



ASOCIACIÓN  
TÉCNICA ESPAÑOLA  
DEL PRETENSADO

INSTITUTO  
EDUARDO TORROJA  
DE LA CONSTRUCCIÓN  
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES - CHAMARTÍN  
MADRID - 33

# HORMIGÓN

Nº 115 y acero



# **Miembros protectores**

## **de la Asociación Técnica 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 "**Miembro Protector**" los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

**AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.**—Eduardo Dato, 17. Madrid-10.

**AGUSTI, S. A.**—Carretera de Barcelona, 36. Gerona.

**ALVI, S. A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).**—Marina Moreno, 31. Zaragoza.

**CAMARA, S. A.**—Paseo San Vicente, 4. Valladolid.

**CAMINOS Y PUERTOS, S. A.**—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.

**CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. (CYASA-PPB).**—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.

**CARLOS FERNANDEZ CASADO, S. A.**—Grijalba, 9. Madrid-6.

**CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O. P.**—Alfonso XII, 3. Madrid-7.

**CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L.**—Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.

**CIMENTACIONES ESPECIALES, S. A.**—Ayda. del Generalísimo, 20. Madrid-16.

**COMPANIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A.**—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.

**DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.**—Alameda de Osuna, 50. Madrid-22.

**ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA).**—Apartado 553. La Coruña.

**ENTRECANALES Y TAVORA, S. A.**—Juan de Mena, 8. Madrid-14.

**E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.**—Jorge Girona Salgado, 31. Barcelona-7.

**EUROPEA DE INYECCIONES, S. A. (EURINSA).**—López de Hoyos, 13. Madrid-6.

**FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.**—Balmes, 36. Barcelona-7.

**FORJADOS DOMO.**—Hermosilla, 64. Madrid-1.

**HEREDIA Y MORENO, S. A.**—Princesa, 3, plantas 8 y 9. Madrid-8.

**HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S. A.**—Archs, 10. Barcelona-2.

**HIFORCEM.**—Apartado 41. Sevilla.

**IBERING, S. A.**—Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.

**INDUSTRIAS GALYCAS, S. A.**—Portal de Gamarra, 46. Vitoria.

**INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES.**—Ministerio de Obras Públicas. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.

**INTECSA.**—Condesa Venadito, 1. Madrid-26.

**INTEMAC, S. A.**—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.

**JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.**—Zurbano, 41, 2.º izqda. Madrid-10.

**LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.**—Alfonso XII, 3. Madrid-7.

**MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A.**—Apartado 34. Benicarló (Castellón).

**NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.**—Paseo de Pereda, 32. Santander.

**PACADAR, S. A.**—Castelló, 48. Madrid-1.

**PRELOAD SISTEMAS, S. A.**—Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.

**PROCEDIMIENTOS BARREDO.**—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.

**PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL.**—General Perón, 20. Madrid-20.

**S. A. E. BBR.**—Rosellón, 229. Barcelona-8.

**S. A. ECHEVARRIA.**—Apartado 46. Bilbao-8.

**SICOP, S. A.**—Princesa, 24. Madrid-8.

**SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.**—Velázquez, 150, 4.º, Madrid-2.

**TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.**—Monturiol, 5. Santa María de Barbarrá (Barcelona).

**VICENTE PEIRO FAYOS.**—Quintana, 26. Madrid-8.

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.



## hormigón y acero

n. 115

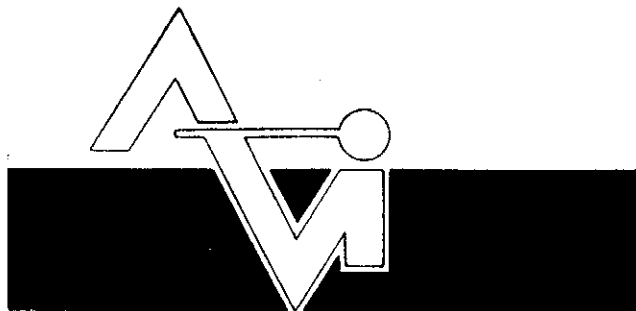
2.º trimestre 1975

### asociación técnica española del pretensado

CUOTA ANUAL	ESPAÑA	EXTRANJERO
	Pesetas	Dólares
Miembros protectores .....	5.000	100,—
Miembros colectivos .....	2.000	40,—
Miembro personal, no adherido al I. E. T. c. c. ....	600	12,—
Miembro personal, adherido al I. E. T. c. c. ....	300	6,—

