas convencionales moldeadas el día del hormigonado como sobre probetas testigo extraídas durante la demolición de la losa. Los valores medios obtenidos fueron:

$$f_c = 36 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ct} = 3,5 \text{ N/mm}^2 \\ E = 30,8 \text{ kN/mm}^2 \quad \nu = 0,23$$

Se ha podido comprobar, para los ensayos en servicio, que los momentos por unidad de longitud calculados, bien a partir de flechas medidas, bien directamente a partir de deformaciones medidas, en las zonas no afectadas por las condiciones de borde, son bastante parecidos, con diferencias que oscilan entre el 5% y el 15%. En las zonas de pilares, para hipótesis de carga asimétricas, suele haber saltos de momentos, fruto del empotramiento que vincula placa y losa, lo cual no es posible reproducir mediante la interpolación. Por esta razón, se ha

optado por dar, en estos puntos, los valores discretos obtenidos de las deformaciones.

Otra medida de la coherencia de los datos experimentales es el hecho de que el comportamiento lineal de la placa (como se verá más adelante), permite obtener las diversas hipótesis de carga mediante sucesivas superposiciones de la hipótesis 1, eso es, un solo recuadro cargado.

La armadura pasiva también ha contribuido notablemente a la aceptación o rechazo de algunos datos, ya que a nivel sección constituye un tercer punto para definir el giro y la posición del plano de deformación.

Los tirantes de arriostramiento de la base de los pilares proporcionan información sobre las reacciones horizontales en apoyo. Por equilibrio de momentos del soporte es posible obtener los momentos flectores en la cabeza del mismo, que son la diferencia de momentos flectores existentes en la losa, a ambas caras del soporte, más los momentos torsores en las mismas. Este hecho ha servido, en algún caso, para comprobar los momentos obtenidos a través de la ley de flechas o deformaciones.

5. DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA LOSA BAJO CARGAS DE SERVICIO

Bajo las seis hipótesis de carga consideradas, el comportamiento de la losa puede asimilarse, totalmente, al de una placa delgada de material elástico, isotrópico y homogéneo, esto es, presenta un comportamiento lineal tal como se considera habitualmente en servicio para estas estructuras. Ello lo corroboran los resultados obtenidos, de entre los cuales se seleccionan los más relevantes.

Fisuración: Destaca la ausencia total de fisuras generadas por esfuerzos de flexión o cizalladura. Sí aparecen, sin embargo, algunas fisuras de carácter local y poca entidad, bajo los anclajes de los tendones transversales de pretensado, en dirección paralela a los tendones, las cuales no evo-

lucionan con la aplicación de la carga. Igualmente, aparece alguna fisura longitudinal, en los bordes de la placa, entre las bandas de tendones concentrados, antes de aplicar la carga muerta y la sobrecarga. Estas fisuras son debidas a las tracciones creadas por la apertura de las compresiones de pretensado y corroboran la necesidad de armadura de borde. El pequeño tamaño, en anchura y longitud, de las fisuras, así como la falta de evolución de las mismas, permiten calificar de muy poco significativos sus efectos estructurales.

La figura 3 muestra la distribución de esfuerzos axiales obtenida a través de un análisis, por el método de los elementos finitos, realizado previamente, en el cual se detectan las bolsas de tracciones con posibilidad de fisuración.

Deformabilidad: La reducida magnitud de las flechas medidas y la recuperación casi total de las mismas tras la descarga, pone de manifiesto la elasticidad del comportamiento y la gran rigidez de estas estructuras en situaciones de servicio. En la tabla 1 se muestra la flecha máxima obtenida en cada hipótesis de carga, así

Tabla 1
Flechas máximas y flechas remanentes medias, obtenidas en las distintas hipótesis de carga

| Hipótesis de carga | Flecha máxima (mm) | Flecha remanente (mm) |
|--------------------|--------------------|-----------------------|
| 1 | 2,67 | 0,044 |
| 2 | 2,91 | 0,066 |
| 3 | 2,47 | 0,063 |
| 4 | 2,53 | 0,032 |
| 5 | 2,72 | 0,031 |
| 6 | 2,94 | 0,063 |

como la flecha remanente media. Ambas son incrementales, tomando como estado inicial la situación de peso propio y pretensado, cuyos datos no están recogidos en el ensayo. No obstante, dado que las

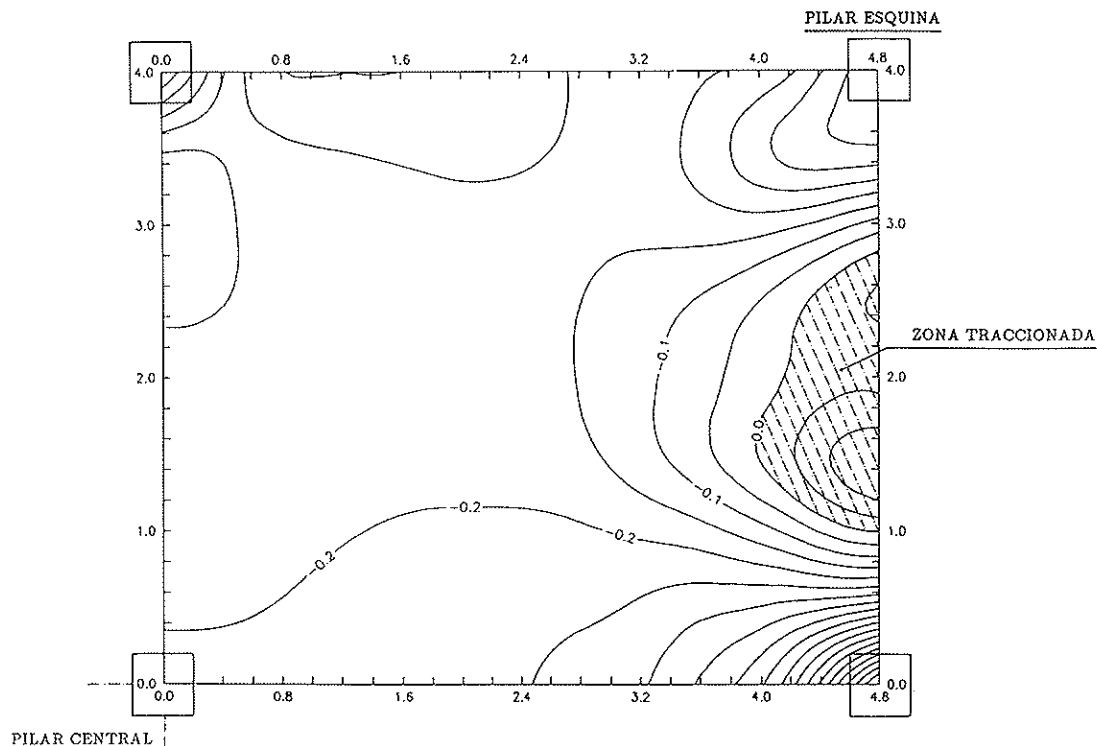


Fig. 3. Distribución de esfuerzos axiales (en MN/m) originados por la concentración en banda de los tendones de pretensado.

cargas de desviación del pretensado compensaban el peso propio y parte de la sobrecarga, en la situación de vacío se produjeron pequeñas contraflechas. Las flechas remanentes oscilan en torno al 5% de las máximas por lo que, dado el reducido valor de las mismas, resultan inapreciables.

Las figuras 4, 5, 6, 7 muestran las curvas de nivel de la superficie deformada de la losa, en las hipótesis de carga 1, 2, 3 y 6, respectivamente. La figura 8 muestra la curva $p - \delta$ en el centro de cada panel, para la hipótesis de carga 6, observándose un claro comportamiento lineal.

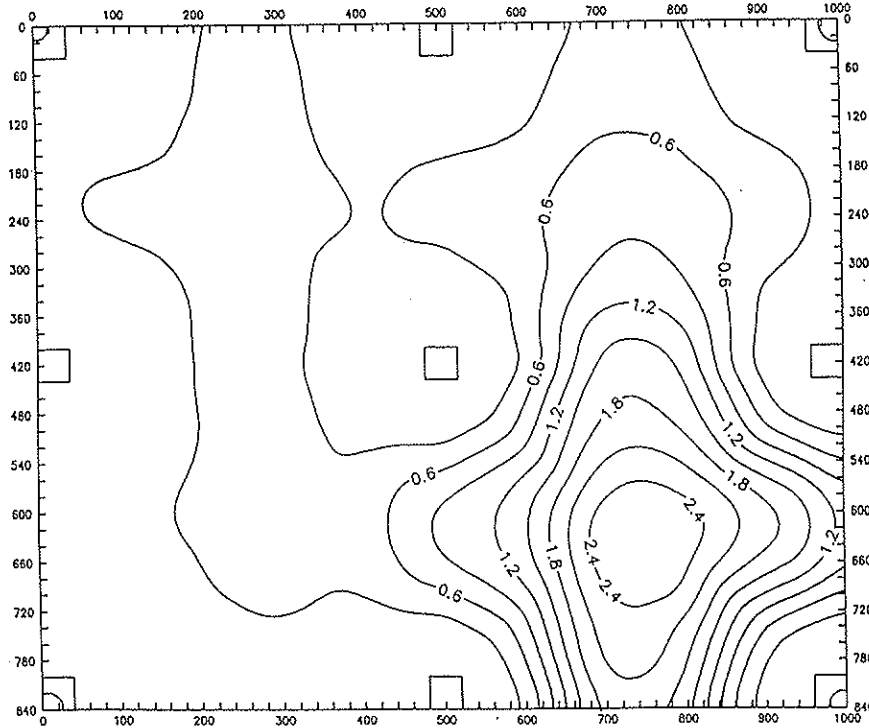


Fig. 4. Superficie deformada bajo la hipótesis de carga 1 (flechas en mm).

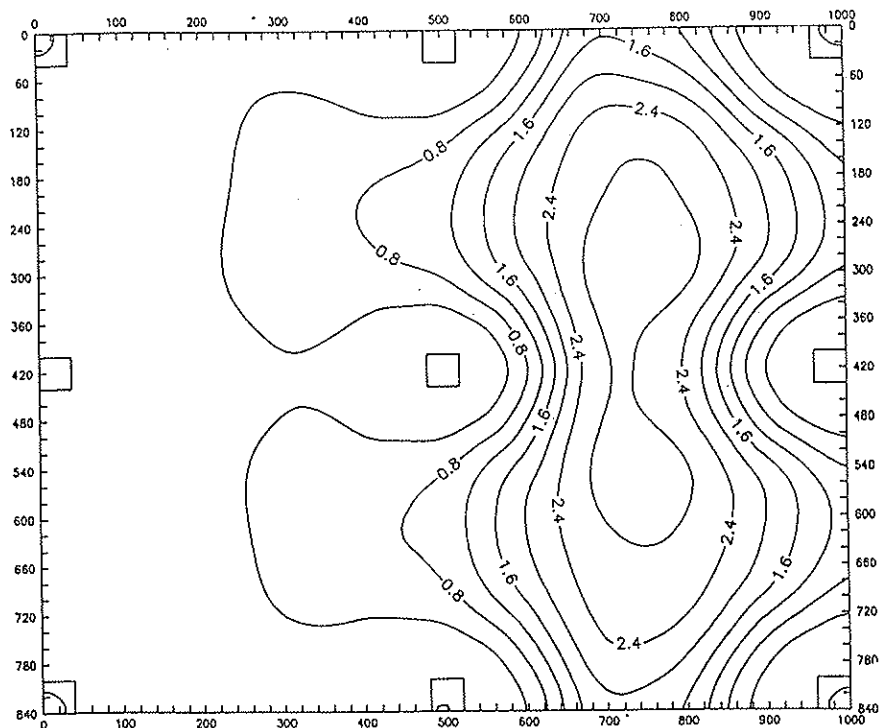


Fig. 5. Superficie deformada bajo la hipótesis de carga 2 (flechas en mm).

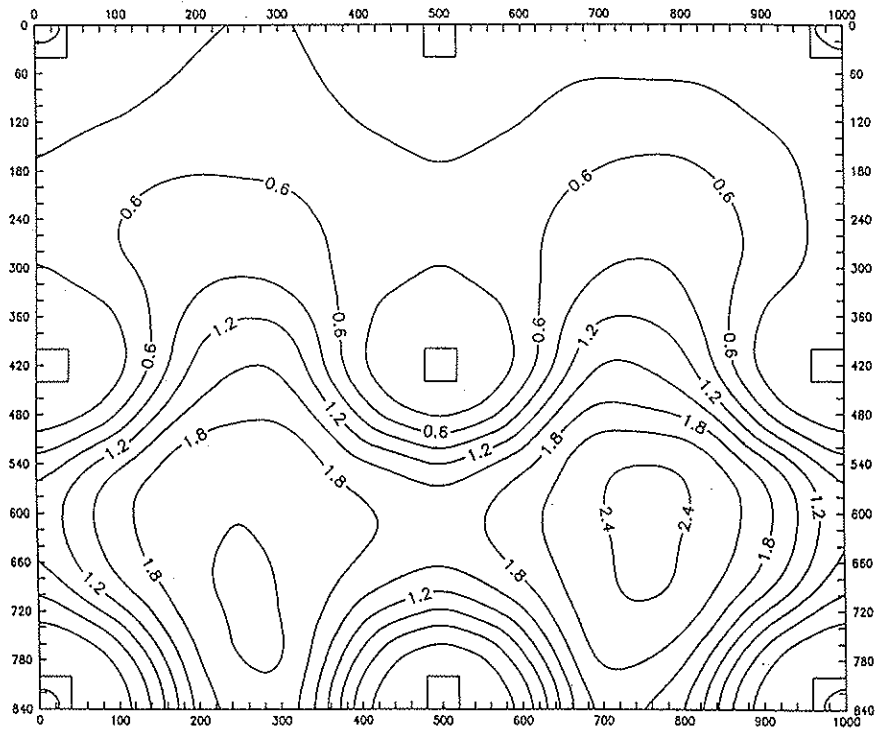


Fig. 6. Superficie deformada bajo la hipótesis de carga 3 (flechas en mm).

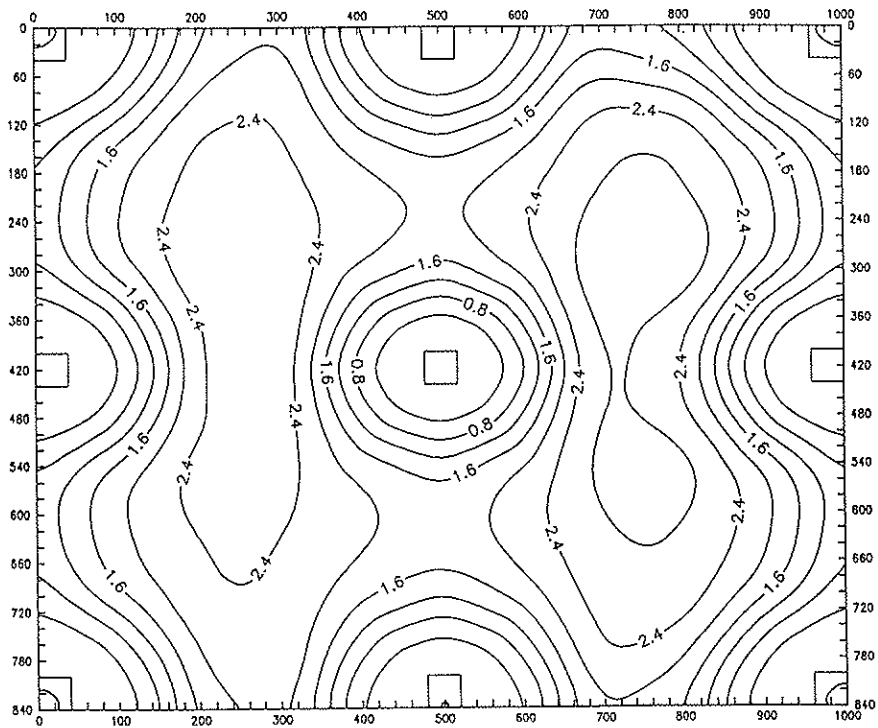


Fig. 7. Superficie deformada bajo la hipótesis de carga 6 (flechas en mm).

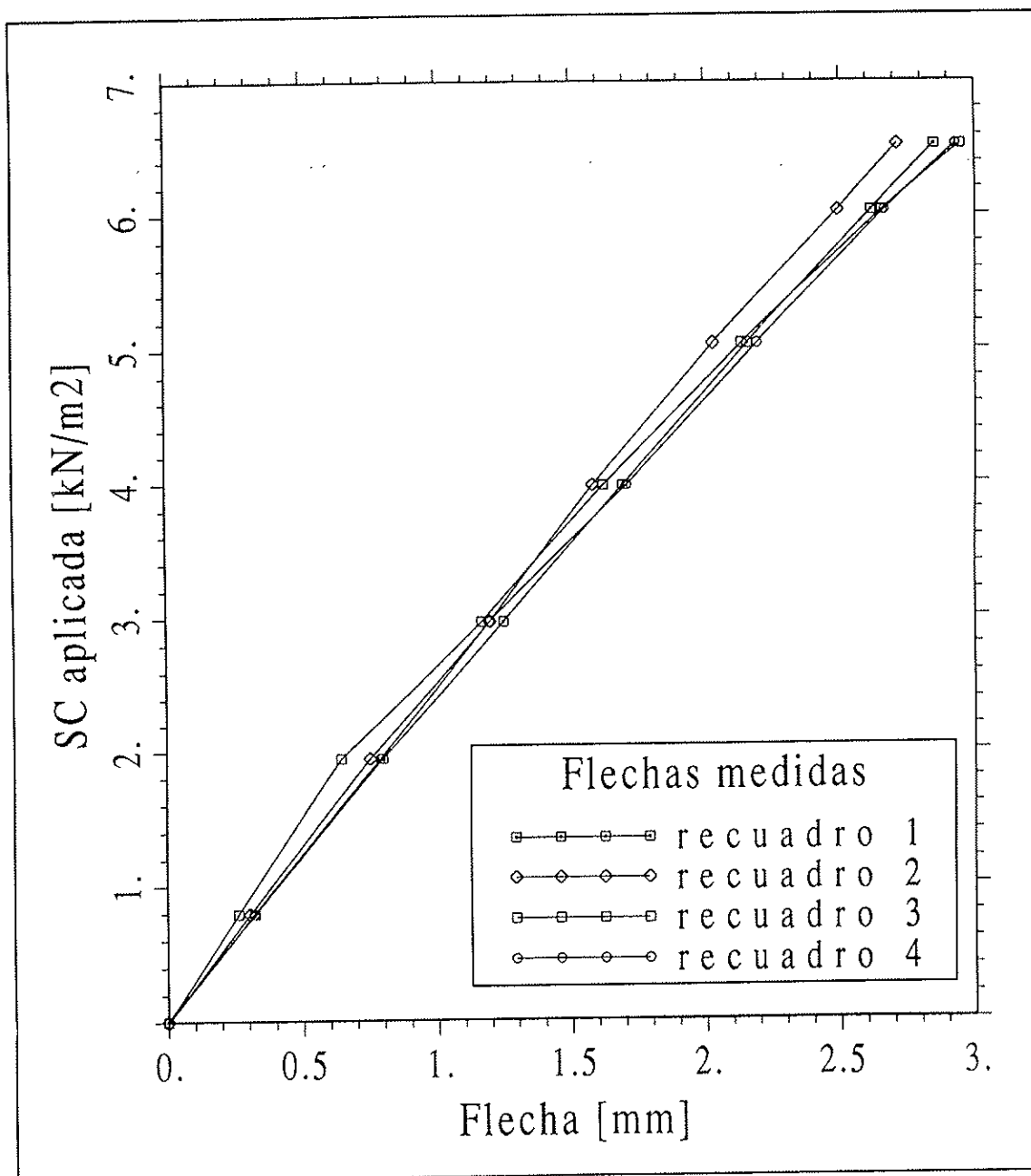


Fig. 8. Relación entre la sobrecarga aplicada y la flecha en el centro de cada recuadro, en la hipótesis de carga 6.

Distribución de reacciones: Del valor y evolución de las reacciones obtenidas para cada hipótesis, puede comprobarse, de nuevo, el comportamiento lineal de la losa. Así como en el caso de flechas sólo fue posible medir los incrementos de flecha a partir del estado permanente, si se conocen, sin embargo, las reacciones debidas a peso propio y pretensado, o

estado de referencia. En la tabla 2 se adjunta el valor de los incrementos de reacciones verticales en cada apoyo, para las seis hipótesis de carga. Hay que tener en cuenta que la reacción medida bajo peso propio y pretensado incluye, además, el peso de pilares y elementos accesorios, tales como sistema de cargas, etc., que no puede despreciarse.

Tabla 2
Reacciones, en kN, para las diversas hipótesis de carga

| Apoyo | PP + PRET + Est. Metál. + Pilares | C. MUERTA Hasta 1,75 kN/m ² | HIP1 | HIP2 | HIP3 | HIP4 | HIP5 | HIP6 | |
|------------------------|---|--|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | | 23,29 | 4,90 | —0,20 | —1,62 | —2,06 | 23,44 | 21,22 | 20,18 |
| 2 | | 52,83 | 11,75 | —1,46 | —2,21 | 23,22 | 24,11 | 48,62 | 48,31 |
| 3 | | 17,64 | 4,92 | —1,68 | —1,60 | 20,62 | —2,73 | 20,36 | 20,25 |
| 4 | | 57,68 | 12,00 | 25,41 | 23,50 | 49,01 | 24,91 | 50,01 | 49,38 |
| 5 | | 127,84 | 27,88 | 28,18 | 55,44 | 55,37 | 58,17 | 88,27 | 114,66 |
| 6 | | 55,89 | 11,70 | —1,55 | 23,51 | —2,59 | 24,17 | 22,49 | 48,14 |
| 7 | | 19,84 | 4,73 | —1,84 | 20,00 | —1,80 | —2,50 | —3,08 | 19,46 |
| 8 | | 53,67 | 11,44 | 24,30 | 46,22 | 22,73 | 23,83 | 21,88 | 47,07 |
| 9 | | 19,68 | 4,82 | 22,54 | 20,21 | 20,65 | 22,33 | 20,85 | 19,84 |
| TOTAL | | 428,36 | 94,14 | 93,70 | 183,45 | 185,15 | 195,73 | 290,62 | 387,20 |
| q (kN/m ²) | | — | — | 4.462 | 4.368 | 4.408 | 4.660 | 4.613 | 4.609 |

En esta tabla se observa un comportamiento homogéneo, sin anomalías o asimetrías inducidas. Por ejemplo, en la hipótesis 2, los pilares 7 y 9 deben presentar reacciones muy similares, al igual que

los pilares 1 y 3, como así ocurre. En la hipótesis 4 las reacciones en los pilares 1 y 9 son muy parecidas, al igual que en los pilares 3 y 7.

| CARGA HIPOTESIS 1 KN/m ² | HIPOTESIS 1 a | HIPOTESIS 1 b | HIPOTESIS 1 c | a + b + c | CARGA HIPOTESIS a + b + c KN/m ² | a + b + c corregido | a + b + c experimental |
|--|------------------|------------------|------------------|-----------|---|------------------------|---------------------------|
| 4.462 | | | | | 4.660 | | |
| 4.462 | | | | | 4.613 | | |

Fig. 9. Verificación experimental del principio de superposición.

Igualmente, se puede comprobar que cualquier hipótesis puede obtenerse, con buena aproximación, como combinación lineal de la hipótesis 1. Así, por ejemplo, en la figura 9 se muestra cómo, a partir de la hipótesis 1, se obtienen las reacciones de las hipótesis 4 y 5, con errores casi despreciables excepto en las reacciones pequeñas, en las que el error relativo no es significativo. A fin de establecer la comparación de forma correcta, hay que tener en cuenta la carga real aplicada en los diferentes ensayos, como se explicita en la figura 9.

La verificación de la validez del principio de superposición es un resultado muy relevante, habida cuenta de las dificultades que encierra un trabajo experimental

de este calibre, e indica la linealidad del comportamiento estructural.

La figura 10 muestra la evolución del valor medio de las reacciones bajo los pilares de esquina, de centro de caras y del pilar central, en la hipótesis 6. Se observa claramente que no existen redistribuciones de reacciones, así como una trayectoria lineal de las curvas.

Una primera aproximación a la estimación del ancho de los pórticos virtuales, puede hacerse a partir de las reacciones medidas, conocida la carga aplicada en cada escalón. Así, la figura 11 muestra, para la hipótesis 6, la evolución del ancho de los pórticos virtuales, en ambas direcciones, obtenido mediante un criterio de proporcionalidad entre la suma de

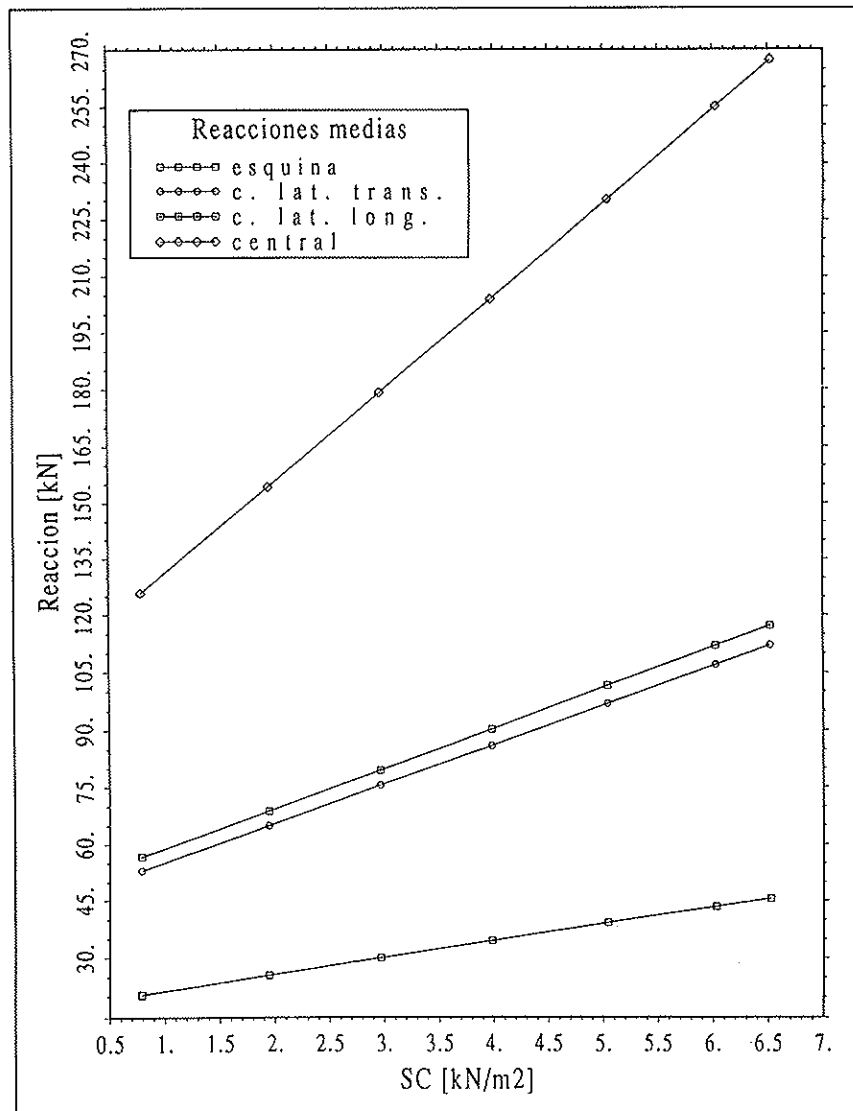


Fig. 10. Evolución de las reacciones, con la sobrecarga aplicada, en la hipótesis de carga 6.

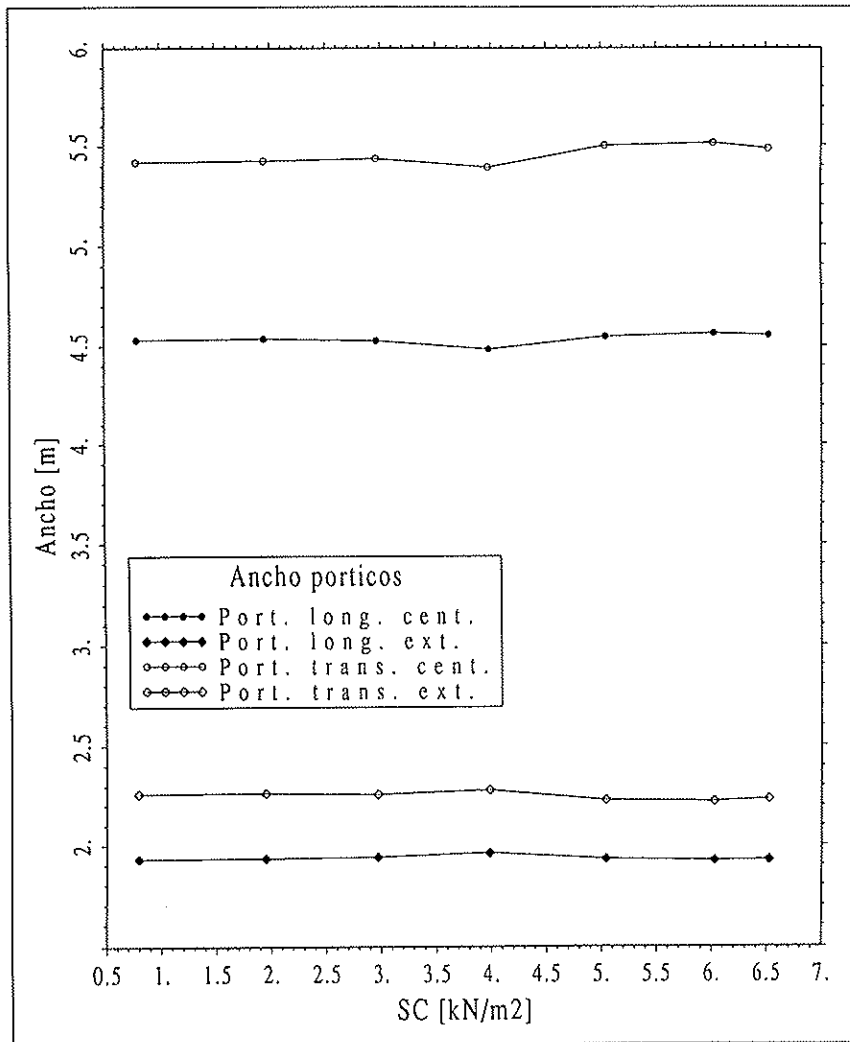


Fig. 11. Evolución del ancho de los pórticos virtuales, obtenido a partir de las reacciones.

reacciones del pórtico y la carga total aplicada. De acuerdo con esta figura, el ancho del pórtico virtual central sería de 4,55 m, aproximadamente, en sentido longitudinal y de 5,4 m en sentido transversal.

Esfuerzos: Tal como se ha explicado en el apartado 4, a partir de la deformada experimental se obtienen esfuerzos en la losa, para cada hipótesis de carga. A modo de ejemplo, se muestra en las figuras 12, 13, 14, 15, 16 y 17 los momentos flectores, m_{xx} , m_{yy} , y los momentos torsores m_{xy} , en las hipótesis 2 y 6. En el caso de momentos torsores, las líneas $m_{xy} = 0$ dividen la losa en pórticos “independientes”, lo que justifica el uso del método de los pórticos virtuales. La figura 17 mues-

tra claramente esta separación, dando lugar a los anchos presentados en la tabla 3.

En la tabla 4 se muestran los valores máximos de m_{xx} y m_{yy} , así como las tensiones de tracción máximas en cada hipótesis de carga, en las secciones de vano y apoyo.

Estas tensiones de tracción son incrementos sobre el estado permanente. A ellas habría que añadir las tensiones previas de peso propio y pretensado, las cuales pueden deducirse a partir de consideraciones de linealidad, comprobándose, como es de esperar por el tipo de diseño realizado, que no superan en ningún caso la resistencia a tracción del hormigón.

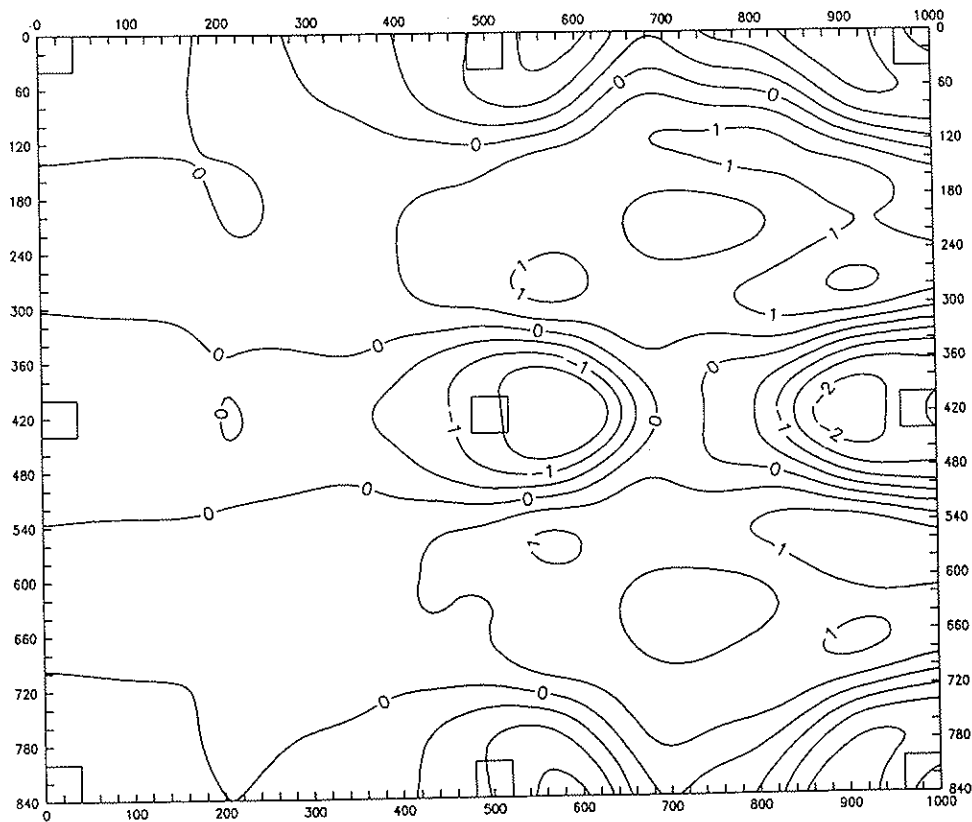


Fig. 12. Distribución de momentos flectores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la dirección x , en la hipótesis de carga 2.

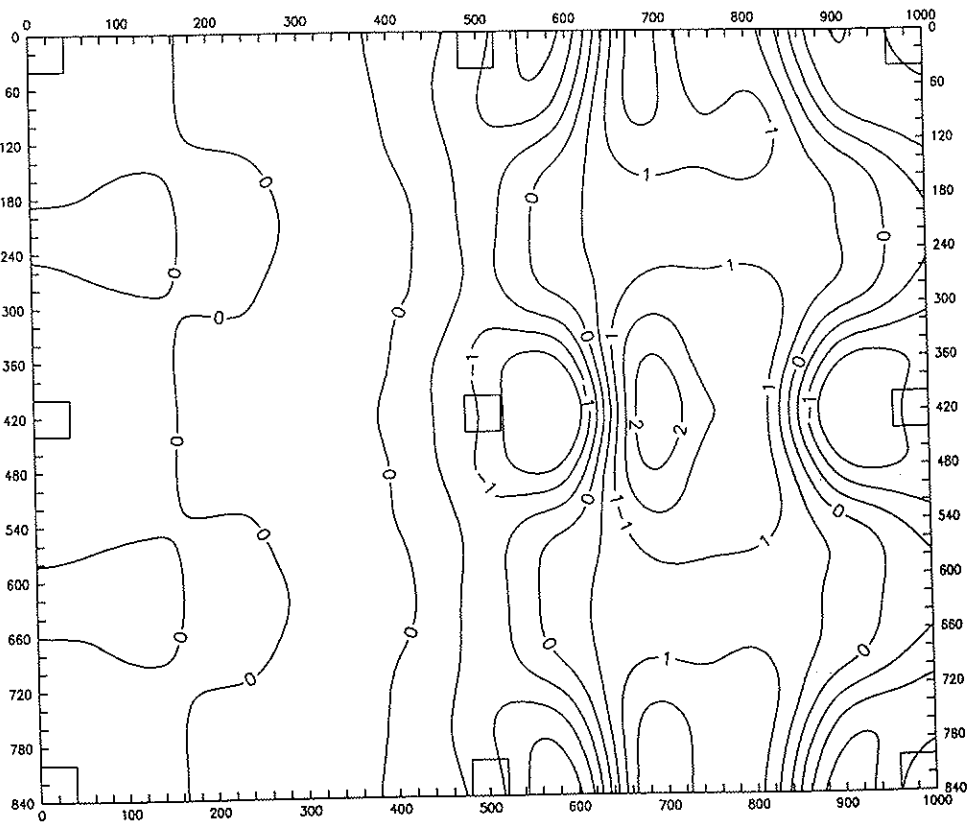


Fig. 13. Distribución de momentos flectores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la dirección y , en la hipótesis de carga 2.

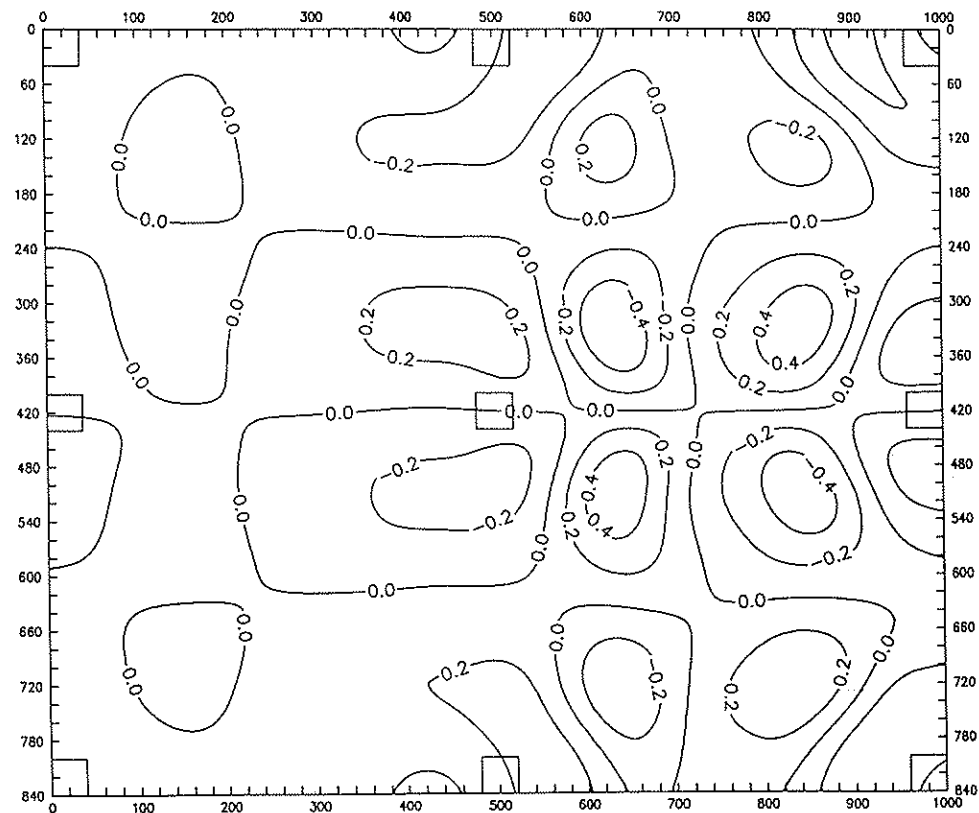


Fig. 14. Distribución de momentos torsores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la hipótesis de carga 2.

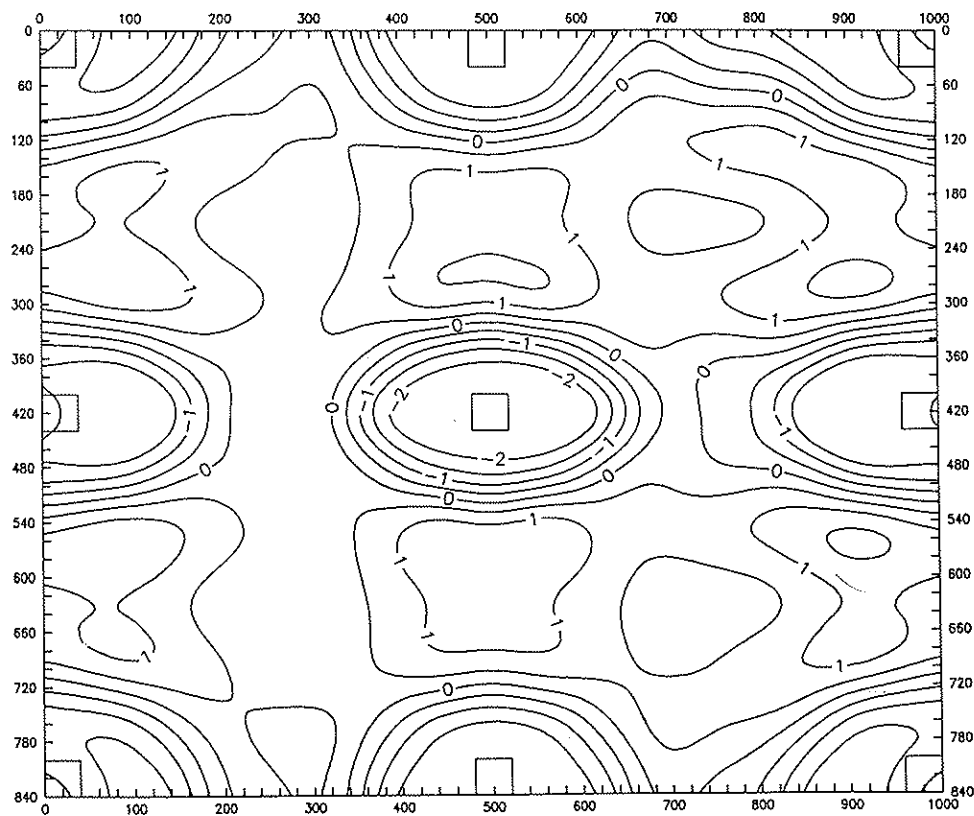


Fig. 15. Distribución de momentos flectores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la dirección x , en la hipótesis de carga 6.

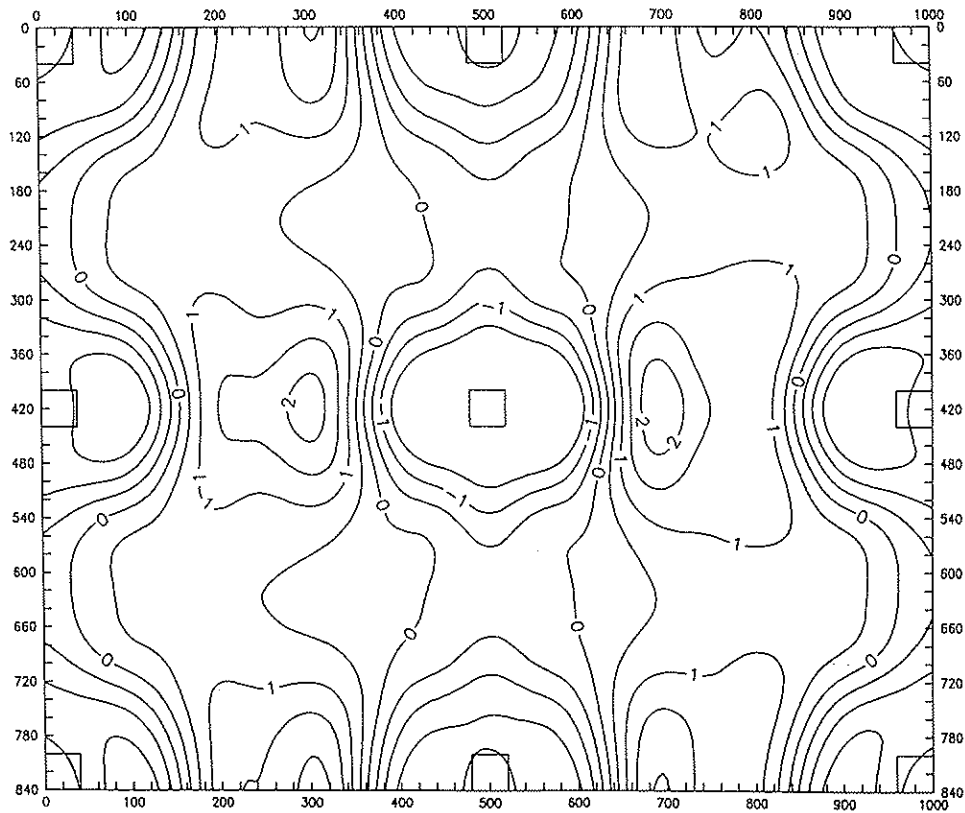


Fig. 16. Distribución de momentos flectores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la dirección y , en la hipótesis de carga 6.

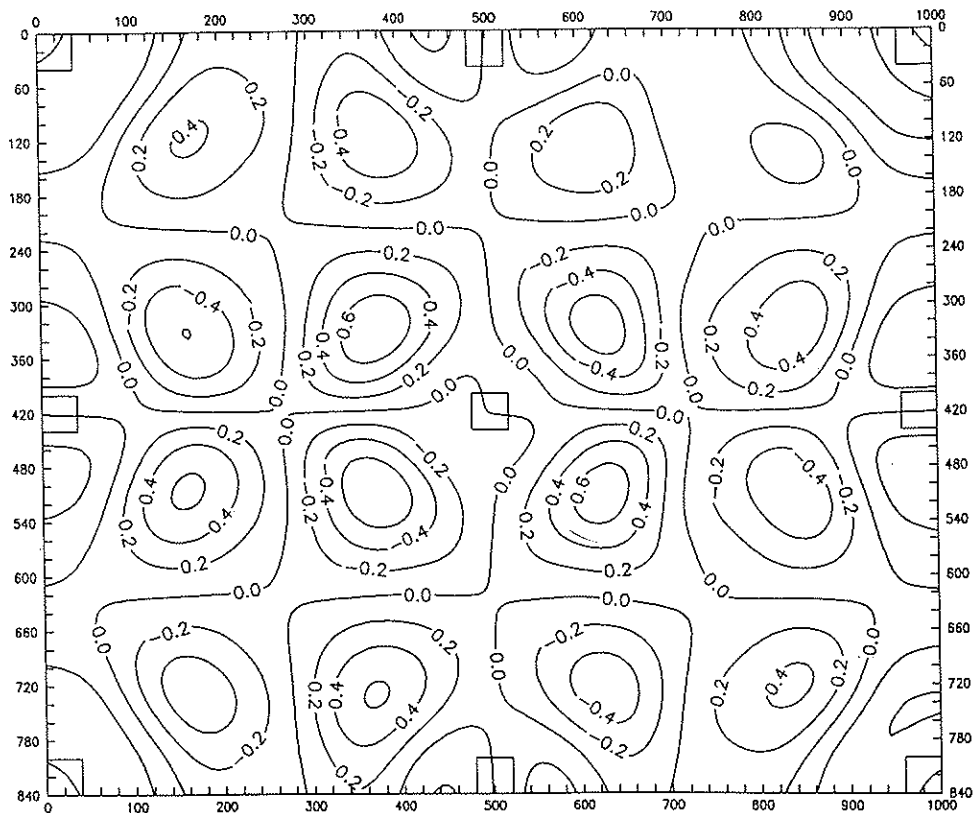


Fig. 17. Distribución de momentos torsores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la hipótesis de carga 6.