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

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

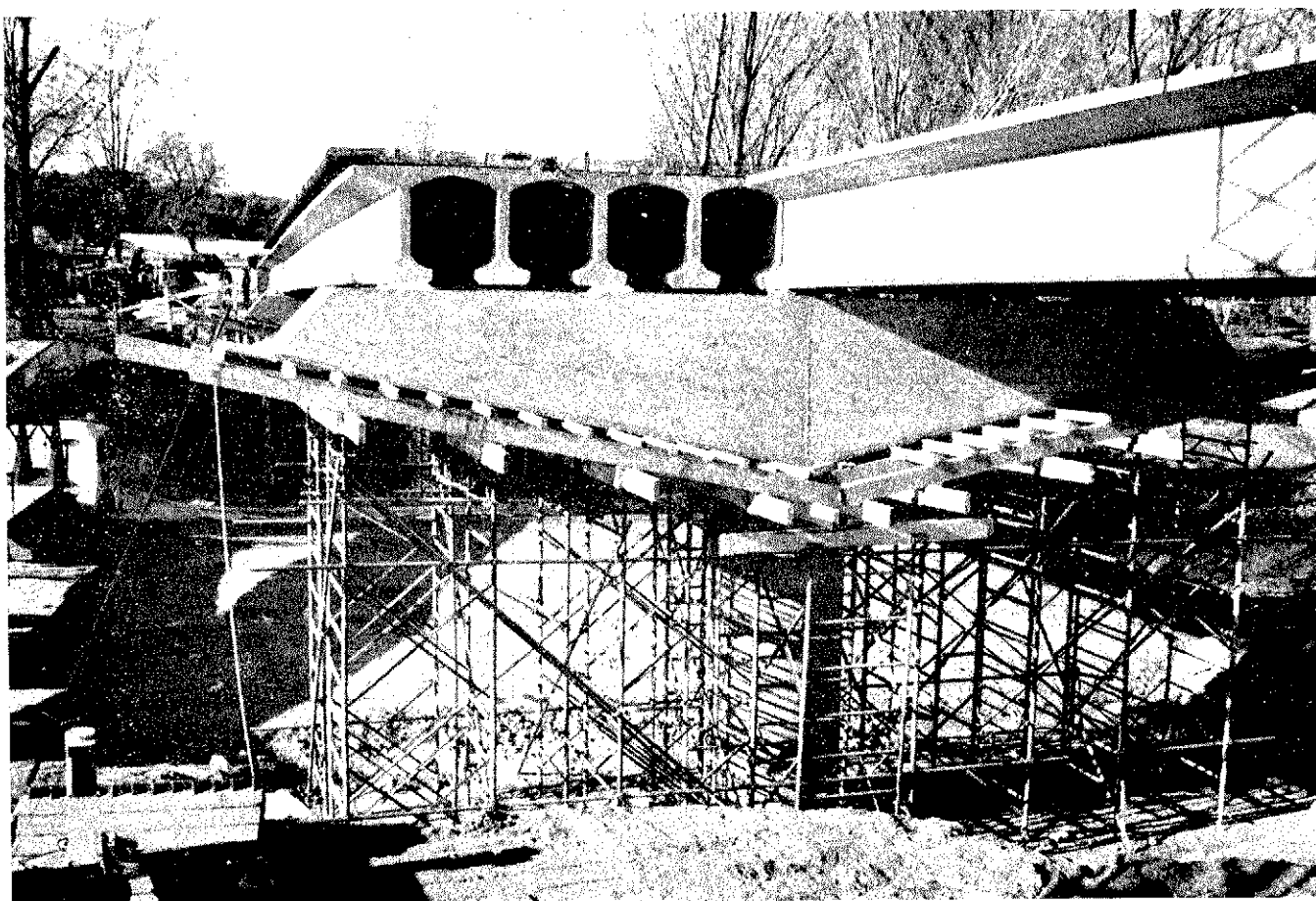


PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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



**FABRICAS:**

HUESCA: Paseo Lucas Mallada, s/n. - Teléfono 22 39 00 (cinco líneas). (Casa central.)

TORREJON DE ARDOZ (Madrid): Carretera de Torrejón a Loeches, Km 4,200 - Teléfono 675 04 50.

MONZON: Carretera de Lérida - Teléfono 40 07 80.

GRAÑEN: Carretera de Huesca - Teléfono 27.

MADRID: Carretera de Toledo, Km 7,300 - Teléfono 695 25 68.

ZARAGOZA: Avda. de Marina Moreno, 31 - Teléfono 23 75 02-3. (Comercial zona norte.)

MADRID: General Yagüe, 8, 3.º B - Teléfono 455 27 82. (Comercial zona centro.)



# PREFABRICACION



**M A D R I D** MONTE ESQUINZA, 30

TELEF. 4 19 24 12/16

**CADE**

**BARCELONA** GERONA, 2

TELEF. 2 25 30 02/2 25 94 38

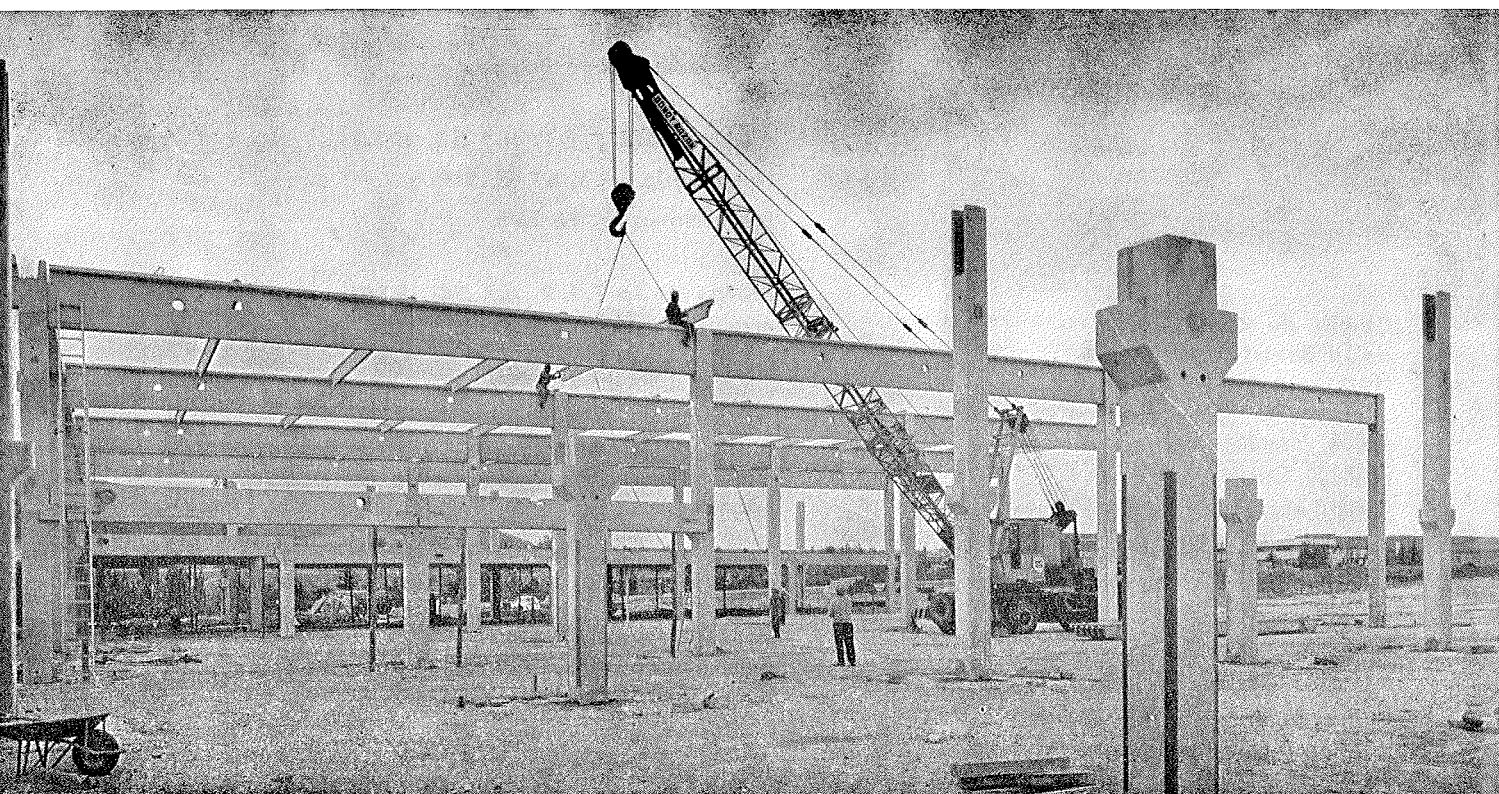
**PIMOSA**

**S E V I L L A** Avda. de la BORBOLLA, 13-15

TELEF. 23 61 17

**PRESUM**

**NAVE PREFABRICADA POR CADE**



# hormigón y acero n. 115

## índice

Páginas

<b>457 - 5 - 5</b>	<b>Generalidades y conceptos básicos en la construcción antisísmica .....</b>	<b>9</b>
	Genéralités et concepts de base dans la construction antisismique.	
	General remarks and basic concepts about anti-seismic construction.	
	Julio Vargas Neumann.	

<b>591 - 2 - 71</b>	<b>Análisis en microordenador de tableros continuos de puente. ....</b>	<b>31</b>
	Analyse en microordinateur des tabliers continus de pont.	
	Continuous bridge deck analysis using a small computer.	
	Juan J. Arenas de Pablo.	

<b>Notas de la F.I.P. n.º 53, 1975 .....</b>	<b>77</b>
Notes de la F.I.P. n.º 53, 1975.	
F.I.P. Notes, n.º 53, 1975.	