Tabla 3
Ancho de pórticos virtuales

| Ancho del pórtico virtual (m) | Dirección longitudinal | | Dirección transversal | |
|-------------------------------|------------------------|-----------------|-----------------------|-----------------|
| | Pórtico exterior | Pórtico central | Pórtico exterior | Pórtico central |
| Experimental (de flechas) | 1,95 (23,2%) | 4,55 (53,6%) | 2,30 (23%) | 5,4 (54%) |
| Experimental (de reacciones) | 2,15 (25,6%) | 4,10 (48,8%) | 2,60 (26%) | 4,8 (48%) |
| Valores de proyecto | 2,10 | 4,20 | 2,50 | 5,00 |

Tabla 4
Esfuerzos (en $kN \times m$) y tensiones (en N/mm^2)

| Ensayo | m_{xx} vano | m_{xx} pilar | m_{yy} vano | m_{yy} pilar | $\sigma_{c,max}$ vano | $\sigma_{c,max}$ apoyo |
|--------|---------------|----------------|---------------|----------------|-----------------------|------------------------|
| 1 | 20 | -21 | 20 | -16 | 5,3 | 5,7 |
| 2 | 12 | -21 | 20 | -22 | 5,3 | 5,6 |
| 3 | 15 | -31 | 18 | -18 | 4,5 | 6,5 |
| 4 | 12 | -19 | 18 | -18 | 5,3 | 3,2 |
| 5 | 12 | -30 | 20 | -27 | 5,3 | 6,2 |
| 6 | 12 | -36 | 20 | -34 | 5,3 | 6,5 |

Pérdidas de pretensado: Las pérdidas por rozamiento y penetración de cuña se conocen en 2 tendones, uno longitudinal y otro transversal, gracias a 4 células de carga colocadas en los respectivos extremos. La fuerza de pretensado se introdujo en cuatro escalones, en cada uno de los cuales se medía la fuerza en el anclaje activo y en el pasivo. Tras anclar y producirse la penetración de cuña, se volvió a medir la fuerza de pretensado. Por fin, a lo largo del tiempo, se tomaron mediciones que proporcionan las pérdidas diferidas. A modo de resumen se presenta la tabla 5.

Las pérdidas por rozamiento durante el tesado, oscilan entre el 6,3% para los ten-

dones longitudinales y 2,8% para los transversales, lo cual sugiere un valor medio entre 0,33 y 0,40%/ml. Según los valores adoptados en el proyecto ($\mu = 0,08$, $k = 0,003 m^{-1}$), las pérdidas por rozamiento esperadas eran de un 6,4% y un 5,7%, para los tendones longitudinales y transversales. Puede observarse que si bien longitudinalmente se consigue gran exactitud, transversalmente las pérdidas medidas han sido bastante inferiores. Ello puede ser debido a los valores de k y μ adoptados y al trazado del pretensado real en obra, el cual, con toda seguridad, fue más tendido (debido a movimientos durante el hormigonado).

La penetración de cuña para el caso

Tabla 5
Pérdidas de pretensado

| Escalón/Instante | T. longitudinal (kN) | | T. transversal (kN) | |
|-----------------------|----------------------|----------------|---------------------|----------------|
| | Anclaje activo | Anclaje pasivo | Anclaje activo | Anclaje pasivo |
| Primer escalón | 39,92 | 36,06 | 38,83 | 38,12 |
| Segundo escalón | 79,96 | 73,40 | 78,08 | 76,19 |
| Tercer escalón | 118,68 | 110,76 | 119,07 | 116,51 |
| Cuarto escalón | 139,58 | 130,83 | 138,32 | 134,49 |
| Después de anclar | 113,75 | 117,89 | 120,17 | 122,93 |
| $\Delta t = 450$ días | 103,50 | 107,00 | 108,20 | 111,06 |

estudiado, supuso unas pérdidas entre el 13% y el 18%, lo que equivale a una penetración de cuña de 9,7 mm, en el anclaje activo. Este valor es muy superior al previsto en proyecto (5 mm), aspecto cuya explicación requiere estudios más detallados.

Las pérdidas diferidas oscilan entre un 8,7% y un 9,7% de la fuerza de pretensado, tras las pérdidas instantáneas. Este valor se corresponde con el que puede deducirse simplemente considerando la tensión media permanente de pretensado, la retracción producida a partir del instante de tesado ($\epsilon_{cs} \approx 0,002$), un coeficiente de fluencia de 2,5 y un valor de relajación, a los 450 días, de $\rho = 0,04$.

El valor final de las pérdidas de pretensado, con respecto a la fuerza de tesado inicial, antes de anclar, se puede cifrar en el 30% para los tendones longitudinales y el 25% para los transversales.

Incrementos de tensión en los tendones: En las hipótesis de carga en servicio, el incremento de tensión en el tendón instrumentado fue muy reducido, siendo su valor máximo de 8 N/mm², lo cual concuerda con las hipótesis de cálculo en fase de proyecto.

6. COMPARACION CON LAS PREDICCIONES ANALITICAS

El cálculo preliminar de la losa, de cara al proyecto de la misma, se realizó mediante el método de los pórticos virtuales, utilizando el programa ADAPT [8]. Con dicho modelo se dimensionaron las armaduras activas y pasivas necesarias para satisfacer los criterios descritos en el apartado 2 y se dispuso de una información muy valiosa (reacciones, esfuerzos cortantes, tensiones en el hormigón, etc.), para el proyecto del resto de detalles de la losa.

Los ensayos en servicio se simularon mediante un análisis por emparrillado espacial, discretizando toda la estructura, incluidos los pilares, con un total de 554 barras y 297 nudos (figura 18). Dicho análisis se llevó a cabo mediante el programa PCF3D [9] para el análisis lineal y no lineal de entramados tridimensionales de hormigón armado y pretensado. Con dicho modelo se simuló el proceso de carga en cada hipótesis, introduciendo, en un primer paso, el peso propio, las cargas muertas debidas a elementos auxiliares y los efectos del pretensado. En un segundo escalón de carga, se sumó la

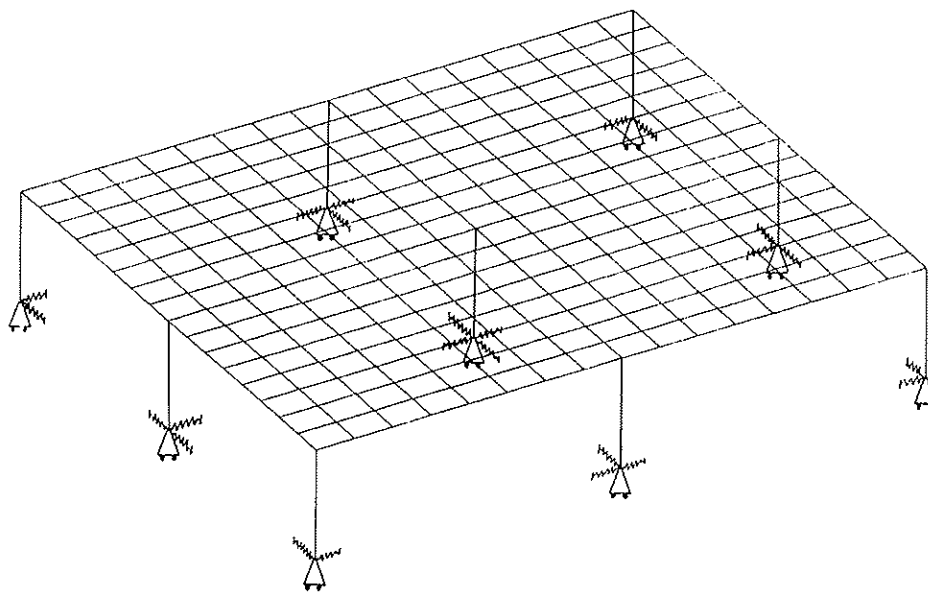
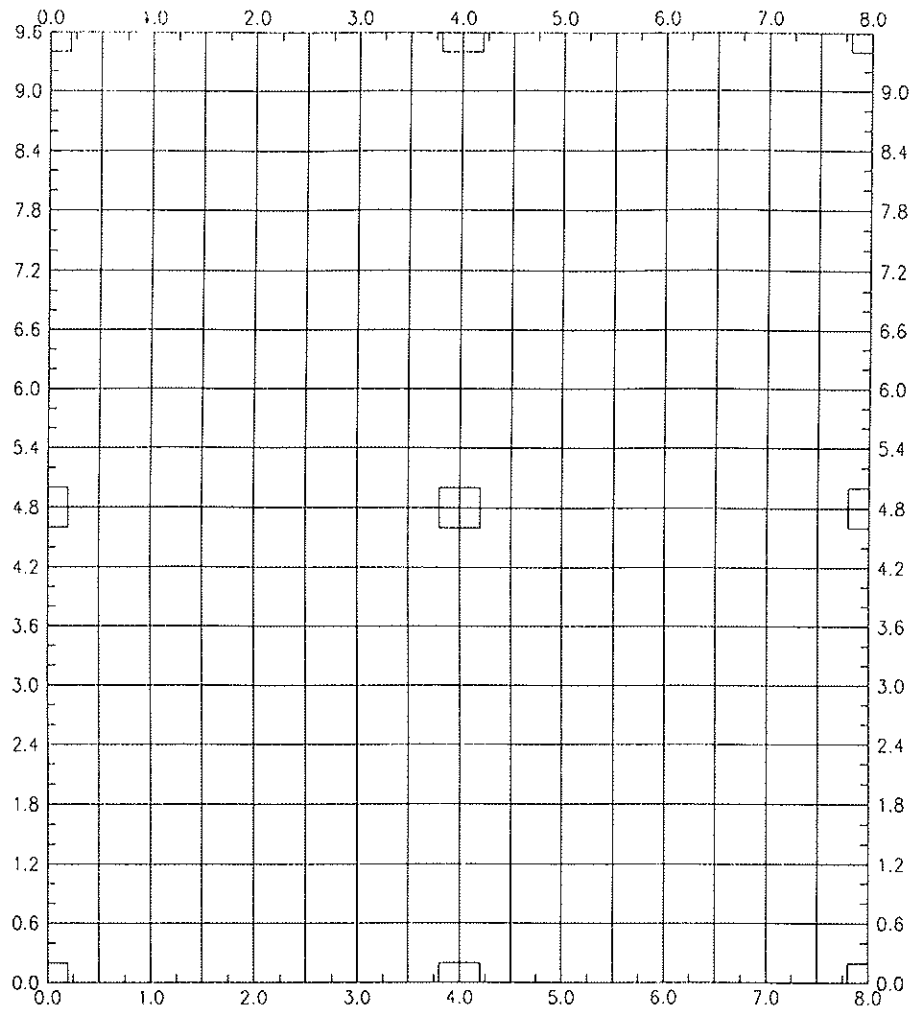


Fig. 18. Idealización, mediante un emparrillado espacial, de la losa ensayada.

carga muerta restante, hasta alcanzar los $1,75 \text{ kN/m}^2$, correspondientes al factor de escala. En el tercer y cuarto escalones se introdujeron las sobrecargas de $2,5 \text{ kN/m}^2$ y $2,0 \text{ kN/m}^2$, respectivamente, aplicadas sobre el cuadrante correspondiente a la hipótesis de carga considerada. Dicha sobrecarga se aplicó concentrada en los 16 puntos reales de carga en cada panel.

El tipo de análisis realizado fue no lineal, por material y geometría, aunque se constató el comportamiento lineal de la losa y la ausencia de fisuración en toda la estructura, bajo cualquier hipótesis de carga de servicio.

El pretensado se simuló mediante 17 tendones transversales y 5 tendones longitudinales, de potencia proporcional al número de tendones reales que representaban.

Con el modelo de emparrillado se verificó la bondad del dimensionamiento de armaduras activas y pasivas, se comprobó el correcto funcionamiento en servicio de la losa (a través de la observación de flechas, tensiones, reacciones, fisuración) y se acotó mejor el valor de las reacciones. Además, se llevó a cabo un proceso incremental de carga, para estimar la rotura por flexión, aspecto que no abordamos aquí.

Este modelo representa una mejora sustancial respecto al de pórticos virtuales, tanto por la bidireccionalidad del tratamiento de la losa como por la inclusión de posibles efectos no lineales. Sin embargo, no reproduce bien los esfuerzos de membrana que pueden generarse. En el caso que nos ocupa, éstos son debidos al pretensado, el cual introduce cargas concentradas en los anclajes, que se van repartiendo en todo el ancho de la losa. Este efecto es importante, puesto que en las zonas de momentos negativos, junto a pilares intermedios, las flexiones se concentran (efecto que sí recoge este método y el de los pórticos virtuales), pero los esfuerzos axiales del pretensado se difunden, lo que conduce a una situación tensional real, posiblemente más desfavorable que la obtenida teóricamente. Además, la aplicación de cargas concentradas puede dar lugar a tensiones localizadas de

tracción y, lógicamente, a fisuras cuya existencia conviene prever.

Por ello, se decidió analizar la losa mediante un modelo más completo, a base de elementos finitos de lámina, capaz de reproducir los fenómenos antes citados. Se utilizó el programa NASHLL [10], [11], [12] y [13], desarrollado para el análisis lineal y no lineal, por la geometría y el material, de láminas de hormigón armado y pretensado, incluyendo armaduras postesas, no adherentes, con trazado arbitrario.

Con este modelo se estudió sólo la hipótesis de carga 6, con lo que, por simetría, se analizó sólo un cuadrante de la estructura, mediante una malla de 36 elementos de distintas dimensiones, afinando más allí donde cabía esperar un mayor gradiente de deformaciones (figura 19). Los pilares se discretizaron mediante elementos rectos de viga, simulando los tirantes de arriostramiento inferior mediante muelles de rigidez equivalente. El pretensado se reprodujo a través de 13 tendones individuales, 6 en la dirección longitudinal (con área equivalente para representar 6,5 tendones reales) y 7 en la transversal (que representaban 10 tendones reales).

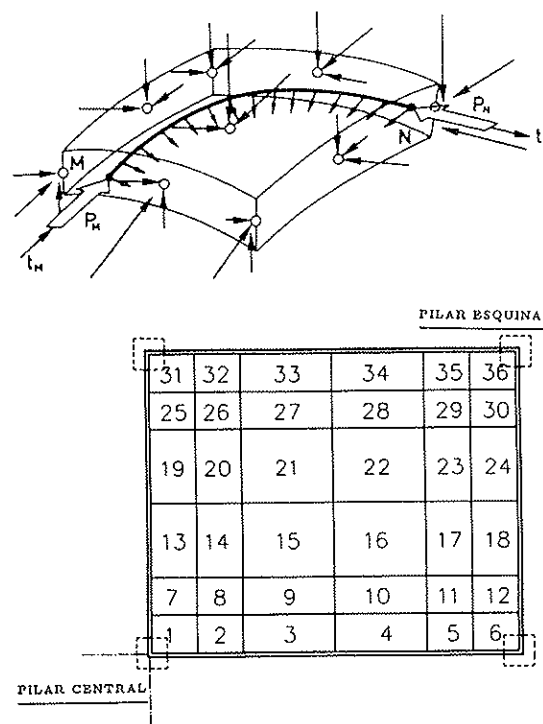


Fig. 19. Elemento finito utilizado y discretización de un cuadrante de losa.

Tabla 6

Reacciones verticales y flecha máxima para la hipótesis de carga 6

| | Reacción vertical en apoyos (kN) | | | | | Máx. flecha (mm) |
|---------------|----------------------------------|-----------|-----------|------------|-------|------------------|
| | 5 | 2,8 | 4,6 | 1, 3, 7, 9 | Total | |
| Experimental | 271 (30%) | 113 (12%) | 118 (13%) | 45 (5%) | 913 | 2,94 |
| Emparrillado | 268 (30%) | 114 (13%) | 109 (12%) | 47 (5%) | 902 | 2,84 |
| M.E. Finitos* | 279 (32%) | 108 (12%) | 109 (12%) | 42 (5%) | 881 | 2,84 |
| Port. Virt.* | 237 (27%) | 109 (13%) | 106 (12%) | 49 (6%) | 863 | 3,45 |

(*) El efecto de la carga existente en el perímetro de la losa, fuera del eje de pilares, que viene a ser 27 kN/ml, no se ha considerado en estos cálculos.

En la tabla 6 se muestran las reacciones obtenidas mediante cada método de análisis y las experimentales en los soportes significativos para la hipótesis de carga 6, así como la flecha máxima. A fin de establecer adecuadamente la comparación, el dato de la reacción por el método de los pórticos virtuales, corresponde al valor medio de los pórticos longitudinal y transversal.

De esta tabla se deduce que los tres métodos utilizados dan aproximaciones aceptables para esta hipótesis de carga, siendo el emparrillado el método que más se aproxima a la experimentación, debido a la utilización de un nivel de refinamiento superior. Los diversos métodos de cálculo utilizados coinciden en predecir un incremento prácticamente nulo de fuerza de pretensado en servicio.

El análisis mediante elementos finitos ha permitido simular correctamente los efectos de membrana generados por el pretensado, prediciendo, en particular, la aparición de zonas traccionadas por efecto de la apertura del flujo de compresiones introducido por cada grupo de

anclajes de tendones longitudinales (figura 3).

Las tensiones producidas por la sobrecarga en la hipótesis 6, han sido integradas en el ancho de las bandas central y de soportes, hallándose la distribución de momentos flectores. La distribución de momentos obtenida a partir de los datos del ensayo, al igual que las predicciones realizadas mediante elementos finitos (tabla 7), muestran un notable reparto entre bandas, sensiblemente mayor al esperable según el método de los pórticos virtuales utilizado en los cálculos de diseño. Ello se debe, principalmente, a que la disposición de tendones elegida tiende a producir un comportamiento unidireccional en la losa.

Igualmente, el método del emparrillado se ajusta bien para hipótesis asimétricas, como la hipótesis 1, tanto a nivel de reacciones como de flechas. La tabla 8 muestra las reacciones en los 9 soportes, las cuales pueden compararse con las de la tabla 2, observándose un error máximo del 5,3% excepto en los soportes más descargados, donde el valor absoluto de la reacción es muy reducido.

Tabla 7
Momentos integrados a lo largo del eje transversal de la losa (kN x m), para la hipótesis de carga 6

| Pórtico | Central longitudinal | | Exterior longitudinal | | Total |
|--------------|----------------------|---------|-----------------------|---------|-------|
| | Soportes | Central | Soportes | Central | |
| Experimental | 33,0 | 18,2 | 13,3 | 9,5 | 96,8 |
| M.E.F. | 32,5 | 18,8 | 13,2 | 7,9 | 93,5 |

Tabla 8
Reacciones obtenidas mediante emparrillado, para la hipótesis 1

| Apoyo nº | Reacciones (kN) |
|----------|-----------------|
| 1 | 0,061 |
| 2 | -1,430 |
| 3 | -1,333 |
| 4 | 24,440 |
| 5 | 29,530 |
| 6 | -1,310 |
| 7 | -1,486 |
| 8 | 24,620 |
| 9 | 21,410 |
| TOTAL | 94,500 |

La figura 20 muestra la ley de flechas obtenida por el método del emparrillado, para esta hipótesis de carga. Puede observarse una gran similitud con la figura 4, obtenida a partir de valores experimentales.

De todo lo anterior puede deducirse la adecuación de los métodos de cálculo habituales para el proyecto de losas post-tensadas, en el rango de servicio, siempre que un adecuado dimensionamiento del pretensado garantice la ausencia de fisuración.

Consideraciones finales y conclusiones

De los resultados experimentales obtenidos y de la comparación con las predicciones analíticas, pueden extraerse las siguientes conclusiones:

1. El comportamiento en servicio, experimentalmente observado en la losa ensayada, es marcadamente lineal y elás-

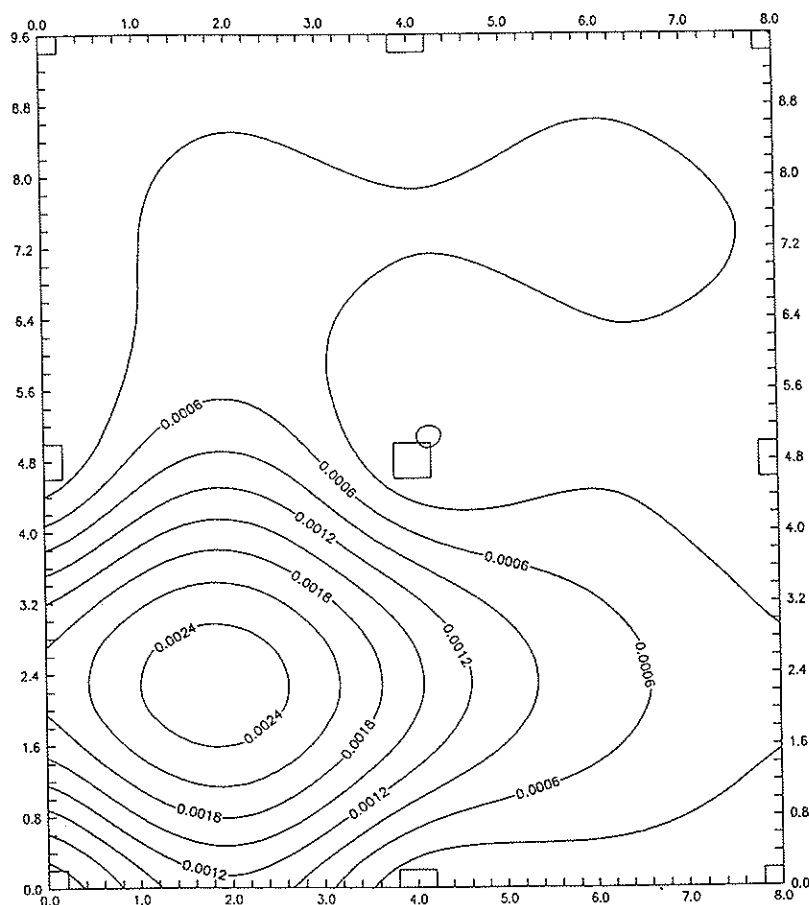


Fig. 20. Superficie deformada bajo la hipótesis de carga 1 (flechas en *mm*), según los resultados del emparrillado.

tico. Ello ha quedado comprobado a través de las medidas de reacciones y flechas, bajo distintas hipótesis y niveles de carga, así como en la descarga, habiéndose verificado, además, la validez del principio de superposición.

2. No se ha observado fisuración debida a esfuerzos de flexión en la losa. Únicamente se han detectado fisuras de menor entidad, localizadas en la zona de anclajes y en los bordes en los que los tendones de pretensado se concentran en bandas, debido a la apertura de las compresiones.

3. El criterio de compensación de cargas, utilizando el predimensionamiento de las armaduras activas, junto a la introducción de un nivel mínimo de tensiones medias de pretensado, resulta muy adecuado, ya que los efectos hiperestáticos en este tipo de estructuras son muy reducidos. Por otra parte, resulta un método cómodo y permite visualizar físicamente la acción del pretensado. No obstante, es imprescindible comprobar las tensiones en las secciones críticas, para las diversas hipótesis de carga, mediante cálculos posteriores.

4. El método de los pórticos visuales se ha mostrado adecuado para el cálculo, en fase de proyecto, de la losa ensayada. Los esfuerzos y tensiones con él obtenidos, permiten dimensionar las armaduras activas y pasivas con suficiente aproximación para satisfacer las condiciones de servicio.

5. Las pérdidas por rozamiento observadas, coinciden sensiblemente con las previstas, lo cual valida los valores de los coeficientes μ y k propuestos en las normativas. Sin embargo, las pérdidas por penetración de cuña son ampliamente superiores a las esperadas (del orden de un 80% mayores). Las pérdidas diferidas detectadas, encajan con las previstas para los parámetros reológicos de proyecto.

El total de pérdidas, exceptuando las de penetración de cuña, es de un 15% en tendones longitudinales y de 12,5% en transversales.

6. Los métodos lineales de análisis, usuales para estructuras bidimensionales

(emparrillado, elementos finitos), predicen con muy buena aproximación el comportamiento de la losa bajo las diversas hipótesis de carga en servicio.

7. El carácter superabundante de datos experimentales obtenidos, ha permitido contrastar la calidad de las medidas experimentales, mediante la utilización de un método combinado analítico-experimental, habiéndose observado la coherencia de los resultados alcanzados por diversas vías.

8. La distribución de esfuerzos cortantes y torsores obtenidos, tanto analítica como experimentalmente, en la hipótesis de carga total, permite comprobar la validez del método de los pórticos virtuales a nivel de proyecto, así como el ancho de los mismos, cuyo valor es muy aproximado al adoptado por los métodos de cálculo usuales.

9. El incremento de tensiones en servicio en la armadura de pretensado es prácticamente despreciable (8 kN/mm^2). En cuanto al hormigón, las tensiones se mantienen en el rango lineal, sin superar la resistencia a tracción en ningún punto.

10. La ausencia de armadura pasiva en la parte inferior de la losa en las zonas de momentos positivos, no ha influido en el comportamiento estructural de la misma, debido a la ausencia de fisuración del hormigón.

11. La distribución en planta de los tendones de pretensado, ha dado lugar a un estado de bicompresión en toda la placa, a excepción de alguna zona próxima a los bordes, debido a la concentración de tendones. En este sentido, parecería más recomendable no concentrar totalmente los tendones en una dirección, siempre que ello no complicase la ejecución.

12. El método de los elementos finitos se ha mostrado como el único capaz de reproducir fiablemente los esfuerzos de membrana y el estado tensional de la zona de apoyos, ya que en este tipo de estructuras coexisten dos fenómenos: la concentración de momentos en las bandas de pilares y la dispersión de axiles de pretensado.

Sin embargo, su utilización en fase de proyecto no se considera indispensable, siempre que se adopten disposiciones de armaduras pasivas que absorban los efectos locales no detectados por otros métodos más simplificados.

La campaña de ensayos culminó con la experimentación hasta rotura del modelo, bajo una carga uniformemente repartida e indefinidamente creciente. La información y conclusiones obtenidas de este último ensayo serán presentadas en un futuro artículo.

Agradecimientos

El presente artículo es el resultado parcial del proyecto de investigación PB87-0851 financiado por la Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología del M.E.C. Asimismo, los autores desean agradecer a la CIRIT de la Generalitat de Catalunya y a las empresas Fomento de Obras y Construcciones, Centro de Trabajos Técnicos e INTEMAC, su colaboración en el desarrollo de esta investigación experimental.

Referencias

1. Marí, A.R., Roca, P., Vives, A., Adell, J.C.: "Proyecto de investigación sobre comportamiento de losas postesas con tendones no adherentes para edificación. Parte I: Descripción de los ensayos y análisis estructural previo". Rev. Hormigón y Acero nº 177, Madrid 1990.

2. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado —EP-80". Ministerio de Obras Públicas, Madrid 1980.

3. "British Standard: Structural Use of Concrete. Code of Practice for Design and Construction, BS-CP 8110, Part 1", 1985.

4. FIP Commission on Practical Construction, "Recommendations for the Design of Flat Slabs in Post-Tensioned Concrete (Using Bonded and Unbonded Tendons)". FIP, May 1980.

5. ACI-ASCE Committee 423, "Recom-

mendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons". ACI Structural Journal, May-June 1989.

6. The Concrete Society, "Post Tensioned Flat Slab Design Handbook". Concrete Society Technical Report no. 25, January 1984.

7. Sampson, R.J., Davis, J.C., "SURFACE III". Kansas Geological Survey at the University of Kansas. Diciembre, 1990.

8. Aalami, B.O., "Advanced Design/Analysis of Post-Tensioning", Bijan, Florian and Associates, Co., Redwood City, California, 1989.

9. Marí, A.R., "Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Three Dimensional Reinforced and Prestressed Concrete Frames". UC-SESM Report no. 84-12. University of California, Berkeley, 1984.

10. Roca, P., "Un modelo de análisis no lineal para el estudio del comportamiento de estructuras laminares de hormigón armado y pretensado". Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, 1988.

11. Chan, E.C., "Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of reinforced concrete shells with edge beams". Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley UC-SESM Report 82-2, 1982.

12. Roca, P. Marí, A.R., "Numerical Treatment of Prestressing Tendons in the Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures". Journal of Computers and Structures, No. 46, Vol. 5, pp. 905-916, 1993.

13. Roca, P. Marí, A.R., "Nonlinear Geometric and Material Analysis of Prestressed Concrete General Shell Structures". Journal of Computers and Structures, No. 46, Vol. 5, pp. 917-929, 1993.

RESUMEN

En este artículo, que constituye la continuación del publicado en el nº 177 de

Hormigón y Acero, se presentan los resultados de parte de los ensayos realizados sobre un modelo a gran escala de una losa postensada con tendones no adherentes. Se muestran aquí los resultados de los ensayos bajo cargas de servicio, quedando pendiente para una próxima publicación la descripción y resultados del ensayo llevado a cabo hasta rotura.

Las reacciones, desplazamientos, deformaciones, tensiones y esfuerzos obtenidos bajo las seis hipótesis de carga consideradas, se comparan con las predicciones analíticas efectuadas, extrayéndose conclusiones sobre el comportamiento en servicio y sobre algunos aspectos relativos al proyecto y cálculo de este tipo de estructuras.

SUMMARY

In this paper, which is the continuation of the one published in "Hormigón y Acero", nº 177, the results of part of the tests of a large scale model of a post-tensioned flat slab are presented. Only the results of service load tests are reported herein, while the results of the failure test will be described in a future paper.

The obtained reactions, deflections, strains and stresses, internal moments and the distribution of forces are presented and compared with analytical predictions. Conclusions relative to the structural behavior and design criteria of this kind of structures are drawn.

* * *

Nueva publicación de INTEMAC HORMIGON DE ALTA RESISTENCIA

Acaba de aparecer un nuevo libro del que es autor Germán González Isabel, Ingeniero Técnico de Obras Públicas y Jefe del Departamento de Ensayos de Materiales de INTEMAC. Es miembro del Grupo Español del Hormigón (GEHO) y de la Comisión CTN/83 y Subcomité Nº 3 de AENOR "Ensayos para Hormigón".

El libro que sale a la luz en esta ocasión, con el título "HORMIGON DE ALTA RESISTENCIA", analiza en detalle los aspectos más significativos relacionados con dichos hormigones: elección de materiales, métodos de dosificación, fabricación y puesta en obra, características mecánicas, durabilidad, control de calidad, análisis de costes, etc.

Los resultados de la verificación experimental de distintas relaciones de dependencia entre las características mecánicas de hormigones que incorporan materiales constituyentes de uso habitual en España, establecidas por diferentes códigos o normas internacionales: MODEL CODE CEB-FIP 1990, ACI 318-89, Norma

Noruega NS 3473E-1992, etc., son analizados en el texto.

30 ejemplos de dosificaciones-tipo de hormigón, con resistencia a compresión mayor de 80 MPa y asientos superiores a 170 mm, son incorporados junto a otros específicos para áridos ligeros.

La inclusión de una valoración efectuada para establecer el coste de ejecución de los pilares de una estructura de 50 plantas, supuesta la utilización de tres categorías diferentes de hormigón: H-250, H-600 y H-800 resulta especialmente clarificadora acerca de la viabilidad económica de los hormigones de alta resistencia.

Los interesados en adquirir este libro deberán dirigir su pedido a:

INTEMAC
Monte Esquinza, 30, 4º D
28010 Madrid
Tel.: (91) 310 51 58
Fax: (91) 308 58 65

El precio de esta nueva publicación es de 6.500 ptas.

ESTE SIMBOLO LE VA A AYUDAR A ENTRAR EN EUROPA

El Mercado Unico Europeo será una realidad en 1993, abriéndose a los empresarios españoles la oportunidad de un mercado de 320 millones de consumidores.

Para ayudar a los empresarios a abordar profesionalmente este mercado la C.E.E. ha desarrollado un "Programa de Acción para las Pequeñas y Medianas Empresas", una de cuyas primeras actuaciones fue la creación y puesta en marcha de las **EUROVENTANILLAS**.

Estas **EUROVENTANILLAS**, distribuidas por toda la geografía nacional, le van a ayudar desinteresadamente a:

— **CONOCER** las actividades, programas y legislación de la C.E.



- Política comercial.
 - Contratación pública.
 - Normativa y reglamentación comunitaria.
 - Programas de investigación y desarrollo.
 - Ayudas y préstamos de la C.E.
- **BENEFICIARSE** de una orientación apropiada sobre:
1. Cómo cooperar con otras empresas europeas.
 2. Cómo encontrar a un distribuidor para sus productos.
 3. Cómo presentar la candidatura de la empresa a un programa comunitario.
- **TRASLADAR** a la Comisión propuestas y sugerencias de su Empresa.

EUROVENTANILLAS EN ESPAÑA:

ANDALUCIA

CONFEDERACION EMPRESARIAL DE ANDALUCIA (CEA)
Avda. San Francisco Javier, 9
Edificio Sevilla 2, 9ª planta. 41018-SEVILLA
Tel. (95) 465 05 55. Fax: (95) 464 12 42

PROYECTO EUROPA, S.A.
Plazo de la Constitución, 9
29008-MÁLAGA
Tel. (952) 22 09 59. Fax: (952) 22 09 36

ARAGON

CONFEDERACION REGIONAL DE EMPRESARIOS DE ARAGON (CREA)
Plaza Roma. Urbanización Parque de Roma, F-1 1ª planta.
50010-ZARAGOZA
Tels. (976) 32 58 99/32 00 00.
Fax: (976) 32 29 56.

ASTURIAS

INSTITUTO DE FOMENTO REGIONAL DEL PRINCIPADO DE ASTURIAS (IFRI)
Parque Tecnológico de Asturias. 33420 ILANERA (ASTURIAS)
Tel. (98) 526 00 68. Fax: (98) 526 44 55.

ANTENA OVIEDO (FEDERACION ASTURIANA DE EMPRESARIOS)
Dr. Alfredo Martínez, 6 2º. 33005-OVIEDO
Tel. (98) 523 21 05. Fax: (98) 524 41 76.

CANARIAS

CONSEJERIA DE ECONOMIA Y HACIENDA
D. G. Política Financiera y Promoción Económica
Tomás Miller, 38. 35037-LAS PALMAS DE GRAN CANARIA
Tels. (928) 22 35 50
Fax: (928) 22 23 47

CASTILLA-LA MANCHA

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO E INDUSTRIA DE TOLEDO
Plaza de San Vicente, 3. 45001-TOLEDO
Tels. (925) 21 44 50/21 44 54
Fax: (925) 21 47 27/21 39 00
Telex: 42844 CCOE-E

CONFEDERACION DE EMPRESARIOS DE CASTILLA-LA MANCHA
Rosario, 29. 3ª planta. 02001-ALBACETE
Tels. (967) 21 73 61/00/01
Fax: (967) 24 02 02

CASTILLA-LEON

SODICAL-CECALE
Cecilia Moyano, 4. 1º. 47001-VALLADOLID.
Tel. (983) 35 40 33. Fax: (983) 35 47 38.

CATALUÑA

CENTRE D'INFORMACIO I DESENVOLUPAMENT EMPRESARIAL (CIDEM)
Avda. Diagonal, 403/1r. 08008-BARCELONA
Tel. (93) 416 08 30. Fax: (93) 416 08 18

CENTRO EUROPEO DE INFORMACION BANCO EXTERIOR DE ESPAÑA
Manila, 56-58. 08034-BARCELONA
Tel. (93) 204 13 66. Fax: (93) 205 73 35

CAMBRA OFICIAL DE COMERC, INDUSTRIA I NAVEGACIO DE BARCELONA
Avda. Diagonal, 452. 08006-BARCELONA
Tel. (93) 415 16 00. Fax: (93) 416 07 35.

EXTREMADURA

SOCIEDAD PARA EL DESARROLLO INDUSTRIAL DE EXTREMADURA (SODIEX)
Doctor Marañón, 2. 10002-CACERES.
Tel. (927) 22 48 78. Fax: (927) 24 33 04

GAUCIA

CONFEDERACION DE EMPRESARIOS DE GAUCIA (CEG)
Romero Donallo, 7-A. entresuelo.
15706-SANTIAGO DE COMPOSTELA.
Tels. (981) 59 76 50/54.
Fax: (981) 56 57 88.

ISLAS BALEARES

CONSORCI CENTRE DE DOCUMENTACIO EUROPEA DE LES ILLES BALEARS
Pastorata Obrero, 30
07006-PALMA DE MALLORCA
Tel. (971) 46 10 02. Fax: (971) 46 30 70

MADRID

ICEX-IMPI
Pº de la Castellana, 141. 2ª planta.
28046-MADRID
Tels. (91) 571 54 04/571 46 40
Fax: (91) 571 59 12

CONFEDERACION ESPAÑOLA DE ORGANIZACIONES EMPRESARIALES (CEOE)
Diego de León, 50. 28006-MADRID
Tel. (91) 563 96 41. Fax: (91) 564 01 35

INSTITUTO MADRIEÑO DE DESARROLLO (IMADE)
Mariano Ron, 1. 8-15. 28902-GETAFE
Tel. (91) 696 11 11. Fax: (91) 695 61 74 / 319 42 90

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO E INDUSTRIA DE MADRID
Pza. de la Independencia, 1. 28001-MADRID.
Tel. (91) 538 36 10. Fax: (91) 538 36 43.

MURCIA

INSTITUTO DE FOMENTO DE LA REGION DE MURCIA - CROEM
Pza. San Agustín, 5-6. 30005-MURCIA.
Tel. (968) 28 08 18. Fax: (968) 29 32 45.

NAVARRA

ASOCIACION DE LA INDUSTRIA NAVARRA (AIN)
P.O. Box 439. 31191-CORDOVILLA (Pamplona)
Tel. (948) 10 11 01. Fax: (948) 10 11 00

PAIS VASCO

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION DE BILBAO
Alameda de Recalde, 50. 48008-BILBAO
Tel. (94) 444 40 54. Fax: (94) 443 61 71

FUNDACION EUROVENTANILLA DEL PAIS VASCO
Jonás Gros, 3 bajo. 20001-SAN SEBASTIAN.
Tel. (943) 27 22 88. Fax: (943) 27 16 57

LA RIOJA

FEDERACION DE EMPRESARIOS DE LA RIOJA (FER)
Hermanos Moray, 8. 4ª planta.
26001-LOGROÑO
Tel. (941) 25 70 22. Fax: (941) 20 25 37

COMUNIDAD VALENCIANA

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION DE VALENCIA
Paseo Querol, 15. 46002-VALENCIA.
Tels. (96) 351 13 01
Fax: (96) 351 63 49/351 35 58

GRUPO BANCO POPULAR ESPAÑOL
Rambla de Méndez Núñez, 12
03002-ALICANTE
Tels. (96) 521 62 91/521 16 86
Fax: (96) 520 19 54

Para cualquier información sobre la Red de Euroventanillas dirigirse a:



Pº de la Castellana, 141, planta 2ª - 28071 MADRID
Teléfono: 900 - 19 00 92
Fax: (91) 582 93 99

Puente mixto sobre el río Najerilla, en Arenzana (La Rioja)

Francisco Millanes Mato
Dr. Ingeniero de Caminos
José Manuel González Barcina
Ingeniero de Caminos
IDEAM, S.A.

1. INTRODUCCION

El nuevo puente de Arenzana sobre el río Najerilla, en la carretera C-113 de la Comunidad Autónoma de La Rioja, viene a sustituir al antiguo puente de Arenzana, estructura en celosía metálica roblonada, con tablero inferior, cuya anchura de plataforma resultaba claramente insuficiente para las necesidades de tráfico previstas.

El Director del Proyecto y Obra del nuevo puente ha sido D. José Miguel Mateo Valerio, ingeniero de la Consejería de Obras Públicas y Urbanismo de dicha Comunidad.

El proyecto del nuevo puente fue encargado a D. Francisco Millanes Mato, terminando su redacción en Diciembre de 1989. La obra fue terminada en Mayo de 1991.

2. PLANTEAMIENTO BASICO DEL PROYECTO DEL NUEVO PUENTE DE ARENZANA

La especial tipología del puente antiguo no permitía abordar su refuerzo y ampliación, por lo que se decidió plantear una nueva estructura, próxima al mismo, aguas abajo y ligeramente esviada en planta por razones del trazado.

El puente antiguo de Arenzana presenta un interés histórico y de patrimonio, en la Comunidad Autónoma de La Rioja.

Proyectado y construido en primera instancia por el Ingeniero D. Alberto Machimbarrena, en el año 1890, sustituía a un antiguo puente de sillería formado por 7 arcos, de aproximadamente 12 m de longitud entre apoyos, que se había arruinado, a causa de una crecida del río Najerilla, en el año 1887. Machimbarrena sustituyó los 3 arcos centrales por un tramo de celosía metálica, de 38,75 m de longitud, aprovechando el resto del puente antiguo que se encontraba en buen estado. En el año 1916, una nueva crecida del río taponó, a causa de los arrastres, los dos arcos de la margen izquierda, haciendo que la zona de la parte metálica del puente funcionara como aliviadero y que la corriente generada socavara, provocando un cabeceo del tramo metálico, con la consiguiente ruina de la estructura.

En el año 1919, el Ingeniero de Caminos D. Jorge Palomo construyó el puente tal y como se conserva en la actualidad, recuperando la estructura metálica antigua y completándola con otra gemela para formar dos tramos isostáticos, de 38,75 m de longitud cada uno, apoyados en una pila central, que se cimentó en la roca para evitar futuras socavaciones.

Si bien su tipología estructural y formas pueden considerarse normales entre los puentes de su época, constituye uno de los pocos ejemplares de puentes metálicos de dicha Comunidad.

Así pues, por parte del Director de Obra, no se planteó, en ningún momento, la eliminación del puente antiguo sino la construcción de uno nuevo que, ubicado en su proximidad, debería coexistir, armónicamente, con su predecesor.

Por otra parte, el enclave de la obra reviste un especial interés ecológico y paisajístico, acentuado por la intención de la Comunidad de acometer, próximamente, una serie de actuaciones tendentes a acondicionar la zona de las márgenes del río situadas entre ambos puentes, para uso público.

Además, el Puente de Arenzana se encuentra en la "puerta de entrada" donde se bifurcan las carreteras que dan acceso al Monasterio de Valvanera y a los Monasterios de Yuso y Suso, en San Milán de la Cogolla, lugar este último donde el fraile Gonzalo de Berceo, en el siglo XIII, escribió por primera vez utilizando el Castellano, momento histórico que se considera como el nacimiento de

nuestra lengua. La bifurcación de las carreteras de acceso a ambos monasterios se produce, exactamente, pocos metros después de atravesar el nuevo puente, lo que acentúa en cierto modo el carácter singular de la actuación que nos ocupa.

La longitud total que había que salvar era de 80,00 m, análoga a la del puente antiguo; lo que no aconsejaba soluciones estructurales poco acordes con la moderación del problema que se tenía que resolver. Así pues, la singularidad se ha buscado en los aspectos formales y de diseño de la nueva solución estructural.

3. TIPOLOGIA ESTRUCTURAL

Dentro del marco condicionante que se acaba de exponer, se proyectó una solución en tablero continuo de dos vanos de 40,0 m, con un solo apoyo central entre estribos, en estructura mixta hormigón-acero, en clara referencia al carácter metálico del puente antiguo, que al mismo tiempo que lo respeta, deja clara constancia de la evolución histórica de la tecnología en el campo de los puentes metálicos, de los que las soluciones mixtas constituyen las tipologías más acordes



Foto 1. Vista general del puente.



Foto 2. Detalle del alvéolo sobre pila.

con los tiempos actuales.

El alto grado de prefabricación e industrialización de las soluciones mixtas permite reducir al mínimo los plazos de ejecución de la obra y garantizar, al mismo tiempo, la máxima calidad de ejecución compatible con un mínimo de medios a pie de obra. Como luego se describirá, la estructura del puente se pre-montó completamente en los talleres de Callfersa, en Madrid, y se trasladó posteriormente a obra en cinco tramos a todo ancho, lo que simplificó enormemente el montaje del puente, cuyas formas eran ciertamente complicadas.

Se utilizó acero resistente a la corrosión, tipo corten, que, en este caso, añadía a sus cualidades autoprotectoras bien conocidas un interés adicional de índole formal, dada la enorme concordancia entre el color siena de dicho acero, utilizado en tablero y barandillas, con los tonos rojizos y ocres, típicos de las tierras y paisajes riojanos, acentuados en otoño por la abundante vegetación del entorno.

Como es bien sabido, la tipología del dintel continuo, simétrico, de dos vanos,

con apoyo central articulado no resulta idónea desde el punto de vista estructural, ya que penaliza excesivamente la zona de apoyos, en la hipótesis de sobrecarga extendida en ambos vanos sin, por otra parte, aportar ventajas significativas en las zonas de flexión positiva, por el reducido nivel de empotramiento que se produce frente a la hipótesis de vano único cargado.

En nuestro caso, la tipología resultaba adecuada por cuestiones de interferencia visual e hidráulica, dada la proximidad de ambos puentes y el interés de eliminar cualquier efecto agresivo, que podría incluso considerarse irrespetuoso, sobre el puente antiguo. Así pues, la solución planteada, en dos vanos, puede considerarse como una mera translación de la planta de ambos, paralela a las líneas de nivel del cauce del río.

El alzado longitudinal del tablero está construido por un dintel mixto de canto variable, mínimo en los estribos, de valor 1,35 m, lo que supone una esbeltez del orden de 1/30, y con un rápido incremento parabólico hacia el apoyo central donde alcanza un canto total de 4,35 m.

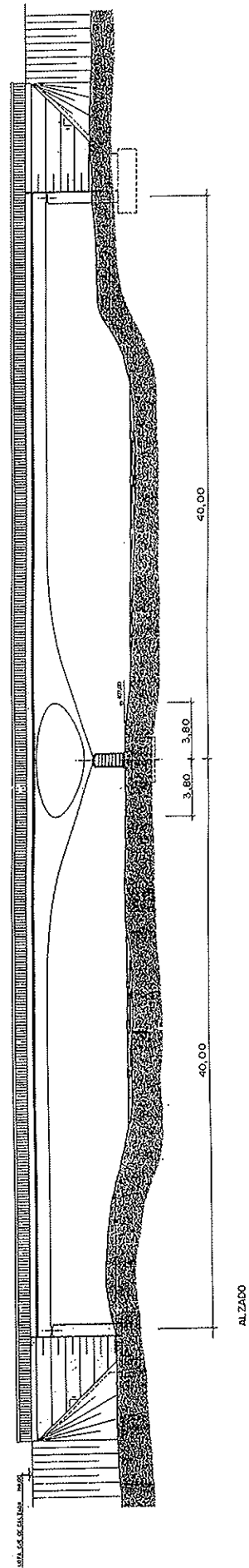


Fig. 1. Alzado longitudinal del puente.

El gran canto sobre la pila central, siempre útil para mejorar el empotramiento de los vanos frente a cargas extendidas en todo el tablero, está justificado, principalmente, por razones formales. En efecto, el diseño del puente proyectado, que funciona estructuralmente como dintel continuo, parte de la idea de crear un gran aligeramiento o alvéolo en la zona sobre la pila, donde la transmisión de esfuerzos a la misma, cortante y flector, se canaliza a través de un tirante superior, horizontal, trabajando a tracción, materializado por la losa del tablero y unas células superiores de acero corten, y una biela inclinada, a compresión, constituida por el fondo y laterales inferiores de cajón mixto rellenos de hormigón.

La inclinación de la biela es tal que coincide, prácticamente, con la inclinación de la resultante del cortante vertical y la compresión horizontal debida al flector. Dicha inclinación es función, princi-

palmente, de la relación (canto apoyos/luz vano) y del grado de empotramiento del dintel sobre el apoyo central. En nuestro caso, para las solicitaciones predominantes, oscilaba alrededor de $\alpha = \text{arco tangente } (1/3)$, que es la inclinación proyectada.

Se consigue así un alzado longitudinal en forma de ala de gaviota, muy acentuada, que concentra visualmente la masa del tablero sobre la pila central, desde la que surge el tablero, dinámicamente, con gran esbeltez hacia los estribos. El alvéolo sobre la pila, en el que se han aligerado al máximo las dimensiones de bielas y tirante, crea un hueco visual de cierta amplitud por el que se filtra el río y el paisaje circundantes, permitiendo una máxima integración de la obra en su entorno.