<b>Notas de la F.I.P. n.º 54, 1975. ....</b>	<b>103</b>
Notes de la F.I.P. n.º 54, 1975	
F.I.P. Notes, n.º 54, 1975	

### Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

AROCA, Ricardo  
BARREDO, Carlos  
CUVILLO, Ramón  
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo  
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel  
JODAR, Juan  
MANTEROLA, Javier  
MARTINEZ SANTONJA, Antonio  
MONEO, Mariano  
MORENO TORRES, Juan  
PIÑEIRO, Rafael  
ROMERO, Rafael

<b>Nota de la Asociación Técnica Española del Pretensado. Intercambio de publicaciones .....</b>	<b>131</b>
--	------------

<b>PORTADA:</b>	<b>Puentes sobre el río Oñar en Gerona. Autores del proyecto: Alfredo Páez y José V. Almela. Empresa constructora: Caminos y Puertos, Sociedad Anónima.</b>
-----------------	---



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

**E S P A Ñ A**

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).  
AGROMAN, S. A. — Madrid.  
AGRUPACION HEMA-BOKA. — Cádiz.  
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.  
ALBISA, S. A. — Algeciras (Málaga).  
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.  
ASTILLEROS Y TALLERES DEL NOROESTE, S. A. — El Ferrol del Caudillo.  
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA S. A. — Barcelona.  
AZMA, S. A. — Madrid.  
BRYCSA, S. A. — Cornellá de Llobregat (Barcelona).  
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.  
BUTSEMS, S. A. — Madrid.  
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION. — Barcelona.  
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.  
CEMENTOS MOLINS, S. A. — Barcelona.  
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.  
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).  
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.  
CIDESA. — CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Alcalá de Henares.  
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.  
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. BIBLIOTECA. — Sta. Cruz Tenerife.  
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS.  
Santa Cruz de Tenerife.  
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.  
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. — Málaga.  
CONSTRUCCIONES BIGAR, S. L. — Aranda de Duero (Burgos).  
CONSTRUCCIONES COLOMINA, S. A. — Madrid.  
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.  
CONSTRUCCIONES LAGO LOUREIRO. — Vigo (Pontevedra).  
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.  
COTECOSA. — Bilbao.  
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Barcelona.  
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Madrid.  
DIREC. GENERAL. FORTIFICACIONES Y OBRAS. — MINIST. DEL EJERCITO. — Madrid.  
ELABORADOS DE HORMIGON, S. A. — Burgos.  
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.  
EMPRESA BAGANTA. — Castellón de la Plana.  
ENAGA, S. A. — Madrid.  
ESTEBAN ORBEGOZO, S. A. — Zumárraga (Guipúzcoa).  
ESTRUCTURAS CUMBRE, S. L. — Olesa de Montserrat (Barcelona).  
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.  
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.  
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.  
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. (FACOSA). — Madrid.  
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.  
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.

FORJADOS DOL. — Esquivias (Toledo).  
 FORMO, S. A. — Barcelona.  
 GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. MINISTERIO DE O. P. — Madrid.  
 GIJON E HIJOS, S. A. — Motril (Granada).  
 GOMHERSA. — Talavera de la Reina (Toledo).  
 HERRING. LEVANTE, S. A. — Valencia.  
 HIDAQUE, S. A. — Granada.  
 HORMYCER, S. L. — Madrid.  
 HORSÁ, S. A. — Barcelona.  
 HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.  
 IBERDUERO, S. A. — Bilbao.  
 IBERING, S. A. — Barcelona.  
 INBADELCA, S. A. — Santurce (Vizcaya).  
 INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).  
 INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.  
 INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO. — Madrid.  
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Almería.  
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Salamanca.  
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Valencia.  
 3.<sup>a</sup> JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.  
 5.<sup>a</sup> JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.  
 JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES. — San Sebastián.  
 JULIAN ARUMI, S. L. — Vich (Barcelona).  
 JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.  
 JUNTA DEL PUERTO DE PASAJES. — Guipúzcoa.  
 LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.  
 LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.  
 LAING IBERICA, S. A. — Madrid.  
 LIBRERIA RUBIÑOS. — Madrid.  
 MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).  
 MATERIALES PRETENSADOS, S. A. MATENSA. — Madrid.  
 MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.  
 MATUBO, S. A. — Madrid.  
 OFICINA TECNICA JOSE COMESAÑA. — Vigo (Pontevedra).  
 OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.  
 PIEZAS MOLDEADAS, S. A. PIMOSA. — Barcelona.  
 POSTELECTRICA, S. A. — Palencia.  
 POSTENSA, S. A. — Bilbao.  
 PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. PREASA. — Vitoria.  
 PREFABRICADOS DE CEMENTO, S. A. PRECESA. — León.  
 PREFABRICADOS DE HORMIGON, S. A. CUPRE-SAPRE. — Valladolid.  
 PREFABRICADOS MAHER, S. A. — Santa Cruz de Tenerife.  
 PREFABRICADOS NAVARROS, S. A. — Olazagutia (Navarra).  
 PREFABRICADOS NOR. — THOM, S.A. — Valladolid.  
 PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).  
 PREFABRICADOS STUB (MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A.). — Manresa (Barcelona).  
 PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona.  
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.  
 PROTEC, S. L. — Gijón (Oviedo).  
 REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Pinto (Madrid).  
 RENFE. — Madrid.  
 RUBIERA MAHER, S. A. — Las Palmas de Gran Canaria.



RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).  
 S.A.E.M. — Valencia.  
 SAINCE. — Madrid.  
 SEAT. — Barcelona.  
 SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).  
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.  
 SIKA, S. A. — Madrid.  
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.  
 SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL. — Madrid.  
 SOCIEDAD ANONIMA GENERAL DE ASFALTOS Y PORTLAND ASLAND. — Valencia.  
 SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.  
 SOCIEDAD FRANCO - ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS,  
 Sociedad Anónima. — Erandio (Bilbao).  
 SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA. — Madrid.  
 SUCO, S. A. — Amposta (Tarragona).  
 TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).  
 TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).  
 TEPESA. — Tarrasa (Barcelona).  
 TOSAM, S. L. — Segovia.  
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. TYPASA. — Madrid.  
 UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.  
 VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.  
 VEYGA, S. A. — Tarrasa (Barcelona).  
 VIAS Y OBRAS PROVINCIALES. — San Sebastián.  
 VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).  
 VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.  
 VIGUETAS BORONDO. — Madrid.  
 VIGUETAS FERROLAND, S. A. — Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).  
 VIGUETAS ROSADO, S. A. — Cáceres.

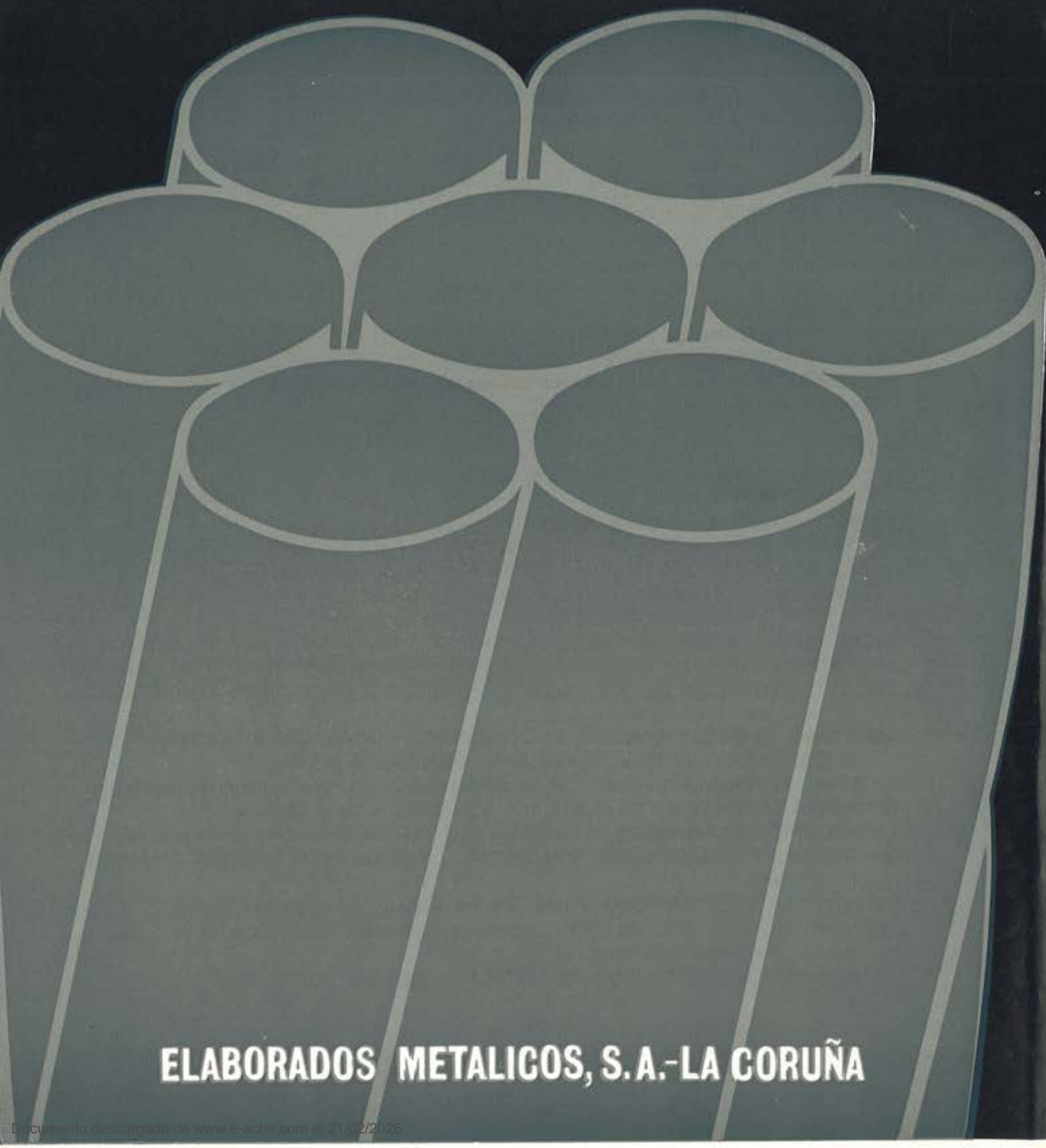
## E X T R A N J E R O

B.K.W.Z. "RUCH". — Warszawa (Polonia).  
 COMPANHIA PORTUGUESA DE ELECTRICIDADE. — D.C.I. — Lisboa-3 (Portugal).  
 DAVILA & SUAREZ ASSOCIATES. — Río Piedras (Puerto Rico).  
 ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Valparaíso (Chile).  
 FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA. — Caracas (Venezuela).  
 FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA. — Salta (R. Argentina).  
 GRUPO ARCO. ARQUITECTURA Y CONSULTORIA. — Tegucigalpa D. C. (Honduras).  
 INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY. BIBLIOTECA. — Monterrey N.L. (México).  
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD. DIV. BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES. — La Plata (Buenos Aires) (República Argentina).  
 NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND AVENTION. — Londres (Inglaterra).  
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR. — Quito (Ecuador).  
 UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. — FACULTAD DE INGENIERIA. — Mérida (Venezuela).  
 UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA. — Santiago de los Caballeros (República Dominicana).  
 UNIVERSIDAD DE CHILE (Departamento de Tecnologías). — Valparaíso (Chile).  