La pila queda reducida a su única función de apoyo central, articulado, del dintel, por lo que se ha proyectado en forma

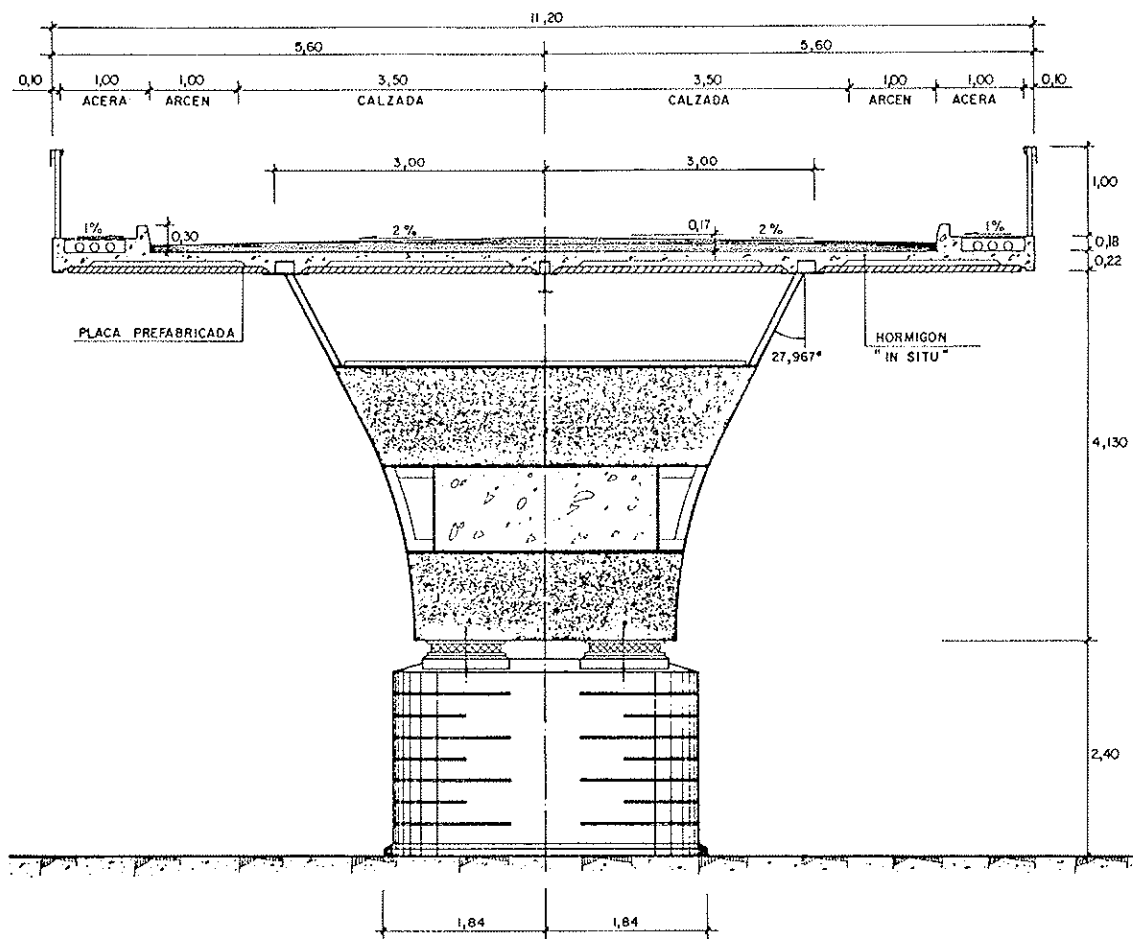


Fig. 2. Sección transversal por pila.

de pantalla rectangular, en hormigón gris claro, terminada con dos semicírculos a modo de tajamares, con forma análoga a las pilas de mampostería del puente antiguo. Mediante unos berenjenos horizontales adecuadamente dispuestos se ha querido recordar formalmente el efecto de los sillares de las pantallas de mampostería.

El diseño de los estribos responde, asimismo, a la intención de concentrar visualmente el alzado del puente sobre el apoyo central ubicado en la isla que forma el río al dividirse en dos brazos a la altura del puente. El efecto de la oblicuidad en planta entre ambos puentes y la proximidad de uno de los estribos de ambos, aconseja claramente disminuir el impacto visual de los mismos. Por ello, se han proyectado muy simples, con una pastilla de apoyo del cajón metálico y dos muros de vuelta en aleta, con las dimensiones mínimas obligadas por el talud.

Transversalmente, el puente debe sostener una plataforma, de 11,2 m, con dos vías de circulación, de 3,50 m, dos arceles de 1,0 m y unas pequeñas aceras de servicio, de 1,10 m, en los que se incluyen la barandilla y dos bordillos rígidos, elevados y resistentes al choque lateral de vehículos, que permiten eliminar las barreras de seguridad habituales.

Estructuralmente, está constituido por un cajón mixto unicelular, de canto y ancho variables, manteniendo constante el plano inclinado lateral de las almas. Al llegar al hueco del apoyo central, el cajón se descompone en cuatro tabiques trabajando en su plano frente a acciones verticales y transversales, constituyendo un alvéolo pentagonal, invertido, formado por el tirante superior, las dos bielas inclinadas y los dos mamparos transversales interiores al cajón. El alvéolo pentagonal se ha formalizado mediante una superficie ovoidal continua, de curvatura variable, en la que se ha extremado el cuidado en su definición para conseguir la máxima expresión estética.

Finalmente, las barandillas se han proyectado muy simples, en acero corten, como el tablero, buscando en cualquier caso un diseño sencillo y sereno.

4. EL TABLERO

Constituye un dintel continuo, de dos vanos de 40,00 m, con una sección en cajón mixto, unicelular, metálico, en acero tipo corten y una losa superior en hormigón, armada transversal y longitudinalmente, salvo en la zona del tirante sobre el alvéolo, donde se dispone un ligero pretensado longitudinal, por condiciones fundamentalmente de servicio.

El tablero discurre continuo entre las juntas dispuestas en los estribos, con apoyos elastoméricos dobles en pila central, sobre la que se establece un hueco o alvéolo en el que el cajón mixto de alma llena se descompone en dos elementos: tirante superior trabajando a tracción y bielas inclinadas canalizando las compresiones debidas a la descomposición del flector y cortante.

La estructura del tablero está constituida, en su mayor parte, por una viga cajón, metálica, unicelular, en acero corten resistente a la corrosión, con un canto constante de 1,13 m en una longitud de 26,402 m a partir de la junta de estribos, que pasa a ser rápidamente variable, con trazado parabólico de la curva de fondo cajón, sobre 8.897 m, y finalmente recto de pendiente 1/3, sobre los 5 metros restantes, alcanzándose un canto máximo de 4,13 m en el apoyo de la pila intermedia.

La sección cajón es trapecial, con 6 m de anchura entre ejes de almas en su cota superior, constante a lo largo de todo el puente.

El ancho del fondo del cajón es variable, con un máximo de 4,80 m en la zona de canto constante y una progresiva reducción, hasta 3 m, en la zona de canto variable. Las platabandas superiores del cajón son de anchura variable, entre 0,40 y 0,50 m, efectuándose el recrecido hacia el interior del cajón, de forma que, exteriormente, sólo se aprecia una banda continua, de 0,20 m de ancho. Sobre las platabandas se dispone la oportuna conexión con la losa superior, de dimensiones variables según el nivel de esfuerzos rasantes que hay que conectar.

Las almas laterales del cajón se disponen inclinadas un ángulo de $27,967^\circ$

sexagesimales y se mantienen en su plano a medida que aumenta el canto del cajón, lo que produce una progresiva reducción del ancho del fondo del mismo. En la zona próxima al alvéolo se pierde la planicidad de las almas mediante un acuerdo circular, de eje horizontal, que permita llegar en verticalidad al eje de la pila. Las fuerzas de desvío debidas a la curvatura del alma son recogidas con la oportuna rigidización.

En la zona predominante de la flexión negativa se dispone un refuerzo de hormigón inferior, sobre el fondo del cajón, de altura variable entre 0,15 y 0,25 m, enmarcado por dos células metálicas, laterales, de la misma altura, que sirven de rigidización del fondo y el alma, de encofrado lateral del hormigón del fondo y eliminan el peligro de corrosión en el punto de contacto entre hormigón y almas metálicas. Tanto en el fondo del cajón como en las células se establece la oportuna conexión que garantiza la colaboración del hormigón del fondo, (H 250), frente a los esfuerzos de flexión y torsión que solicitan a la sección mixta.

En los 8 metros centrales del puente, el cajón mixto unicelular se descompone en dos elementos:

—Un tirante superior, a tracción, constituido por la losa del tablero, y dos

almas dobles en prolongación de las correspondientes al cajón cerrado. Dichas almas constan de dos chapas semi-verticales, cerradas superiormente por una platabanda conectada al hormigón. La losa se postesa, en esta zona, con 16 unidades de $7 \phi 0,5''$, disposición aconsejable dado el trabajo fundamental de tracción del tirante.

—Una biela inferior inclinada, orientada sensiblemente en la dirección de la compresión resultante de la cabeza inferior a flexión y del cortante conducido por las almas del cajón mixto, constituida por el fondo del cajón y las células inferiores metálicas, así como el hormigón de relleno continuación del fondo del cajón mixto.

En dicha zona alveolada se dispone, asimismo, una chapa de cierre, puramente formal, entre las células superiores del tirante e inferiores de la biela, que materializa una superficie continua, de acero corten, en todo el paramento interno del alvéolo.

Dado su carácter no resistente, su colocación puede realizarse una vez montada la estructura, o bien utilizarse como contraencofrado para el hormigonado de la biela.

En los apoyos de estribos y pila central

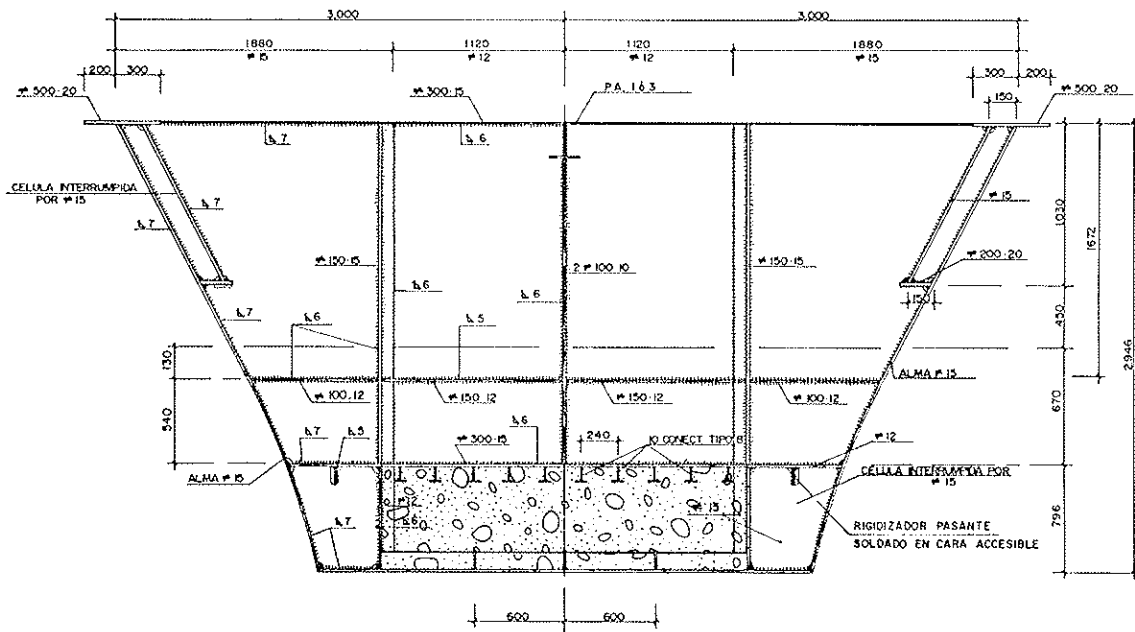


Fig. 3. Mamparo de transición a alvéolo.

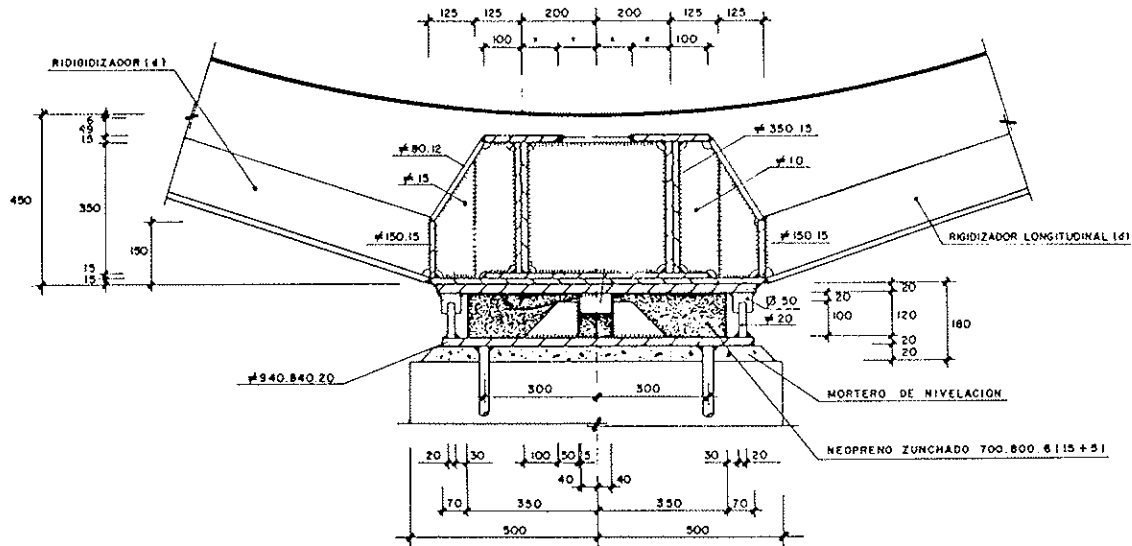


Fig. 4. Mamparo sobre pila.

se disponen unos mamparos transversales de transmisión local de las reacciones a los apoyos de neopreno.

Se proyecta, asimismo, otro mamparo en la transición entre sección celular y el conjunto biela-tirante de la zona alveolada.

A media distancia entre las almas de cajón y a lo largo de todo el tablero se dispone un perfil armado que sirve de apoyo intermedio de la losa superior del tablero, reduciendo la luz de flexión transversal de la misma. Estos perfiles apoyan, cada 4 m, en las celosías transversales, luego descritas, y en los mamparos de apoyo en estribos y transición a zona alveolada.

La viga cajón lleva un arriostramiento vertical, en forma de celosías metálicas, en acero A42B. Su misión es múltiple:

—Garantizar la indeformabilidad transversal de la sección por distorsión frente a sobrecargas excéntricas o puntuales.

—Servir de apoyo a los largueros longitudinales dispuestos entre almas, sobre los que descansan las placas prefabricadas de encofrado perdido.

—Crear un punto fijo en la zona de fondo del cajón sometida a flexiones negativas, para garantizar el carácter compacto de la sección y el carácter

ultrarrígido de la rigidización de dicho fondo.

—Recoger las fuerzas de desvío del fondo del cajón en la zona curva y transmitirla a las almas de la sección, donde alivian el cortante.

Estas triangulaciones se disponen, modularmente, cada 4 m, excepto en la zona de fuerzas de desvío donde se colocan cada 1,333 m.

La losa superior del tablero, en hormigón H-250, es de canto constante, de 0,22 m, proyectada en hormigón armado, salvo en la zona del tirante, como ya se ha dicho.

Las armaduras del tablero constan de diferentes familias que han de recoger las solicitaciones que aparecen en la losa por diferentes conceptos:

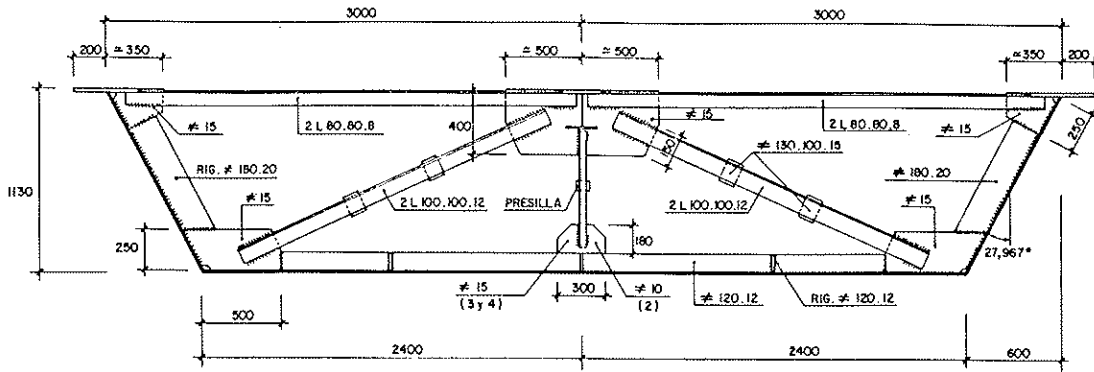
—Armaduras principales de refuerzo negativo longitudinal.

—Armaduras transversales de flexión local positiva y negativa.

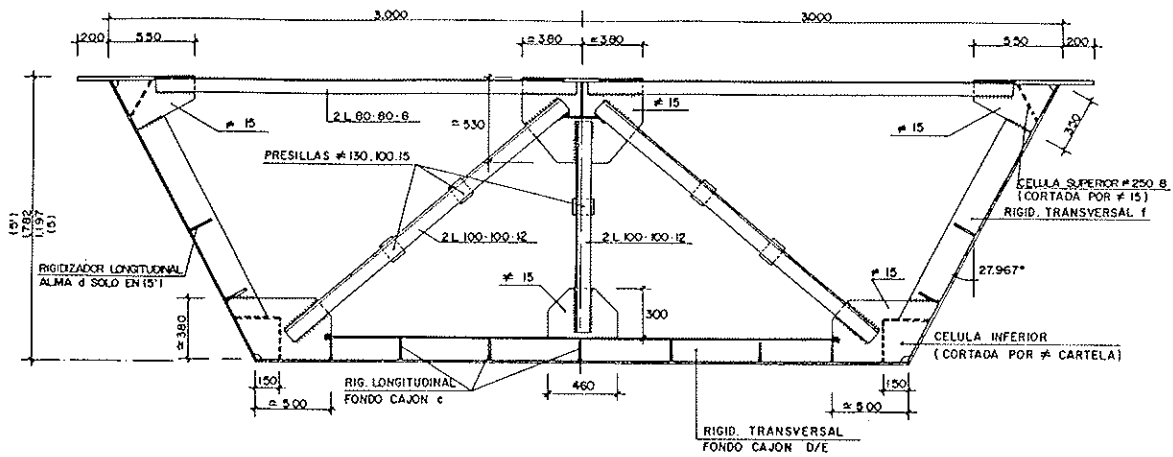
—Armaduras de torsión, como parte de la sección mixta.

—Armaduras locales de difusión y arrastre del postesado en las zonas de anclajes.

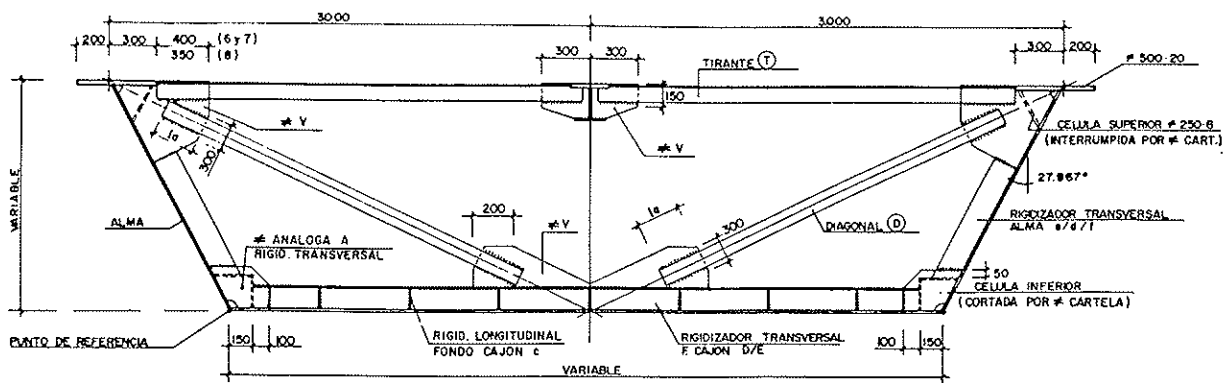
Al tablero se le asignan las oportunas



DIAFRAGMA EN CELOSIA VERTICAL TIPO-A



DIAFRAGMA EN CELOSIA TIPO-B



DIAFRAGMA EN CELOSIA VERTICAL TIPO-C

Fig. 5. Celosías de arriostramiento.

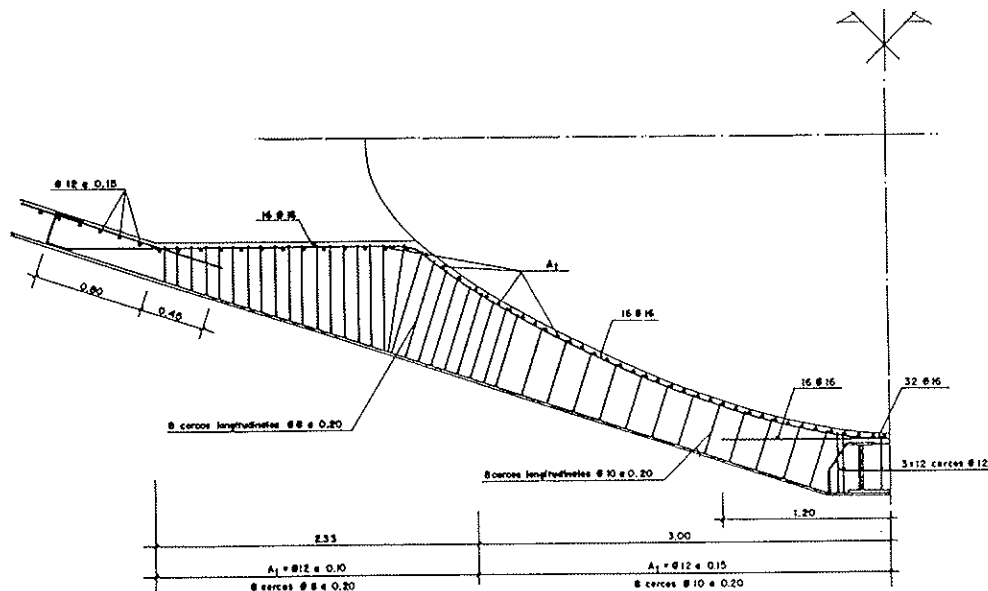


Fig. 6. Armadura de la biela.

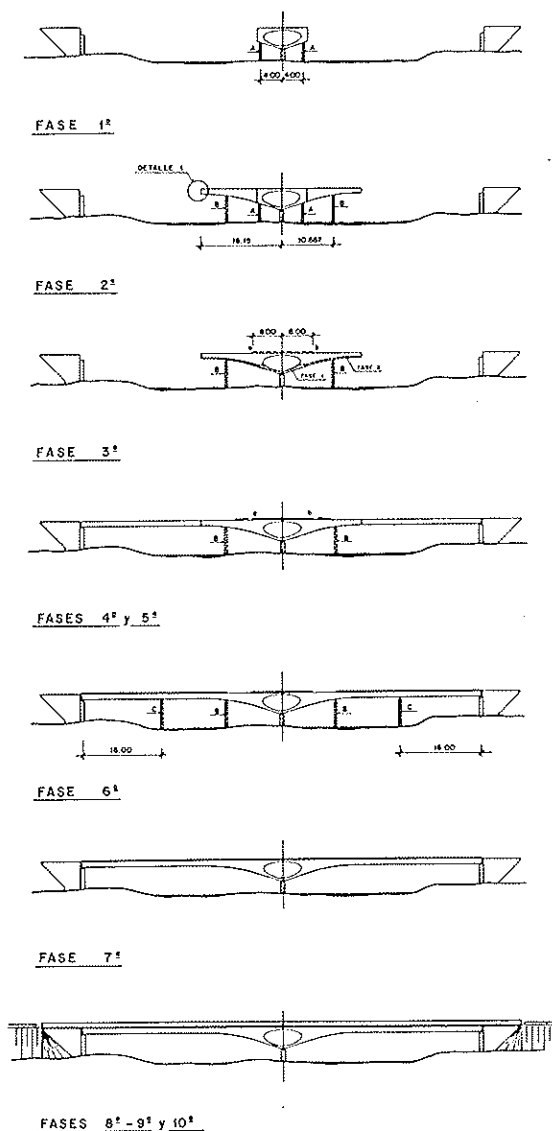


Fig. 7. Proceso constructivo. Esquemático.

contraflechas de taller, de 8,40 cm de valor máximo, con objeto de absorber las deformaciones de montaje. Asimismo, en los apoyos de estribos se disponen las oportunas cuñas, compensadoras de los giros máximos de montaje, que en este caso resultan especialmente significativos.

El punto fijo frente a cargas y desplazamientos longitudinales a los ejes del puente se dispone sobre la pila intermedia. Transversalmente, tanto en pilas como en estribos se disponen topes laterales que permiten recoger las reacciones transversales debidas al viento, sismo y torsión en tablero, aspecto este último que se detallará más adelante.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

La Constructora adjudicataria de la obra fue Eurocontratas, S.A., siendo el ingeniero jefe de obra D. Manuel Bravo.

El tablero metálico se fabricó totalmente en los talleres Callfersa, de Madrid, en cinco tramos a todo ancho: el central de 10,20 m de longitud, 6,00 m de ancho y 4,13 m de alto, incluyendo la zona de alvéolo sobre pila; dos intermedios de 11,15 m de longitud, y dos extremos de 24,05 m.

El puente se premontó completamente en el interior del taller para confirmar exactamente los niveles de contraflecha

previstos y la ausencia de quiebros en los puntos de unión de tramos, aspecto éste esencial para la imagen final de la obra.

Las piezas se transportaron a pie de obra en transportes especiales, dado el carácter considerable de sus dimensiones. Se colocaron sobre apeos provisionales, de 50 t de carga máxima y se procedió a las soldaduras de cierre entre tramos.

El esquema del proceso de montaje se resume seguidamente:

FASE 1: Montaje de la sección metálica, de 10,20 m, en zona de alvéolos, con apoyo A provisional bajo las células laterales de los diafragmas situados a 4,00 m del eje de pila.

FASE 2: Montaje de dos nuevos tramos de estructura metálica, de 11.150 m

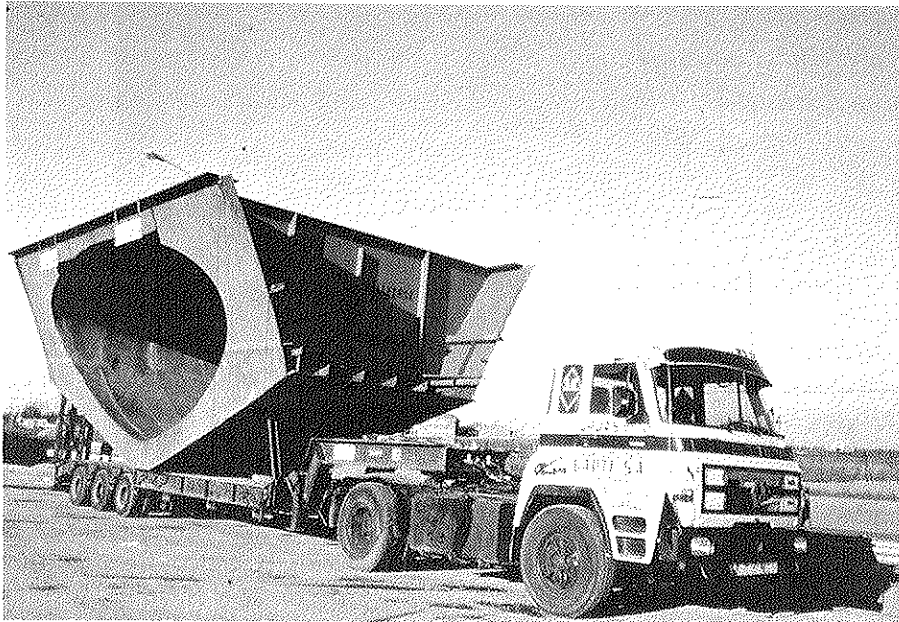


Foto 3. Transporte de la zona sobre pilas.



Foto 4. Montaje de la zona alveolada (Fase 1).



Foto 5. Montaje de los tramos laterales (Fase 3).

de longitud, con apoyo en los elementos ya instalados y en los apeos B de montaje, que se ubicaron bajo las células laterales de los diafragmas situados a 10,667 m del eje de pila. Soldaduras de unión de los tramos metálicos y eliminación de los apoyos A.

FASE 3: Montaje de los tramos metálicos laterales, apoyados en los extremos de los vuelos ya colocados y en los estribos. Soldaduras de unión con los tramos anteriores.

FASE 4: Hormigonado de los fondos de cajones, en dos fases:

A) Zona de bielas, pudiendo utilizar la chapa metálica de 6 mm como contraencofrado superior, dejando las oportunas ventanas.

B) Dos semanas más tarde, hormigonado del resto del fondo del cajón. Simultáneamente, se fue realizando la colocación de placas, ferralla y hormigonado de la zona situada sobre el alvéolo.

FASE 5: Enfilado de los cables de postesado y puesta en carga de los mismos, 14 días después del hormigonado y previo control de haberse alcanzado la resistencia del hormigón.

FASE 6: Colocación de dos nuevos apeos C, situados a 16 m de los apoyos en

estribos, bajo la rigidización de las celosías transversales. Colocación de placas prefabricadas, situadas entre el estribo y el apeo B.

FASE 7: Dos semanas más tarde, previo control de la resistencia del hormigón, se procedió al desapeo y posterior colocación de placas, ferralla y hormigonado de la losa superior del resto del tablero.

FASE 8: Terminación de aceras y colocación de pavimento de calzada.

FASE 9: Colocación de impostas, barandillas y juntas de dilatación, una vez terminada completamente la fase anterior.

FASE 10: Acabados finales.

6. ANALISIS LONGITUDINAL DE ESFUERZOS EN TABLERO

El análisis de esfuerzos longitudinales se ha realizado mediante un modelo marco, de 28 elementos lineales y 30 nudos, que reproduce las características singulares de esta obra, y, fundamentalmente, el efecto celular sobre la pila central. El modelo general se presenta en la figura 8, si bien, para cada etapa del cálculo, adopta una configuración variable, como corresponde a la evolutividad de la estructura, y las características específicas



Foto 6. Detalle de la prueba de carga.

de las estructuras mixtas, como son el carácter, variable con el tiempo, de los parámetros mecánicos de la sección transversal, y el efecto de la fisuración de la losa en zona de negativos.

Se han dispuesto nudos dobles en los puntos de conexión de tramos de cajón metálico (nudos 6/106 y 18/118), de forma que, ligando adecuadamente los grados de libertad de los mismos, se reproduzcan condiciones de rotulación o continuidad total entre las distintas partes que constituyen la estructura, según los diferentes esquemas de comportamiento en fases de construcción y servicio.

Para modelizar la descomposición del cortante en tracción y compresión en el

tirante y la biela que forman la célula triangular, se ha dispuesto un nudo finito, vertical, (elemento rígido) que conecta las barras 26 y 28 con los nudos 10 y 14, respectivamente. Se reproducen así las alineaciones de los distintos elementos, y el funcionamiento vertical del mamparo que se ubica en dichos puntos, tal y como ya se ha descrito anteriormente.

Para tener en cuenta los efectos de la fluencia del hormigón, bajo esfuerzos constantes, o variables de forma homotética a la función de fluencia, se adopta la metodología expuesta en el libro "Construcción Mixta. Hormigón y Acero", según la cual se homogeneiza el hormi-

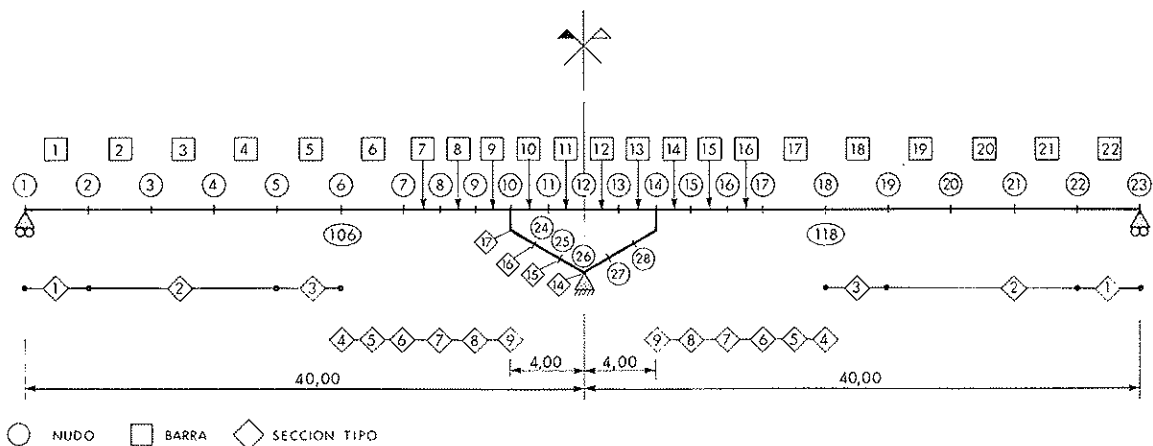


Fig. 8. Esquemas de discretización longitudinal.

gón al acero mediante unos coeficientes de fluencia corregida, en función de la distribución de áreas de hormigón y acero dentro de la sección. Los coeficientes de homogeneización tienen la forma.

$$n^{(0)} = E_c/E_s \text{ carga instantánea.}$$

$$n^{(1)} = n^{(0)} (1 + j^{(1)} \varphi) \text{ carga constante.}$$

$$n^{(2)} = n^{(0)} (1 + j^{(2)} \varphi) \text{ carga variable con } \varphi.$$

Los valores de los coeficientes $j^{(1)}$ y $j^{(2)}$ obtenidos para las distintas secciones son:

| | $j^{(1)}$ | $j^{(2)}$ |
|--------------------------|-----------|-----------|
| Zona de flexión positiva | 1,05/1,09 | 0,61/0,62 |
| Zona de flexión negativa | — | — |
| Losa superior | 1,10/1,15 | 0,62/0,63 |
| Hormigón del fondo | 1,56/1,96 | 0,69/0,73 |
| Tirante superior | 1,13/1,16 | 0,63/0,63 |
| Biela inferior | 1,20/1,40 | 0,64/0,67 |

Dado que se admite la fisuración de la losa en zonas de flexión negativa, el modelo de cálculo debe reproducir la rigidez eficaz de la sección fisurada, según el estado de sollicitación, teniendo en cuenta el fenómeno de tension-stiffening. A efectos ilustrativos, se incluyen a continuación los valores de inercias brutas, fisuradas y la inercia eficaz, adoptados para la envolvente de flexión negativa, en un número significativo de secciones, según el esquema de la figura 8, (nudos 5, intermedios 6 y 7, 8, 10).

| Sección Tipo | Inercia Bruta | Inercia Fisurada | Inercia Eficaz |
|--------------|---------------|------------------|----------------|
| 3 | 0,08093 | 0,02565 | 0,03157 |
| 5 | 0,16243 | 0,04537 | 0,05848 |
| 7 | 0,42695 | 0,14240 | 0,18079 |
| 9 | 0,99713 | 0,33251 | 0,61135 |

Para la obtención de los esfuerzos de carga permanente a tiempo inicial, se ha realizado un análisis por fases de mon-

taje, teniendo en cuenta en cada una de ellas las acciones introducidas, el esquema estructural, con sus distintas vinculaciones, y la sección resistente eficaz en cada momento, con sus características mecánicas reales. Es particularmente importante fijar los esquemas estructurales y las inercias reales en cada momento, para establecer correctamente las contraflechas de ejecución que, en este caso, dada la flexibilidad del cajón metálico, han alcanzado valores máximos de 8,40 cm, como ya se indicó anteriormente.

Para el estudio de los efectos térmicos y reológicos se ha empleado un esquema homogéneo, basado en aplicar sobre la estructura unos acortamientos impuestos y gradientes variables a lo largo de la misma, obtenidos de un análisis seccional de cada una de las sollicitaciones. Los parámetros característicos de las acciones adoptadas son:

Térmicos: Acero $\pm 35^\circ\text{C}$.

Hormigón $\pm 16,5^\circ\text{C}$.

Retracción: $\epsilon_{cs\infty} = -26 \cdot 10^{-5}$.

Fluencia: $\phi_{\infty} = 2,40$.

El tratamiento a nivel seccional de la acción térmica y reológica es idéntico, salvo la diferencia de concepto, entre acción instantánea para la primera, o diferida para la segunda. Aplicando el acortamiento impuesto correspondiente a la subsección específica de cada sección tipo, se obtienen los acortamientos a nivel de centro de gravedad de la sección, y las curvaturas. Como quiera que la estructura es hiperestática, se introducen estas deformaciones impuestas para obtener los esfuerzos por incompatibilidad de

movimientos. Por supuesto, se tiene en cuenta el distinto carácter de las sollicitaciones instantáneas y diferidas, para fijar

Tabla 1

| | | TERMICO | | RETRACCION | | FLUENCIA | |
|----------------|-------------|-------------|-------------|------------|--------|----------|--------|
| Nudo | S.T. | Grad (°C/m) | Dilat. (°C) | Grad. | Dilat. | Grad. | Dilat. |
| 1 | 1 | —17,3 | 20,3 | — 8,3 | —7,1 | 0,0 | 0,0 |
| 2 | 1 | —17,3 | 20,3 | — 8,3 | —7,1 | — 5,4 | — 4,9 |
| 3 | 2 | —16,9 | 21,0 | — 8,0 | —6,7 | — 9,3 | — 8,1 |
| 4 | 2 | —16,9 | 21,0 | — 8,0 | —6,7 | —11,8 | —10,9 |
| 5i | 2 | —16,9 | 21,0 | — 8,0 | —6,7 | — 9,3 | — 8,1 |
| 5d | 3 | —17,0 | 21,0 | — 7,8 | —6,5 | — 3,4 | — 6,0 |
| 6i | 3 | —17,0 | 21,0 | — 7,8 | —6,5 | 15,8 | 3,8 |
| 6d | 4 | — 8,3 | 20,4 | — 3,6 | —6,9 | 18,2 | — 1,9 |
| 7 | 6 | — 4,3 | 20,2 | — 1,6 | —6,8 | 14,5 | — 5,1 |
| 8 | 7 | — 3,4 | 20,4 | — 1,3 | —6,8 | 12,4 | — 6,7 |
| 9 | 8 | — 2,8 | 20,7 | — 1,1 | —6,6 | 10,7 | — 8,5 |
| 10 | 9 | — 2,5 | 21,1 | — 1,0 | —6,4 | 8,7 | — 8,7 |
| Tirante | S.T. | — | — | — | — | — | — |
| 10d | 13 | —20,8 | 20,5 | — 9,2 | —6,6 | — 8,6 | — 6,7 |
| 11 | 11 | —38,3 | 19,4 | —12,6 | —7,1 | — 4,1 | — 7,8 |
| 12 | 10 | —44,0 | 18,8 | —17,4 | —7,4 | 1,8 | — 9,1 |
| Biela | S.T. | — | — | — | — | — | — |
| 10d | 17 | — 7,6 | 19,6 | — 2,6 | —7,3 | — 2,1 | —13,7 |
| 24 | 16 | —15,8 | 20,5 | — 5,1 | —6,7 | 0,9 | —16,2 |
| 25 | 15 | —26,1 | 21,5 | — 8,4 | —6,1 | 4,7 | —18,7 |
| 26 | 14 | —26,1 | 21,5 | — 7,8 | —6,0 | 5,2 | —22,5 |

adecuadamente las constantes estáticas de la estructura.

Para la obtención de las redistribuciones de esfuerzos por fluencia, que se producen por haber realizado una construcción evolutiva, con cambio de esquema estructural, se utiliza una metodología análoga a la anterior. Los acortamientos y gradientes diferidos resultan de realizar un cálculo seccional a tiempo inicial y otro a tiempo infinito, teniendo en cuenta el orden de introducción de esfuerzos, y las subsecciones resistentes en cada caso. Dado que estos cálculos son imprescindibles para el control en servicio de las secciones, su evaluación no requiere trabajo adicional. Los acortamientos y curvaturas se obtienen por diferencia de los dos estados, y se aplican sobre la estructura con constantes tipo "2", dado el carácter variable e incremental de las redistribu-

ciones hiperestáticas.

Es interesante visualizar los valores obtenidos y su distribución a lo largo de la estructura. Esta información se muestra, de forma numérica en la tabla 1, y gráfica en la figura 9. En ambos casos, se han traducido los acortamientos y curvaturas en térmicos uniformes y gradientes equivalentes, para mayor claridad en la interpretación de los valores.

En la figura 10 se representan las leyes de flectores, así como flectores y axiles en tirante y biela, para los estados de carga permanente, a tiempo cero e infinito, así como las envolventes pésimas de flectores mayorados, y los axiles correspondientes a la célula triangular. Los valores más significativos de la envolvente son los siguientes:

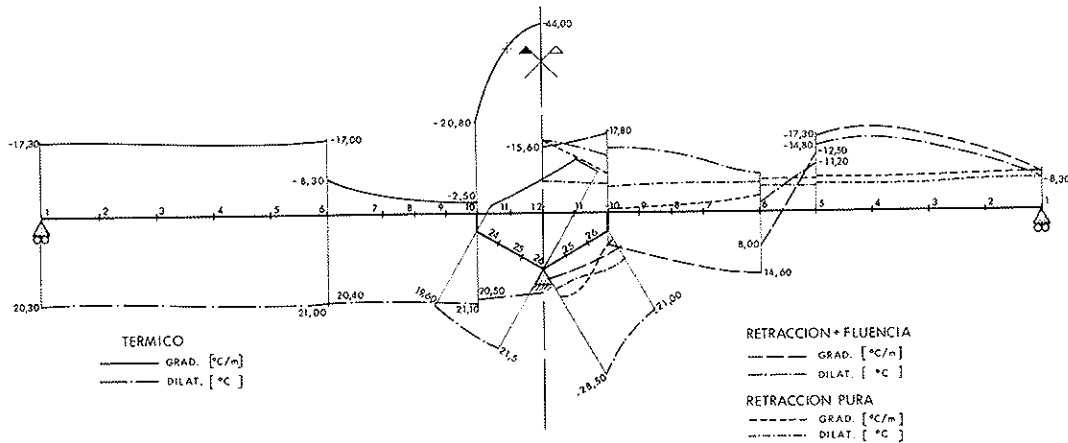


Fig. 9. Esquema de solicitaciones térmicas, y acortamientos impuestos por retracción y fluencia, en términos de gradiente y dilatación.

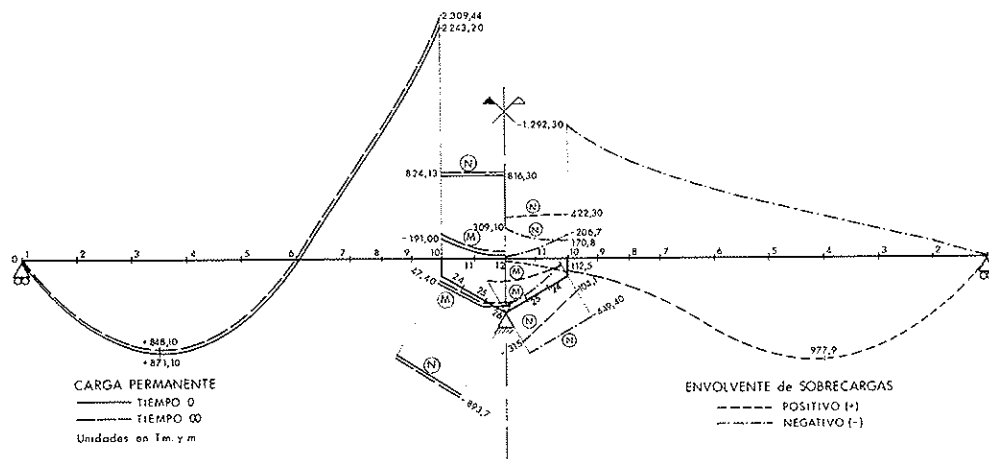


Fig. 10. Esfuerzos longitudinales de carga permanente, y envolventes de sobrecargas móviles sin mayorar.

Flector pésimo positivo:

$$M_d = 3.191,1 \text{ mt (nudo 4)}$$

Flector pésimo negativo:

$$M_d = -6.424,2 \text{ mt (nudo 10)}$$

$$V_{con} = 630,7 \text{ t}$$

Tirante:

$$N_d^+ = 2.159,2 \text{ t}$$

$$M_d = 220,4 \text{ mt (centro)}$$

$$M_d = -858,7 \text{ mt (arranque)}$$

Biela:

$$N_d = -2.317,2 \text{ t}$$

$$M_d = -393,2 \text{ mt (arranque)}$$

$$M_d = -278,8 \text{ mt (apoyo)}$$

Se aprecia la perfecta descomposición de los flectores negativos en tracción y compresión, en los elementos de la célula triangular, sin apenas solicitaciones parásitas de flexión.

En las zonas próximas a la descomposición del cajón en tirante y biela, se ha establecido una variación parabólica del canto, de forma bastante rápida, lo cual hace imprescindible considerar las fuerzas de desvío desarrolladas en el fondo del cajón. El radio de curvatura mínimo es de 27,0 metros, con fuerzas de desvío variables con el radio, así como con las dimensiones de chapas y hormigón del fondo. Los valores significativos de dichas fuerzas son de 24 a 27,1 t/m², mayoradas, que a nivel de las celosías transversales ya descritas en el apartado 4, se traducen en acciones verticales de valores variables entre 76,1 y 102,5, t mayoradas, cada 1,33 metros.

7. ANALISIS TRANSVERSAL DE ESFUERZOS EN TABLERO

El análisis del comportamiento estructural frente a solicitaciones transversales (sobrecargas excéntricas, viento, sismo) presenta un interés particular, dada la necesidad de modelizar el flujo de esfuerzos, desde la sección completa a los elementos biela y tirante de la célula triangular. Se plantea el problema de representar el paso de las solicitaciones de torsión, flexión y cortante transversales, desde una sección cerrada hueca, a dos elementos desvinculados, con forma más o menos semejante a una U. Es particularmente interesante la transición del torsor, dado que se corta el circuito circular de sección hueca.

En la figura 11 se muestra un esquema de la descomposición de esfuerzos y la forma básica de las secciones afectadas por la misma.

El esquema de descomposición es globalmente sencillo, si bien plantea dos problemas:

a) Concepción previa de un detalle compatible con las solicitaciones previstas, que permita la transición de esfuerzos planteada.

b) Modelización correcta de la rigidez efectiva de cada sección ante los distintos modos de solicitación.

El modelo de cálculo adoptado ha sido el de emparrillado plano, con la misma discretización que el presentado en la figura 8 para el análisis longitudinal. Las coordenadas perpendiculares al tablero

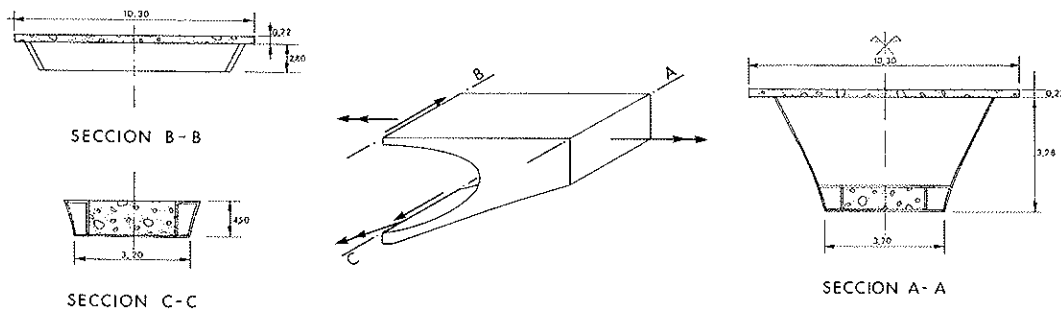


Fig. 11. Esquema de transición de esfuerzos a zona alveolada, y secciones afectadas.

se han definido, adecuadamente, de acuerdo con el centro de esfuerzos cortantes.

La correcta fijación de las características mecánicas de las secciones de biela y tirante presenta gran importancia, dado que la transformación de un torsor en la sección tipo A, a una pareja de cortantes antimétricos, y unos torsos puros en las secciones B y C, depende de las rigideces relativas de los dos modos de comportamiento (flexión transversal y torsión pura). Es más, la reacción en la pila central es muy sensible al nivel de participación de cada esquema resistente. Lo mismo ocurre con la luz efectiva de torsión, variable entre los 40 metros de un vano lateral, y un máximo ideal de 80 metros para el puente completo, sin rigidez de apoyo en pila.

La rigidez a torsión de las secciones tipo C se tomó como la del hormigón puramente, dado que resulta superior a la correspondiente a considerar una sección hueca eficaz, con tres paredes metálicas y una superior de hormigón de un espesor efectivo razonable.

Las secciones del tirante presentan mayor complejidad, dado que la rigidez propia de la losa es pequeña, y la transición de un torsor puro en losa, al cajón pleno, no es muy satisfactoria. El mecanismo de comportamiento se asemeja más a una flexión antimétrica de las pequeñas almas metálicas, del tipo bimomento. En efecto, de un análisis de

emparrillado con dos vigas longitudinales materializadas por las almas laterales metálicas, sometido a una distorsión unidad (movimientos verticales antimétricos en sus extremos), se deduce una rigidez a torsión nada despreciable, que fue la adoptada para el modelo de cálculo.

A título ilustrativo, en la figura 12 se representan las leyes de torsión, cortante y flexión transversal, para sobrecarga uniforme excéntrica en un vano. Se observa que las reacciones transversales no son nulas, por venir obligadas para equilibrar la descomposición del torsor en flexión antimétrica en tirante y biela. De la misma forma, se aprecia cierto torsor residual en el vano no cargado.