 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR (Departamento Contrataciones Especiales). — Bahía Blanca (República Argentina).  
 UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. BIBLIOTECA. — Mayaguez (Puerto Rico).

# **EMESA**

**Stress - Relieved STRAND and WIRE for prestressed concrete  
& Low relaxation**

**TERMOESTABLE**



**ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA**



# **generalidades y conceptos básicos en la construcción antisísmica(\*)**

**JULIO VARGAS NEUMANN**

## **PRESENTACION**

En el Perú, el problema de los sismos tiene una importancia incomparablemente superior a la que pueden presentar las regiones sísmicas españolas. La experiencia de los ingenieros peruanos, por tales circunstancias, en materia de construcciones antisísmicas es muy valiosa.

Amablemente su autor, el ingeniero peruano Julio Vargas Neumann, nos ha facilitado el texto y las ilustraciones de este interesante trabajo, que ya ha sido publicado en su país por el Departamento de Ingeniería de la Universidad Católica de Lima. Tanto a su prestigioso autor como al ilustre Centro agradecemos sinceramente la autorización para la publicación de este valioso trabajo en las páginas de la Revista HORMIGÓN Y ACERO.

\* \* \*

Es bien conocido el hecho de que en los últimos años el "ritmo de vida", si cabe el término, viene acelerándose progresivamente. Esto parece estar provocado por un incremento en la velocidad de desarrollo de las técnicas y ciencias, que terminan influyendo hasta en detalles del quehacer cotidiano. Cada día somos más conscientes de la transitoriedad de actos, objetos y conocimientos, como consecuencia del fenómeno mencionado.

A nivel profesional también existen serias repercusiones que es necesario destacar. Los conocimientos adquiridos en la Universidad y fundamentalmente los más especializados, quedan en muy poco tiempo obsoletos. Se produce una seria incomunicación, aún entre profesionales de una misma especialidad y escuela, egresados en una misma década. Incomunicación basada no sólo en la fuerte diferencia de información y la falta de reconocimiento de este hecho, sino en el peso que en las decisiones del profesional más experimentado, tiene la tradición de los procedimientos y prácticas establecidos que han dado resultados bastante satisfactorios o por lo menos aceptados como tales.

Mucho más acentuado es el problema entre profesionales de disciplinas solamente

---

(\*) Nota del Comité de Redacción de HORMIGÓN Y ACERO: En los distintos países de habla castellana el lector observará algunas diferencias de terminología entre su léxico y el de este trabajo. Ello es debido al deseo de respetar los modismos propios del país de origen del autor, en un afán de cortesía hacia las distintas variantes del idioma español. Confiamos en que sabrá interpretar dichas diferencias en su justo sentido.

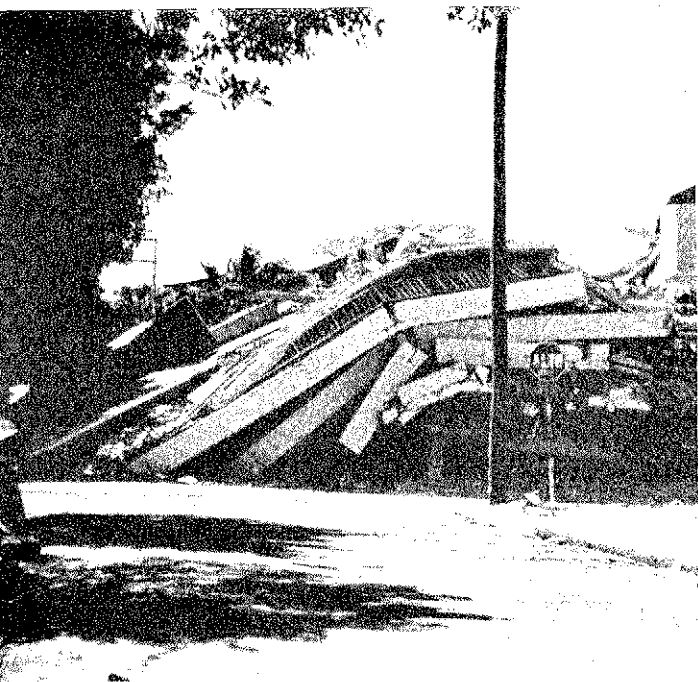


Foto 1.



Foto 2. — Vaceamiento de tabique no estructural, por falta de una viga sclera de amarre en el borde superior que lo sujete a la estructura. Chimbote (Perú), sismo 1970.

afines, pero que deben desarrollar proyectos integrales, en equipo, como son las obras civiles.

Este artículo cumpliría su fin si despertara tanto en los ingenieros constructores como en los arquitectos el suficiente interés como para mostrarse más receptivos frente a las nuevas consideraciones que el ingeniero calculista intenta implantar. Más que pretender ser un trabajo original o especializado, éste es un ensayo de divulgación a nivel del profesional en actividad, que constituye el factor más eficiente dentro del proceso de desarrollo de las técnicas de la construcción antisísmica.

Se hará referencia a las generalidades y conceptos básicos de esta construcción antisísmica, que, como ha ocurrido en todas partes del mundo, son adquiridos primero por los ingenieros calculistas, quienes no encuentran la manera fácil de transmitir no los conocimientos mismos, sino principalmente la importancia del cumplimiento de determinadas "reglas de juego" novedosas, que se derivan de dichos conocimientos.

Parte sustancial de la información es recogida de apuntes tomados al Dr. Patricio Ruiz Tirado (Prof. de la Universidad Católica de Chile).

\* \* \*

## I. INTRODUCCION

Como se sabe, el Perú se asienta sobre un territorio donde la frecuencia de ocurrencia de sismos de fuerte intensidad es importante, pues se encuentra ubicado dentro de lo que se denomina el cinturón circumpacífico (circunferencia sobre el globo terrestre), donde se desarrolla la mayor actividad sísmica del mundo, con no menos del 80 por 100 de los terremotos detectados. Las pérdidas humanas y daños materiales ocasionados



en los últimos años no deberían ser sólo un índice de lo que hubiéramos podido evitar, sino un despertador de conciencias respecto al ineludible deber de minimizar los efectos de movimientos telúricos futuros que, dentro del margen que proporcionan los fenómenos aleatorios, pudieran en cualquier momento sorprendernos con mayores intensidades. Se puede citar como desgraciado ejemplo lo ocurrido el año 1967 en Caracas, des acostumbrada por largo tiempo a este tipo de terremotos. Como estos desastres no son consuetudinarios, entre un terremoto y el siguiente se tiende a olvidar gradualmente sus efectos, dentro de lo que es natural frente a las cosas desagradables. Esta actitud ayuda a restablecer el estado de ánimo, pero conlleva al grave riesgo del descuido de las precauciones que nos prometemos tener en cuenta en los días siguientes a la ocurrencia del sismo.

Las obras civiles en general y las casas o edificios en particular, que serán el punto central de nuestro tema, han sido y, en gran parte, siguen siendo construidos con criterios de estabilidad frente a sollicitaciones únicamente estáticas. Es decir, se piensa en estructuras inmóviles que tienen que soportar un determinado sistema de cargas.

Desde ese punto de vista la experiencia es amplia, y se podría afirmar que nuestras realizaciones son en general buenas.