8. FICHA TECNICA

—Administración: Comunidad Autónoma de La Rioja.

—Director del Proyecto y Obra: José Miguel Mateo.

—Autor del Proyecto: Francisco Millanes Mato.

—Empresa Consultora: IDEAM, S.A.

—Asistencia Técnica a la Dirección de Obra: Francisco Millanes Mato.

—Empresa Constructora: EURO-CONTRATAS, S.A.

—Jefe de Obra: Manuel Bravo.

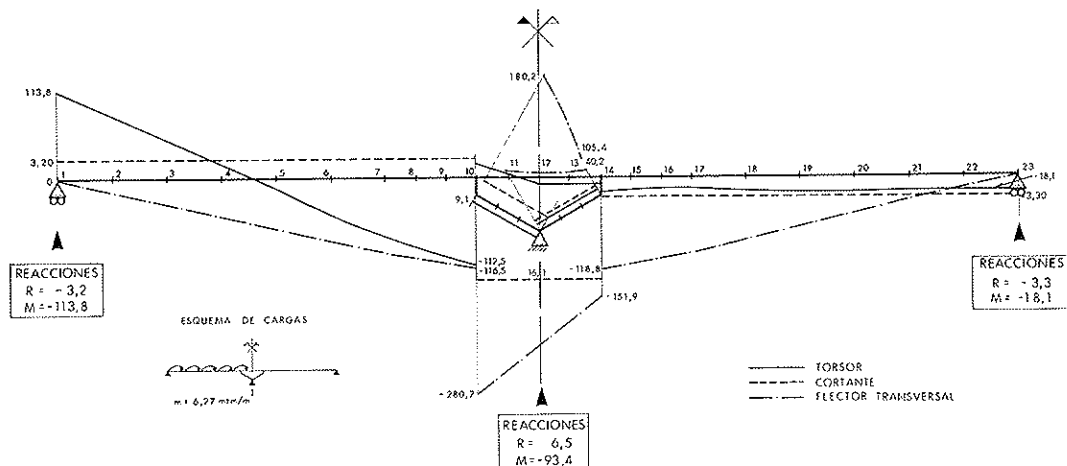


Fig. 12. Leyes de esfuerzos transversales para sobrecarga uniforme, excéntrica, en un vano.

- Taller Metálico: CALLFER, S.A.
- Fecha del Proyecto: Noviembre 89.
- Fecha Fin de Obra: Mayo 91.
- Longitud total: 80,60 m.
- Ancho plataforma: 11,20 m.
- Superficie total: 902,72 m²
- kg. Acero laminado resistente a la corrosión: 123,94 Kg/m².
- kg. Acero laminado A42b, en celosías: 9,15 Kg/m².
- kg. Acero para preténsar: 0,97 Kg/m².
- kg. Acero pasivo AEH 500N: 57,50 Kg/m².
- m³ Hormigón para armar: 493,44 m³.
- Presupuesto de Ejecución Material: 76.610.785 Ptas.

RESUMEN

Se describe el proyecto de un puente mixto, sobre el río Najerilla, en Arenzana.

Se trata de un dintel continuo, con dos vanos de 40 m. En el apoyo sobre la pila central, se establece un gran alvéolo que materializa la transmisión de los esfuer-

zos de cortante y flexión mediante su descomposición en una biela inclinada, comprimida y un tirante superior, en tracción.

Se describen con detalle los aspectos más significativos del cálculo, diseño y proceso constructivo del puente, poniendo especial énfasis en los mecanismos de transmisión de esfuerzos entre los diferentes elementos mixtos de la zona del alvéolo.

SUMMARY

This paper describes the project of a new steel-concrete composite bridge on the river Najerilla at Arenzana (La Rioja).

It is a continuous two spans strait girder, 40 meters long each. On the central bearing, the closed section is divided in two independent members by means of a void in the middle of the web. This fact implies some interesting transicions from shear and bending in the closed section to axial tension an compression plus bending an torque to the upper and lower members, which are described in detail.

The general aspects of design, construction and structural response are also discussed.

* * *

II Coloquios de directores y técnicos de fábricas de cemento

Organizados por CEMENTO-HORMIGON, Revista Técnica, con la colaboración de la AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA-OFICEMEN, se van a celebrar, en Barcelona, durante los días 9, 10 y 11 del mes de Noviembre del presente año 1993, los II Coloquios de Directores y Técnicos de Fábricas de Cemento.

Como en la anterior edición, que tuvo lugar en noviembre de 1991, estos Coloquios darán lugar a mantener un amplio cambio de impresiones sobre la extensa y variada experiencia acumulada por el sector cementero español —conjuntamente

con la de los expertos de la industria del cemento portuguesa y de los países iberoamericanos— en la aplicación de los avances tecnológicos que aportan los departamentos de investigación y desarrollo de las firmas especializadas en maquinaria y equipos para la fabricación del cemento.

TEMAS

Los temas que han sido seleccionados para estos Coloquios son los siguientes:

TEMA 1: La industria del cemento y su entorno.

TEMA 2.1: Control de calidad.

TEMA 2.2: Nuevos cementos.

TEMA 3: Ultimos avances tecnológicos en el proceso de fabricación del cemento y su control.

Hasta el momento, han sido seleccionadas 58 Comunicaciones para estos Coloquios.

FECHAS Y SEDE

9, 10 y 11 de noviembre de 1993.

AUDITORIUM BANCA CATALANA:
Avda. Diagonal, 662. 08018 Barcelona.

SECRETARIA TECNICA

Para cualquier asunto relacionado con las inscripciones, información y reserva de hoteles, los interesados deberán dirigirse a:

INTER-CONGRES, S.A.
Valencia, 333-3^o-1^a - 08009 Barcelona
Tel.: (93) 459 35 65. Fax: (93) 459 44 68.

PUBLICACION DE LAS PONENCIAS Y COMUNICACIONES

Las Ponencias y Comunicaciones quedarán en propiedad de CEMENTO-HORMIGON, que las irá publicando a partir de la terminación de los Coloquios.

IDIOMA

El idioma de los Coloquios será exclusivamente el castellano.

ENTREGA DE LA DOCUMENTACION

Los participantes en los Coloquios podrán retirar la documentación en la Secretaría de Organización instalada en

el Hall del Auditorium Banca Catalana, el día 9 de noviembre de 1993, a partir de las 8,00 horas.

TRANSPORTISTA OFICIAL

IBERIA, como Transportista Oficial de estos COLOQUIOS, ofrece a sus participantes una serie de ventajas para trasladarse a Barcelona, sede de los mismos.

Para ello, deberán tenerse en cuenta los siguientes puntos:

1^o: Los billetes sólo podrán adquirirse en las oficinas que IBERIA tiene en todos los puntos de España.

2^o: En el momento de adquirir los billetes deberá presentarse el comprobante de inscripción en los Coloquios, que se enviará a los participantes tan pronto como hayan conformado la misma.

3^o: Las siguientes ofertas sólo son válidas para vuelos propios de IBERIA.

Las ventajas que ofrece esta Compañía desde los diversos puntos de procedencia son las siguientes:

Para vuelos nacionales: 50% de descuento en los billetes de ida y vuelta a Barcelona desde su lugar de residencia, por la ruta más directa y viajando en clase turista.

La vigencia de estos billetes está comprendida entre los días 7 y 13 de noviembre de 1993.

Para vuelos europeos: Aplicación de las tarifas SUPER PEX para los participantes en los Coloquios que se desplacen a Barcelona desde cualquier punto de Europa.

Para vuelos intercontinentales: Aplicación de las tarifas más ventajosas desde los distintos puntos de Norteamérica, Países de Centro y Sudamérica y asimismo desde Japón.

Puente mixto sobre la glorieta de Arroyo Meaques en Madrid

J. Francisco Millanes Mato
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
José García-Miguel Morales
Javier Pascual Santos
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
IDEAM, S.A.

1. INTRODUCCION Y PLANTEAMIENTOS BASICOS DEL PROYECTO

El puente objeto de este trabajo se inscribe dentro del proyecto de la nueva carretera C-602, en el tramo Campamento-Intersección con la M-502, en Madrid.

El ingeniero Director del Proyecto, por la Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Comunidad Autónoma de Madrid, ha sido D. Agustín Herrero López, que encar-

gó a IDEAM, S.A. la redacción del proyecto de un puente sobre la glorieta de intersección de la carretera de Boadilla M-511, con la ya citada C-602.

El proyecto fue terminado en julio de 1990 y la obra del puente ejecutada por Dragados y Construcciones a lo largo de 1991.

El carácter eminentemente urbano de la actuación aconsejó, desde el primer momento del encargo, prestar la máxima atención a los aspectos formales y estéticos en el diseño de la estructura.



Fig. 1. Vista General.

El puente debía salvar el paso de la C-602 sobre una glorieta circular, con un radio de 73,50 m al borde exterior de la calzada, que a su vez tenía una sección tipo de 14,24 m. El trazado en planta de la plataforma del tablero discurre en zona de clotoide con suaves radios de curvatura y con un peralte transversal del 3% y una pendiente longitudinal del 0,75%.

La longitud del paso superior es de 158,00 m entre ejes de apoyos en estribo. Su distribución de luces viene prácticamente condicionada por las dimensiones de la glorieta, para dar paso a la calzada circular de la misma, así como la necesidad de prever, en un futuro, el paso por debajo de dicha glorieta de la nueva carretera N-V, variante de la actual, en solución túnel y cuyo futuro trazado estaba previsto algo esviado respecto a la alineación de la C-602.

La glorieta no se concibe en el proyecto como zona de paso, por lo que el puente puede libremente apoyar sobre la zona central de la misma, sin más condiciones que las ya citadas de la interferencia con la futura N-V.

La rasante longitudinal de la estructura viene muy condicionada por el resto del trazado, obligando a respetar un gálibo mínimo de 4,80 a 5,00 m en su paso por la glorieta. Ello obliga a elegir una solución de canto lo más estricto posible, con objeto de no alargar innecesaria y costosamente las rampas de acceso al puente, que en su acceso Sur a la glorieta se hallan muy constreñidas en planta.

La sección transversal del tablero, en continuidad con el resto del proyecto, presenta una gran anchura, 20,8 m, con dos vías de circulación de 8,50 m, incluyendo 1,50 m de arceles, separadas por una mediana de 1,00 m y con dos aceras laterales de 1,00 m, exclusivamente para servicio y mantenimiento, ya que no se ha previsto tránsito peatonal por el paso superior.

El terreno de cimentación es de muy baja calidad, con rellenos sin apenas capacidad portante hasta una profundidad aproximada de unos 12 m bajo la cota actual del terreno natural, que pasan a 13 m para el nivel previsto en el proyecto, donde se encuentran los estratos resistentes, de arena de miga y

tosco típico del facies madrileño.

Estéticamente, es preciso que la tipología del paso superior tenga en cuenta y resuelva adecuadamente una serie de aspectos básicos que se resumen a continuación, dado que el impacto visual de la actuación es importante:

—la estructura del tablero, por su gran anchura —20% del diámetro interno de la glorieta— tiene una gran incidencia visual a su paso por la misma;

—dada la topografía de la zona, gran parte de las perspectivas del puente por peatones, conductores e incluso edificios próximos, es desde abajo, manifestándose visualmente sobre toda la parte inferior del tablero. Este aspecto es de gran importancia estética, pues es corriente incidir en un error de planteamiento, en casos como el que nos ocupa, que consiste en preocuparse únicamente en conseguir un canto reducido, confiando en que la esbeltez aligere visualmente la estructura, cuando en realidad la pesadez o ligereza de la misma reside principalmente en el tratamiento de la vista inferior del tablero, de gran anchura y que tiende a producir un efecto losa o techo, independientemente de su canto;

—dado que la contemplación del puente se produce desde cualquier punto de vista, principalmente en el caso de vehículos o peatones circulando por la glorieta, es preciso cuidar que la obra presente perspectivas estéticamente correctas desde cualquier punto de observación, lo que obliga a un diseño global del conjunto de la estructura: pilas, tablero, impostas y barandillas, estribos y muros de rampas de acceso, cuidando especialmente los detalles de los puntos de encuentro y transición entre los diferentes elementos, así como el cromatismo de los diferentes materiales y la iluminación nocturna;

—no es preciso olvidar que, funcionalmente, el paso debe saltar por encima de la calzada de la glorieta, mientras que en el interior de la misma tiene total libertad de apoyo sobre el terreno, lo que en principio no es acorde con la mayoría de las tipologías habituales en puentes donde el vano central es el principal, con la misión de salvar el obstáculo que explica la actuación, mientras los vanos laterales tienen su principal

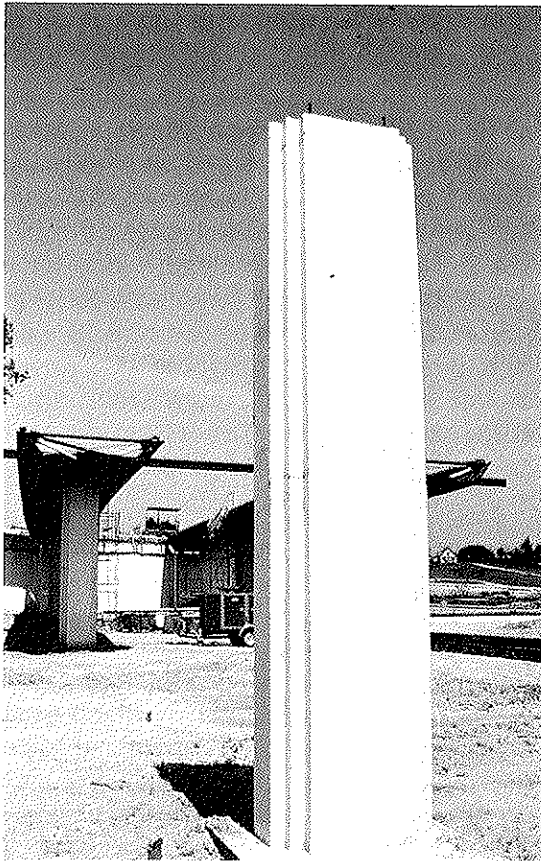


Fig. 2. Aspecto de la Pila.

torsión del cajón, ni en los esfuerzos torsores longitudinales de los cajones mixtos. Los resultados que se presentan más adelante muestran que la respuesta transversal de la losa es adecuada y el nivel total de esfuerzos de la misma, por el juego combinado de esfuerzos locales y globales, apenas superior al de las zonas próximas al estribo, lo que confirma la tendencia actual a dudar del efecto beneficioso, desde el punto de vista estructural, de las vigas rios-tras, puesto, por otra parte, en entredicho en multitud de artículos especializados.

Los estribos se han proyectado de forma que se consiga una adecuada transición entre los volúmenes y formas del tablero y el terreno con sus rampas de acceso, de forma gradual, pero marcando los detalles de los diferentes encuentros.

Para ello, los estribos constan de dos partes diferenciadas:

—La primera, constituida por una zona de 12,80 m de anchura, coincidente con el ancho entre bordes inferiores externos de

las almas de los cajones metálicos. Se materializa por unas pastillas de apoyo del cajón metálico, de 2,5 m de ancho por 1,40 m de largo, que terminan coincidiendo con la junta del tablero. Frontalmente, se unen por un muro de contención que además sirve de gran viga pared centradora de las flexiones transversales en el estribo y su cimentación bajo cargas excéntricas. En los alzados laterales, las pastillas se prolongan con dos muros en vuelta, de 2,60 m de longitud, que establecen la transición entre esta zona y los muros de contención de las rampas de acceso. Estos muros presentan, en los 0,80 m superiores, un quiebro, de manera que su paramento se inclina hacia el exterior, alineándose en continuidad con las alas metálicas del tablero y volando sobre él la losa superior, de manera que se reproduce, en hormigón, la misma sección transversal del puente.

Esta zona del estribo es marcadamente estructural y se concibe como apoyo y remate del puente, con el que se ha buscado una continuidad formal. Estructuralmente, el conjunto constituye un bloque monolítico, de 12,80 x 4,00 m, autocentrado transversalmente y ejecutado in situ con hormigón de color blanco.

—La segunda consiste en un estribo de contención de tierras propiamente dicho, proyectado en muros prefabricados de hormigón blanco, con módulos de 1,20 m de ancho, constituido por dos muros frontales, de 3,60 m de ancho total, que recuperan la anchura total, de 20 m, de la plataforma y unos muros en vuelta que sirven de contención lateral de tierras en las rampas de acceso y que se extienden hasta que el trazado en planta de las rampas descendentes hacia la glorieta permite el vertido en terraplén de terreno, sin necesidad de contención.

La losa superior del tablero mixto se concibe en hormigón armado, no justificándose la necesidad de postesar longitudinalmente las zonas de apoyos, con fuertes momentos negativos para este tipo de luces. El cálculo realizado ha controlado las redistribuciones longitudinales de esfuerzos por pérdida inercial de la losa a causa de la fisuración de la misma, incluyendo, lógicamente, la rigidez del hormi-

razón de ser en aspectos de tipo estructural, compensando y ayudando al vano central. Nuestro caso es precisamente el contrario al que se acaba de describir.

2. TIPOLOGIA DEL PASO SUPERIOR

En consideración a los aspectos anteriormente expuestos, se ha proyectado una solución de paso superior que pensamos resuelve satisfactoriamente los problemas planteados, tanto a nivel estructural como estético, con un coste relativamente reducido para el carácter singular de la actuación prevista.

Se ha proyectado, por tanto, un tablero en dintel continuo de estructura mixta, con 7 vanos y una longitud total de 158,00 m, medida según el desarrollo del eje de la plataforma, entre puntos de apoyo en estribos.

La distribución de luces en vanos es de 20, 22, 24, 26, 24, 22, 20, que puede justificarse a partir de los aspectos anteriormente reseñados:

—gálibo horizontal mínimo de 18,0 para el paso en túnel esviado de la futura N-V bajo los vanos 2 y 3;

—luz mínima de 20,0 metros en vanos laterales, por razones funcionales;

—ausencia de necesidad de ir a vanos de gran luz en la glorieta, donde hay libertad de apoyo;

—falta de carácter singular del vano central frente a los laterales.

La distribución de luces proyectada resulta muy adecuada desde el punto de vista estructural, con algo menos de luz en los vanos laterales que se encuentran menos ayudados por el efecto de la continuidad, lo que permite obtener una gran uniformidad de esfuerzos pésimos entre los diferentes vanos.

Por otra parte, las luces relativamente moderadas permiten conseguir un canto reducido sin forzar excesivamente las esbelteces. El tablero proyectado tiene un canto total de 1,15 m, lo que supone aproximadamente un $L/22,6$ en el vano central y $L/17,4$ en los laterales. Se ha diseñado

con canto constante y se ha intentado aprovechar esta relativa holgura longitudinal de la sección del tablero, para reducir sus dimensiones transversales, concentrando su inercia en dos vigas cajón mixtas, relativamente estrechas, que modulan y cortan la superficie inferior del tablero en 2,6 m de voladizos, 4,0 m de ancho superior de cajones y 7,0 m de losa central entre vigas cajón, lo que unido al juego cromático del acero Corten en los cajones metálicos y del hormigón blanco de las losas del tablero, consigue romper el efecto techo antes comentado, en una superficie de gran anchura como la que nos ocupa.

Las pilas del paso superior constituyen, asimismo, un elemento de gran peso específico en el diseño proyectado. En efecto, se ha buscado reducir visualmente, tanto el número como las dimensiones de las mismas, lo que nos parecía de una importancia estética fundamental en el resultado final. Dada la gran anchura del tablero, su trazado curvo en planta y la multitud de puntos de observación, era preciso colocar pocas pilas, de forma clara y con poco impacto visual. Se han proyectado en hormigón blanco y en proporciones adecuadas respecto al fondo del cajón que apoya en ellas, completando así el conjunto de la vista inferior del tablero. Son de forma rectangular, de $0,80 \times 1,20$ m, con dos estrías de 0,10 m, de anchura a lo largo de las aristas, que reducen visualmente sus dimensiones reales. Las estrías constituyen un motivo ornamental que se ha repetido en el diseño del encuentro en los estribos, así como en las barandillas y bordillos de la plataforma.

La necesidad de reducir las dimensiones transversales de las pilas ha llevado a disponer un apoyo puntual del tablero en las mismas, sin capacidad de recoger las torsiones producidas por sobrecargas puntuales excéntricas que son llevadas hasta los estribos, donde se establece un doble apoyo de los cajones, materializando el empotramiento a torsión de los mismos. La ausencia deliberada de vigas riostras, tanto en centro de vano como en apoyos, que serían de dudoso efecto estético para la vista inferior del tablero, no ha supuesto un incremento sensible de los esfuerzos transversales de la losa que, salvo en el vano lateral, apenas se ve coaccionada por la rigidez a

gón entre fisuras, así como el cálculo preciso de su nivel de fisuración, con unos anchos máximos de fisura, bajo cargas de servicio máximas, inferiores a 0,2 mm. valores totalmente admisibles. En este aspecto, las secciones mixtas se hallan mucho mejor condicionadas que las de hormigón armado o postesado, dada la retención que el cajón metálico efectúa sobre la capacidad de rotación de la sección, una vez fisurado el hormigón.

Dadas las malas condiciones del terreno ya citadas, se ha previsto una cimentación de pilas y estribos con pilotes de gran diámetro, \varnothing 1250, y longitud, empotrados 5 m en el estrato resistente. Los muros en vuelta se han cimentado mediante zapatas sobre la plataforma mejorada de las rampas de acceso. Las pilas se han cimentado con un pilote único.

Las barandillas e impostas del tablero se

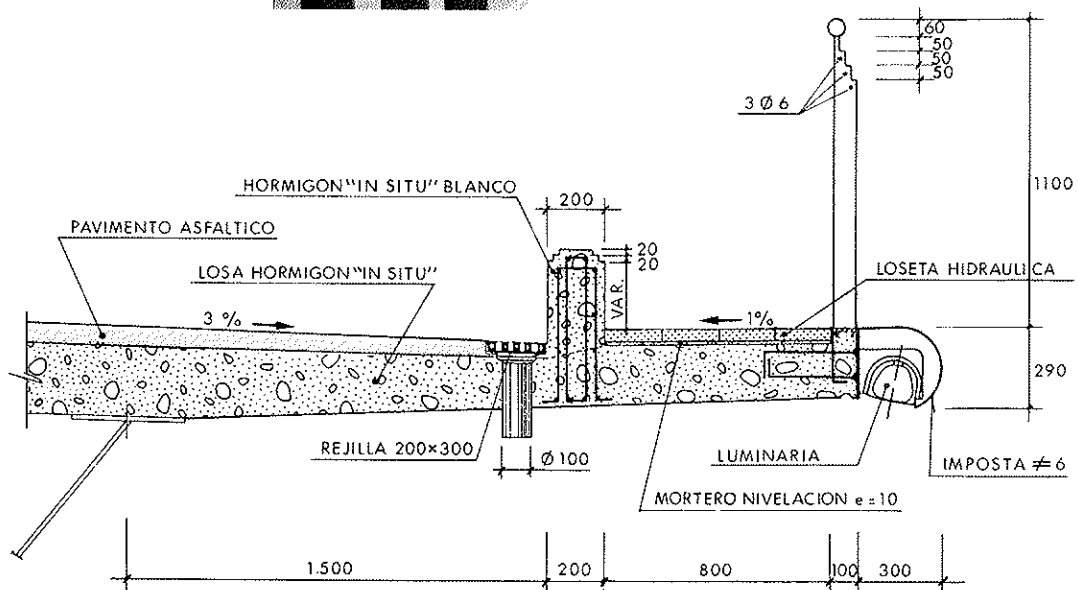
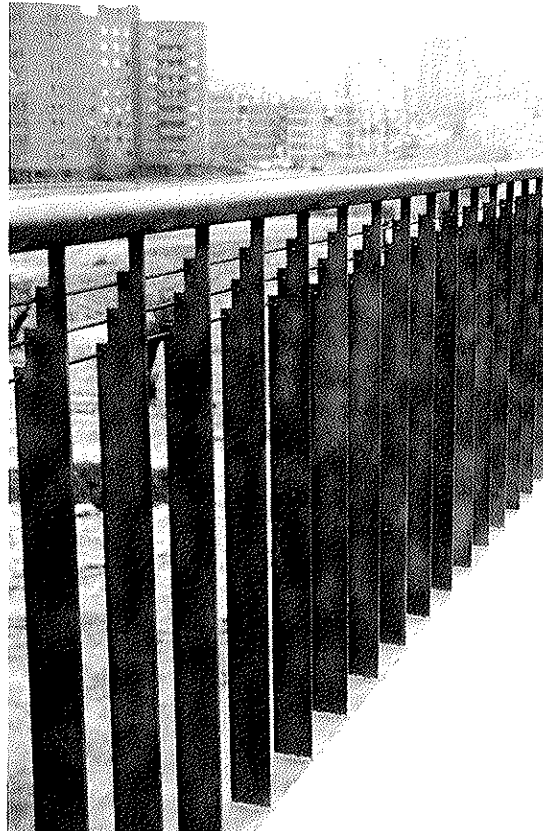


Fig. 3. Detalle de Acera y Barandilla.

han proyectado en acero tipo Corten, resistente a la corrosión, análogo al de los cajones metálicos. Se ha buscado con ello la máxima expresividad en la dialéctica acero corten-hormigón blanco (pilas, estribos, losa tablero y muros) presente en toda la estructura. Ambos elementos desempeñan un papel fundamental en la transición tablero-rampas de acceso, antes comentada. En efecto, barandilla e impostas se continúan, sin ningún tipo de interrupción, sobre el remate de los muros prefabricados de los estribos, constituyendo el elemento integrador del conjunto de la obra.

La barandilla se conforma a base de pletinas de 8 mm de espesor cada 20 cm, rematadas por un pasamanos en tubo de \varnothing 60 mm, muy ligero, ya que el carácter únicamente de servicio de las aceras no justifica dar mayor relieve a las barandillas y pasamanos. El remate superior reproduce el detalle de las estrías de pilas y estribos y lleva unos ligeros tirantillos, constituidos por redondos de \varnothing 6 mm, como arriostramiento de las pletinas y remate de las mismas.

La imposta está formada por una chapa metálica, de 6 mm, rematada frontalmente por un semicírculo de 30 cm de diámetro que formaliza el canto visual de la losa de la plataforma. En planta, vuela 30 cm sobre el extremo de la losa, llevando alojada en su interior una luminaria continua, longitudinal, que permite una suave iluminación

de los laterales del tablero y de la coronación de los paramentos laterales de los estribos. Se consigue así mantener el carácter integrado del conjunto del tablero y estribos, incluso en su visión nocturna, y potenciar la dimensión longitudinal de la obra, reduciendo el peso de su dimensión transversal, que por su gran anchura y poca altura plantea, como ya se ha dicho, serios problemas formales.

La iluminación del paso se completa con una luminaria longitudinal, anclada en los bordillos de seguridad de la plataforma, en ambos laterales de cada calzada, en aceras y mediana. Dicha iluminación se plantea bastante suave, con objeto únicamente de señalar los lindes de las dos vías de circulación y atenuar el efecto muro que tienden a producir los bordillos separadores de acera y mediana, que con sus 40 cm, de altura se han calculado para resistir el choque lateral de vehículos, constituyendo verdaderas barreras de seguridad.

3. SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO

Transversalmente, las calzadas presentan una pendiente del 3%, que se consigue, parte con el tablero, un 2%, mediante un desnivel de 20 cm entre los puntos de apoyo de las vigas cajón, y el resto, un 1%, mediante el espesor variable de aglomerado

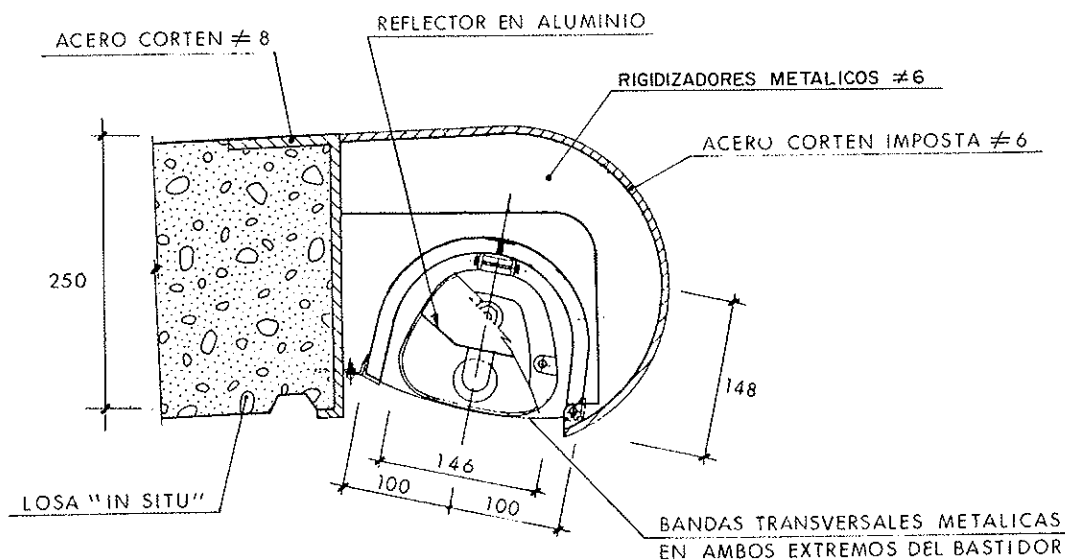


Fig. 4. Detalle de Luminaria.

asfáltico que, en los 8,50 m de cada calzada, pasa de 6 cm hasta 14,5 cm, dando lugar a un perfil, quebrado transversalmente, cuya discontinuidad es absorbida por la mediana.

La sección transversal del tablero presenta una anchura total de 20,20 m, con una plataforma constituida por dos calzadas de 8,50 m, cada una, una mediana de 1 m y dos aceras de 1,10 m, incluyendo en ellas la zona ocupada por los bordillos, de 0,20 m, de ancho, y barandilla.

La estructura del tablero está formada por dos vigas cajón metálicas, en acero tipo

Corten, con un canto medio de 1,15 m, 0,85 m de zona metálica y 0,30 m de losa superior en hormigón armado longitudinal y transversalmente. La sección cajón es trapecial, de 4 m de anchura entre ejes de almas en el extremo superior y 2,80 m en el fondo del cajón.

Las platabandas superiores del cajón son de anchura variable, entre 0,40 y 0,50 m, efectuándose el recrecido hacia el interior del cajón, de forma que exteriormente se vea como una banda continua de 0,20 m de ancho.

El tablero presenta canto constante en

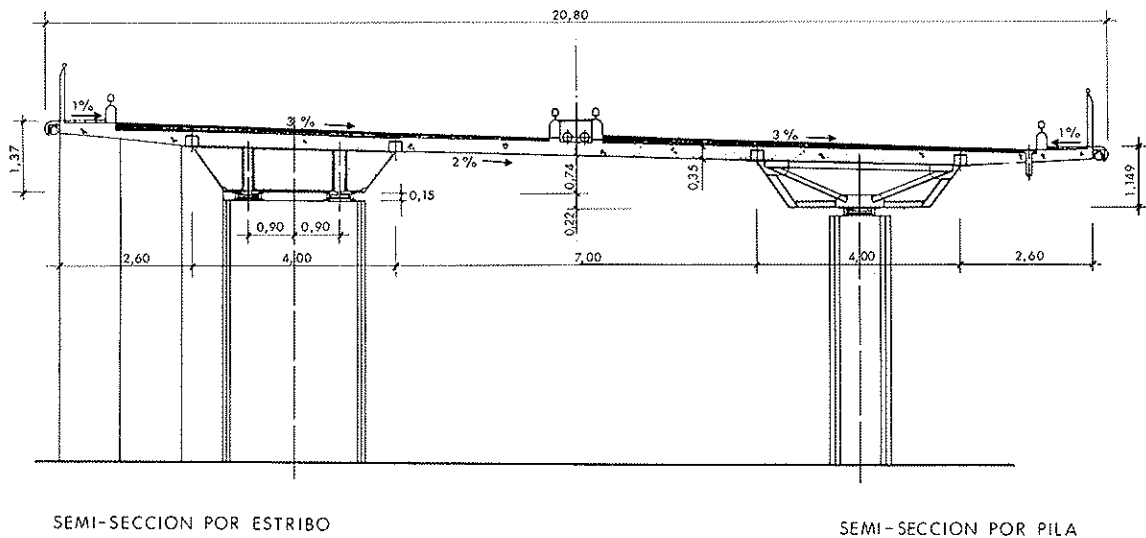


Fig. 5. Semisecciones Transversales.

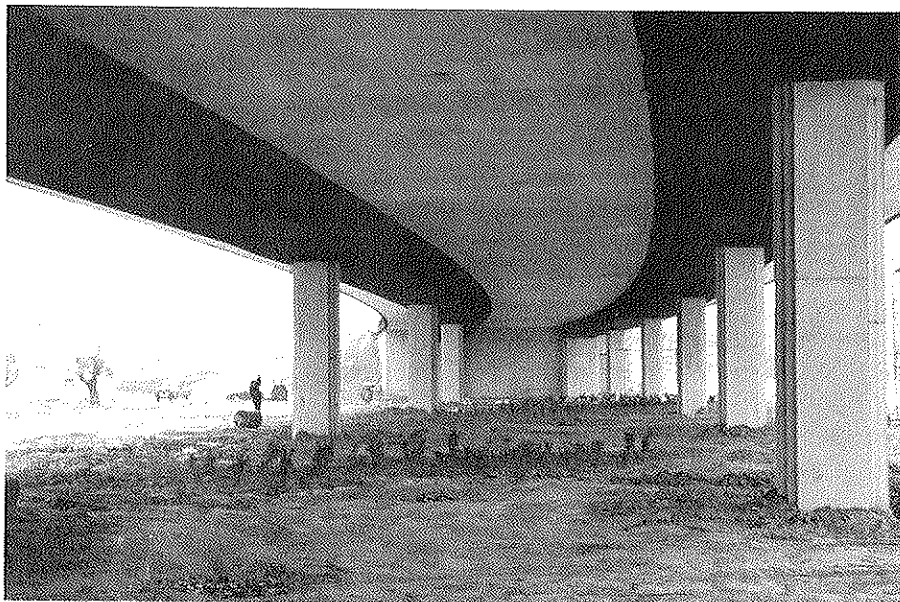


Fig. 6. Vista Inferior.

sentido longitudinal. En las zonas situadas sobre pilas intermedias, se dispone un refuerzo de hormigón interior (H250) sobre el fondo del cajón, de 0,15 m de altura y 2,60 m de ancho, enmarcado por dos células metálicas de 0,15 m de altura, que le sirven de encofrado lateral, además de mejorar la resistencia a la abolladura de las alas. Las zonas reforzadas con hormigón interior se extienden, aproximadamente, un 0,23 L a cada lado de los apoyos en pilas, siendo L la luz del vano correspondiente. Tanto en el fondo del cajón como en las células laterales se establece la oportuna conexión que garantiza la colaboración de la losa de hormigón frente a los esfuerzos de flexión y torsión que solicitan la sección mixta.

En las platabandas superiores de los cajones metálicos se disponen, asimismo, los conectores de la losa superior del tablero, de dimensiones y separaciones variables según el nivel de los esfuerzos rasantes por cortante, torsión y retracción y efectos térmicos que aparecen en las distintas zonas del tablero.

Se disponen, asimismo, conectores superiores en el mamparo de apoyo en los estribos, para garantizar a través del diafragma, la transmisión del flujo de torsiones de la losa al empotramiento en el estribo.

Las vigas cajón llevan un doble tipo de arriostramiento:

—en el plazo horizontal, para materializar el circuito cerrado a torsión durante la fase de montaje de placas, todavía no conectadas;

—en los planos verticales, para garantizar la indeformabilidad de la sección transversal por distorsión frente a cargas puntuales o excéntricas. Dicha triangulación permite, asimismo, crear un punto fijo en el fondo del cajón, necesario para garantizar el carácter compacto de la sección y el carácter ultrarrígido de la rigidización de dicho fondo.

Todos estos elementos de arriostramiento se proyectan en perfiles laminados, tipo A42b.

La losa superior del tablero es de canto constante, de 0,30 m en las zonas situadas



Fig. 7. Vista Superior Cajón Abierto.

sobre y entre cajones, con reducción lineal hacia el extremo de los voladizos.

Las armaduras del tablero constan de diferentes familias que han de recoger las solicitaciones que aparecen en la losa por diversos conceptos:

—armaduras principales de refuerzo negativo longitudinal de la viga continua;

—armaduras transversales de flexión positiva y negativa y cortante en la losa, bajo cargas locales, y movimientos generales de los cajones metálicos;

—armaduras de torsión de la zona de losa sobre cajones, como parte de la sección mixta;

—armaduras de rasante para transmisión de los esfuerzos de cizallamiento de los conectores.

Pese a la importante separación entre bordes internos de cajones, 7 m, y al apoyo único de dichos cajones sobre pilas, con ejes distantes 11 m, la losa, de 0,30 m de canto, se ha proyectado en hormigón armado, tanto longitudinal como transversal-

mente.

La solución de armado longitudinal en estructuras mixtas de este orden de luces, con montajes no apeados, resulta muy atractiva desde el punto de vista constructivo y perfectamente adaptada, estructuralmente, dada la ausencia de esfuerzos de peso propio sobre la losa y la favorable respuesta de las secciones mixtas, adecuadamente armadas, en fases fisuradas bajo la actuación de los esfuerzos de carga muerta y sobrecargas móviles. El análisis preciso de los controles de esfuerzos en la estructura, con consideración del "tension stiffening" en la pérdida de rigidez de las zonas fisuradas, así como de las tensiones en la sección y de los niveles de fisuración en la losa, se describe más adelante.

La respuesta transversal de la losa constituía, quizás, el punto más delicado del proyecto, dada la esbeltez de la misma y la magnitud de las luces de flexión transversal. La solución de pretensado transversal, prevista inicialmente, pudo finalmente sustituirse por una convencional en hormigón armado, considerablemente más económica, tras el oportuno y preciso control de los esfuerzos de flexión transversal, mediante una serie de modelos de emparillado que permitieron aproximar la respuesta, ciertamente compleja, de la superposición de efectos globales, locales, bajo múltiples combinaciones de carga, controlándose, asimismo, la influencia de la fisuración transversal de la losa en las deformaciones de la misma, aspecto que nos preocupaba dado el isostatismo transversal de la sección.

Los detalles del análisis se explican más adelante. Resumiremos aquí las conclusiones más importantes que permitieron mantener la solución armada:

—las hipótesis de carga que producen tracciones pésimas, transversales y longitudinales, en la losa, sobre apoyos intermedios, no son concomitantes, por lo que no se detectaban estados de bitracción importantes que pudieran afectar a los niveles de fisuración de la misma;

—la distribución de luces transversales de voladizos, interejos entre almas de cada cajón y entre bordes internos de cajones, se proyectaron buscando un correcto equilibrio que redujera las torsiones desequilibradas sobre los cajones;

—frente a sobrecargas uniformes excéntricas actuando en franjas longitudinales sobre la plataforma, la sección transversal se comporta, básicamente, con deformada cilíndrica, como una franja unitaria equivalente a una viga de 11 m de luz entre ejes de apoyo, con dos voladizos laterales de 4,60 m.

—si bien el apoyo único no permite contar con un mínimo empotramiento, el cajón actúa como un sólido rígido que recoge la reacción a través del apoyo de la losa en ambas almas, aliviando lógicamente la luz eficaz del voladizo. Solamente en los vanos extremos del puente, el empotramiento a torsión en estribos pone en juego la rigidez a torsión del cajón, reduciendo por tanto la flexión transversal de la losa;

—los esfuerzos transversales más importantes son debidos al vehículo pesado. La presencia de la mediana central de calzada acota favorablemente la zona de actuación del mismo, permitiendo, básicamente, equilibrar las flexiones de voladizos y tramo central. En este caso, el carácter puntual de las cargas excéntricas permite poner en juego, incluso en las zonas alejadas de los estribos, el mecanismo de rigidez a torsión del cajón que, al intentar compatibilizar las deformaciones de la losa entre la banda cargada y las bandas descargadas adyacentes, confiere un nada despreciable empotramiento elástico en el cajón, para la franja sobre la que actúa el vehículo pesado, lo que equivale, en la práctica, a aumentar significativamente el ancho de reparto de las flexiones transversales en la losa, tal y como se verá más adelante.

La prueba de carga incluyó una serie de casos de carga, con filas excéntricas de camiones, en voladizos y centros de calzada, a lo largo de todo el puente, que permitieron aproximar las diferentes hipótesis pésimas de flexión transversal en losa y torsiones en cajones, constatándose una correcta respuesta de la estructura, tanto a nivel global como a nivel local de la losa flectando entre cajones.

Longitudinalmente, la estructura no presenta punto fijo, apoyándose elásticamente en el conjunto de neoprenos de pilas y estribos.

Transversalmente, los cajones se empo-
tan a torsión en los estribos, con objeto de
no permitir movimientos verticales impor-
tantes entre los dos labios de la junta de
dilatación, como consecuencia de la flexión
transversal de la losa. Estructuralmente, el
empotramiento no proporciona ventaja
alguna ya que, salvo en los vanos extremos,
la rigidez a torsión de los cajones no llega a
ponerse en juego, dada la lejanía del empo-
tramiento. Por cuestiones formales, se deci-
dió no disponer una riostra transversal entre
los dos cajones, por lo que el empotramien-
to en estribos se materializó mediante un
doble apoyo de neopreno bajo cada cajón.

Los análisis efectuados mostraron la
ausencia de levantamientos bajo cargas de
servicio, por lo que se proyectaron unos
anclajes pasivos mediante pernos, alojados
en vainas rellenas de grasa, próximos a
cada neopreno, para recoger las tracciones
que se producen en el cálculo en agota-
miento bajo hipótesis de vuelco.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO

Es el habitual en este tipo de tableros:

—Colocación de tramos metálicos, por
avance vano a vano de un estribo a otro y
juntas a quintos de luz.

—Colocación de los anclajes pasivos en

estribos y apeos provisionales a torsión,
bajo cada cajón, en pilas intermedias.

—Colocación de encofrado autoportante,
en este caso a base de vigas metálicas
transversales, de fuerte rigidez, apoyadas
en tacos metálicos fijados al ala superior de
cajones.

—Ferrallado, hormigonado de la losa.

—Eliminación de los apeos provisiona-
les a torsión.

—Acabados y prueba de carga.

5. ANALISIS LONGITUDINAL DE ESFUERZOS. ANALISIS SECCIONAL

El análisis de la estructura para la obten-
ción de los esfuerzos en los diferentes ele-
mentos del tablero se ha abordado por el
método del emparrillado, (véase figura 10).

La discretización consiste en dos líneas
de rigidez longitudinales, que representan
los dos nervios o cajones mixtos.

Entre ambos cajones, se establecerán
unos elementos transversales que reflejan
la rigidez a flexión y torsión de la losa de
hormigón armado. Dicha rigidez se ve lógi-
camente afectada como consecuencia del
tamaño finito de las secciones transversales

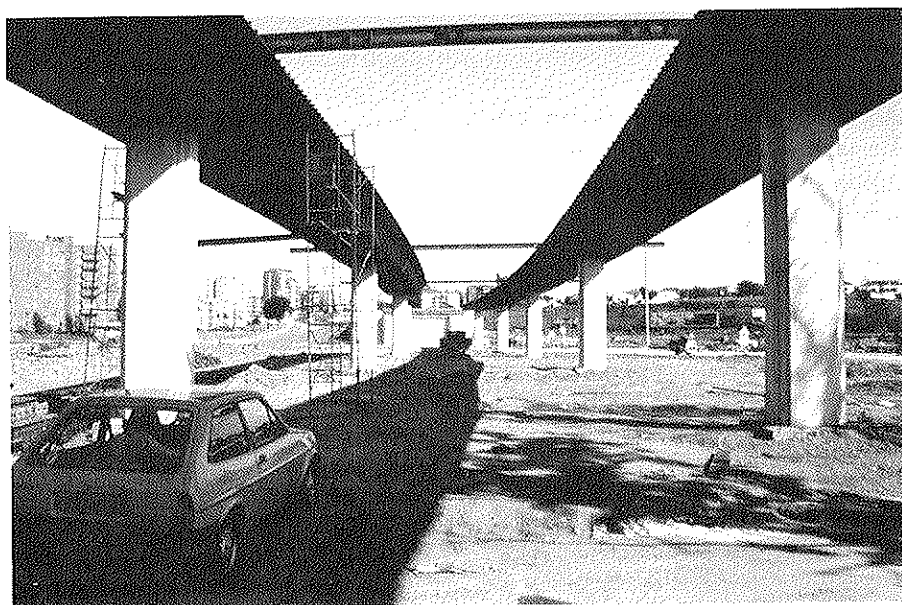


Fig. 8. Montaje Cajones.

reales de los cajones, efecto aliviado en parte por la deformabilidad transversal de los mismos a causa de la ausencia de empotramiento perfecto entre la losa y los conectores.

El criterio seguido, expuesto con todo detalle en el libro "Construcción Mixta. Hormigón y Acero" de J. Martínez Calzón y J. Ortiz, ha consistido en disponer barras transversales, con nudos rígidos, de dimensión finita en su vinculación con los cajones longitudinales, obteniendo así una luz de flexión transversal efectiva, empotrada elásticamente en los cajones, de 9 metros, inferior a los 11 metros existentes entre vigas longitudinales, pero superior a los 7 metros de distancia entre platabandas inferiores:

$$a = 2,0 \text{ m}$$

$$b = 7,0 \text{ m}$$

$$h_c = 0,30 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{a}{2a + b} = 0,18$$

$$\beta = \frac{a^*}{a} = 0,48$$

Luego $a^* = 1,0 \text{ m}$.

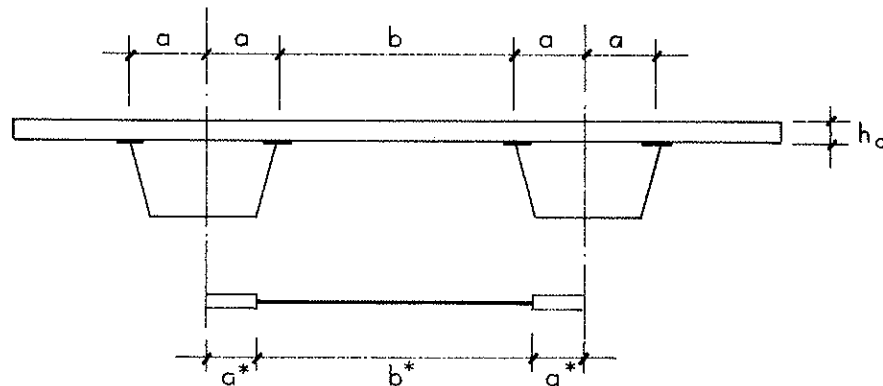


Fig. 9. Esquema de Simulación de la Losa.

En cuanto a las condiciones de apoyo, se suponen apoyos simples, con coacción única al desplazamiento vertical, en las pilas intermedias; y apoyos con coacción vertical y de torsión, en estribos.

En cuanto a las constantes estáticas de la sección tipo, es necesario calcularlas, en cada una de las fases de montaje expuestas en el apartado anterior, así como en servicio, teniendo en cuenta la reducción de inercia bruta, en función de los niveles de fisuración que se obtienen en las zonas de flexión negativa sobre apoyos y en la losa transversal.

Dada la importancia de los esfuerzos de flexión transversal en la losa, se ha procedido, posteriormente, al análisis de un emparrillado más sofisticado para el estudio de los esfuerzos de flexión del vehículo pesado, que se explica más adelante.

Se realizan dos cálculos de esfuerzos longitudinales; el primero es un tanteo rea-

lizado aproximando las inercias fisuradas en apoyos; el segundo toma como base los esfuerzos hallados en el primero.

Es interesante señalar los valores de inercias brutas y fisuradas, en las secciones sobre apoyos, las más solicitadas.

Sección Pilas 1 y 2

| | | |
|-------------------|-------------------|----------|
| $M_{CM} + M_{SC}$ | (mt) | -621,5 |
| I_{bruta} | (m ⁴) | 0,069700 |
| I_{fis} | (m ⁴) | 0,027695 |

Sección Pila 3

| | | |
|-------------------|-------------------|----------|
| $M_{CM} + M_{SC}$ | (mt) | -674,3 |
| I_{bruta} | (m ⁴) | 0,071600 |
| I_{fis} | (m ⁴) | 0,031032 |

Se adoptan dichos valores para la totalidad de envolventes positivos y negativos, lo que queda del lado de la seguridad en los flectores positivos. En flexión negativa, los valores adoptados quedan suficientemente aproximados, contándose, además, con un margen de redistribución apreciable en la zona de flexión positiva.

Las zonas afectadas por la fisuración, en la proximidad de los apoyos intermedios, se indican en la figura 11, junto con los valores de las inercias brutas y las fisuradas finalmente adoptadas, incluyendo los efectos de la rigidez del hormigón traccionado entre fisuras (tension stiffening).

A pesar de la pérdida de inercia de las secciones fisuradas, su rigidez es netamente superior a la existente en centros de vano, debido al favorable efecto de la doble acción mixta.

Para una sección dada, la inercia fisurada es tanto menor cuanto mayor es el momento existente; de ahí que la rigidez fisurada

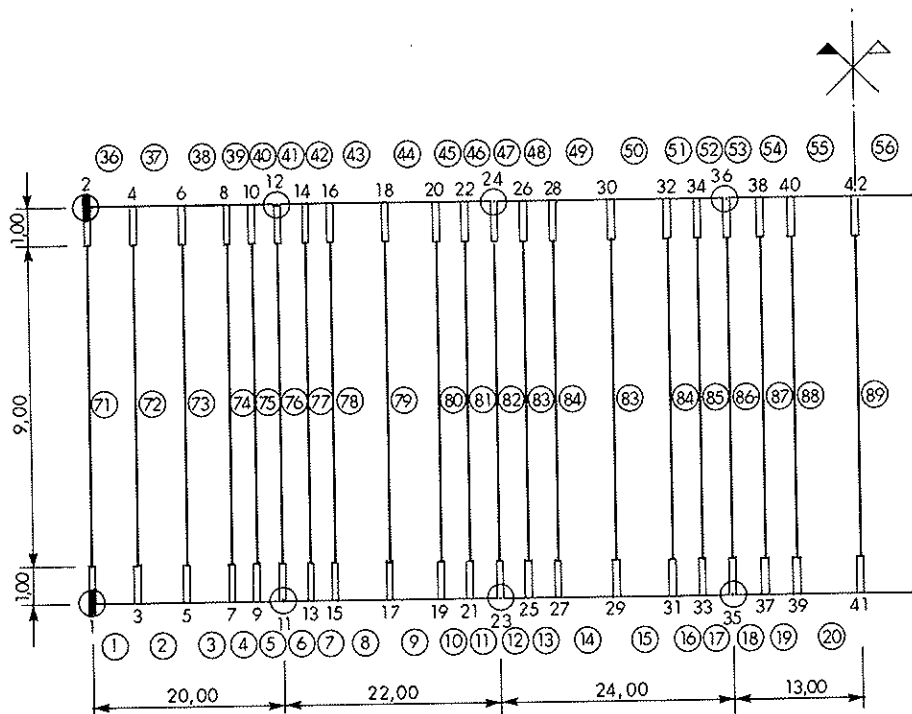


Fig. 10. Emparrillado de Cálculo.

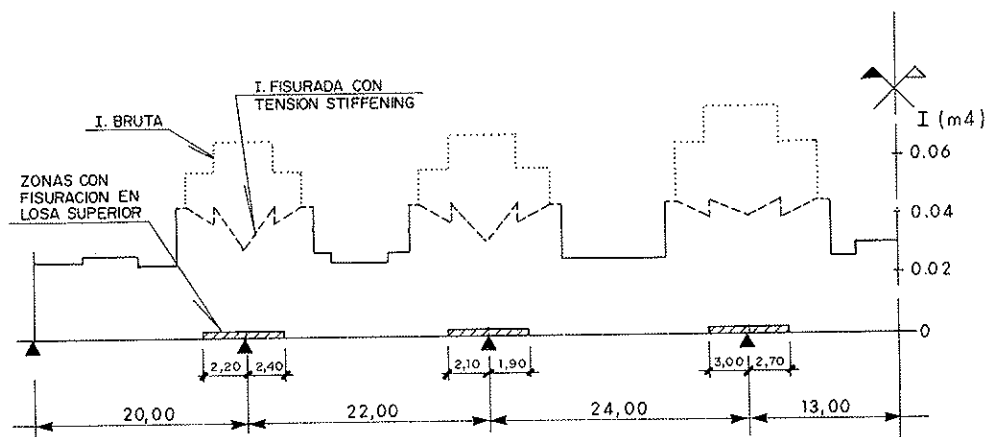


Fig. 11. Zonas de Fisuración Controlada.

aumente de apoyos hacia centro de vano, hasta que existe un cambio de sección.

Estas zonas están calculadas con los esfuerzos a tiempo inicial. Los esfuerzos a tiempo final debidos a cargas muertas producirán ligeras descargas de momentos negativos, ya que la pérdida de rigidez por fluencia del hormigón afecta más a las secciones de apoyo. La relación de inercias, I_0/I_{100} , es de 1,30 en centros de vanos y 1,90 en apoyos.

Para la evaluación de las inercias diferidas se procede como sigue:

A partir de los coeficientes de fluencia, se evalúan las constantes " $j_{(1)}$ " y " $j_{(2)}$ ",

correctoras de los coeficientes de fluencia bajo carga constante, para el control de los efectos diferidos en las secciones mixtas (véase libro "Construcción Mixta. Hormigón-Acero").

Los coeficientes " j ", tales que $\epsilon_{\infty} = \epsilon_0 \cdot (1 + j \phi)$, se estiman para las secciones críticas de centro vano y apoyos y, dada su escasa variación, se mantienen constantes en las secciones adyacentes, habiéndose tomado, del lado de la seguridad, los siguientes valores medios:

| | | |
|-------------------|--------------|--------------|
| hormigón superior | $j_1 = 1,14$ | $j_2 = 0,63$ |
| hormigón inferior | $j_1 = 2,04$ | $j_2 = 0,74$ |

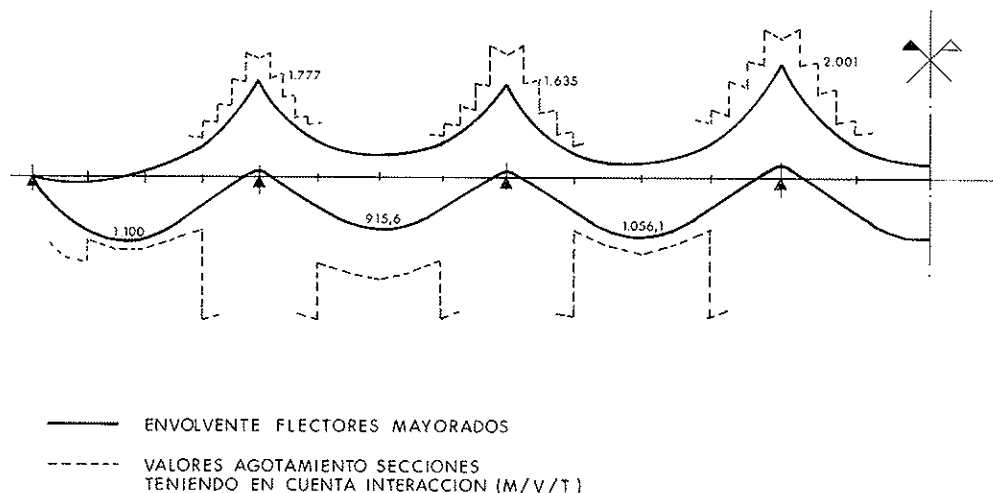


Fig. 12. Flector de Agotamiento y Momento Ultimo.

El control de las secciones en agotamiento tiene en cuenta la interacción flector/torsor/cortante, así como el hecho de disponerse las almas inclinadas con unos 35° .

El gráfico de flectores últimos resistidos, respecto de los calculados, presenta el aspecto indicado en la figura 12.

6. ANALISIS FLEXIONES TRANSVERSALES LOSA

Tal y como ya se ha comentado, la respuesta transversal de la losa ha sido objeto de un exhaustivo estudio, y ello no sólo debido al elevado nivel de flexiones previsibles en la misma, sino también a la incidencia que su correcta modelización presenta en el nivel de esfuerzos longitudinales que solicitan a los cajones mixtos. En el punto anterior se incluye el modelo empleado para la simulación de la losa en el emparrillado, que posteriormente será verificado mediante un análisis más preciso.

De este modo, el cálculo de los esfuerzos que solicitan la losa se realiza en dos etapas sucesivas:

—Estudio de una franja unidad de losa flectando como viga continua entre apoyos fijos situados en las platabandas, bajo la distribución transversal de las acciones que hay que considerar. A los esfuerzos así obtenidos los denominaremos locales.

—Reaplicación sobre el emparrillado, cambiadas de signo, de las reacciones obtenidas en las platabandas con el estudio anterior, obteniendo los esfuerzos que llamaremos globales.

En cuanto a las acciones introducidas, se tiene en cuenta el proceso constructivo de la losa, en los esfuerzos de peso propio, disponiendo articulaciones sobre las platabandas, como corresponde a un hormigonado sobre placas prefabricadas colaborantes, obteniendo así los esfuerzos de peso propio a t_0 . A t_0 se supone, del lado de la seguridad, que la losa se hormigona de una sola vez, como viga continua, estado al que sabemos tenderá nuestra estructura a medida que la fluencia transversal se desarrolla. Añadiendo las acciones de carga muerta, que no presentan dificultad, obtenemos el estado permanente.

Para las sobrecargas uniformes, consideramos las posiciones transversales condicionantes: sobrecarga en voladizos, sobre cajones, y entre almas de cajones, que lógicamente pueden ser aditivas entre sí, si ello resulta más desfavorable.

Por último, el vehículo pesado de 60 toneladas se sitúa, tanto sobre eje de cajón como con la máxima excentricidad de ambos signos, según los criterios expuestos en la normativa vigente. El ancho longitudinal de reparto adoptado ha sido de 1,25 m por eje.

Los resultados obtenidos con el emparrillado

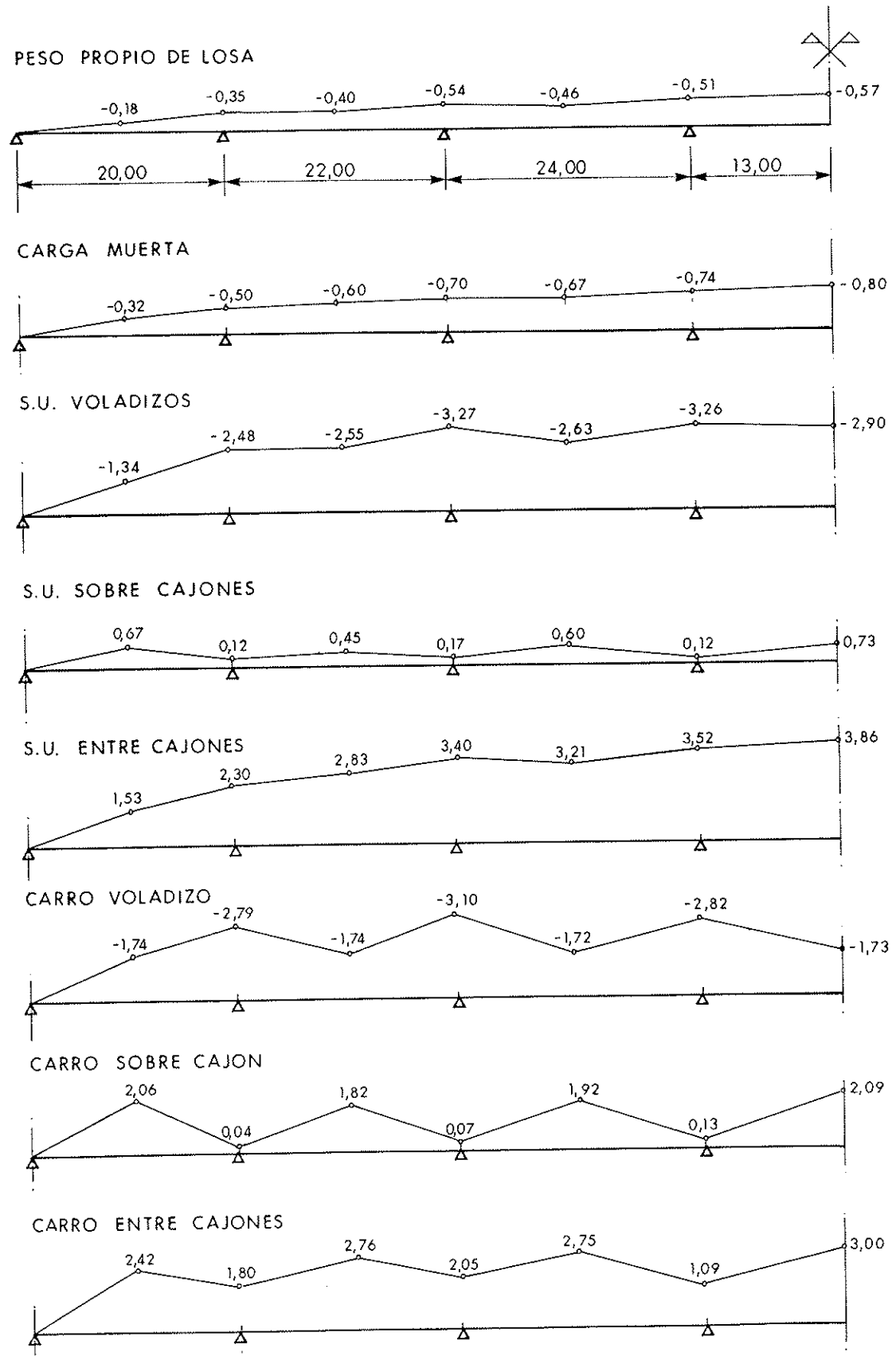
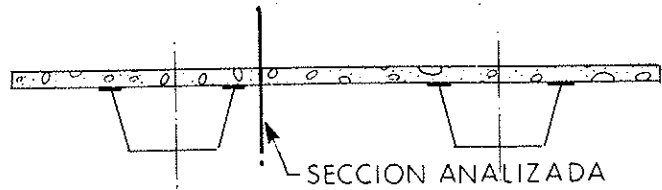


Fig. 13. Distribución Longitudinal de Momentos Flectores Globales. (mt/m).

llado se resumen en la figura 13, que incluye la distribución de flectores globales a lo largo del puente. Así, observamos cómo dichos flectores no son en absoluto despreciables para la losa, pudiendo distinguirse claramente dos zonas, una próxima al estribo, con variación aproximadamente lineal de los esfuerzos, y el resto manteniendo un nivel de flexiones globales casi constante, como consecuencia de la falta de influencia de la rigidez a torsión en los cajones, al alejarnos de los estribos, debido a la ausencia de empotramiento torsional en pilas. (Véase figura 13).

Por tanto, el armado de la losa, añadiendo lógicamente en las franjas sobre pilas la armadura longitudinal para hacer frente a la flexión general del tablero, se ha realizado considerando únicamente dos zonas:

—Zona próxima a estribos, afectada únicamente de los esfuerzos locales.

—Resto del tablero, afectado de esfuerzos locales y globales.

En la figura 14 se incluyen las envolventes de esfuerzos locales y totales, —suma de locales y globales—, que sirvieron de base para el armado de ambas zonas.

No obstante, y tal y como queda de manifiesto en dichas envolventes, la importancia de los esfuerzos de flexión en la losa nos obliga a realizar dos consideraciones:

—La discretización longitudinal efectuada responde básicamente a las exigencias del cálculo general de cajones, sin incluir más barras longitudinales que éstas, y con separación mínima de barras transversales, de 2,50 metros.

—Es preciso estudiar el efecto de la fisu-

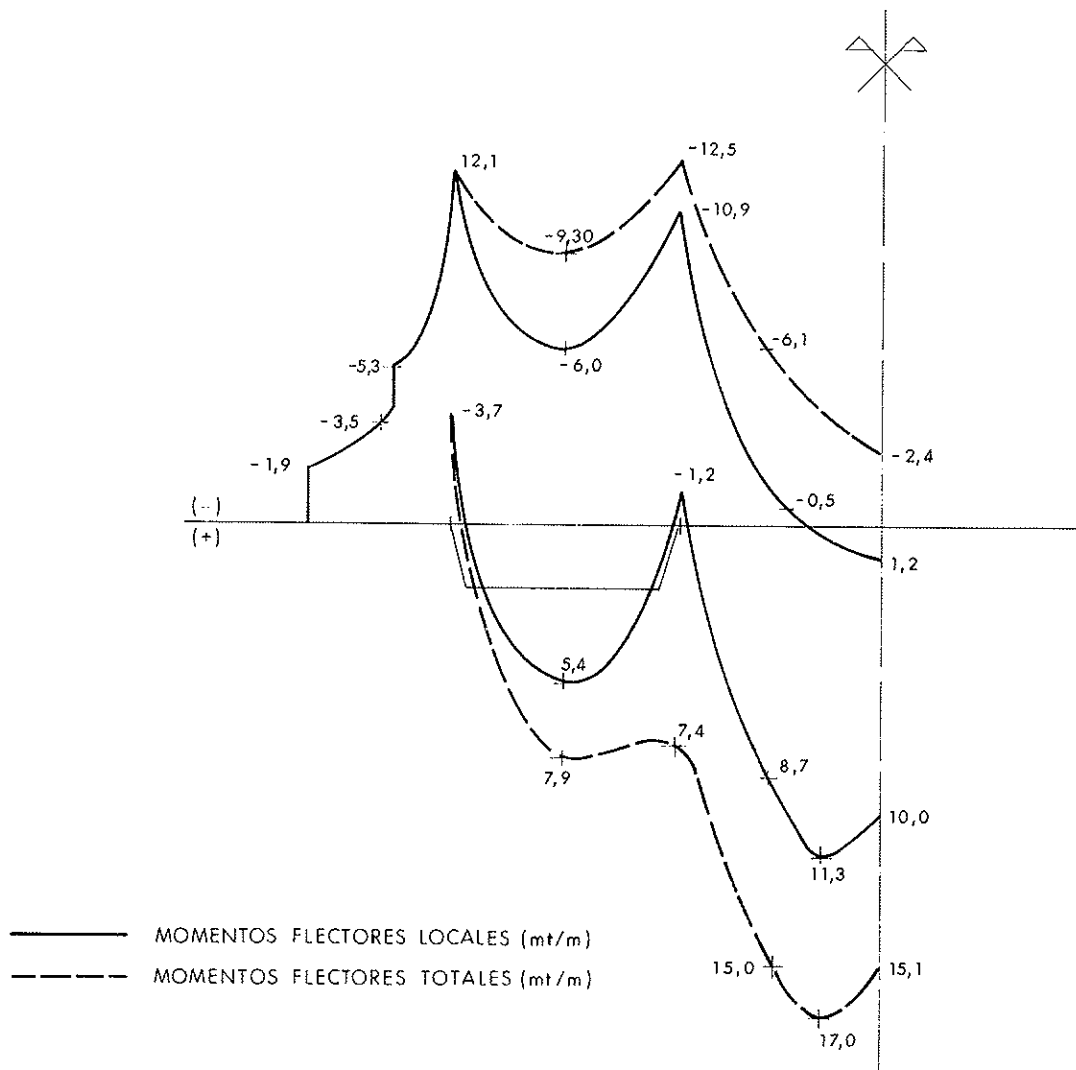


Fig. 14. Envolventes de Momentos Flectores Transversales en Losa.

ración transversal de la losa, que si bien no afecta básicamente al reparto de carga entre cajones, dada su flexibilidad, sí pudiera conducir a ciertas redistribuciones en la losa.

En cuanto al primer punto, que pudiera conducir a una homogeneización de los "flectores punta" si el ancho de la malla es excesivo, —lo cual, en cualquier caso, no resultaría determinante dada la armadura de reparto dispuesta—, se resolvió afinando la zona más flexible del emparrillado, correspondiente al vano central, hasta elementos transversales de anchura mínima, de 0,50 metros, y estableciendo elementos dobles desde el eje de cada cajón hasta sus platabandas, según se indica en la figura 15.

Así, asignando rigidez infinita a uno de ellos, y al otro la correspondiente a la losa, y vinculando únicamente en platabandas frente a movimientos verticales, dejando libertad de giro en ambos sentidos, conseguimos reflejar exactamente la distinta vinculación transversal entre elementos losa y cajón. Introducidas las cargas en este emparrillado, se obtuvieron flectores muy similares en todos los casos a los anteriores y, además, globalmente menores, como queda reflejado en la figura 16.

El emparrillado preciso detectó una reducción de los flectores transversales debidos al vehículo pesado, los más significativos, ya que permitió reflejar adecuadamente la colaboración de las franjas adyacentes de losa, no cargadas, que, a través de la rigidez de torsión del cajón, empotran elásticamente la zona de actuación del vehículo pesado.

Resta por tanto, únicamente, considerar el efecto de la fisuración transversal en el nivel de esfuerzos de la losa.

A la luz del conocimiento del sistema estructural suministrado por los dos emparrillados ya comentados, y dado que la flexibilidad de la losa permite despreciar, sin apenas error, la pérdida de capacidad de reparto que supone, el análisis en régimen de fisuración se realiza a partir del modelo marco que se muestra en la figura 17, correspondiente al estudio de una franja transversal unidad, en la que la losa se discretiza normalmente y se disponen células triangulares rígidas modelizando los cajones. Se mantiene, por tanto, el esquema de elementos dobles sobre el cajón, articulados en platabandas, rígidos los correspondientes a éste, y con las constantes estáticas reales los correspondientes a la losa. Con objeto de reproducir el reparto longitudinal del vehículo pesado, se disponen en los apoyos de los cajones coacciones elásticas a desplazamientos verticales y giros, cuyas constantes se obtienen a partir de la relación esfuerzos-movimientos resultantes del emparrillado preciso en cada posición del carro, para los cajones metálicos en las barras próximas a la zona directamente cargada. En las restantes acciones se sitúan apoyos rígidos en los cajones, como corresponde a deformada constante a nivel longitudinal, para cargas extendidas también longitudinalmente.

Se introducen, por tanto, en dicho modelo las cargas actuantes, estableciendo un proceso iterativo que, partiendo de inercias brutas, y corrigiendo éstas para el nivel de esfuerzos en cada iteración y cada situación de carga según el diagrama momento-curvatura de las secciones, considerado el fenómeno de tensión stiffening en la rigidez de las mismas, permite obtener, finalmente, el estado de fisuración de la losa para cada hipótesis de carga, así como los

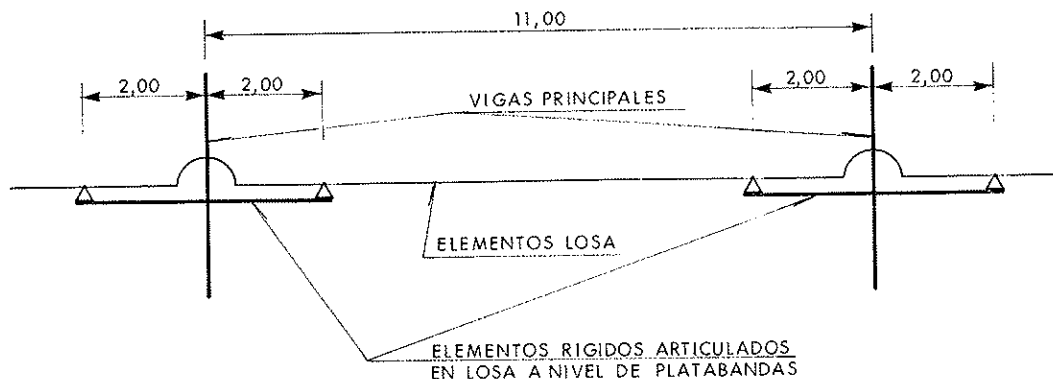
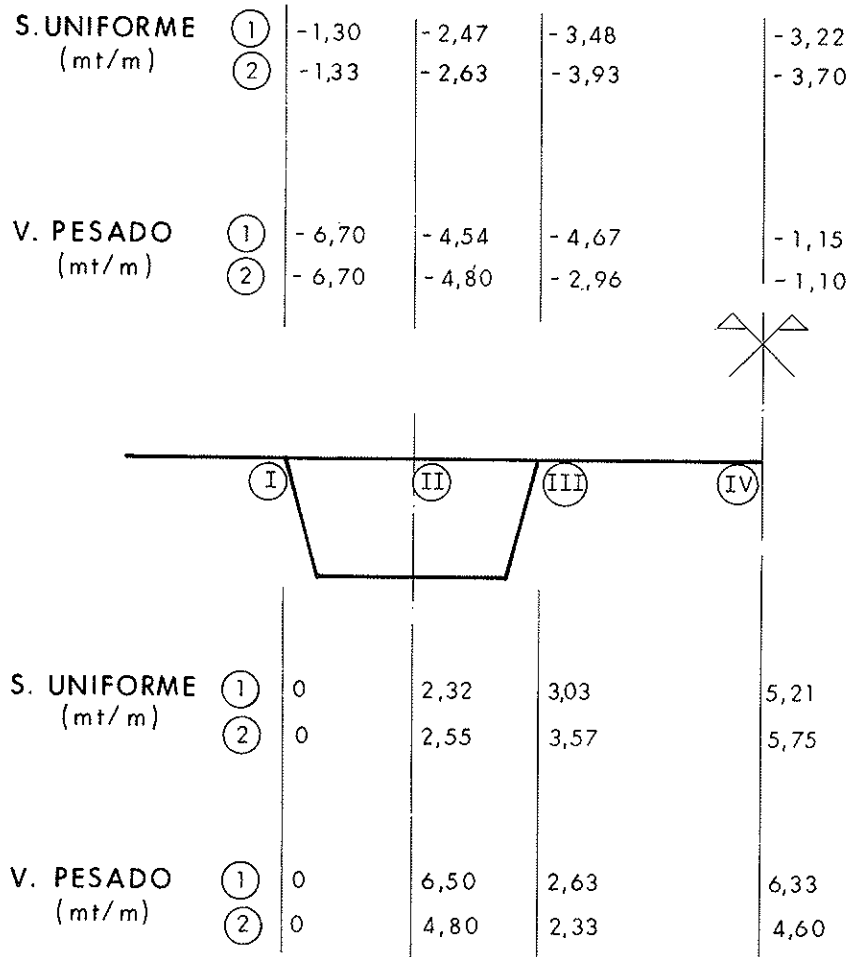


Fig. 15. Esquema Vinculaciones Cajón Losa en Emparrillado Preciso.



- ① EMPARRILLADO GENERAL
② EMPARRILLADO PRECISO

Fig. 16. Comparación Flectores Resultantes con Emparrillado Preciso y Emparrillado Previo.

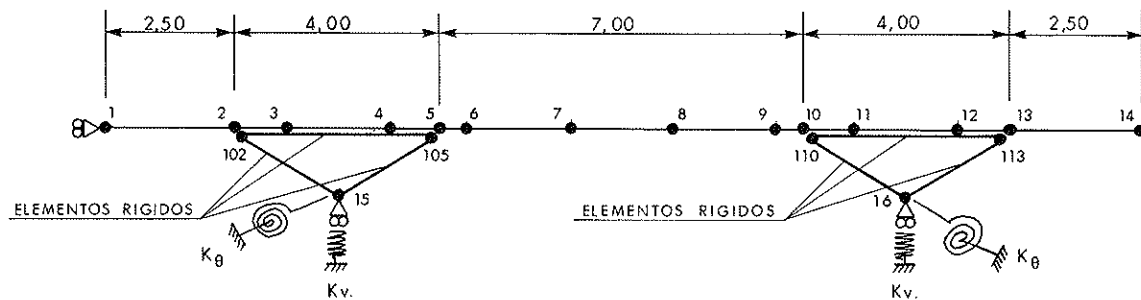


Fig. 17. Modelo Marco para Análisis de Fisuración.

esfuerzos existentes. Del análisis realizado, cabe destacar los siguientes puntos:

—Los esfuerzos obtenidos sobre el modelo marco, con inercias brutas, resultan muy similares a los resultantes del análisis mediante el emparrillado preciso.

—No existe fisuración en la losa bajo cargas permanentes.

—La flecha fisurada máxima, en voladizos, es de 29 mm, con un incremento del 50% respecto a la obtenida con inercias brutas. No obstante, el nivel de esfuerzos no sufre variación apreciable, dada la condición prácticamente isostática de esta disposición de cargas.

—La flecha fisurada máxima, en centro de losa, resulta también de 29 mm, como corresponde al equilibrio de luces transversales entre cajones, con un incremento del 40% respecto a la obtenida con inercias brutas. El flector positivo pésimo se reduce un 7%, si bien la zona de máximo se extiende ligeramente.

—Un porcentaje muy significativo de la magnitud de estas flechas se debe al giro de los cajones, reduciéndose apreciablemente la parte debida a la flexión propia de las losas, por lo que no son de esperar efectos vibratorios significativos, como quedó de manifiesto durante las pruebas de carga.

—La tensión en servicio de la armadura no supera, en ningún caso, los 2.100 kg/cm^2 , lo cual permite mantener la apertura de fisura dentro de valores admisibles.

7. FICHA TECNICA

● Administración:

Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Comunidad Autónoma de Madrid.

● Director del Proyecto:

D. Agustín Herrero.

● Director de Obra:

D. Manuel Arnaiz.

● Autores del Proyecto:

D. Francisco Millanes Mato

D. José García-Miguel Morales,
IDEAM, S.A.

D. Javier Pascual Santos. IDEAM, S.A.

● Empresa Constructora:

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES.

● Jefe de Obra:

D. Fernando Acero

● Taller Metálico:

EME, S.A.

● Longitud Total: 158,00 m.

● Anchura Plataforma: 20,20 m.

● Superficie Total: $3.191,60 \text{ m}^2$

● Hormigón Blanco H250: $1.103,21 \text{ m}^3$

● Hormigón Gris H250: $745,84 \text{ m}^3$

● Armaduras Pasivas AEH500N: $74,34 \text{ Kp/m}^2$.

● Acero Tipo Corten: $83,00 \text{ Kp/m}^2$

● Presupuesto Ejecución Material: 213.482.360 pts.

RESUMEN

Se describe el puente mixto sobre el Arroyo Meaques, en Madrid.

Se trata de una obra con un marcado carácter urbano, que ha aconsejado el máximo cuidado de los aspectos formales y de diseño.

Está constituido por un dintel continuo, de 7 vanos, con luces moderadas, 26 m en el vano central, y una amplia plataforma superior, de 20,80 m de anchura, en estructura mixta, con losa armada. La sección transversal la forman dos cajones mixtos, separados 11 m entre ejes de apoyos puntuales en cabeza de pilas. La losa, de 30 cm de espesor, debe soportar flexiones transversales de importancia, lo que ha obligado a que se describa con detalle en este artículo.

SUMMARY

A composite bridge over Arroyo Meaques, in Madrid, is described.

It is a singular urban construction which leads to a specific design on which formal and aesthetic aspects are really taken into account.

A wide superior platform of 20.80 meters is supported by seven continuous spans of moderate length, —26 meters at central span—, which cross section is made of two composite box girders 11 meters separated between axis of punctual supports over piles. So, important forces occur at 30 cms thick reinforced slab, as this paper shows in detail.

La cúpula autotensada o el triunfo de la levitación

Félix Escrig
Juan Pérez Valcárcel
Doctores Arquitectos

En 1947, según describe Buckminster Fuller (Ref. 1), su amigo Kenet Snelson le mostró unas propuestas escultóricas que consistían en unos pocos tubos de acero conectados mediante cables de tal modo que formaban conjuntos tridimensionales sin que las barras de compresión se tocaran unas a otras (Fig. 1). Su apariencia era enormemente sugestiva puesto que las piezas más pesadas parecían flotar sostenidas por unos tenues elementos que de ningún modo semejaban hacerlo. Las llamó Tense-

grities y, como hacía con todo lo que representaba novedad, las patentó. Luego empezaría un análisis sistemático de sus posibilidades, continuando por muchos otros que abrieron expectativas que nunca llegaban a confirmarse. Las tensegrities han sido, durante cuarenta años, un sueño estructural no realizado y casi parecían relegadas a la utopía de las fábulas, cuando en sólo cinco años se han materializado en toda su grandeza en algunas de las más osadas propuestas.

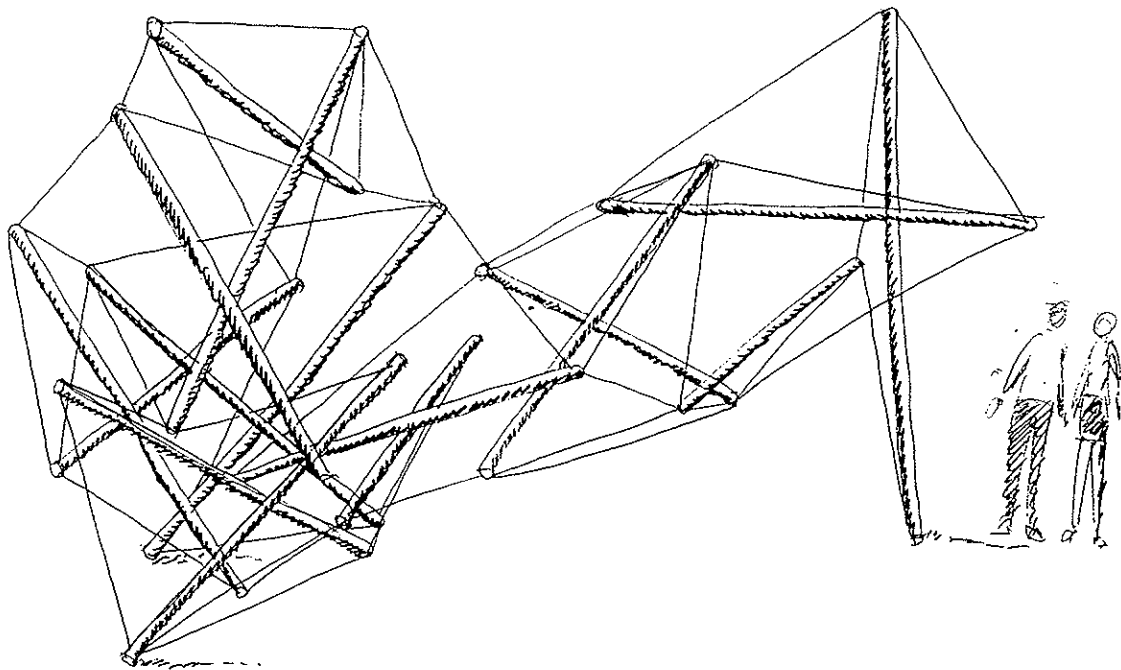


Fig. 1. Escultura de Kenet Snelson.

Pero antes de llegar ahí, hagamos un breve resumen del funcionamiento de estas tipologías.

Un primer acercamiento trata de considerar los poliedros, cuyas aristas están sustituidas por cables, como piezas estabilizadas por puntuales que unen vértices alternativos. Así, del octaedro aparece la figura tridimensional más sencilla (Fig. 2) con tres barras y doce tirantes. Si tensamos éstos, todo el conjunto estará en un estado global de esfuerzos autoequilibrado que aumentará su rigidez, tanto más cuanto mayor sea la fuerza de autopretensado. El hecho de que las tres barras pasen por el mismo punto, enmascara la realidad de que pueden funcionar independientemente unas de otras. Tanto es así que si suprimimos tres aristas redundantes y hacemos el octaedro irregular llegamos a la Fig. 3 que es una de las clásicas por su sencillez (Ref. 2).

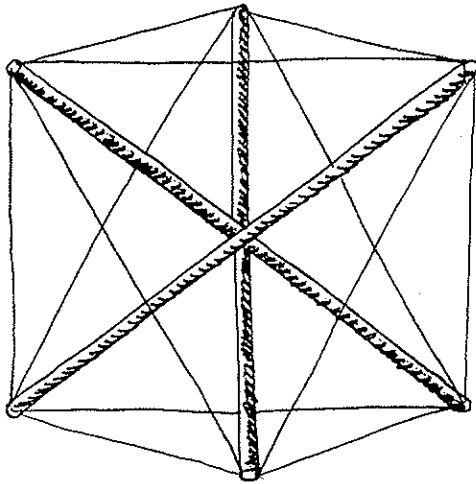


Fig. 2. Tensegrity a partir del Octaedro.

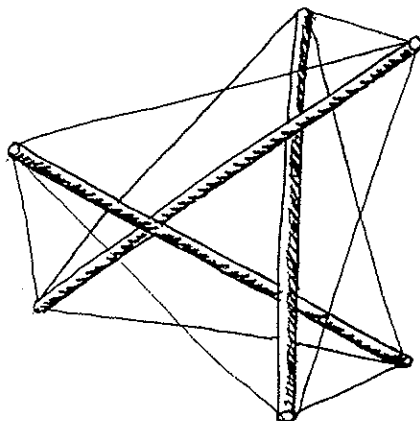


Fig. 3. Tensegrity a partir del Octaedro deformado. Mínima estructura de barras que no se tocan.

Puesto que algunos poliedros pueden amontonarse y llenar espacio, esta sería una alternativa para construir mallas complejas. En el sentido longitudinal es bien conocido el mástil formado por apilamiento del octaedro deformado (Fig. 6), (Ref. 3).

Del cubo deformado podemos obtener la autotensada de la Fig. 4, utilizada también en mástiles (Figs. 7 y 8) o en mallas planas (Fig. 9). En realidad, estas mallas planas tienen muy poca eficacia para la complejidad que representan (Ref. 4).

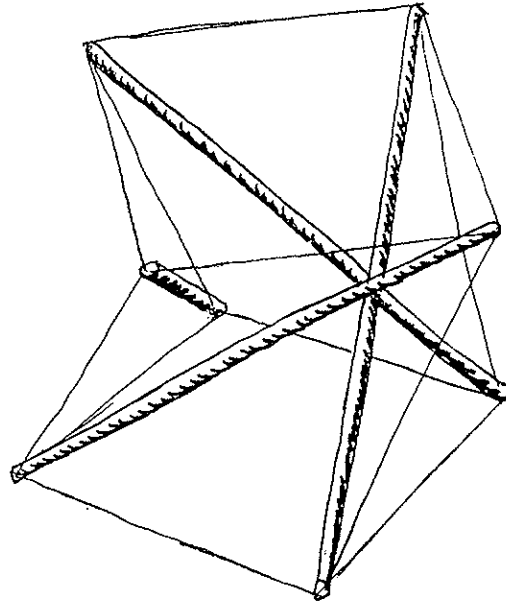


Fig. 4. Tensegrity a partir del cubo deformado. Estructura de cuatro barras que no se tocan.

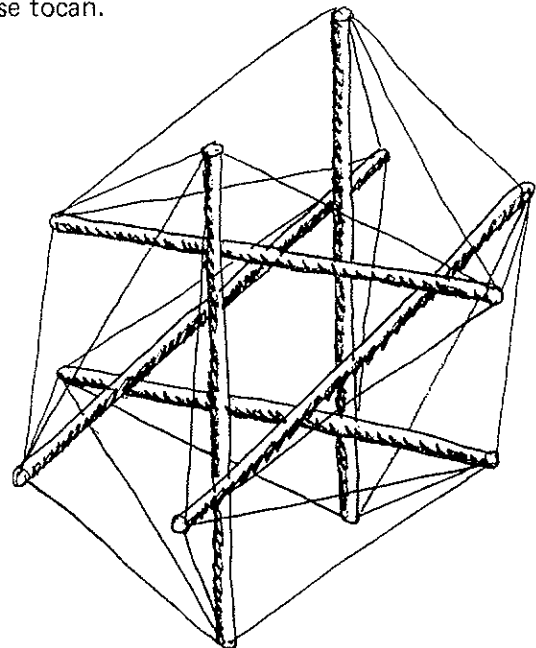


Fig. 5. Tensegrity a partir del icosaedro. Estructura de seis barras, en tres direcciones ortogonales.

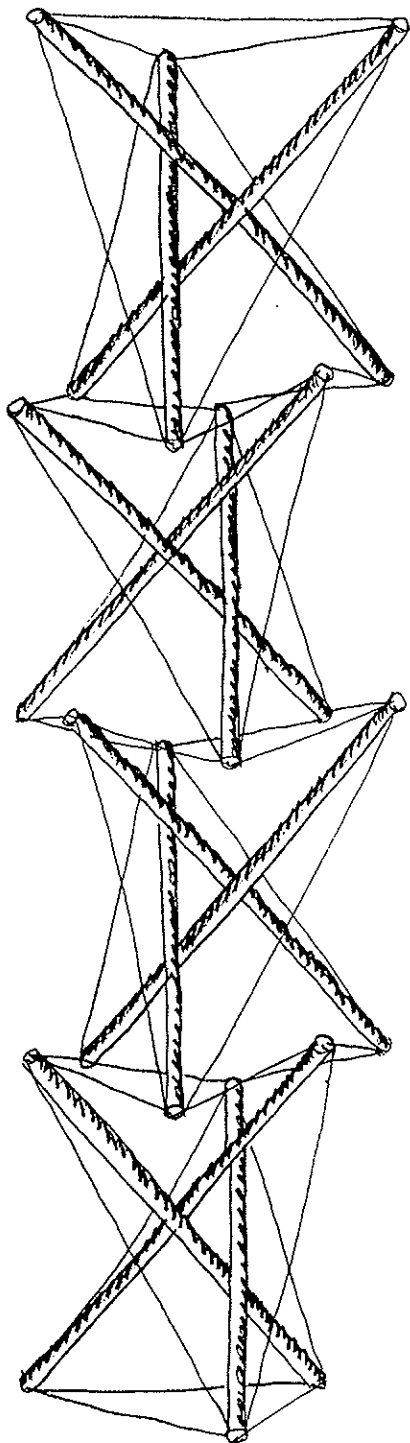


Fig. 6. Torre de módulos de tres barras.

Del icosaedro obtenemos la Fig. 5, que es una de las soluciones escultóricas más rotundas y plásticas, aunque para ser utilizada estructuralmente por apilamiento pierde la belleza de su coherencia formal (Ref. 5).

A medida que aumentamos el número de

aristas de los poliedros vamos descubriendo formas más amplias con barras cada vez más cortas. Por ejemplo, el icosaedro truncado (Fig. 10) se acerca mucho a una superficie esférica, con las barras próximas a la piel sin tocarse y un gran espacio libre interior. Todavía todas las barras son de la misma longitud.

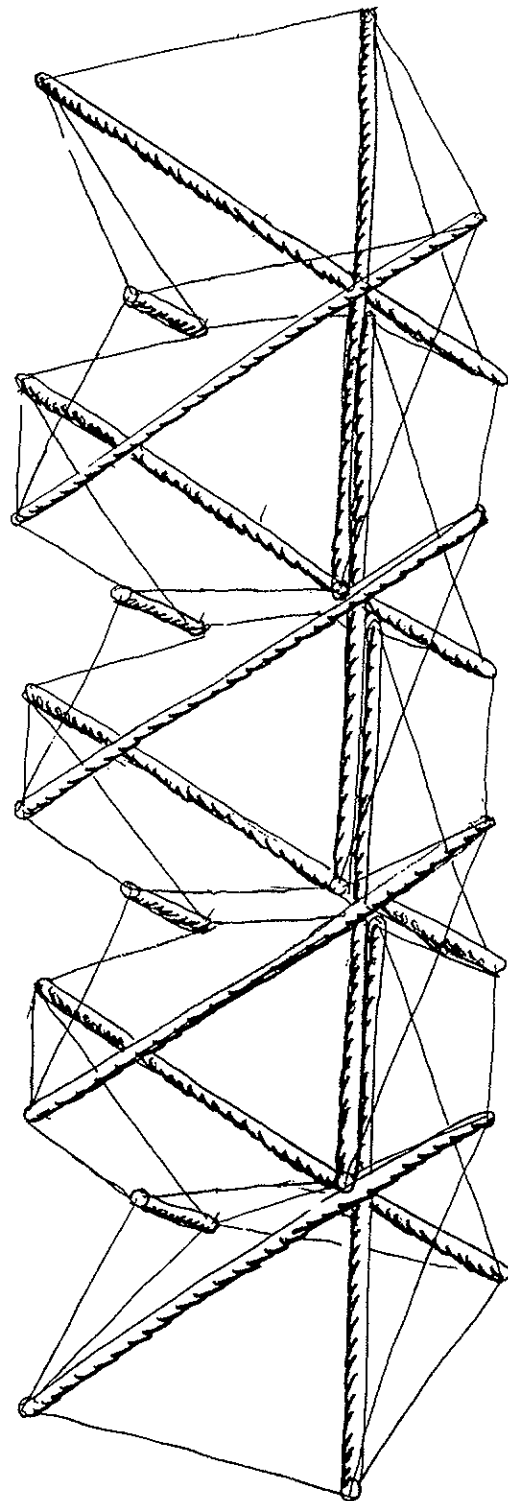


Fig. 7. Torre de módulos de cuatro barras.

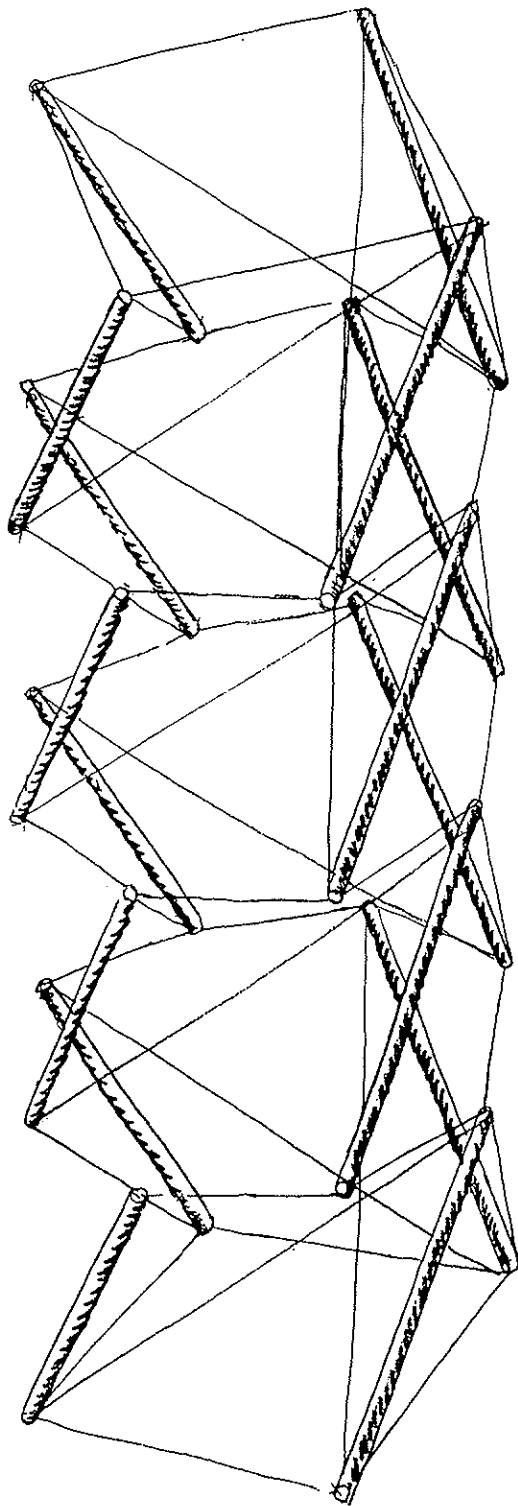


Fig. 8. Torre de módulos de cuatro barras, dispuestas más abiertas.

Aún estamos lejos de una verdadera utilidad estructural, aunque en este caso, con grandes esfuerzos de pretensado, se alcanzan rigideces suficientes.

Si queremos proseguir con poliedros más complejos y de cierta regularidad, ya que

no nos bastan los platónicos y arquimideanos, seguimos con los mismos criterios de generación en los geodésicos. Aquí tenemos las posibilidades de crecimiento, ilimitadas. La Fig. 11 muestra un dodecaedro geodésico de frecuencia tres.

En todos los casos, hemos procurado unir vértices alternados de los poliedros de tal modo que de un vértice no partiera más que una sola barra. Garantizamos con ello esa impresión de barras flotantes en un campo de fuerzas: materializadas en los cables. Pero podríamos haber optado por suspender circuitos de barras. En la Fig. 12 se muestra un cuboctaedro recorrido por cuatro anillos triangulares independientes entre sí. Lógicamente, los conjuntos resultantes son más rígidos, de tal modo que cuando lo aplicamos a poliedros geodésicos de muchas caras podemos garantizar rigidez suficiente. La Fig. 13 muestra el icosaedro de frecuencia cuatro. A medida que aumentamos la frecuencia vamos disminuyendo el espesor relativo de la estructura, de modo que podemos concebir estas soluciones como mallas esféricas de una sola capa.

Todas tienen la característica propia de estar autopretensadas y ser autónomas respecto de apoyos exteriores. Para su utilización en arquitectura convertidas en cúpulas hay que fragmentarlas y, en este caso, pierden su integridad tensional, salvo que ésta venga repuesta por las reacciones de la cimentación. Obtenemos la cúpula tensegrity de la que Fuller hiciera tan atractivas propuestas. La gran dificultad de su erección está en la base de que no se haya construido con más frecuencia. En la Fig. 14 se muestra una cúpula, de 22 m de diámetro, construida en 1962 en la Universidad del sur de Illinois (Ref. 6).

Otro acercamiento al mundo de los tensegrities parte de las celosías de cables. Estas son, como sabemos, conjuntos planos de cables en que determinadas piezas en compresión flotan aisladas en el vano. Estas estructuras, que pueden no estar trianguladas (Fig. 15), basan su rigidez en un estado de esfuerzos previos que autopretensan el conjunto y que, lógicamente, transmiten fuertes tracciones a los apoyos. La combinación espacial de estas celosías puede crear mallas capaces de cubrir gran-

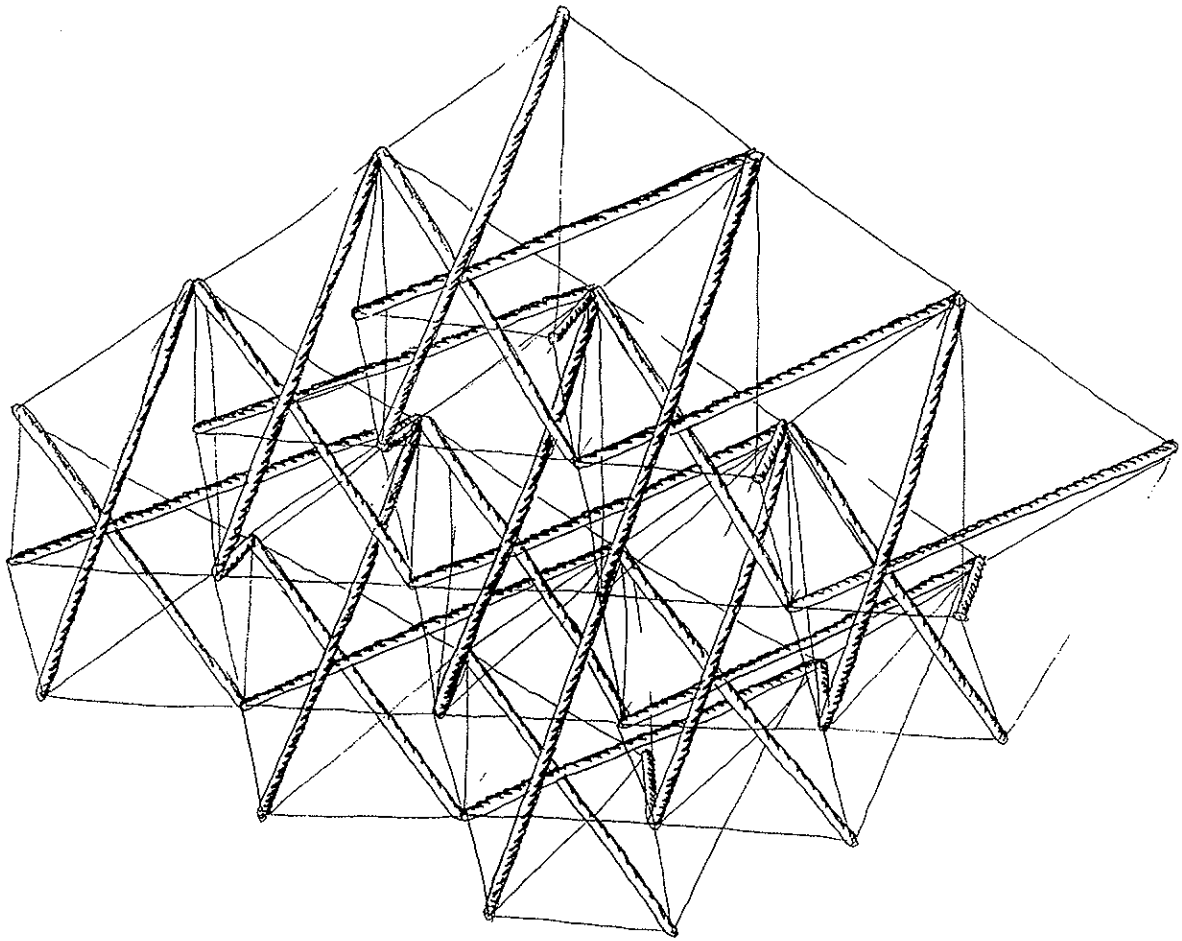


Fig. 9. Malla plana de módulos de cuatro barras.

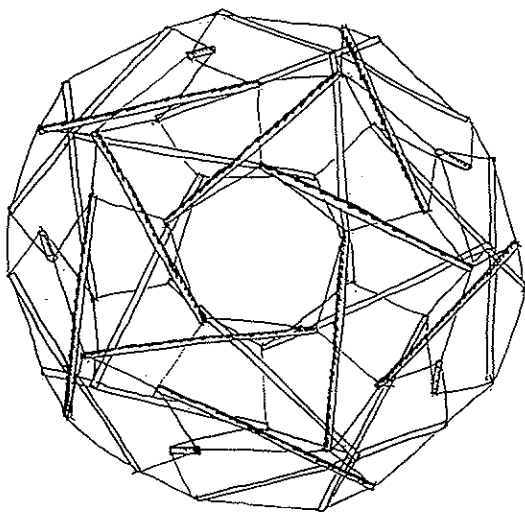


Fig. 10. Tensegrity a partir del icosaedro truncado y barras uniendo vértices de alternancia dos.

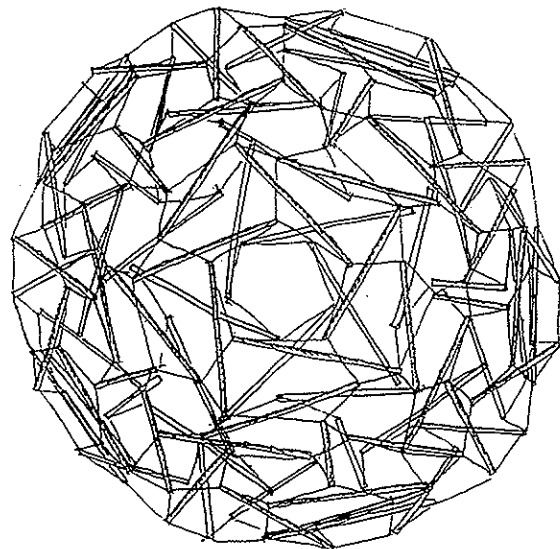


Fig. 11. Tensegrity a partir del dodecaedro geodésico de frecuencia tres, y barras uniendo vértices de alternancia dos.

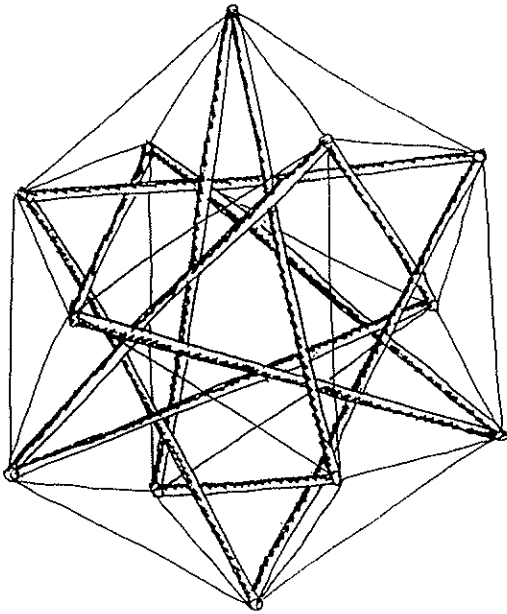


Fig. 12. Tensegrity en circuito sobre un cuboctaedro.

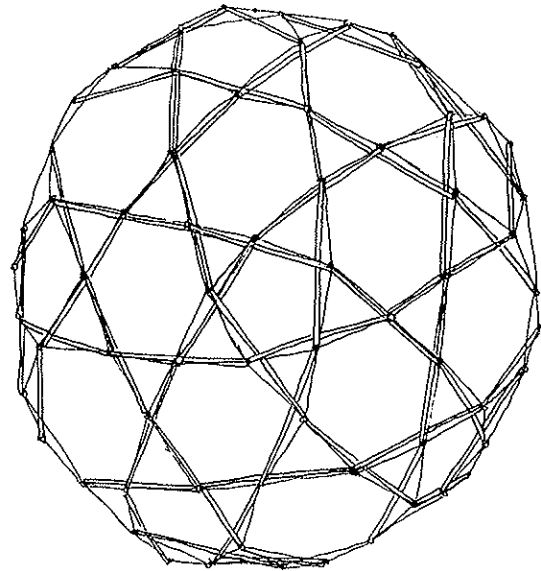


Fig. 13. Tensegrity en circuito sobre un icosaedro de frecuencia cuatro. Las barras unen vértices alternados.

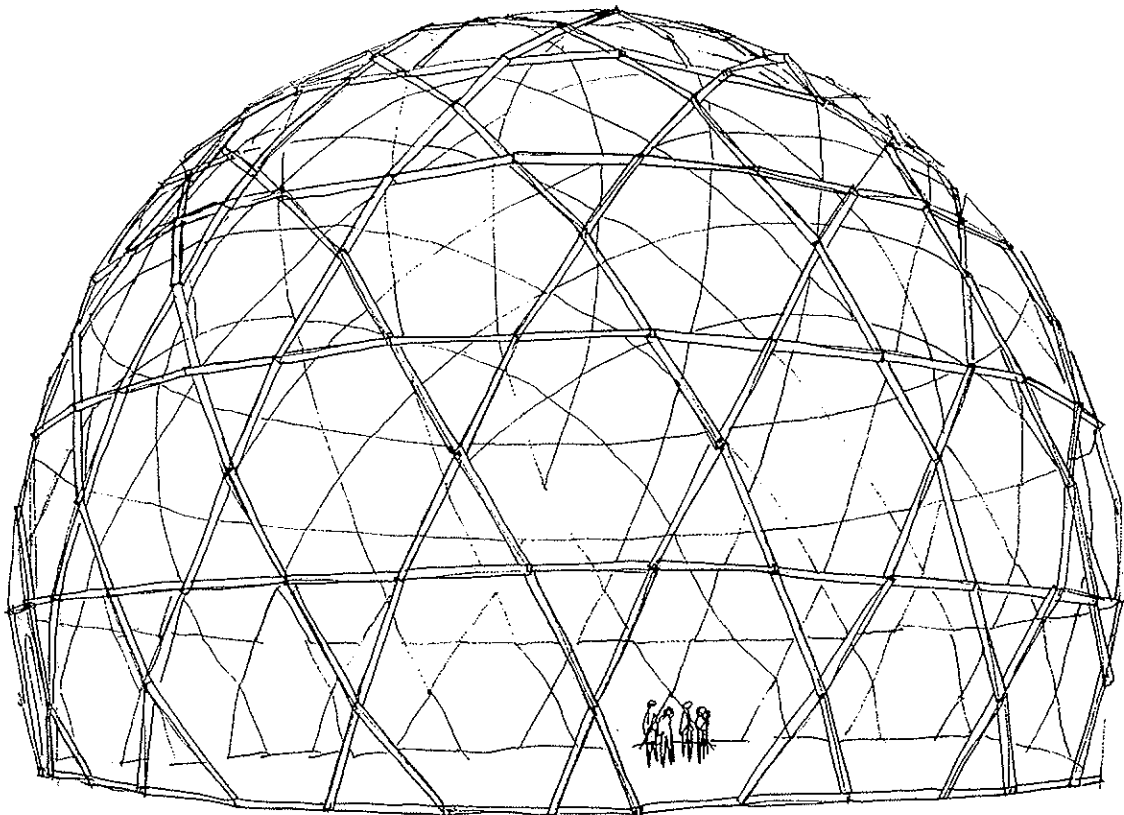


Fig. 14. Cúpula de madera, de 22 m de diámetro y 15 m de altura, a partir de un icosaedro geodésico de frecuencia seis.

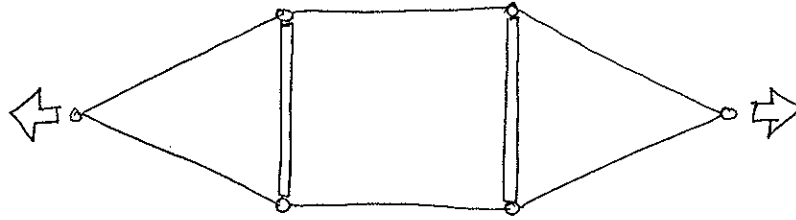


Fig. 15. Celosía plana de cables y montantes comprimidos.

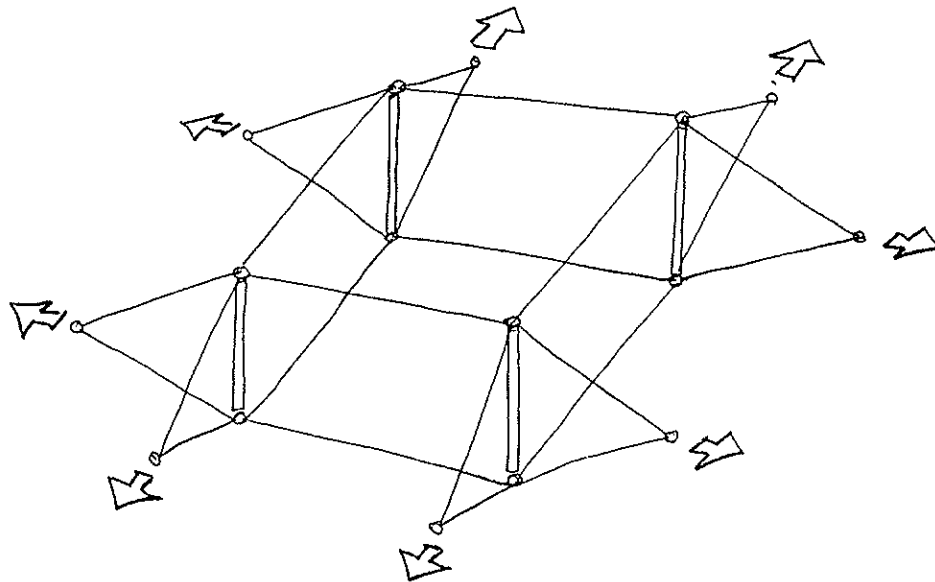


Fig. 16. Composición espacial de celosías planas de cables.

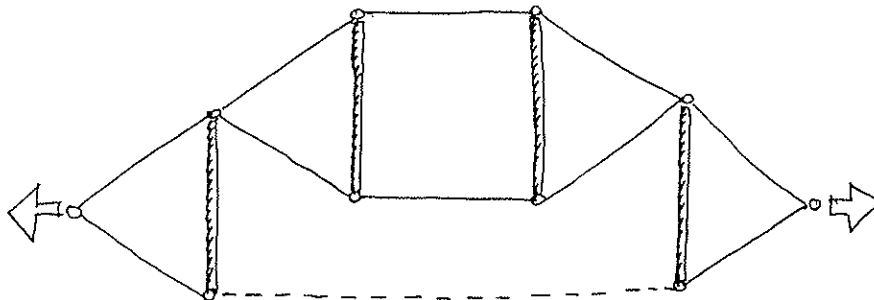


Fig. 17. Celosía plana de aspección.

des luces. Estas soluciones han sido utilizadas en cubiertas de gran envergadura. Sin embargo, las formas resultantes son relativamente monótonas y dan espacios convexos en el interior (Fig. 16).

La Fig. 17 muestra otro tipo de celosía pretensada que permite un levantamiento de los elementos estructurales en el interior del recinto. Por eso se denomina "de suspensión". El cable inferior no cruza el vano cuando hacemos la composición espacial de las mallas, puesto que se convierte en un anillo (Fig. 18). La Fig. 19 muestra una de estas celosías que compuestas como meridianos sobre un casquete esférico y sustituyendo los tirantes horizontales por anillos nos daría una estructura rígida (Fig. 20),

también desarrollada por Fuller como una cúpula autotensada de doble capa Fig. 21.

Estas mallas tienen una gran versatilidad y permiten casi cualquier tipo de patroneado sobre la superficie esférica o sobre cualquier otra superficie convexa (Figs. 22 y 23).

En el edificio EXPO de Sevilla, el arquitecto Antonio Vázquez de Castro planteó una malla esférica, de patroneado cuadrado, que resolvía con gran habilidad el encuentro de una forma curva con una ortogonal sobre un anillo de 48 m de diámetro (Fig. 24). Los elementos en compresión albergaban además unas sombrillas retráctiles que permitían proteger el patio interior. Lamentablemente, esta cubierta no llegó a cons-

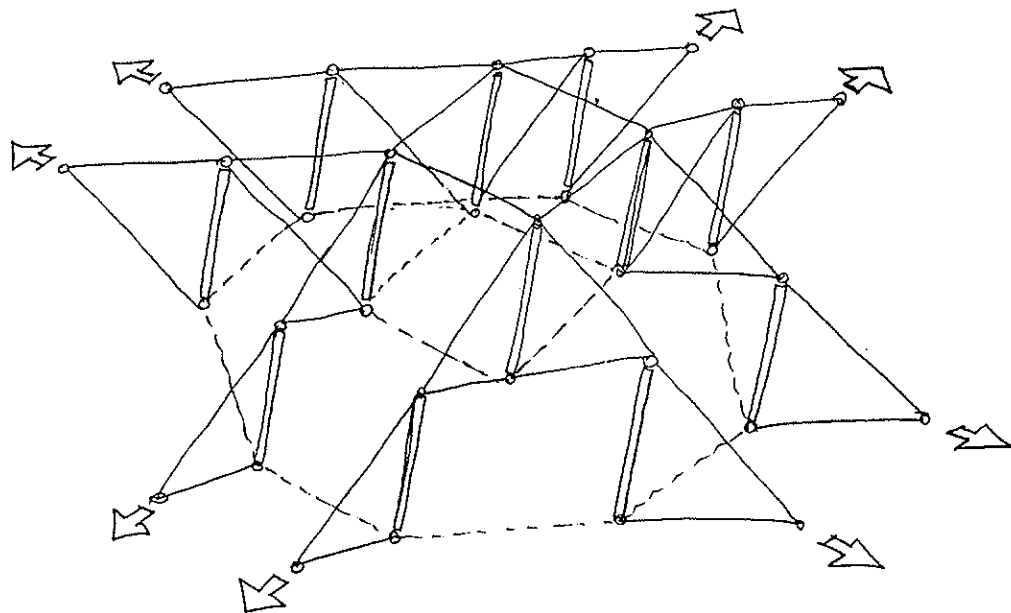


Fig. 18. Celosía espacial de suspensión.

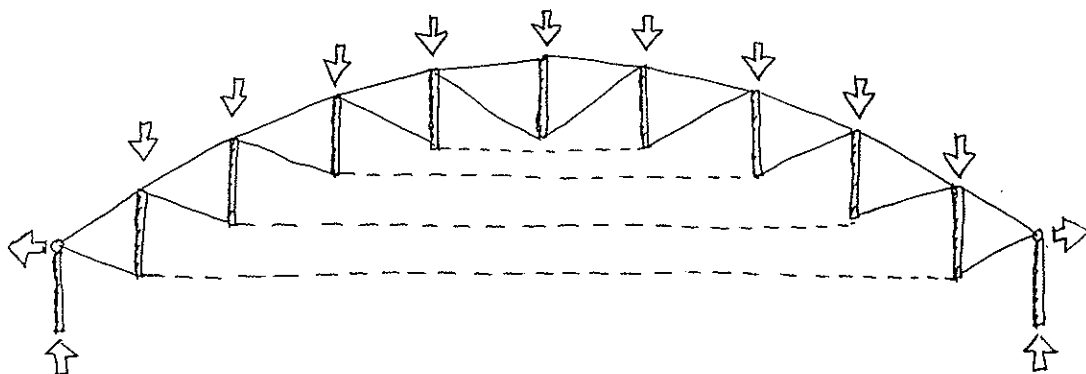


Fig. 19. Arco en celosía de suspensión.

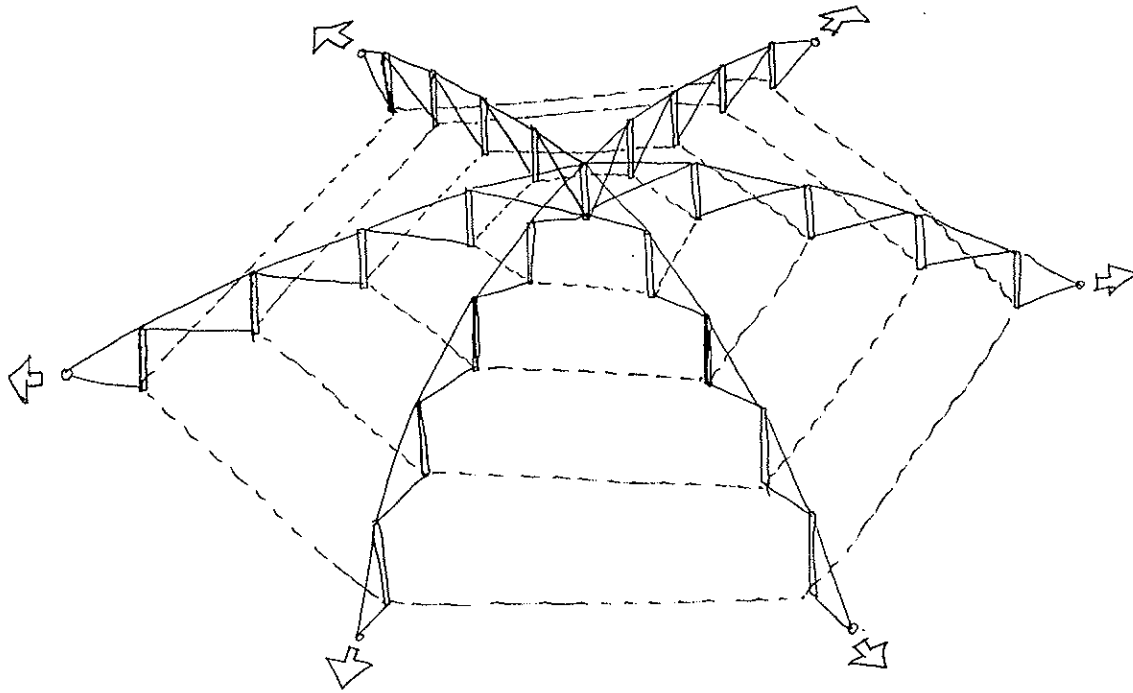


Fig. 20. Combinación espacial de arcos de suspensión.

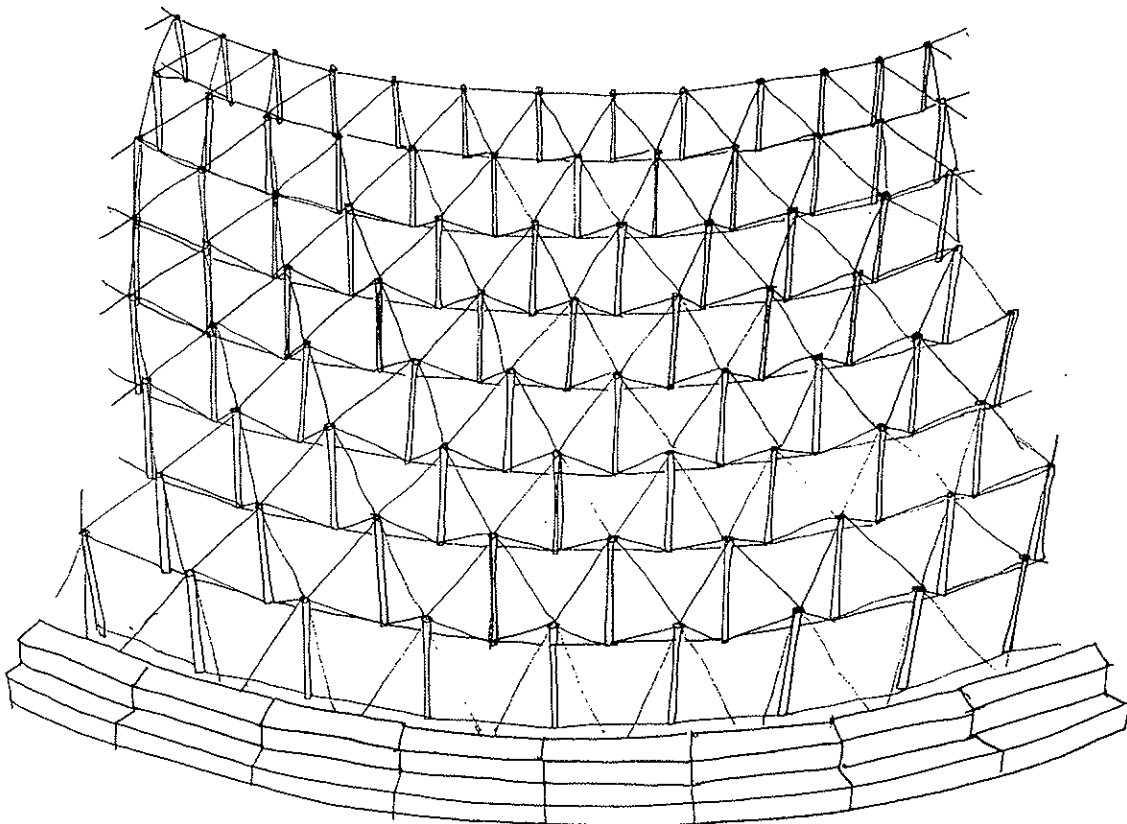


Fig. 21. Malla esférica, autotensada, de doble capa, denominada "Cúpula de suspensión de Fuller".

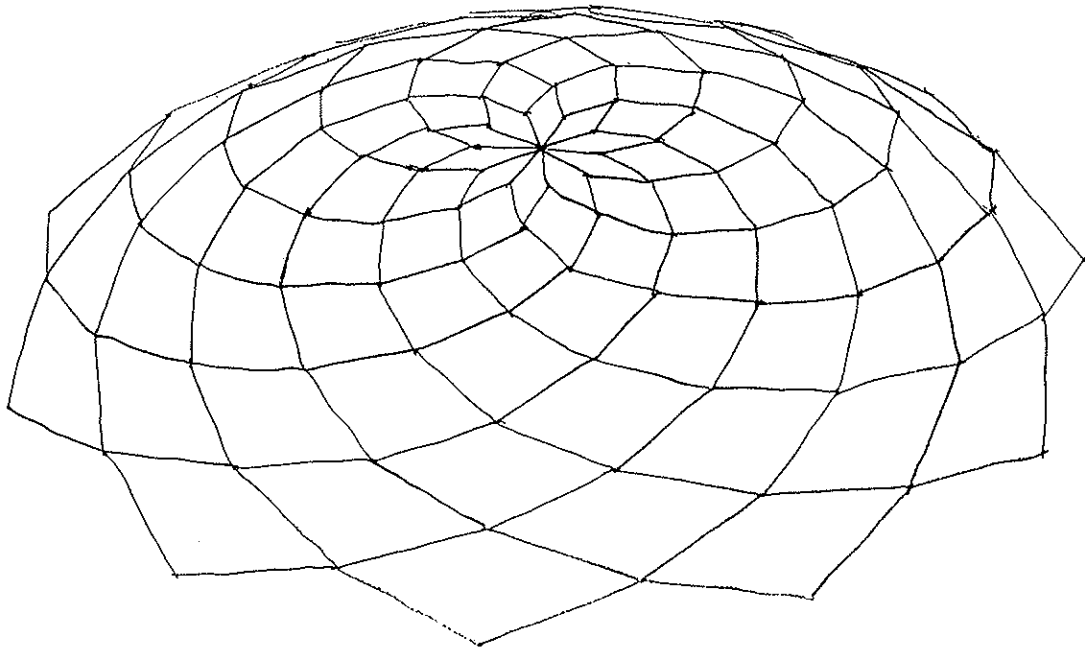


Fig. 22. Malla base esférica de módulos romboidales. Es la base de la cúpula de Fuller.

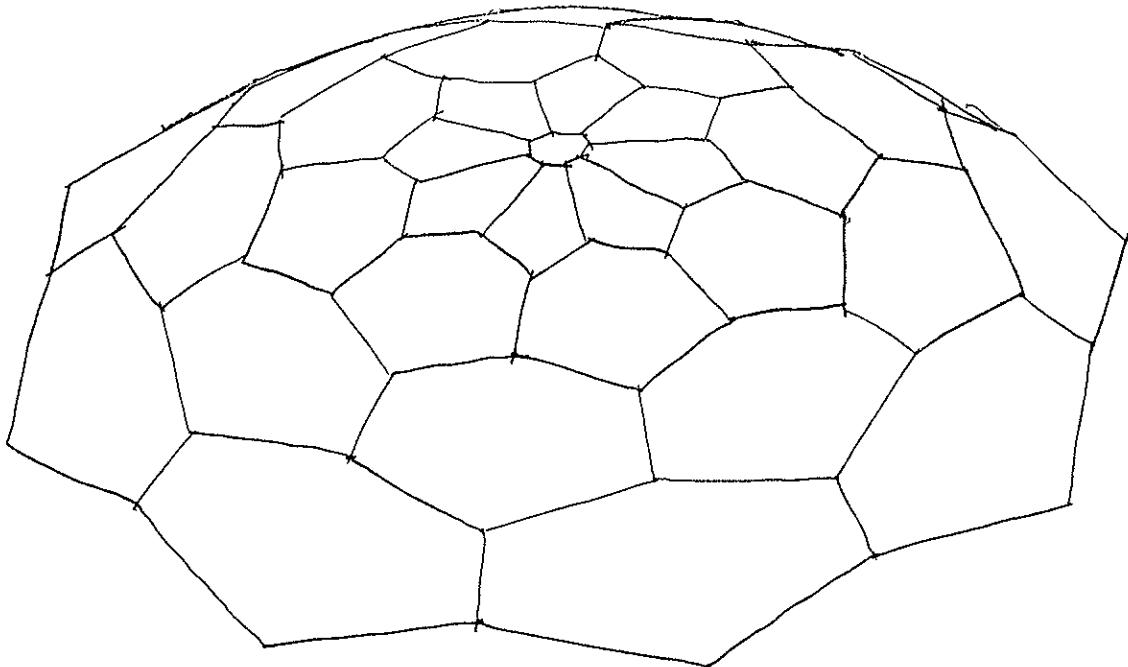


Fig. 23. Malla base de hexágonos, de cuyos vértices deben colgarse los montantes.

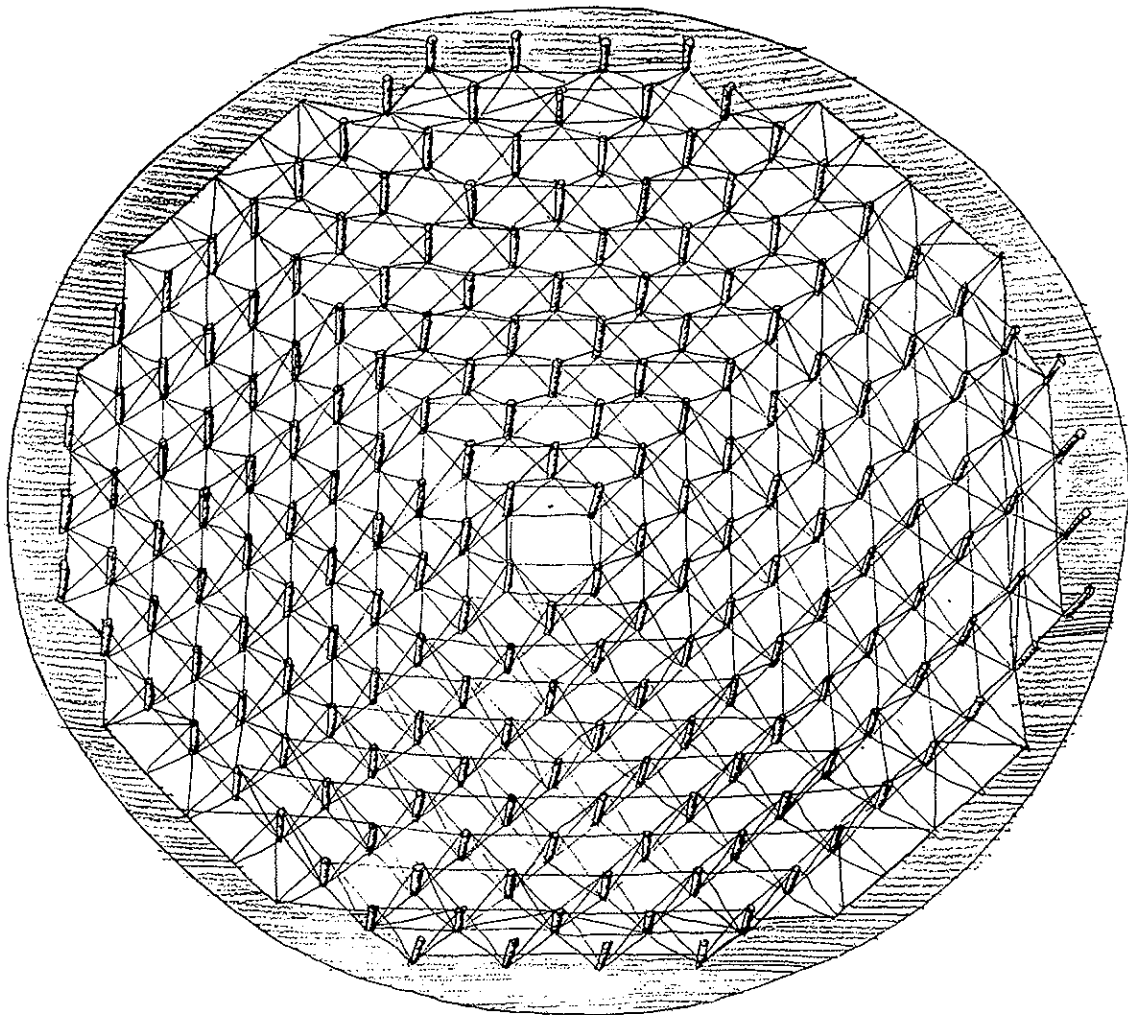


Fig. 24. Cubierta del proyecto original del Edificio Expo, en Sevilla.

truirse de este modo, pese a que su funcionamiento estaba contrastado. Quizá la combinación de una tipología singular con la sorpresa de las palmeras invertidas para dar sombra era más de lo que cliente y constructora podían digerir (Ref. 7).

Sin embargo, hay varias grandes realizaciones, hasta el momento, que vale la pena comentar.

PABELLONES DE GIMNASIA Y DE LUCHA PARA LOS JUEGOS OLIMPLICOS DE SEUL EN 1988 (Ref. 8)

Nos encontramos ante las primeras grandes obras construidas en cúpulas autotensadas. Ambas son debidas a Geiger. La pri-

mera tiene 119 m de diámetro y la segunda 90 m de diámetro y ambas están formadas por 16 sectores (Fig. 25).

Las dos cúpulas coinciden en su directriz en el tramo común y están sostenidas por montantes igualmente espaciados (Fig. 26).

Esto hace que se utilice la misma solución constructiva para ambas cubiertas, e incluso los mismos elementos.

Como las cubiertas están íntegramente en tracción, salvo los escasos montantes que la componen, no hay riesgo de pandeo y pueden hacerse muy rebajadas, disminuyendo de este modo los efectos de las acciones de viento. En este caso, el peso es del orden de los 15 Kg/m² y están diseñadas para una carga de nieve, asimétrica, de hasta 60 Kg/m², y una de viento, en suc-

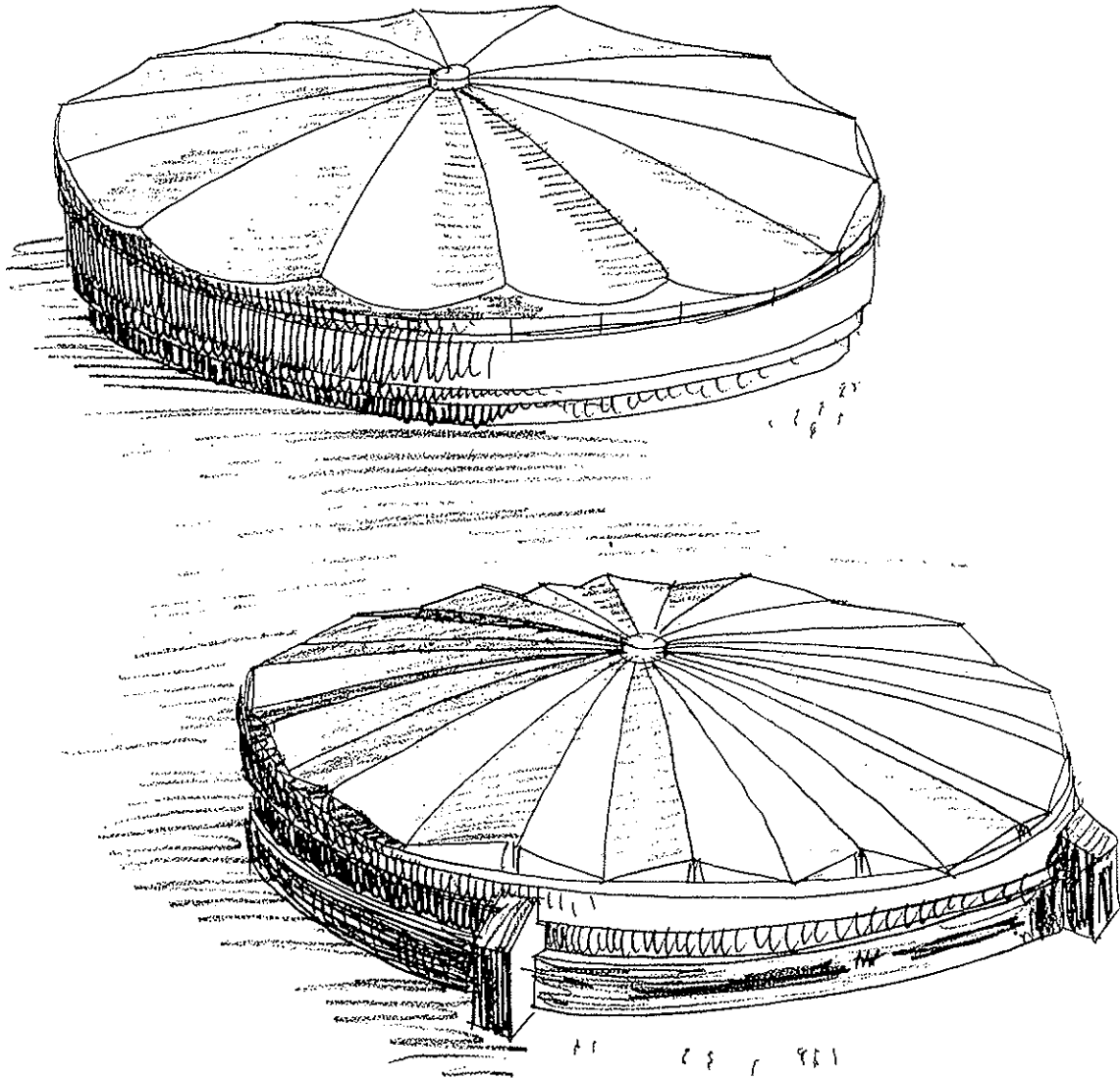


Fig. 25. Conjunto de Gimnasio y Pabellón de lucha, para los Juegos Olímpicos de Seul, de 1988.

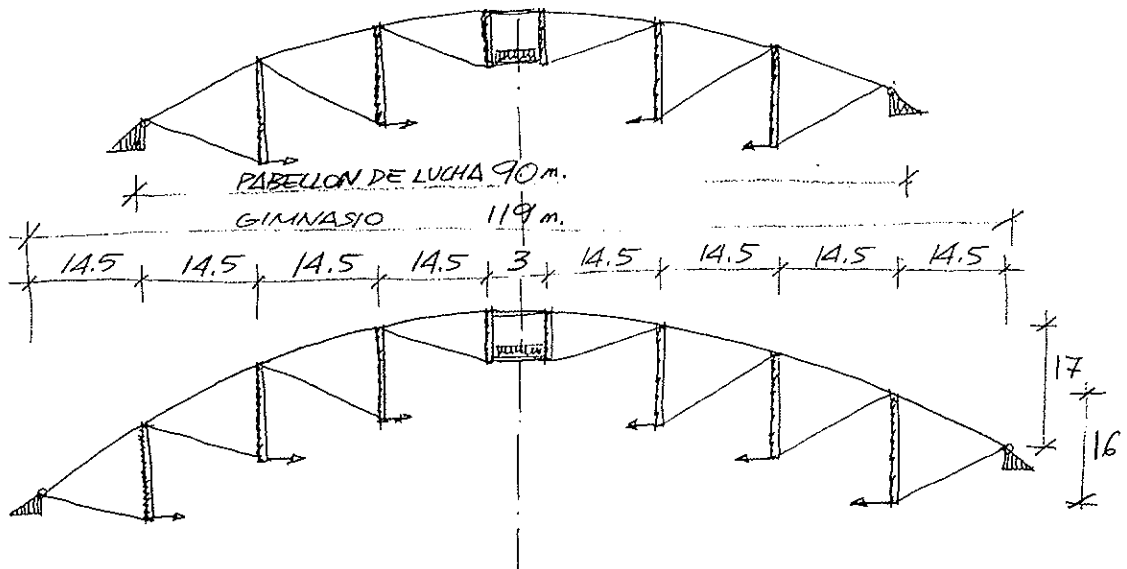
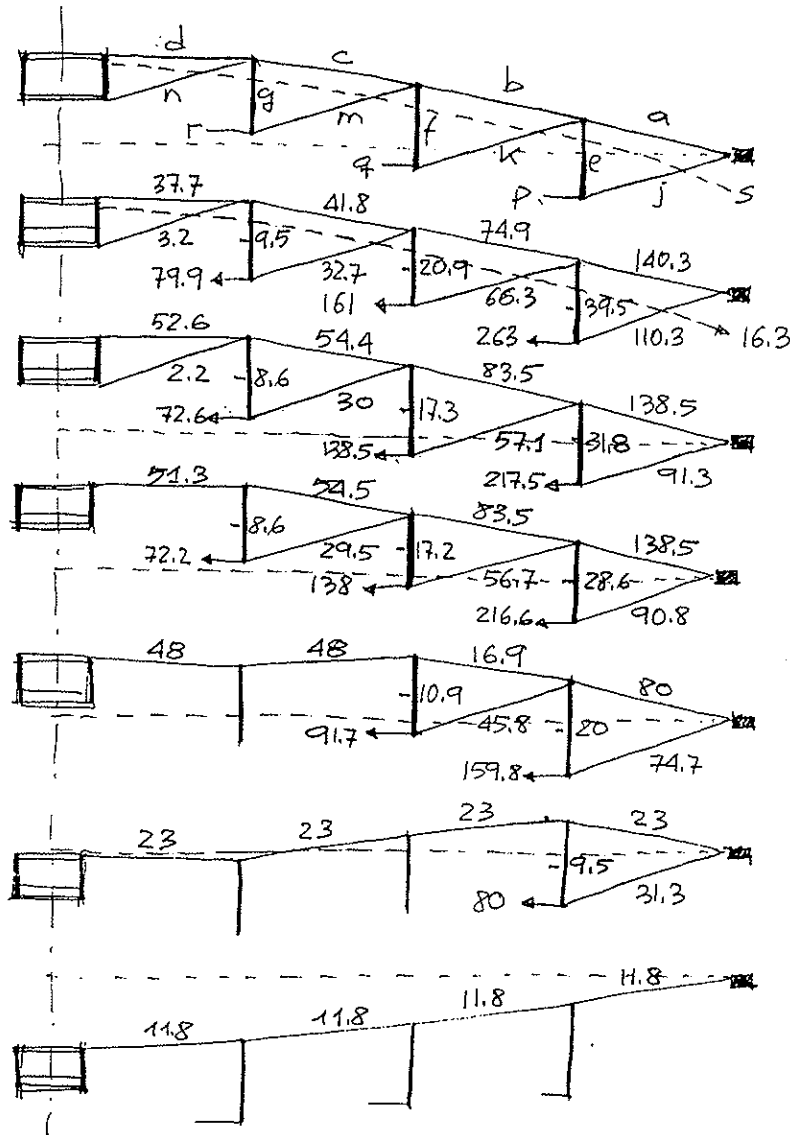


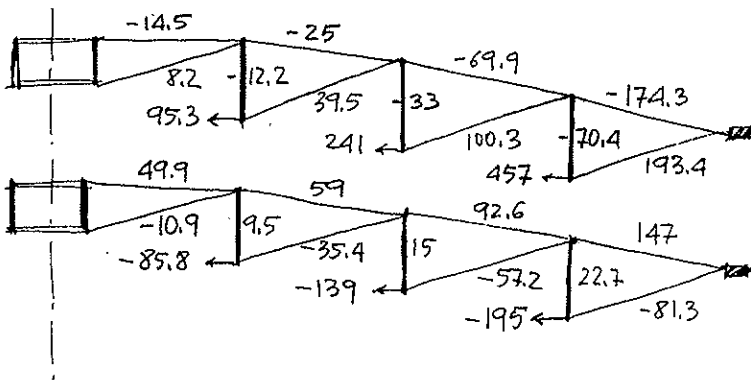
Fig. 26. Geometría de las celosías de suspensión del Pabellón de Lucha y del Gimnasio, para los Juegos Olímpicos de Seul, de 1988.

PROCESO DE MONTAJE, PESO PROPIO Y PRETENSADO



- 6. CUBIERTA TEXTIL Y CABLE DE VALLE
- 5. TENSADO DEL CUARTO ANILLO
- 4. TENSADO DEL TERCER ANILLO
- 3. TENSADO DEL SEGUNDO ANILLO
- 2. TENSADO DEL PRIMER ANILLO
- 1. TODO CUELGA DE LOS CABLES ALTOS

ACCIONES



- 7. CARGA DE NIEVE
- 8. CARGA DE VIENTO

Fig. 27. Proceso de montaje y esfuerzos de la cubierta del Gimnasio para los Juegos Olímpicos de Seul, de 1988.

ción, también asimétrica, de entre 60 y 80 Kg/m². El coste de esta solución fue de 220 \$/m² y este coste es bastante independiente de la superficie que se tenga que cubrir, como se deduce del ejemplo de la cúpula de S. Petersburgo, con un diámetro doble.

En el caso de esta solución, patentada por Geiger, los anillos de tracción inferiores sostienen la pasarela de donde penden las instalaciones, por lo que aparenta colgar de la cubierta mediante los mástiles, dando la sensación de que nadie sostiene la misma.

El proceso de montaje se ilustra en la Fig. 27 y es sumamente sencillo, puesto que, desde el primer momento, toda la estructura se iza a la vez por medio del tensado de las diagonales.

Así, en el paso primero disponemos los cables superiores a, b, c y d y de ellos cuelgan los mástiles e, f y g y el anillo central, así como los anillos de cierre p, q y r. En

este estado, la estructura está sometida a unos esfuerzos que son los correspondientes a esta primera catenaria y que se indican en el gráfico, en toneladas.

En el segundo paso, introducimos la diagonal; y la tensamos desarrollando en todo el conjunto los esfuerzos que se indican.

Los pasos tercero, cuarto y quinto son equivalentes para las diagonales k, m y n.

El paso sexto incorpora la cubierta textil y su tensado.

En la Fig. 27, estados 6, 7 y 8, se contienen los esfuerzos más desfavorables desarrollados por el estado de pretensado, la carga de nieve asimétrica y la carga de viento asimétrica. La combinación correspondiente de estas hipótesis nos permitiría establecer los esfuerzos pésimos. La flecha mayor se produce en la clave para la acción de nieve y es de 1,59 m.

La Fig. 28 representa el conjunto estructural, con su anillo metálico en celosía.

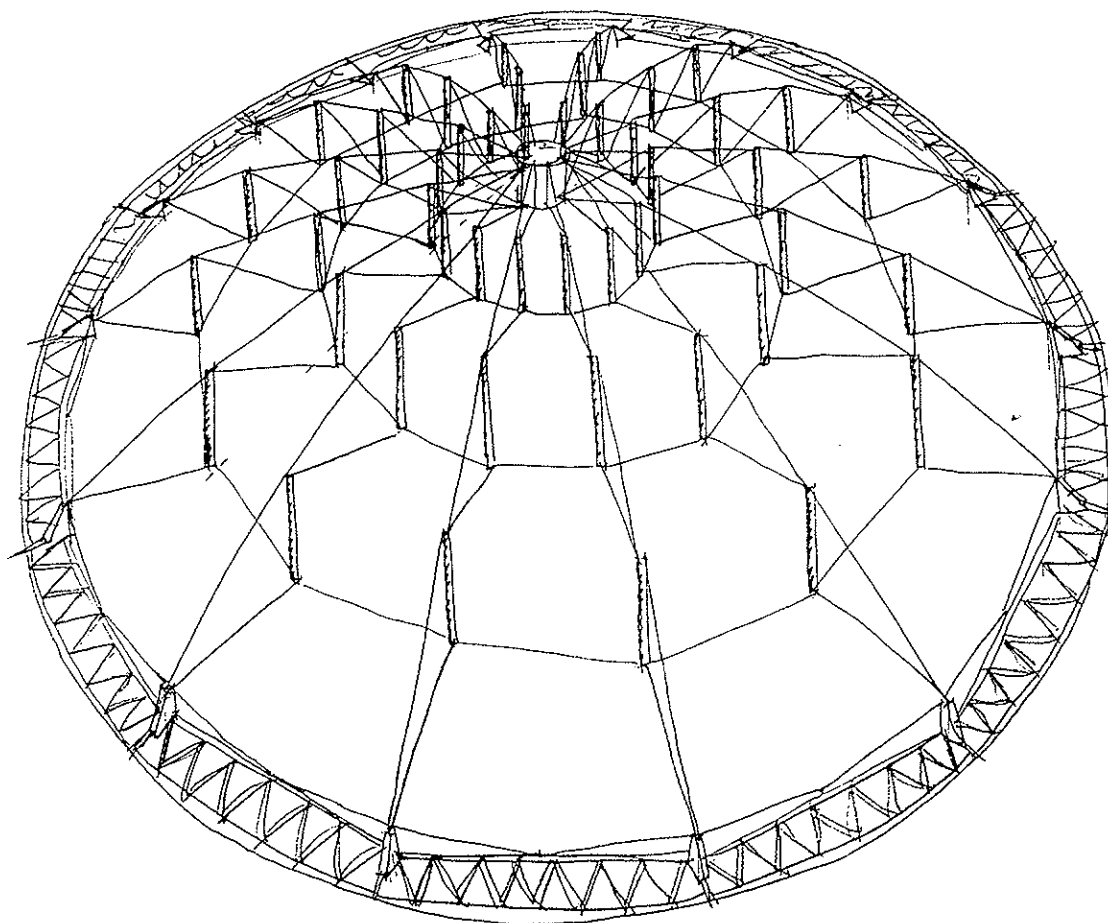


Fig. 28. Conjunto de la cubierta del Gimnasio de Seul.

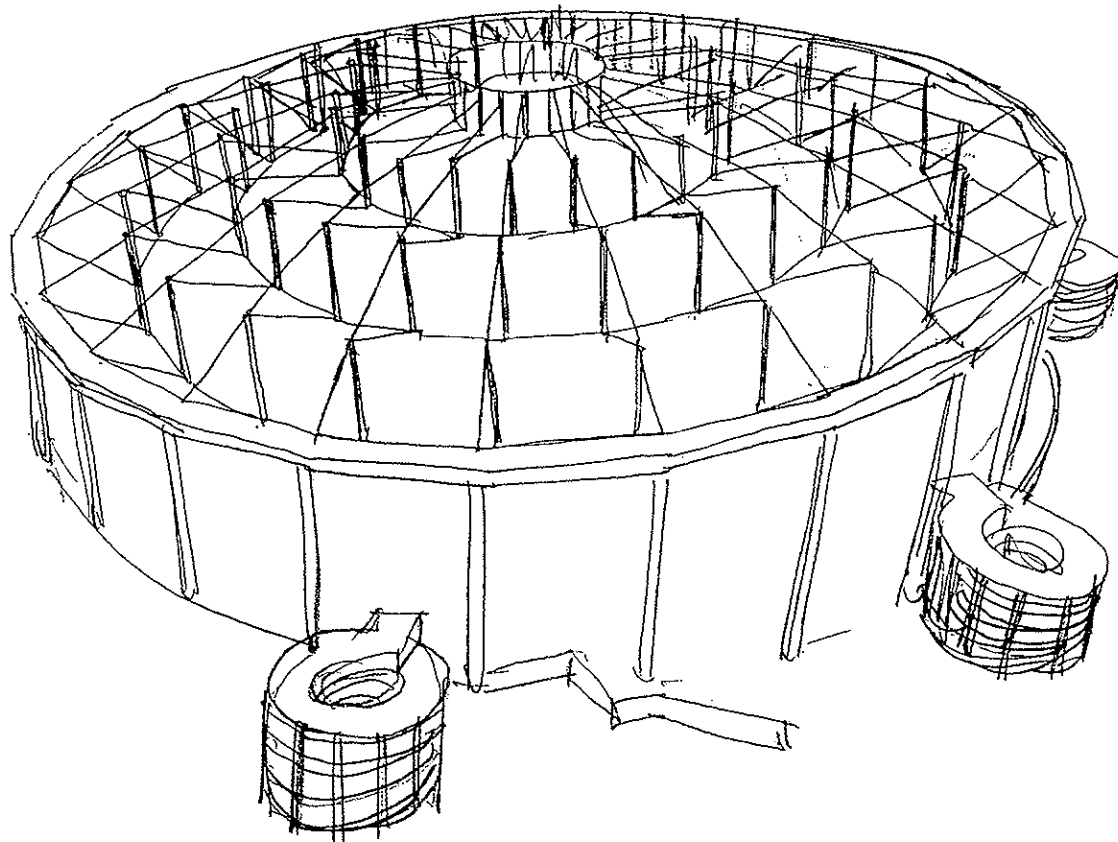


Fig. 29. Conjunto de la estructura de la Cúpula Suncoast, en S. Petersburg. Florida.

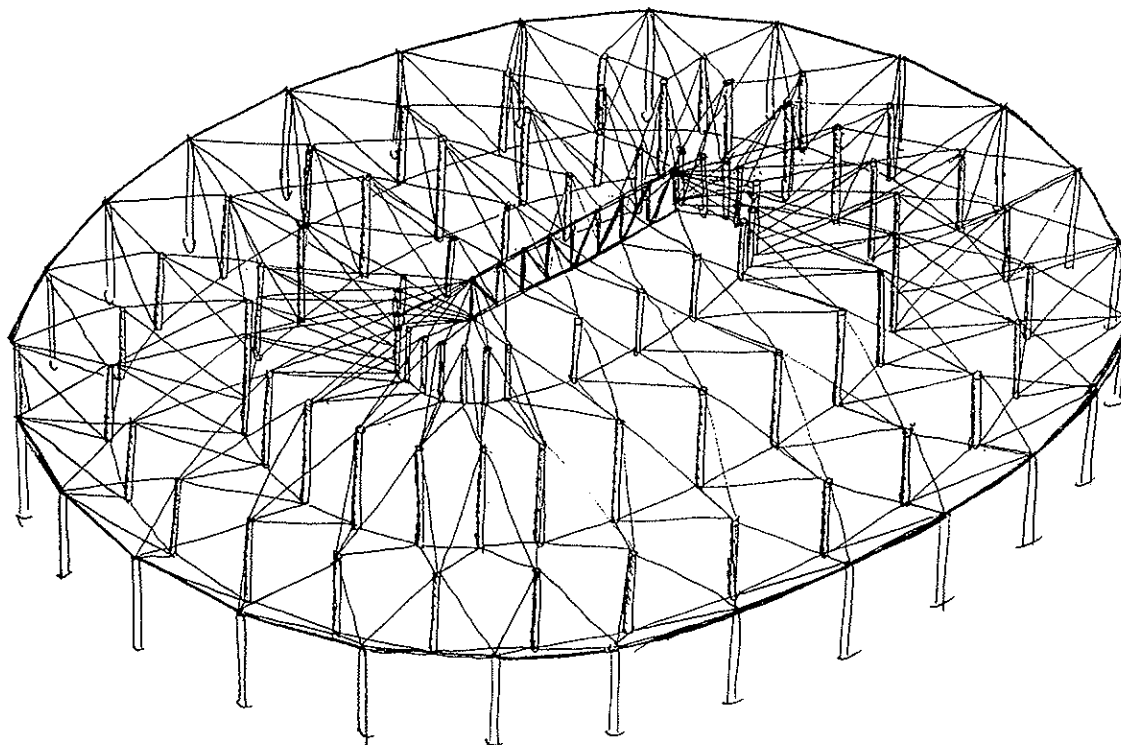


Fig. 30. Cubierta del estadio de Atlanta, para 1994.

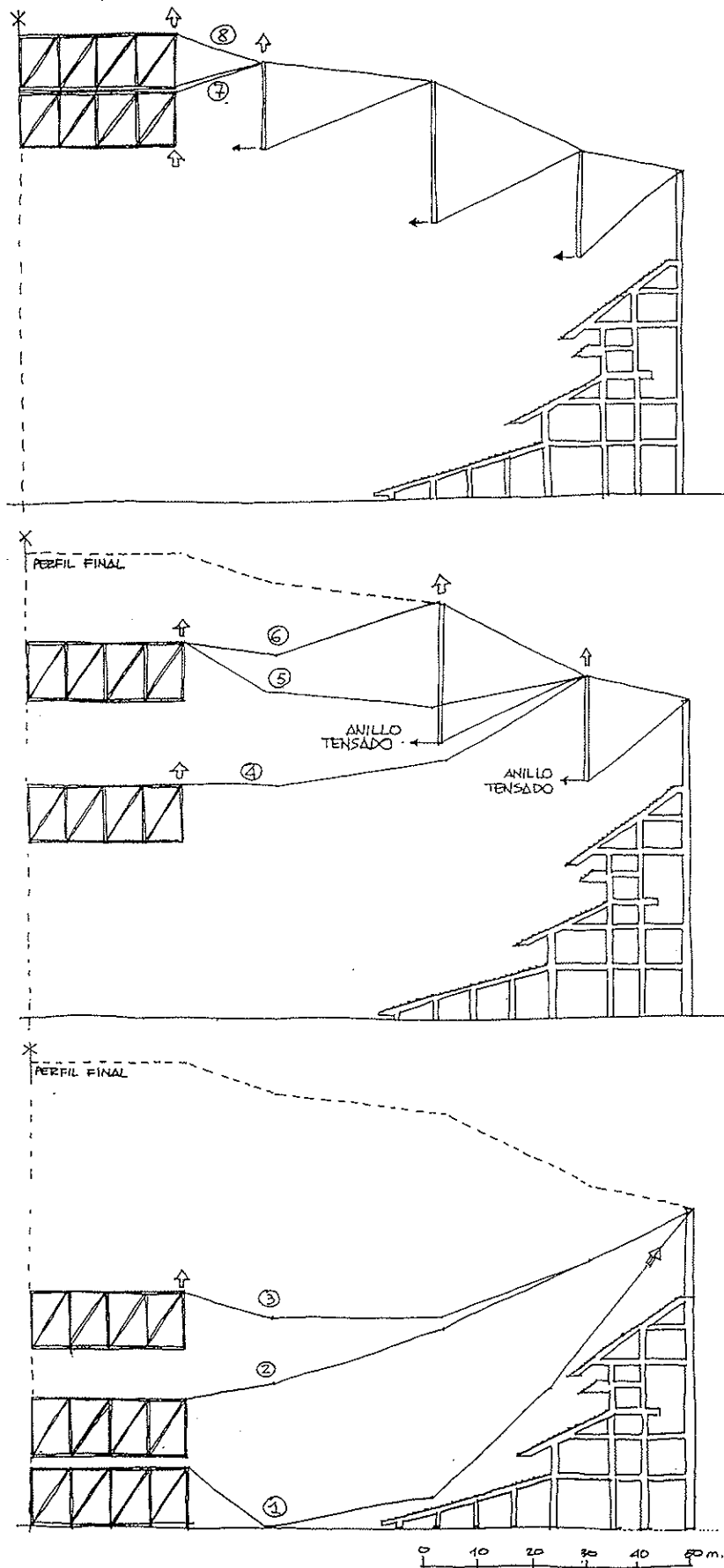


Fig. 31. Montaje de la cubierta de Atlanta.

CUPULA SUNCOAST, EN S. PETERSBURGO. FLORIDA, U.S.A. (Ref. 9)

La experiencia, de las anteriores cubiertas sirvió a Geiger para dar un salto cuantitativo que casi duplica la luz de los anteriores ejemplos sin alterar lo más mínimo los conceptos. La figura 29 muestra este esquema, repetido de los ejemplos coreanos, terminado en 1990, y que protege un estadio de béisbol, para 43.000 espectadores sentados, con 210 m de luz, sobre 34.635 m². La cubierta, en este caso, está tensada sobre un anillo de hormigón que sirve de deambulatorio superior del cerramiento, con 5,5 m de anchura. Este anillo está inclinado 6,5° y se apoya sobre veinticuatro soportes de hormigón, de entre 55 m y 31 m de altura, tantos como celosías convergen, radialmente, desde el anillo hasta la clave.

CUPULA DE GEORGIA, EN ATLANTA. U.S.A. (Ref. 10 Y 11)

En este caso, la cubierta, como se ve en la Fig. 30, muestra una malla de base elíptica, de 240 x 193 m, anclada también a un anillo perimetral sustentado por 52 soportes.

La cubierta tiene, hacia el interior, tres escalones, dando un faceteado exterior rómbico, alabeado, que se cubrirá con paños textiles en paraboloides hiperbólicos. El diseño es de Matthys Levy y las instalaciones se han construido para los Juegos Olímpicos de Atlanta de 1996 y los mundiales de Fútbol de 1994.

Una estructura de esta envergadura está formada por elementos descomunales, y así, las barras flotantes tienen hasta 24 m de longitud y 0,6 m de diámetro y los cables 10 cm de diámetro, procurando que, en los conectores del remate de las barras, con un peso aproximado de 2 toneladas, no concurrieran más de cuatro cables.

El proceso de montaje es bastante aleccionador de las ventajas que puede tener este tipo de estructuras (Fig. 31).

En la Fase 1 tenemos la malla superior de cables, colgando libremente hasta apoyar en la pista.

En la Fase 2 se muestra el tensado desde el anillo superior de compresión hasta que todos los tramos de cable han tomado su longitud definitiva. 52 gatos hacen este proceso, con una carga de 10 t cada uno, hasta que la cercha rígida central esté a una altura tal que imponga un esfuerzo mayor.

En este momento comienza la Fase 3, levantando esta cercha mediante grúas.

En la Fase 4 situamos la primera fila de mástiles flotantes dos a dos, ayudándonos de grúas que los levanten. Cuando están todos colocados se tensa el primer anillo de tracción interior, dejando estabilizado el primer tramo.

Las Fases 5 y 6 son una repetición de las 3 y 4, para el segundo anillo, lo mismo que las 7 y 8, aunque ésta última tiene ciertas peculiaridades de cierre que no se aprecian en el gráfico longitudinal.

Los paneles textiles alabeados se colocan cuando todo este proceso ya ha terminado.

EPILOGO

Es muy posible que en la comparación de este tipo de estructuras con otras de similares aplicaciones y la misma ligereza no sean las más ventajosas. Las cubiertas infladas o lenticulares, todas ellas reforzadas con cables, las colgadas o tensadas y las textiles atirantadas pueden competir con ellas y superarlas en muchos casos en cuanto a ligereza. Pero estamos en unos términos de comparación irrelevantes frente a los esfuerzos de conjunto que en todos los casos serán del mismo orden de magnitud. Lo que estas estructuras realmente aportan es esa capacidad sorprendente para levantarse y adoptar la forma de cúpula que las conecta directamente con la tradición arquitectónica sin necesidad de depender de la presión del aire interior. De ahí que podamos hablar de cúpulas que levitan.

REFERENCIAS

1. MARKS, R. "The Dymaxion World of Buckminster Fuller". Reinhold Publishing Corporation. 1960.

2. PUG, A. "An Introduction to Tensegrity". University of California Press. Berkeley. 1976.

3. MINKE, G. "Tensegrity". Zodiac nº 21. 1972 pp. 132-145.

4. MOTRO, R. "Tensegrity Systems For Double Layer Space Structures". International Conference on Non-conventional Structures. Civil-Comp Press. Edinburgh. 1987 pp. 43-51.

5. FULLER, R.B. "Synergetics". Mc Millan. N.Y. 1992.

6. Mc HALE, J. "R. Buckminster Fuller". George Braziller, Inc. N.Y. 1962.

7. VAZQUEZ DE CASTRO, A. "Edificación de Carácter Permanente en La Cartuja". ETSA de Sevilla. 1990.

8. GEIGER, D. "The Design and Construction of two Cable Domes for the Korean Olympics". IASS. Symposium on Membrane Structures and Space Frames. Osaka 1986 pp. 265-272.

9. CAMPBELL, D. "Study of the Florida Suncoast Dome". IASS Congress on Innovative Large Span Structures. Toronto. 1992. pp. 800-811.

10. LEVY, M. & SALVADORI, M. "Why the building Fall Down". W.W. Norton & COMPANY. N.Y. 1992.

11. LEVY, M. "Hypar Tensegrity Dome". IASS Congress on Innovative Large Span Structures. Toronto 1992. pp. 800-811.

RESUMEN

Las autotensadas son unas estructuras compuestas por muy pocos elementos en compresión y el resto cables sometidos a grandes esfuerzos de pretensado. Sus grandes posibilidades arquitectónicas no han sido sin embargo muy utilizadas hasta que recientemente se han generalizado aplicaciones para grandes cubiertas. Las cúpulas autotensadas han demostrado ser una solución optativa por su poco peso y porque su estado global en tracción evita los problemas de pandeo y porque tienen un fácil proceso de montaje. Estas ventajas se ilustran sobre algunos ejemplos.

SUMMARY

Tensigrities are structures composed of only a few compressed members while the rest of them are tendons highly prestressed. They have great architectural possibilities that have been scarcerly used till recent years when they have been generalized to solve large span covers. Auto-stressed domes have demonstrated its optimum utility because its lightness and also because its global stress state in tension forbids buckling and instability, and its easy process of construction. These advantages are illustrated by means of some examples.

Estudio de la utilización de adición de cenizas volantes en la fabricación de hormigones

Angel Leiro López

Licenciado en Ciencias Químicas.

Jefe de la División de Materiales Inorgánicos del

Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX (MOPT)

Beatriz Mateo Sanz

Licenciada en Ciencias Químicas.

Laboratorio Central de Estructuras y Materiales

ESTUDIO DE LA UTILIZACION DE ADICION DE CENIZAS VOLANTES EN LA FABRICACION DE HORMIGONES

Como parte de un trabajo de investigación financiado por la Secretaría General Técnica del MOPT, se ha llevado a cabo un estudio de diferentes cenizas volantes procedentes de centrales térmicas españolas, para su empleo en hormigones fabricados con cementos de los tipos I-O y I, que son los actualmente contemplados en la Instrucción EH-91.

Como punto de partida de este estudio, se realizó una recopilación de información sobre la situación de las cenizas volantes en España: centrales termoeléctricas existentes, tipos de carbón utilizado en cada una de ellas, tipos de cenizas volantes obtenidas, normativa vigente, etc.

Con esta información, se elaboró un plan experimental encaminado al estudio de la utilización de las cenizas volantes como adición al hormigón.

Para ello, inicialmente se seleccionaron muestras de cenizas volantes procedentes de doce centrales termoeléctricas. Esta selección se hizo en función del tipo de carbón de origen y de la composición química de cada ceniza volante, con el fin de obtener un grupo de muestras representativas de los principales tipos que se producen en España.

Las muestras procedían de las siguientes centrales: Aboño, Anllares, Andorra, Compostilla, Escucha, Guardo, Lada, La Robla, Meirama, Puentes de García Rodríguez, Serchs y Soto de la Ribera.

Una vez seleccionadas estas doce muestras, se procedió a su caracterización físico-química, con el fin de determinar cuáles cumplían las especificaciones necesarias para su empleo como adición al hormigón.

Estas especificaciones son las expresadas en la norma UNE 83-415, y vienen reflejadas en la tabla 1.

Para obtener una mayor información de las cenizas volantes, además de los parámetros especificados en dicha norma, se determinaron los que se encuentran en la tabla 2, para lo cual se utilizaron los métodos descritos en las normas UNE o en su defecto la norma ASTM C 311. En el caso de la determinación del carbono total, se utilizó un método instrumental basado en la emisión y detección de la radiación infrarroja, mediante un analizador de la marca LECO.

Partiendo de todos los resultados obtenidos en la etapa de caracterización, se comprobó qué cenizas volantes eran las que cumplían todas las especificaciones necesarias para su adición al hormigón, y se seleccionaron cuatro de ellas para realizar los siguientes pasos del estudio. Estas cenizas fueron las números 2, 8, 10 y 11, cuyas características químicas y físicas se expresan en las tablas 3 y 4, respectivamente. Asimismo, en la tabla 5 se encuentran los valores del índice de actividad resistente.

El trabajo realizado con estas cuatro cenizas consistió en el estudio de su comportamiento al ser utilizadas como adición al hormigón en tres proporciones distintas: 15, 30 y 60%.

Tabla 1

Especificaciones para la utilización de cenizas volantes como adición al hormigón

| NORMAS UNE | VALORES EXIGIDOS (UNE 83-415) |
|--|-------------------------------|
| CARACTERISTICAS QUIMICAS: | |
| -Humedad (UNE 83-431) | Máximo 1,5% |
| -Trióxido de azufre (SO ₃) (UNE 83-432) | Máximo 4,5% |
| -Pérdida por calcinación (UNE 83-433) | Máximo 6% |
| CARACTERISTICAS FISICAS | |
| -FINURA (UNE 83-450) | Máximo 40% |
| • Cantidad retenida por el tamiz de 45 µm | Máximo 15% |
| • Cantidad retenida por el tamiz de 90 µm | |
| -INDICE DE ACTIVIDAD RESISTENTE (UNE 83-431) | |
| • Porcentaje relativo a la resistencia del mortero de control, a 28 días, con cemento portland | Ac. 28 = 75% mínimo |
| • Porcentaje relativo a la resistencia del mortero de control, a 90 días, con cemento portland | Ac. 90 = 90% mínimo |
| -DEMANDA DE AGUA (UNE 83-432) | |
| • Porcentaje máximo relativo a la mezcla de referencia | 100 |
| -ESTABILIDAD DE VOLUMEN (UNE 83-432) | |
| • Expansión por el método de las agujas (Le Chatelier) | Máximo 10 mm |

Tabla 2

| PARAMETRO | NORMA O METODO |
|--|-----------------|
| Sílice (SiO ₂) | ASTM C 311 |
| Trióxido de aluminio (Al ₂ O ₃) | ASTM C 311 |
| Trióxido de hierro (Fe ₂ O ₃) | ASTM C 311 |
| Oxido de calcio (CaO) | ASTM C 311 |
| Oxido de magnesio (MgO) | ASTM C 311 |
| Alcalinos totales (Na ₂ O y K ₂ O) | PN UNE 83.439 |
| Alcalinos solubles | PN UNE 83.440 |
| Sílice reactiva | UNE 80.225 |
| Cal libre | UNE 80.243 |
| Carbono total | Analizador LECO |
| Residuo insoluble en HCL y KOH | UNE 80.215 |
| Principio y fin de fraguado | UNE 80.215 |

Tabla 3

| PARAMETROS | MUESTRA | | | |
|--------------------------------------|---------|------|------|------|
| | 2 | 8 | 10 | 11 |
| Humedad | 0,09 | 0,31 | 0,12 | 0,09 |
| P. Calcinación | 4,8 | 0,91 | 2,4 | 1,0 |
| SO ₃ | 0,32 | 1,3 | 0,46 | 0,76 |
| SiO ₂ | 48,4 | 46,4 | 48,6 | 42,6 |
| Al ₂ O ₃ | 25,8 | 27,5 | 27,7 | 27,2 |
| Fe ₂ O ₃ | 8,6 | 18,1 | 8,9 | 15,0 |
| CaO | 3,6 | 2,8 | 4,5 | 7,0 |
| MgO | 2,6 | 1,4 | 2,3 | 1,3 |
| Na ₂ O | 0,89 | 0,15 | 0,61 | 0,52 |
| K ₂ O | 5,5 | 2,7 | 5,5 | 4,3 |
| Alcalinos T (como Na ₂ O) | 4,5 | 1,9 | 4,2 | 3,3 |
| Na ₂ O soluble | 0,21 | 0,12 | 0,13 | 0,07 |
| K ₂ O soluble | 1,1 | 0,90 | 1,3 | 0,60 |
| Alcalinos S (como Na ₂ O) | 0,96 | 0,71 | 0,97 | 0,46 |
| SiO ₂ reactiva | 42,9 | 38,0 | 43,4 | 39,2 |
| Cal libre | – | 0,50 | 0,33 | 0,62 |
| Carbono total | 3,9 | 0,46 | 1,5 | 0,69 |
| R.I. en ClH/KOH | 12,8 | 18,8 | 13,2 | 9,2 |

– Inapreciable.

Tabla 4

| PARAMETROS | | MUESTRA | | | |
|-----------------------------|------------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| | | 2 | 8 | 10 | 11 |
| FINURA | Fracción retenida tamiz 45 μ m | 16,3 | 14,4 | 18,2 | 12,4 |
| | Fracción retenida tamiz 90 μ m | 4,9 | 4,8 | 7,2 | 2,2 |
| DEMANDA DE AGUA (%) | | 97,4 | 96,8 | 94,7 | 90,0 |
| ESTABILIDAD DE VOLUMEN (mm) | En caliente | 2 | 2 | 2 | 1 |
| | En frío | 0 | 0 | 0 | 0 |
| PRINCIPIO Y FIN DE FRAGUADO | Principio | 2 h 45 m | 2 h 45 m | 2 h 45 m | 3 h 15 m |
| | Fin | 3 h 45 m | 3 h 45 m | 4 h 0 m | 4 h 30 m |

Tabla 5
Indice de actividad resistente

| MUESTRA | % RELATIVO R. MORTERO CONTROL | |
|---------|-------------------------------|---------|
| | 28 DIAS | 90 DIAS |
| 2 | 77,4 | 95,1 |
| 8 | 75,8 | 96,5 |
| 10 | 82,6 | 96,4 |
| 11 | 80,8 | 91,7 |

Para ello, previamente se realizó un estudio de la actividad puzolánica de las cenizas volantes y posteriormente una serie de ensayos tecnológicos en hormigones y morteros elaborados con dichas cenizas.

Para el estudio de la actividad puzolánica, se realizaron mezclas de ceniza y cemento I-O. La utilización de este cemento se debe a que es el único que no contiene ningún tipo de adición, que podría interferir en los resultados, y por tanto enmascarar el comportamiento de la propia ceniza volante. Este estudio se llevó a cabo por dos métodos, mediante la norma UNE 80-280 (método de Fratini), y mediante la técnica de análisis termogravimétrico.

Mediante la norma UNE 80-280, basada en el método de Fratini, se comprobó que todas las mezclas realizadas con cemento I-O/45A y una adición del 15, 30 y 60% de las cenizas volantes seleccionadas, se pueden considerar puzolánicamente activas.

Por otra parte, mediante una modificación de la norma UNE 80-280 se realizó un seguimiento de la evolución del óxido de calcio y alcalinidad total de las soluciones en contacto con las mezclas cemento-ceniza, a 7, 28, 90 y 180 días. Se comprobó que la concentración de óxido de calcio va disminuyendo con la edad y la cantidad de ceniza volante presente en la muestra.

En el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, se ha puesto a punto un método para el estudio de la actividad puzolánica-cementante de las cenizas volantes, mediante la técnica de análisis termogravimétrico. Este método, se basa en la determinación del contenido de hidróxido de calcio presente en las pastas de cemento-ceniza, curadas durante 7, 28, 90 y 180 días. Mediante este método, se comprobó que a edades comprendidas entre 7 y 28 días, el contenido de hidróxido cálcico es similar en todos los casos. Esto indica que la presencia de grandes cantidades de ceniza volante, tiene poca influencia en el proceso normal de hidratación del cemento portland a edades tempranas.

A los 28 días, prácticamente todas las cenizas volantes, empiezan a tener un efecto significativo, que se pone de manifiesto en una disminución de hidróxido cálcico. Esta disminución aumenta con el tiempo y con la proporción de ceniza volante presente en la muestra.

ENSAYOS TECNOLOGICOS

Los ensayos tecnológicos se destinaron principalmente al estudio de la durabilidad de morteros y hormigones, cuando se someten a una serie de ensayos de degradación de tipo químico (ataque por sulfatos y agua de mar) o físico (ciclos de hielo-deshielo).

El grado de avance de la degradación producida por los distintos agentes agresivos, se determinó mediante los siguientes procedimientos:

—Realizando un examen visual de los desperfectos sufridos por las probetas.

—Midiendo la variación de las resistencias mecánicas.

—Midiendo la variación del peso.

Para llevar a cabo estos ensayos se fabricaron los siguientes tipos de probetas:

1. PROBETAS DE MORTERO

Se utilizaron dos tipos:

—Probetas de (1 x 1 x 10) cm.

—Probetas de (4 x 4 x 16) cm.

1.1. Probetas de (1 x 1 x 10) cm

Se fabricaron con material cementante (cemento + ceniza)/arena, en la proporción de 1/3, y utilizando una relación agua/material cementante de 0,5.

Para su elaboración, se emplearon cementos de los tipos I-O y I, arena normalizada, según la norma UNE 80-101, y agua destilada. Las cenizas se adicionaron en las proporciones de 15, 30 y 60%.

Una vez fabricadas, se curaron en cámara húmeda a $20 \pm 1^\circ\text{C}$, con una humedad relativa superior al 90%, continuando su curado en agua potable, filtrada, durante 21 días, a una temperatura de $20 \pm 1^\circ\text{C}$.

Pasado este tiempo, las probetas se sumergieron en las siguientes disoluciones agresivas:

—Agua de mar artificial, preparada según la norma ASTM D 1141.

—Disolución de sulfato magnésico, 3,7 g/l.

—Disolución saturada de yeso.

Otra serie de probetas se utilizaron como patrones, sumergiéndose en agua potable filtrada.

En ellas, se estudió la variación de la resistencia a flexotracción y del peso, realizando ensayos a 28, 90 y 180 días. Actualmente, están en curso los correspondientes a 1, 2 y 3 años.

Las figuras 1, 2, 3 y 4 muestran, mediante diagramas de barras, los resultados de las resistencias a flexotracción, expresados como valores medios de tres individuales, correspondientes a agua filtrada, agua de mar, sulfato magnésico y yeso, respectivamente.

Para identificar en el estudio las distintas probetas y sus composiciones, se ha utilizado la siguiente denominación: el primer número corresponde al tipo de cemento utilizado, (1 = cemento I-O, 2 = cemento I); el segundo número, a la proporción de ceniza empleada (15, 30 ó 60); y el tercer número es la denominación de la ceniza (2, 8, 10 y 11).

En las probetas patrón curadas en agua filtrada, se observa, en general, un aumento de resistencia con el tiempo. Las probetas que contienen ceniza volante, presentan una resistencia inferior a las elaboradas con cemento solo, aunque la diferencia es mayor en las fabricadas con cemento I-O/45A.

La adición de ceniza volante favorece el comportamiento mecánico-resistente de las probetas elaboradas con ambos cementos, frente a una disolución de agua de mar, como puede verse en los resultados obtenidos. En lo que se refiere a las disoluciones de sulfato magnésico y saturada de yeso, la adición de ceniza volante sólo favorece el comportamiento mecánico-resistente de las probetas elaboradas con cemento del tipo I/45A.

Por medio de examen visual, se observa que, tras los 180 días de inmersión en las disoluciones agresivas (agua de mar, sulfato magnésico y yeso), aparentemente, las probetas no presentan ningún tipo de deterioro. Sin embargo, se aprecia que, en algunas, aparecen depósitos blancos, sobre todo en las sumergidas en las disoluciones de sulfato magnésico y yeso.

Mediante microscopía electrónica, se observa la presencia de partículas de ettringita en las probetas sumergidas en

AGUA FILTRADA

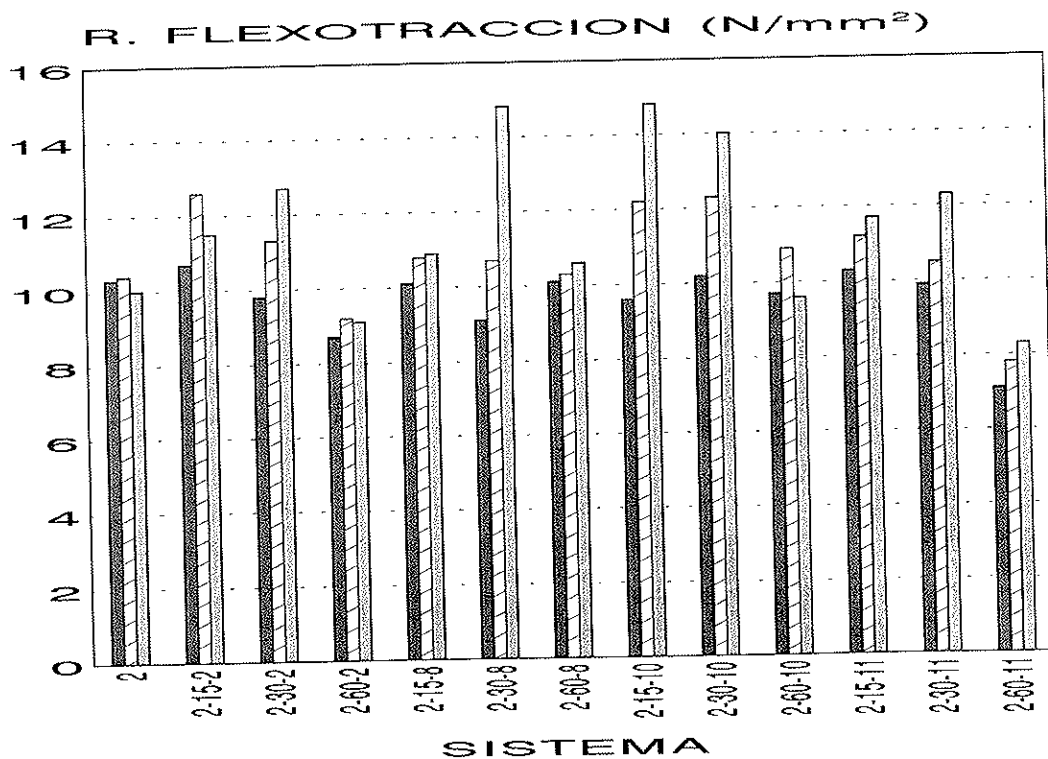
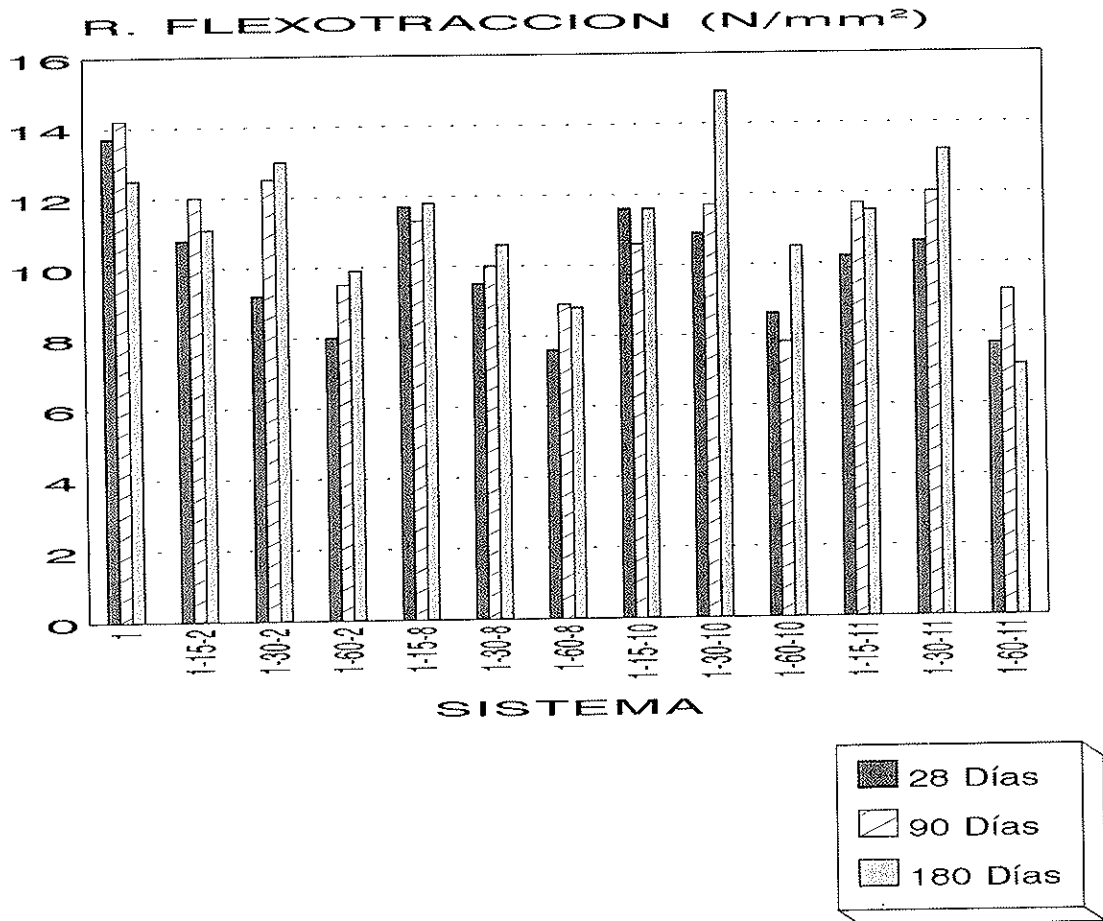


Fig. 1.

AGUA DE MAR

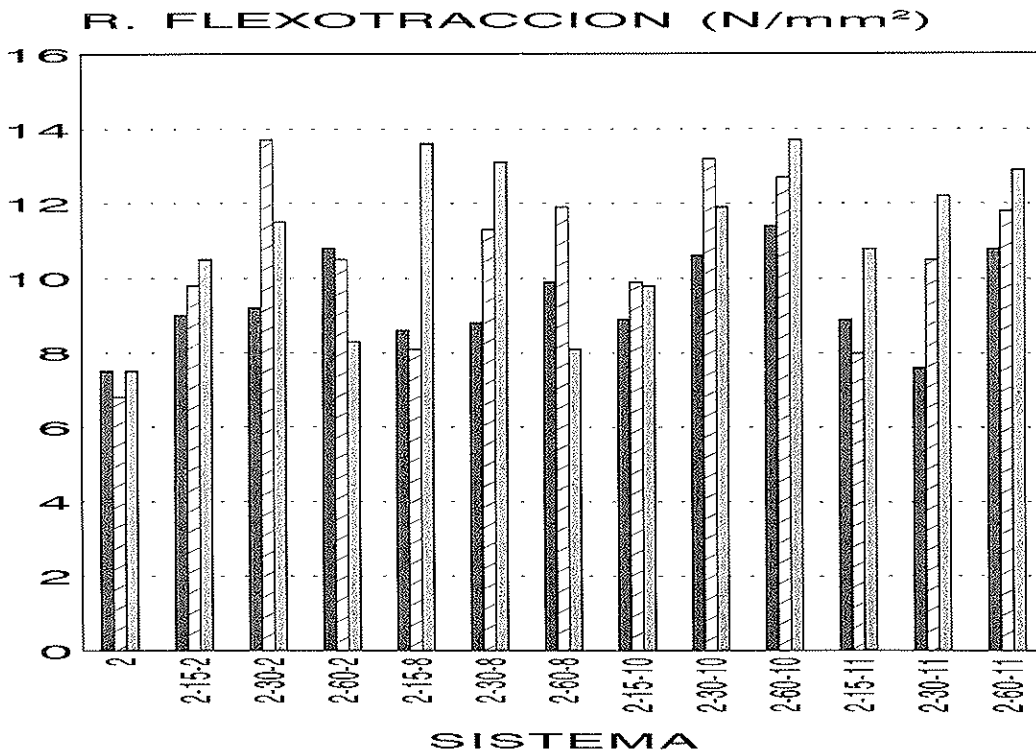
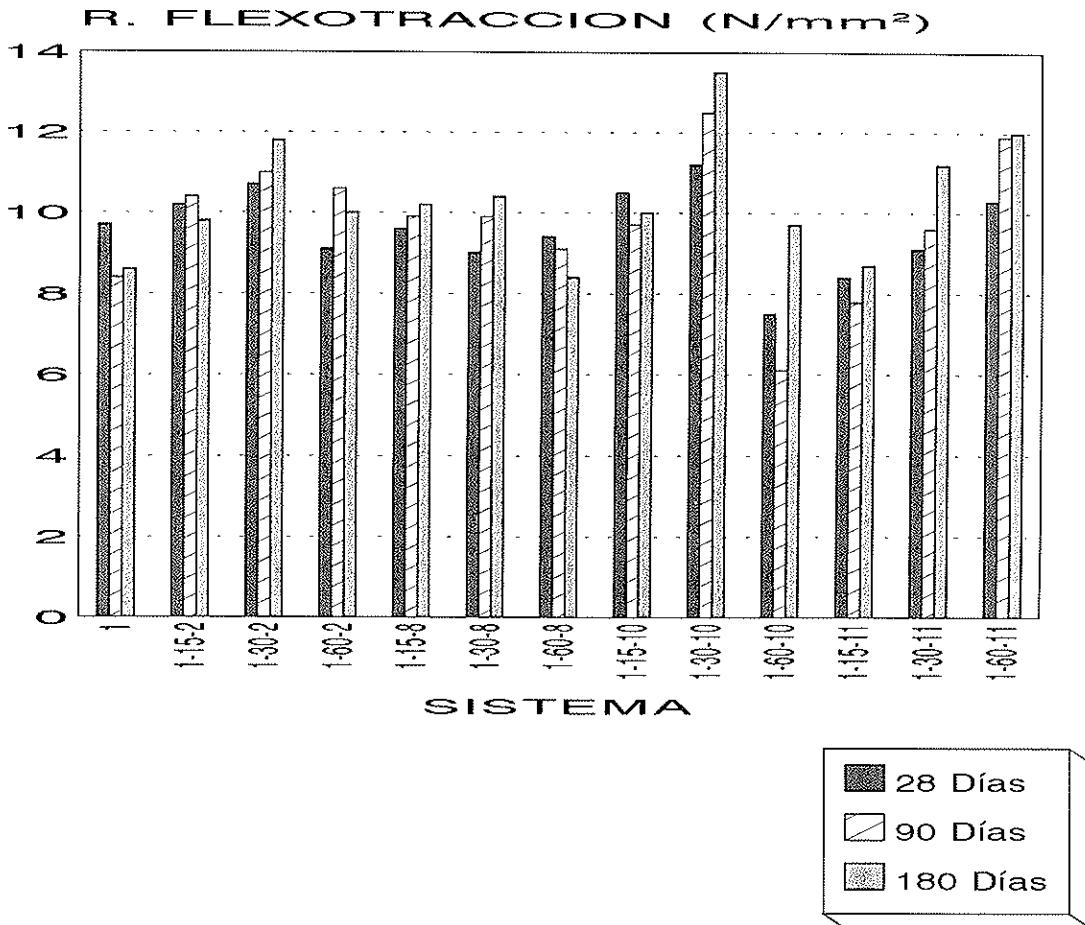


Fig. 2.

SULFATO MAGNESICO

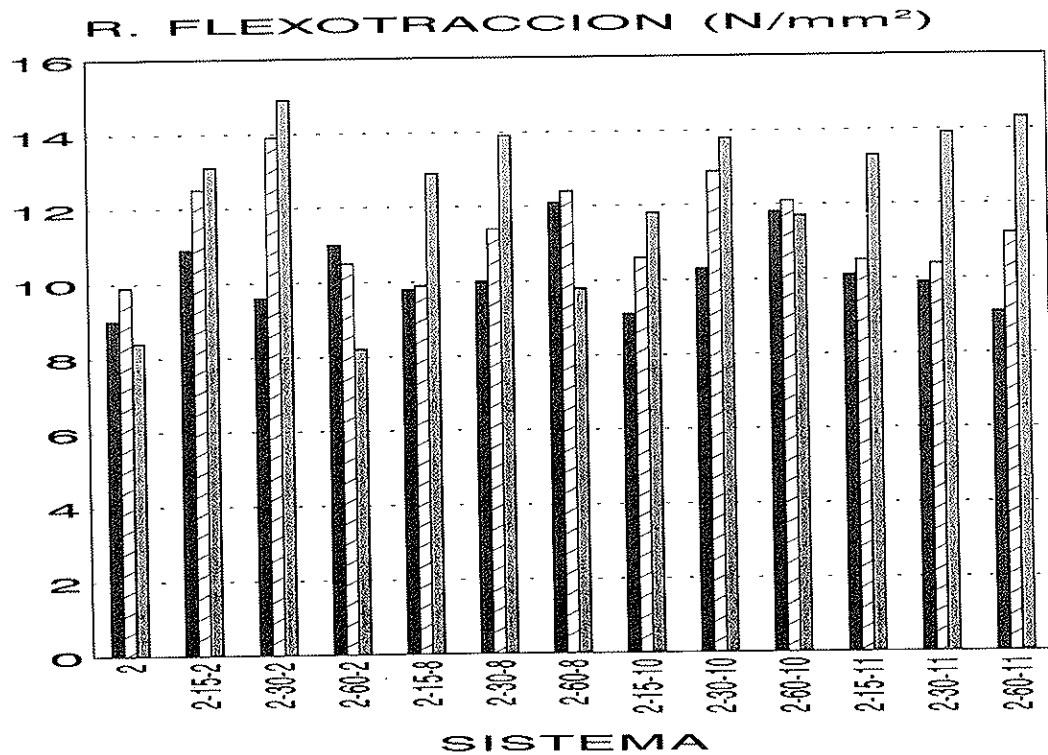
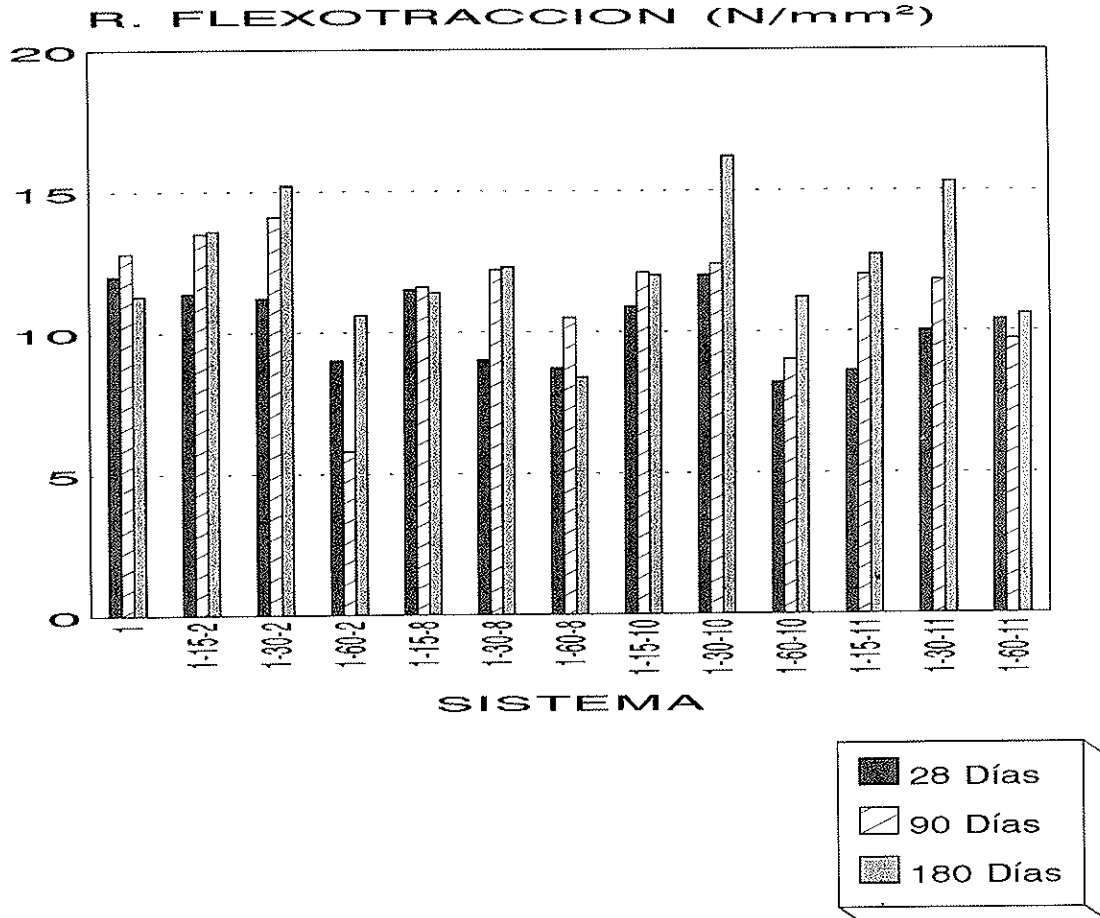


Fig. 3.

YESO

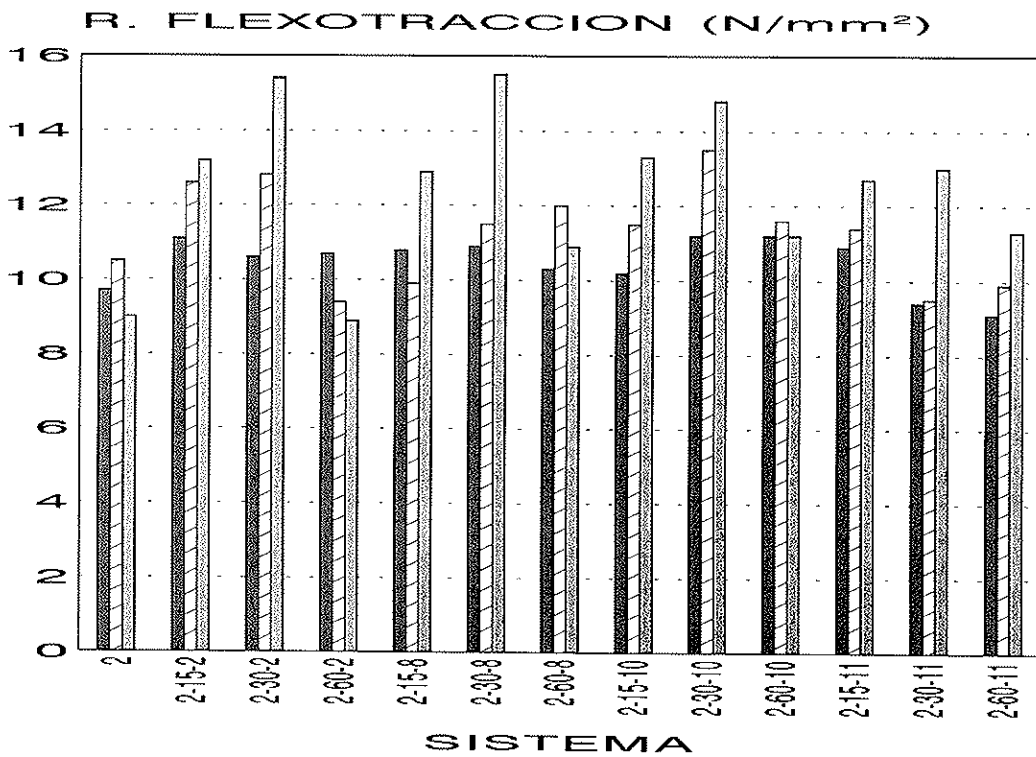
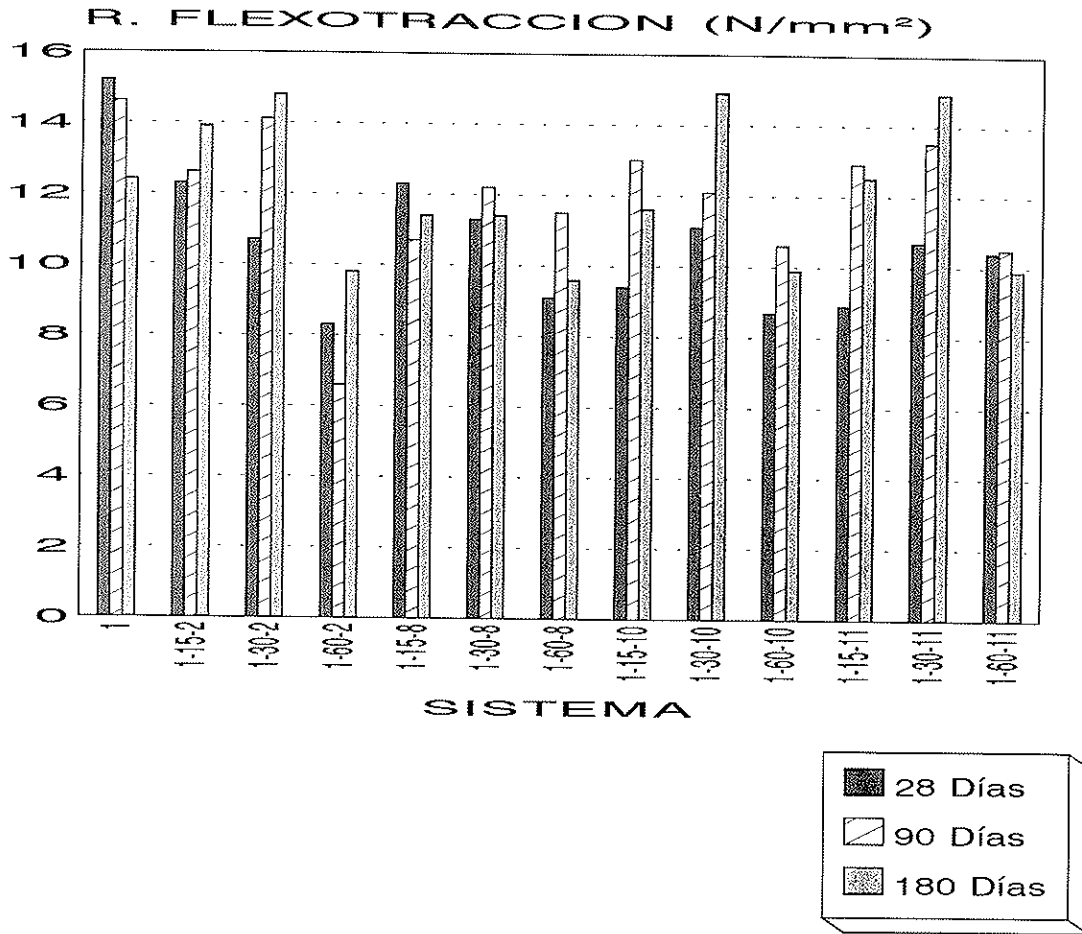


Fig. 4.

sulfato magnésico y yeso, y la presencia de cloro en las probetas sumergidas en agua de mar. Esto nos indica que, aunque al examen visual las probetas parecen inalteradas, los compuestos de las disoluciones agresivas ya han comenzado a difundir y reaccionar en el seno del mortero.

En las disoluciones de sulfato magnésico, aparece un precipitado blanco. Mediante examen por microscopía electrónica de barrido, se detecta la presencia de brucita $[Mg(OH)_2]$, que precipita debido a que el pH es mayor de 10,5. La aparición de $Ca(OH)_2$, demuestra que se ha producido lixiviación en las probetas.

En lo que se refiere al estudio de la variación de peso, todas las probetas se pesaron antes de ser sumergidas en las distintas disoluciones, pesándose nuevamente transcurridos 28, 90 y 180 días.

Con el tiempo, se observa, en general, una tendencia al aumento de peso de las probetas. Este aumento se debe, entre otras causas, a que las probetas van saturando su red capilar con la disolución, hasta que, debido a la acción del agente agresivo en disolución, se forman compuestos expansivos, que producen una pérdida de masa. El aumento de peso también se debe a la aparición de depósitos blancos en algunas probetas, principalmente en las que se encuentran en las disoluciones de sulfato magnésico y de yeso.

1.2. Probetas de (4 x 4 x 16) cm

Estas probetas de mortero se fabricaron con los mismos cementos y mezclas que las de (1 x 1 x 10) cm, con una proporción de material cementante/arena de 1/3, y utilizando una relación agua/material cementante de 0,5.

Las probetas se curaron en cámara húmeda durante un día, a una temperatura de $20 \pm 1^\circ C$, y con una humedad relativa superior al 90%, continuando su curado en agua potable, filtrada, durante 30 días, a la temperatura de $20 \pm 1^\circ C$.

En ellas se estudió la variación en el peso, dimensiones y resistencias mecáni-

cas a flexotracción y compresión, en dos ensayos distintos de durabilidad:

- Ciclos hielo-deshielo.
- Ciclos acelerados de sulfato sódico.

Una serie de cada una de las dosificaciones cemento/ceniza se mantuvo en condiciones normalizadas, ensayándose a flexotracción y compresión, sirviendo de referencia para el resto de las probetas.

1.2.1. Ciclos hielo-deshielo

Tras los 30 días de curado, una serie de probetas se sometió a un ensayo de ciclos de hielo-deshielo, consistentes en la introducción de las probetas en una cámara climática, a $-15^\circ C$, durante 8 horas, seguido de su descongelación en agua, a $20^\circ C$, durante 16 horas. Este método está basado en uno similar, puesto a punto por Virtanen.

En estas probetas se realizó un examen visual y un estudio de la variación del peso y de la resistencia a flexotracción y compresión, a los 50 y 100 ciclos.

—Mediante el examen visual, se observó que el deterioro producido por los ciclos hielo-deshielo comienza con una fisuración generalizada, como puede verse en la figura 5, seguida de pérdida de masa hasta el total desmoronamiento de la probeta.

Según el grado de deterioro apreciado visualmente en las probetas, éstas se clasificaron en seis categorías:

- Sin deterioro.
- Levemente deterioradas.
- Ligeramente deterioradas.
- Moderadamente deterioradas.
- Muy deterioradas.
- Totalmente deterioradas.

Así, en la figura 6 se observa la diferencia entre dos probetas, después de 100 ciclos. Una, permanece inalterada (sin deterioro), mientras que en la otra se observa una gran pérdida de masa y un cambio en las dimensiones (totalmente deteriorada).

Se observó que, en general, el deterioro es similar para los sistemas con un 15 y

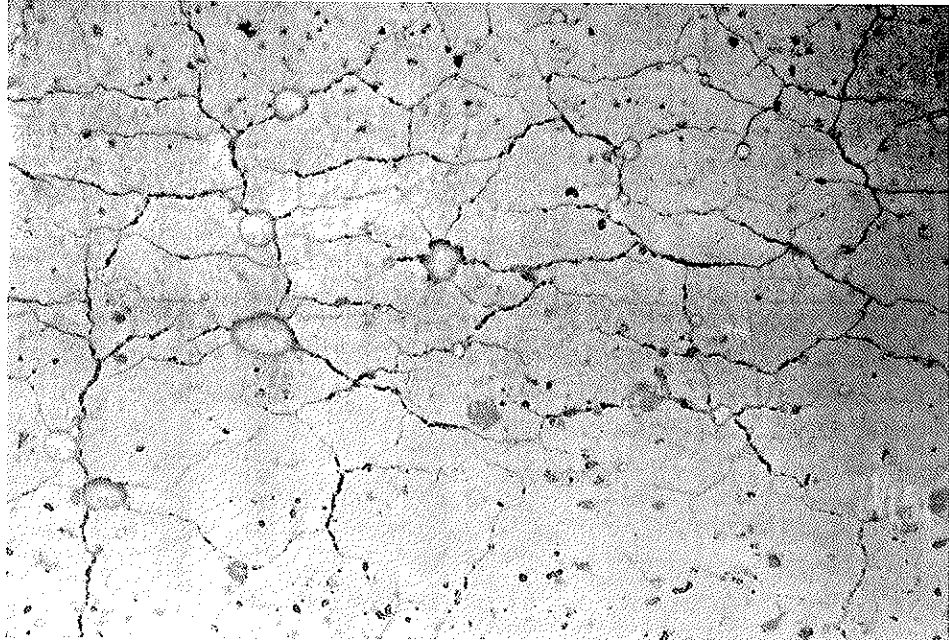


Fig. 5.

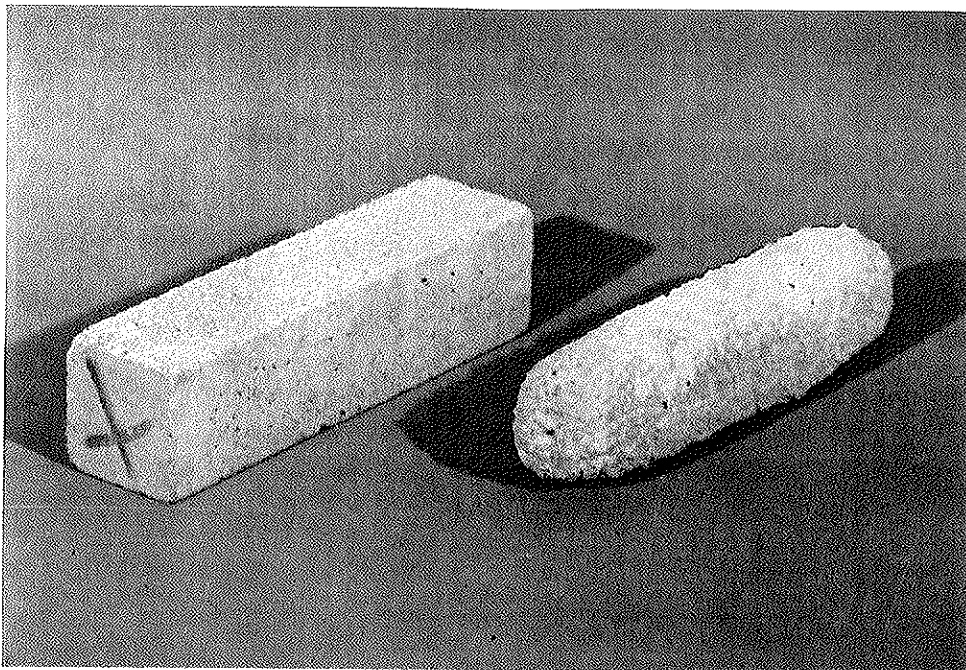


Fig. 6.

un 30% de cenizas volantes, y mayor en los sistemas con un 60%.

—En lo que se refiere a la variación de peso, se observó que, mientras no existe deterioro, las probetas aumentan de peso al saturar su red capilar. Una vez que el deterioro comienza, se produce una pérdida de peso, proporcional a la cantidad de material perdido.

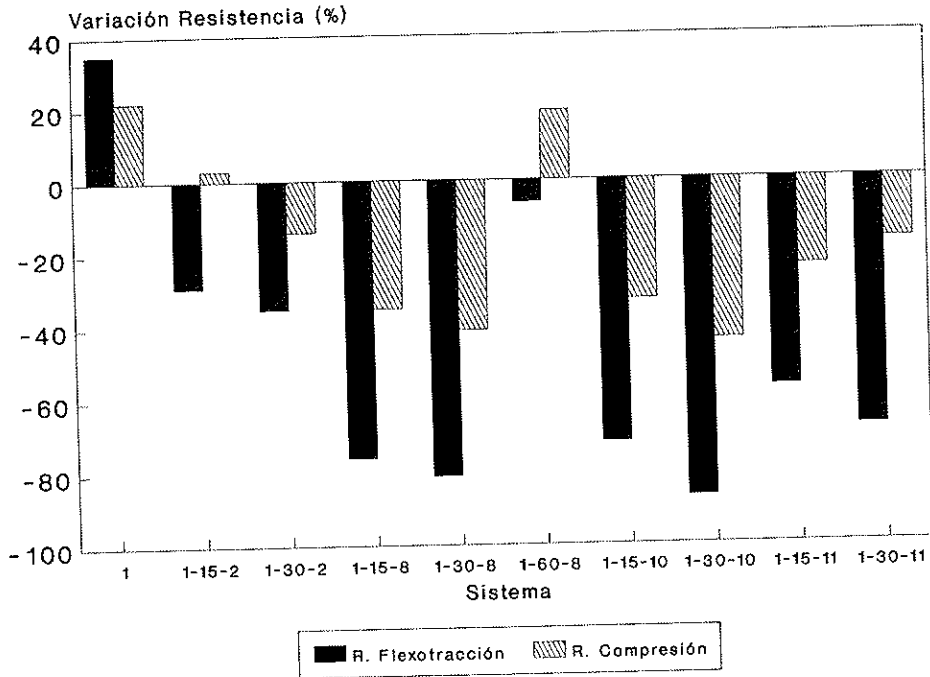
—Los sistemas en los que después de 100 ciclos, las probetas se encontraban, según la clasificación anterior, muy dete-

rioradas o totalmente deterioradas, no pudieron ensayarse a compresión y flexotracción.

En los sistemas con cenizas volantes ensayados, las resistencias obtenidas son, en general, inferiores a las de las probetas de control, como puede verse en la figura 7. En general, los dos cementos tienen un comportamiento similar.

Para que un hormigón sea resistente a los ciclos hielo-deshielo, es necesario que contenga un adecuado sistema de huecos,

CEMENTO 1



CEMENTO 2

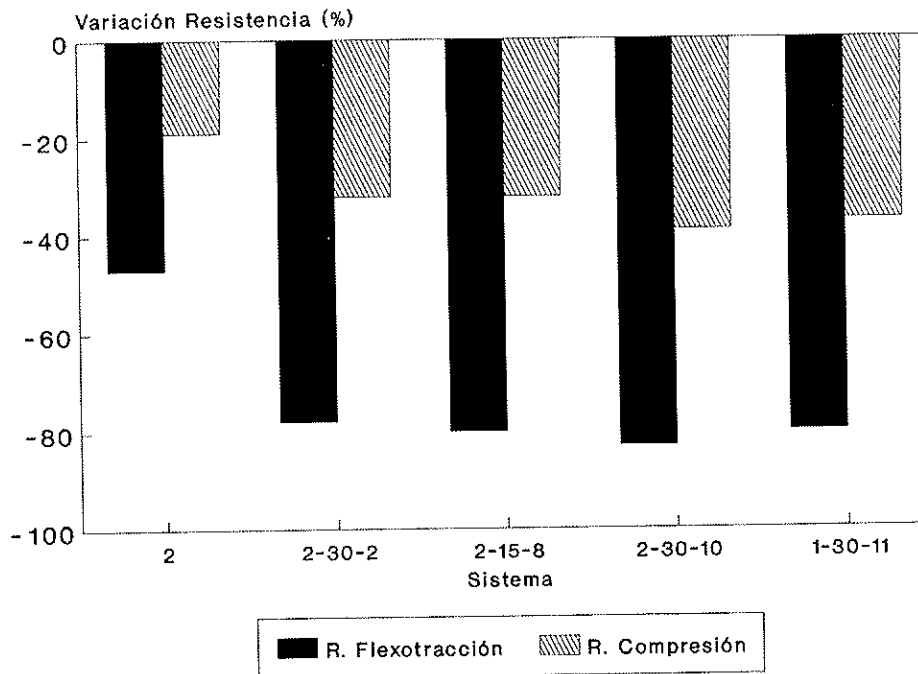


Fig. 7.

es decir, una cantidad determinada de aire ocluido, que permita el fenómeno de dilatación-contracción. Las cenizas volantes, debido a su finura, tapan los poros, y por tanto, disminuyen el volumen de huecos presentes en la probeta.

1.2.2. Ciclos acelerados de sulfato sódico

Una tercera serie de probetas, tras los 30 días de curado, se sometió a ciclos alternativos, en los que las probetas se sumergen en una disolución de sulfato

sódico al 2,1% de concentración, durante 16 horas, seguido de un periodo de secado, en estufa, a la temperatura de 54,6°C.

Este método, utilizado en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, está basado en uno similar, descrito por el Bureau of Reclamation, USA.

Al igual que en las probetas sometidas a ciclos de hielo-deshielo, en estas probetas se realizó un examen visual y un estudio de la variación del peso y las resistencias mecánicas a compresión y flexotracción, transcurridos 50 y 100 ciclos.

—El examen visual mostró que el deterioro causado a las probetas mediante los ciclos de sulfato sódico-secado, se mani-

fiesta por medio de una fisuración más o menos generalizada.

Mientras que al cabo de 50 ciclos no aparecía deterioro en ninguna de ellas, transcurridos los 100 ciclos, la situación ya había cambiado. Algunas de las probetas elaboradas con cemento I-O/45A y mezclas de éste con un 15 y 30% de ceniza volante, se rompieron antes de cumplirse los 100 ciclos. La mayoría rompieron por la mitad, pudiéndose apreciar, en la zona de fractura, un halo blanco (figura 8). Examinándolo mediante microscopía electrónica de barrido, se comprobó la presencia de ettringita y carbonato cálcico (figura 9). La presencia de este último se debe a la reacción entre el Ca(OH)_2 , procedente de la hidratación del cemento, con el CO_2 atmosférico absorbido por la disolución.

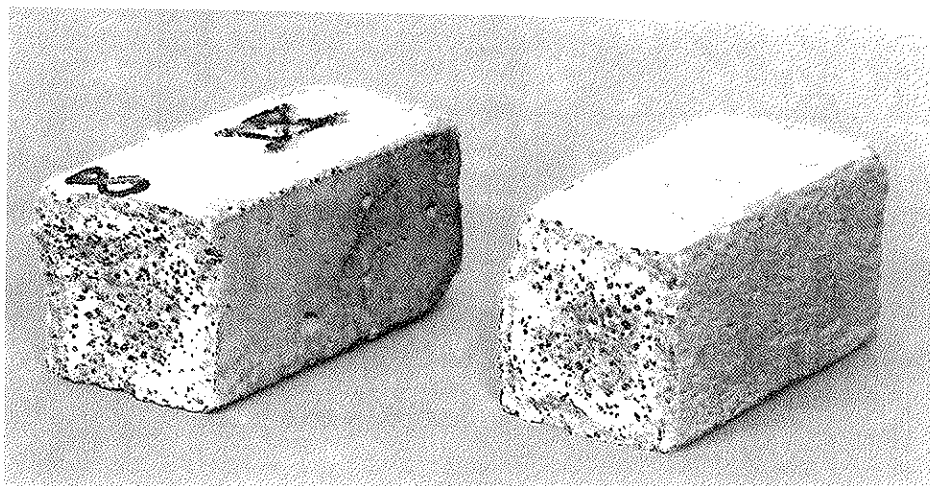


Fig. 8.

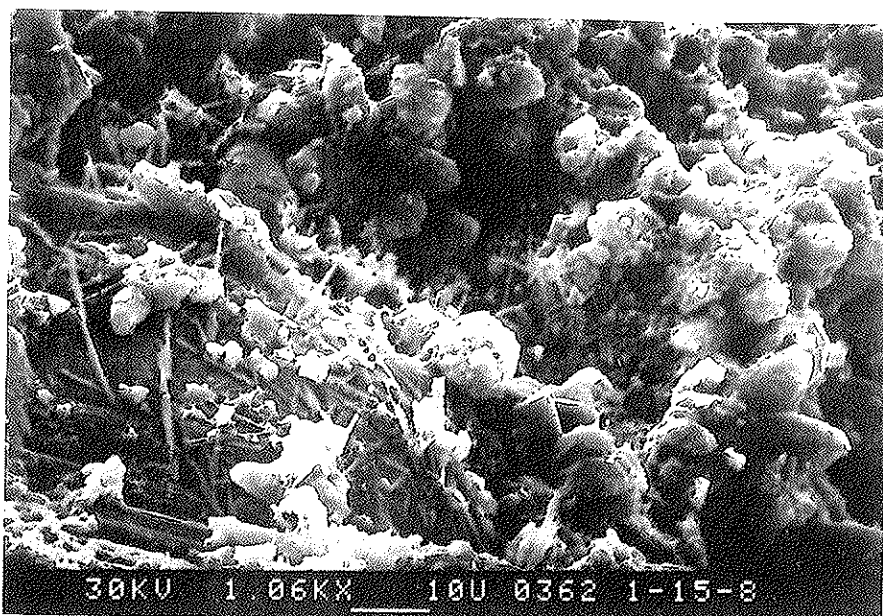


Fig. 9.

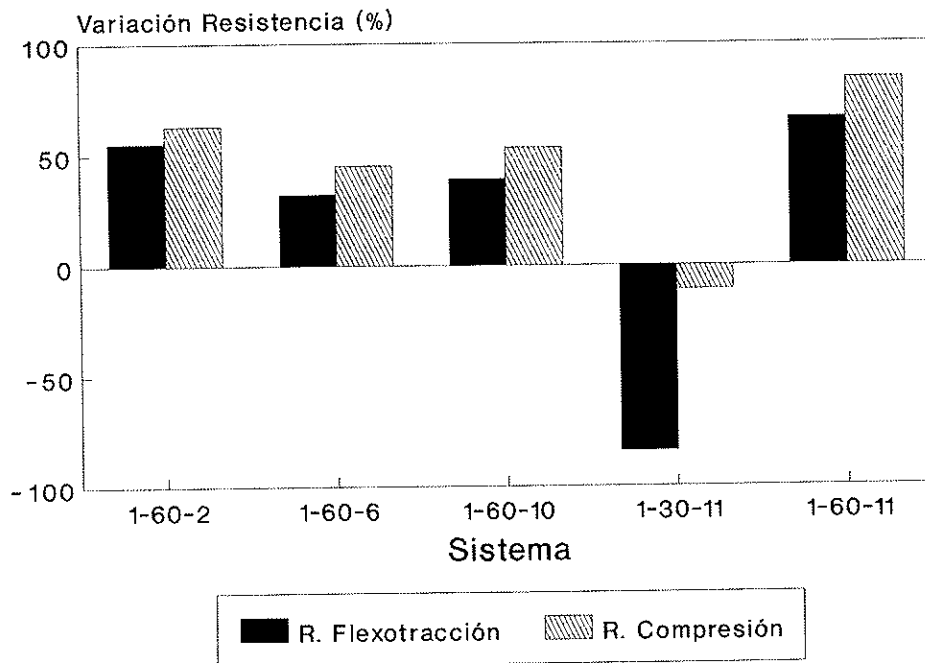
Transcurridos los cien ciclos, los sistemas elaborados con cemento I/45A y una adición de un 15 ó 30% de ceniza volante aparecen más o menos deteriorados. Sin embargo, las probetas que contienen un 60% de cenizas volantes, elaboradas con ambos cementos, aparecen, al examen visual, como inalteradas.

—En lo que se refiere a la variación de peso, al igual que en los ciclos hielo-

deshielo, las probetas aumentan de peso mientras no existe deterioro. Cuando éste se produce, disminuye el peso a medida que el deterioro aumenta.

—El estudio de la variación de las resistencias mecánicas muestra que la sustitución de un 15 o un 30% de cemento por ceniza volante, no aumenta la resistencia a los sulfatos, tanto para el cemento I-O/45A, como para el I/45A.

CEMENTO 1



CEMENTO 2

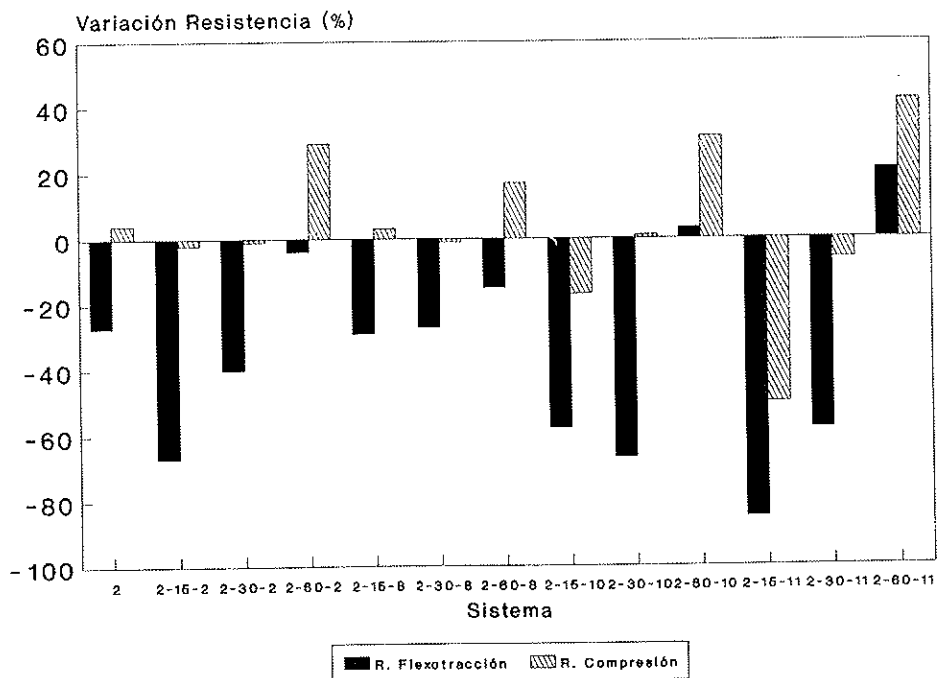


Fig. 10.

Sin embargo, cuando la proporción de ceniza volante es del 60%, las probetas experimentan una mejoría en el comportamiento mecánico, lo que indica una mejor resistencia a los sulfatos. Esto puede verse en la figura 10, que muestra la diferencia entre las resistencias obtenidas en las probetas que resistieron los 100 ciclos de sulfato sódico y las correspondientes a las probetas normalizadas.

El contenido de C_3A del cemento portland, es un factor que influye decisivamente en la resistencia del hormigón a los sulfatos. Esta será mayor, cuanto más bajo sea el porcentaje de C_3A presente en el cemento. Por tanto, los sistemas elaborados con el cemento I/45A se han comportado, en general, mejor que los sistemas elaborados con el cemento I-O/45A, debido a que el primero contiene una proporción de C_3A menor. De la misma forma, cuanto mayor sea el porcentaje de adición de ceniza volante, menor será la cantidad de clinker, y por tanto la de

C_3A . Por ello, los mejores resultados, se han obtenido con una sustitución de ceniza volante, del 60%.

2. PROBETAS DE HORMIGON

Además de los ensayos realizados sobre probetas de mortero, las cuales presentan la ventaja de su manejabilidad (sobre todo para los ensayos de durabilidad), siendo sus resultados aplicables a hormigones, se fabricaron probetas de hormigón, en las que se realizaron ensayos mecánicos y pruebas de permeabilidad bajo presión.

Para la fabricación de los hormigones se utilizó el cemento I/45A y las cenizas volantes, como adición activa, en las proporciones de 15, 30 y 60%. Se mantuvo constante la cantidad de material cementicio, en 320 Kg por m^3 de hormigón, variando la dosificación de áridos y la relación agua/material cementicio,

Tabla 6

| DOSIFICACION (Sistema) | Kg/m ³ | | | | | | CONSISTENCIAS | |
|---------------------------|-------------------|--------|------|-------|----------|-------|---------------|--------------|
| | Cemento I/45A | Ceniza | Agua | Arena | Gravilla | Grava | Cono en cm | Mesa en % |
| 2 | 320 | — | 192 | 777 | 548 | 604 | 5 | 88 |
| 2-15-2 | 272 | 48 | 185 | 768 | 559 | 609 | 8,5 | 82 |
| 2-30-2 | 224 | 96 | 178 | 759 | 571 | 614 | 7 | 81 |
| 2-60-2 | 128 | 192 | 160 | 746 | 595 | 627 | 7 | 78 |
| 2-15-8 | 272 | 48 | 187 | 769 | 557 | 607 | 8 | 86 |
| 2-30-8 | 224 | 96 | 180 | 766 | 565 | 612 | 8 | 77 |
| 2-60-8 | 128 | 192 | 160 | 767 | 586 | 627 | 6 | 72 |
| 2-15-10 | 272 | 48 | 185 | 769 | 559 | 609 | 7 | 87 |
| 2-30-10 | 224 | 96 | 175 | 765 | 571 | 616 | 6 | 75 |
| 2-60-10 | 128 | 192 | 160 | 749 | 594 | 627 | 7 | 72 |
| 2-15-11 | 272 | 48 | 183 | 773 | 560 | 610 | 8 | 91 |
| 2-30-11 | 224 | 96 | 169 | 776 | 573 | 620 | 6 | 71 |
| 2-60-11 | 128 | 192 | 165 | 785 | 584 | 631 | 6 | 71 |

para obtener un hormigón de consistencia blanda (6-9 cm de cono de Abrams), en todos los casos.

Se emplearon áridos rodados, con tamaños máximos de 20 y 10 mm de grava y gravilla, respectivamente.

En la tabla 6, figuran las dosificaciones de los distintos hormigones fabricados. La denominación utilizada en los hormigones es la misma que en los mor-

teros.

Evolución de las resistencias mecánicas

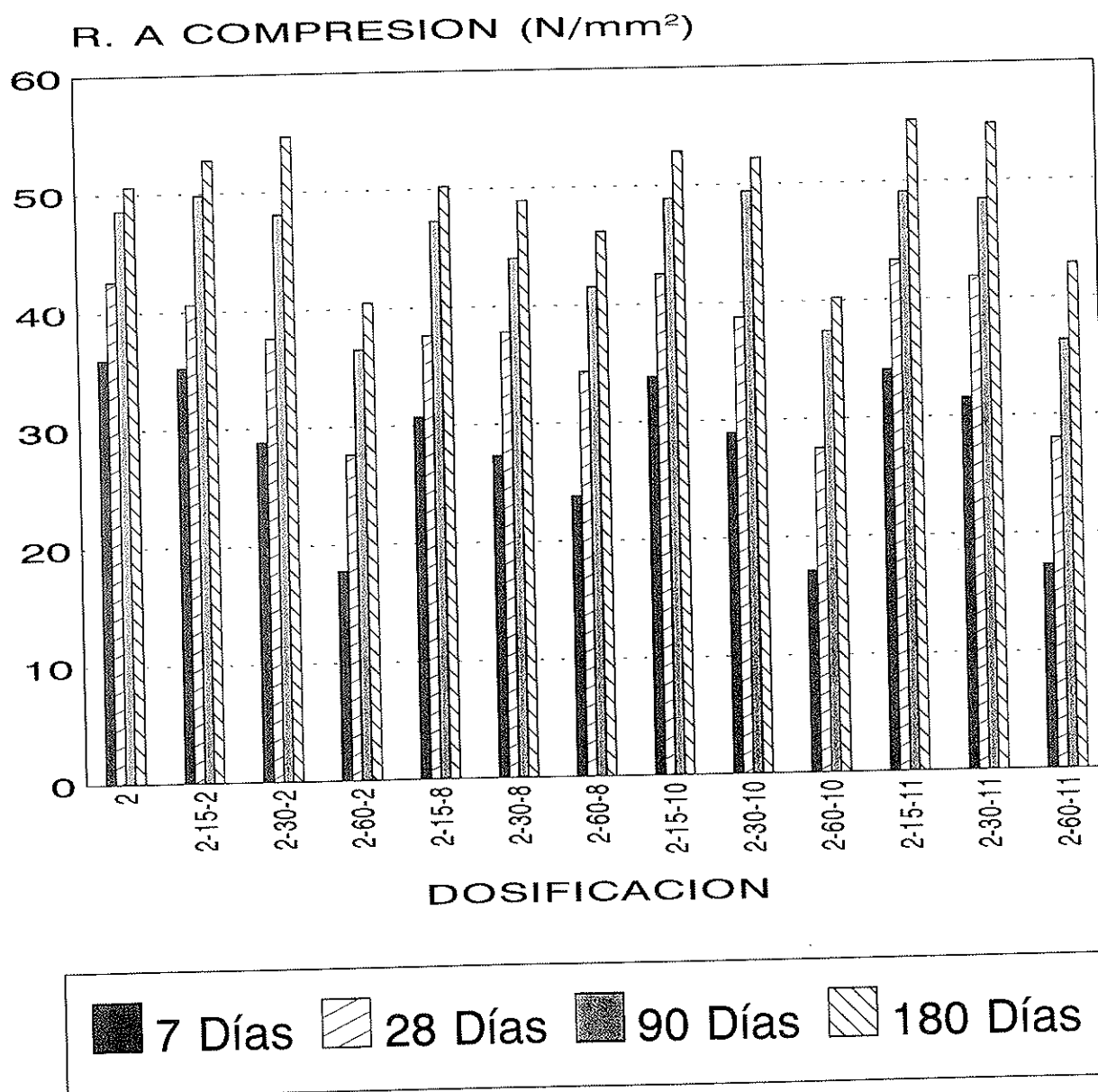
El estudio de las resistencias mecánicas se realizó en probetas cúbicas, de 15 cm de arista, fabricadas con los hormigones antes citados.

Los resultados obtenidos de la evolución de las resistencias de los hormigones se representan en la figura 11.

Fig. 11.

RESISTENCIA A COMPRESION, EN PROBETA CUBICA DE 15 CM DE ARISTA.

CEMENTO EMPLEADO: I/45A.



Para los hormigones fabricados con una adición del 15% de ceniza volante, sus resistencias a compresión superan a la del hormigón patrón (sin ceniza volante) a partir de los 90 días, siendo a 28 días muy próxima a la del hormigón patrón.

En los hormigones fabricados con una adición del 30% de ceniza volante, las resistencias a compresión igualan a la del hormigón patrón, a partir de 90 días, superando ésta a 180 días.

En el caso de los hormigones con 60% de adición de ceniza volante, sus resistencias siempre se mantienen por debajo de la del hormigón patrón.

Permeabilidad

Para el estudio de la permeabilidad, se fabricaron, mediante moldes, probetas de hormigón, de 15 cm de diámetro y alturas variables, de alrededor de 17 cm.

Una vez fabricadas, se conservaron al ambiente hasta la edad de 21 días, a una temperatura de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ y con el $95 \pm 5\%$ de humedad relativa.

Los ensayos se realizaron según el procedimiento descrito en la norma UNE 83-309. De acuerdo con esta norma, se determinaron dos profundidades de penetración: máxima y media. En la tabla 7 pueden verse los valores obtenidos para cada una de las profundidades de penetración mencionadas.

Se observó que el comportamiento de las cuatro cenizas volantes es similar.

CONCLUSIONES

—La adición de un 15% de cenizas volantes adecuadas, sustituyendo a la misma cantidad de cemento, en un hormigón, fabricado con el tipo de cemento adecuado, puede igualar, a partir de 28 días, la resistencia a compresión del hormigón sin cenizas volantes.

—La adición (por sustitución de cemento) del 30% de cenizas volantes adecuadas, en un hormigón fabricado con el tipo de cemento adecuado, puede igualar, a partir de 90 días, la resistencia a compresión del hormigón sin sustitución de cenizas volantes.

Tabla 7

| MARCA DE PROBETA | PROF. MAX (mm) | PROF. MEDIA (mm) |
|------------------|-------------------|---------------------|
| 30% HC 10-Nº 4 | 47,0 | 28,2 |
| 30% HC 10-Nº 5 | 51,0 | 29,2 |
| 30% HC 10-Nº 6 | 81,0 | 51,6 |
| 30% HC 8-Nº 4 | 84,0 | 59,1 |
| 30% HC 8-Nº 5 | 88,0 | 66,2 |
| 30% HC 8-Nº 6 | 88,0 | 66,1 |
| 30% HC 2-Nº 4 | 84,0 | 66,2 |
| 30% HC 2-Nº 5 | 70,0 | 48,2 |
| 30% HC 2-Nº 6 | 68,0 | 43,6 |

—Por lo tanto, adiciones de cenizas volantes adecuadas, de hasta aproximadamente un 30%, a hormigones fabricados con el tipo de cemento adecuado, no sufren pérdidas de resistencia, a partir de una cierta edad, comparativamente con los hormigones sin cenizas volantes, sino que las mantienen o aumentan.

—Las adiciones de cenizas volantes adecuadas, en general, favorecen el comportamiento mecánico-resistente frente a la agresividad del **agua de mar, sulfato magnésico y sulfato cálcico (yeso)**. Por lo que hace referencia al ensayo de **sulfato sódico-secado**, hay que señalar que el comportamiento es satisfactorio para adiciones del orden del 60%.

—La resistencia a los ciclos hielo-deshielo de las probetas con adición de cenizas volantes adecuadas es peor que el de las probetas patrón con cemento solo, pues aquéllas reducen el volumen de huecos, lo cual perjudica a los movimientos de dilatación-contracción. Esta circunstancia se podría evitar mediante el empleo de un aditivo aireante, circunstancia que no está prevista en este trabajo.

—En cuanto al comportamiento de los dos tipos de cemento empleados, I y I-O, se puede decir que las probetas de mortero elaboradas con dichos cementos y las adiciones de cada una de las cenizas volantes, se comportan de forma similar frente a la agresividad del **agua de mar y ciclos de hielo-deshielo**.

—Las probetas de mortero fabricadas con el cemento **tipo I** y adición de cada una de las cenizas volantes, tienen un comportamiento mecánico-resistente mejor que las elaboradas con cemento **tipo I-O** y adición de cenizas volantes, frente a la agresividad de las **disoluciones de sulfato magnésico, sulfato cálcico (yeso)**, y ciclos **sulfato sódico-secado**.

—Los resultados que han permitido realizar estas conclusiones están pendientes de ser corroborados, a edades mayores, según el plan establecido y citado anteriormente.

COMENTARIO FINAL

—Las cenizas volantes son un subproducto industrial, susceptibles, por tanto, de cambios de composición y propiedades, en función de su origen (central termoeléctrica determinada), o incluso, para una misma central a lo largo del tiempo. El objetivo de una central termoeléctrica es la optimización de la producción de energía eléctrica, para lo cual quema determinadas mezclas de carbones. Por tanto, los controles sobre las cenizas volantes, para su utilización como adición al hormigón, deben ser muy cuidadosos, para asegurar que van a aportar una serie de ventajas a éste y ningún inconveniente, fundamentalmente desde el punto de vista de la durabilidad.

—En este sentido, habría que hacer una serie de consideraciones, respecto a la fabricación de hormigones con adición de cenizas volantes:

Primeramente, disponer de los medios necesarios para realizar estos controles, (normativa vigente sobre la utilización de cenizas como adición al hormigón, estudios particulares en función del tipo de obra...), así como para la comprobación del coeficiente (K) de eficacia de la ceniza, mediante la realización de "ensayos previos", de forma similar a la definida en la Instrucción EH, asegurando la homogeneidad de hormigones preparados con distintas cenizas volantes.

—Estas circunstancias limitan la fabricación de hormigones con adición de cenizas volantes, a determinadas situaciones en las que se disponga de los medios anteriormente señalados.

—Por otra parte, señalar que sería interesante una mayor incidencia de la Instrucción EH, en los temas relativos a la utilización de adiciones (Artículo 8. Otros componentes del hormigón) tanto para las que actualmente están contempladas (cenizas volantes), como para las que no lo están (humo de sílice), pero cuyo uso está cada vez más generalizado para la fabricación de hormigones especiales (hormigón de alta resistencia).

—Por último, indicar la importancia que, en la durabilidad del hormigón,

pueden tener las adiciones; circunstancia que, al igual que otras relativas a la durabilidad, no están suficientemente contempladas en la Instrucción EH.

BIBLIOGRAFIA

—BERRY, E.E. y MALHOTRA, V.M. Fly Ash in Concrete. SP85-3. CANMET. Ottawa. Febrero, 1986.

—BICZOK, I. La corrosión del hormigón y su protección. Ed. Urmo.

—EL-JAZAIRI, B.; ILLSTON, J.M. A Simultaneous semi-isothermal method of thermogravimetry and derivative thermogravimetry, and its application to cement pastes. Cement and Concrete Research, Vol. 7, pág. 247-258, 1977.

—GALLIGO, J.M. Técnicas de estudio de la permeabilidad en hormigones. Curso sobre aplicación de las técnicas físicas de análisis al estudio y control de materiales. Madrid, Febrero 1990.

—GASPAR-TEBAR, D.; SAGRERA-MORENO, J.L.; AGUANELL, M.; GONZALEZ VILA, V. Durabilidad del hormigón: Acción de disoluciones de sulfato de calcio y de sulfato de magnesio sobre un cemento portland de alta resistencia inicial. Influencia de la adición de escorias y cenizas volantes. Materiales de Construcción, Vol. 40, nº 219, pág. 49-66, Madrid, 1990.

—LAWRENCE, C.D. Sulphate attack on concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 42, nº 153, pág. 249-264, 1990.

—MARSH, B.; DAY, R. Pozzolanic and cementitious reactions of fly ash in blended cement pastes. Cement and Concrete Research, Vol. 18, pág. 301-310, 1988.

—RAMACHANDRAN, V.S. Differential thermal method of estimating calcium hydroxide in calcium silicate and cement pastes. Cement and Concrete Research, Vol. 9, pág. 677-684, 1979.

—RODWAY, L.E. Durability of Concrete. Cement Concrete, and Aggregates, Vol. 7, nº 1, pág. 43-48, 1985.

—Cement Replacement Materials. Surrey University Press. Glasgow, 1986.

—CEMCO-88, CSIC, XI Curso de estudios mayores de la construcción. Area de Patología.

—Durabilidad del hormigón: "Estudio sobre medida y control de su permeabilidad". Monografía nº 32 de Tecnología de Carreteras. MOPT. Madrid, Febrero 1989.

—Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. EH-91.

—Pliego de prescripciones técnicas generales para la recepción de cementos. RC-88.

—UNE 80-101-88. Métodos de Ensayo de Cementos. Determinación de Resistencias Mecánicas.

—UNE 80-103-86. Métodos de Ensayo de Cementos. Ensayos Físicos. Determinación de la densidad real mediante el volumenómetro de Le Chatelier.

—UNE 80-106-86. Métodos de Ensayo de Cementos: Ensayos Físicos. Determinación de la finura con el permeabilímetro Blaine.

—UNE 80-280-88. Métodos de Ensayos de Cementos; Ensayo de Puzonalinidad para cementos puzolánicos.

—UNE 83-309-90. Ensayos de Hormigón. Determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión.

RESUMEN

En el presente artículo se describe parte de un trabajo de investigación, financiado por la Secretaría General Técnica del M.O.P.T., que ha consistido en la fabricación de morteros y hormigones con una serie de cenizas volantes producidas por las centrales termoeléctricas españolas, utilizando dos tipos de cementos (I, I-O). Se ha realizado una campaña experimental con el fin de estudiar su evolución, tanto en condiciones normalizadas, como en diferentes ambientes agresivos.

Además de los ensayos físico-químicos de caracterización de las cenizas volantes, se citan diversas formas de estudiar su pozzolanidad, una de ellas, puesta a punto en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, mediante la utilización del análisis termogravimétrico.

Finalmente, se muestran los resultados obtenidos hasta el momento, de los que se deduce que, si bien el comportamiento de las **cenizas volantes escogidas** ha sido satisfactorio, su utilización requiere una serie de cuidados, por tratarse de unos subproductos industriales de los que no se tiene, a priori, ninguna garantía de uniformidad, produciendo unos efectos significativos en los hormigones y morteros, tanto en estado plástico (reología) como en su endurecimiento y durabilidad.

SUMMARY

This paper describes a research work financed by the Secretaría General Técnica of MOPT that consists in the manu-

facture of mortars and concretes with some fly ashes selected from the Spanish powerplants, using two types of cements (I, I-O); and the performance of experimental tests with the purpose of studying their evolution, in standard conditions as well as in different aggressive environments.

In addition to the physicochemical tests for the characterization of fly ashes, several alternatives of studying their pozzolanity are also mentioned. One of these alternatives consists in the utilization of the thermogravimetric analysis.

Finally, this paper also shows the results obtained so far. From such results it can be deduced that, although the behavior of the **selected fly ashes** has been satisfactory, their utilization requires a serie of cares because they are industrial by-products from which we have no uniformity guarantee a priori. Besides that they originate significant effects in concretes and mortars, in plastic state (rheology), as well as in its hardness and durability.

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

- FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. (FCCSA).**—Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.
- FORMIGONS GIRONA, S.A.**—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Gerona).
- FREYSSINET, S.A.**—General Perón, 24. 28020 Madrid.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.**—Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.
- HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.**—Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.
- IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).**—Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).**—Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.
- INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).**—José Abascal, 53-2.ª planta. 28003 Madrid.
- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.**—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
- INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).**—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
- INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA). Biblioteca.**—Orense, 70. 28020 Madrid.
- JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.**—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
- LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES. CEDEX.**—Alfonso XII, 3. 28004 Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.**—Apartado 138. 36600 Villagarcía de Arosa (Pontevedra).
- PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.**—Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
- PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).**—Padre Damián, 42-1º-D. 28036 Madrid.
- SENER, TECNICA INDUSTRIAL Y NAVAL, S.A.**—Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
- SIKA, S.A.**—Carretera de Fuencarral, 72. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
- SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A. (SECEGSA).**—Estébanez Calderón, 3-1.º-A. 28020 Madrid.
- TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).**—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.
- TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.**—Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.
- TREFILERIAS QUIJANO, S.A.**—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
- TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).**—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
- VSL IBERICA, S.A.**—Paseo de la Castellana, 117-2.º-dcha. 28046 Madrid.

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.



**asociación técnica
española del prefensado**