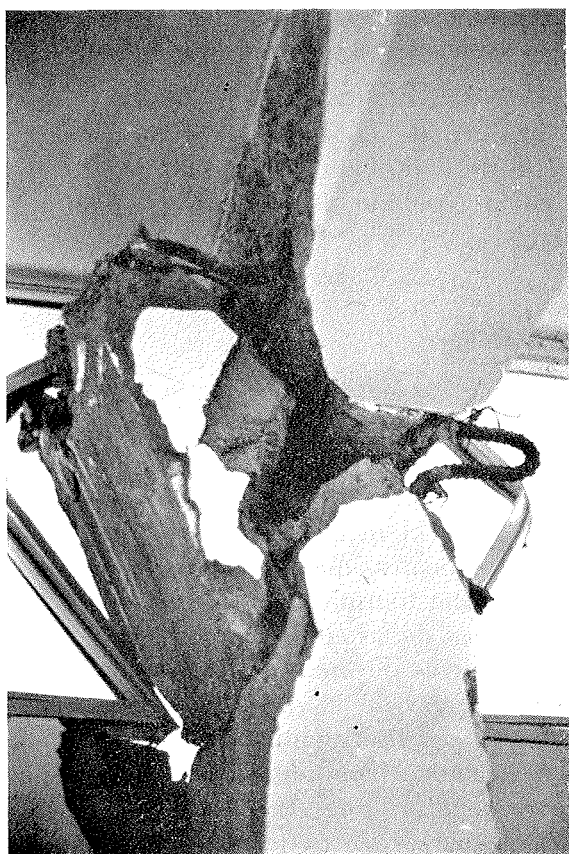


Foto 3. — Unión viga-columna, destruida por falta de refuerzo transversal (estribos). Debe evitarse este tipo de columna "corta" creada por la colocación de tabiques con ventana alta, a los lados de la columna. Su enorme rigidez atrae sobre sí grandes fuerzas de corte.



Foto 4. — Elementos no estructurales unidos a los marcos del edificio, que no fueron capaces de tolerar las deformaciones de éstos. Chimbote (Perú), sismo 1970.

Ocorre, sin embargo, que estas obras "estáticas" vibran de vez en cuando debido a los temblores, situación para la cual no fueron concebidas. Este ocasional comportamiento "dinámico" origina una nueva manera de enfocar la estabilidad de las construcciones, y es base de la Ingeniería Antisísmica, que complementa los conocimientos que tradicionalmente se desarrollaron entre nosotros.

Formar esta nueva tradición dinámica o antisísmica es tarea del presente y futuro inmediato.

La falla parcial o total de una construcción a consecuencia de un sismo, no sólo se origina por el diseño insuficiente de algunos de sus elementos, sino también por error en las consideraciones propias a la estructuración general (asimetrías, falta de rigidez lateral o torsional, incompatibilidad de deformaciones entre las partes, concentraciones de esfuerzos en puntos específicos, etc.). Es por eso que los distintos profesionales que integran el equipo realizador deben conocer estos nuevos aspectos, que intervienen desde el nacimiento del proyecto. Así, el arquitecto tendrá en cuenta criterios que le permitan concebir formas o estructuras de buen comportamiento dinámico, desde el planteamiento de la planta de conjunto o la integración de los diferentes volúmenes que él ideó, hasta la versatilidad que debe ofrecer primero al calculista y luego al constructor, para emplear las técnicas más adecuadas. El calculista, sin ánimo de propiciar un movimiento arquitectónico estructuralista, deberá maniobrar entre la sugerencia y aceptación de formas plásticas en la medida en que de entre estas formas las esenciales correspondan a las necesidades dinámicas de la obra.

Por último, el constructor deberá servirse en la práctica de las hipótesis y formas que la simbiosis arquitecto-calculista haya generado, sin dejar de lado los aspectos prácticos de una realización. Su permanente inspección como corolario de su participación desde las etapas iniciales del proyecto es muy saludable.

## II. EFECTOS SISMICOS SOBRE LAS EDIFICACIONES

### 1. La sollicitación.

Cuando ocurre un terremoto, se disipa una energía al interior de la tierra (energía almacenada por la paulatina deformación de las rocas hasta el momento de una fractura, caso de los terremotos tectónicos que son los más frecuentes) que se transmite en forma de ondas hasta la superficie. El suelo de la superficie transmite a su vez el movimiento a las construcciones. La inercia propia de las masas de las edificaciones se opone al movimiento impuesto en sus bases, generando las fuerzas de inercia o fuerzas sísmicas. En la mayoría de los casos sólo se considera las fuerzas de inercia horizontales, debido a que las verticales pueden ser consideradas dentro del coeficiente de seguridad de las fuerzas gravitacionales ya estimadas en el cálculo estático. Por tanto, deberá proveerse a las estructuras de la resistencia necesaria para soportar estas fuerzas laterales (figura 1).

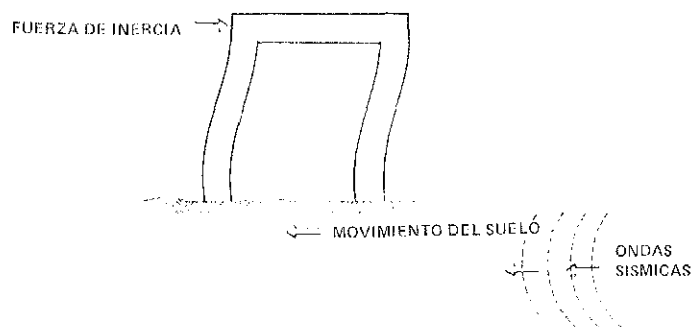
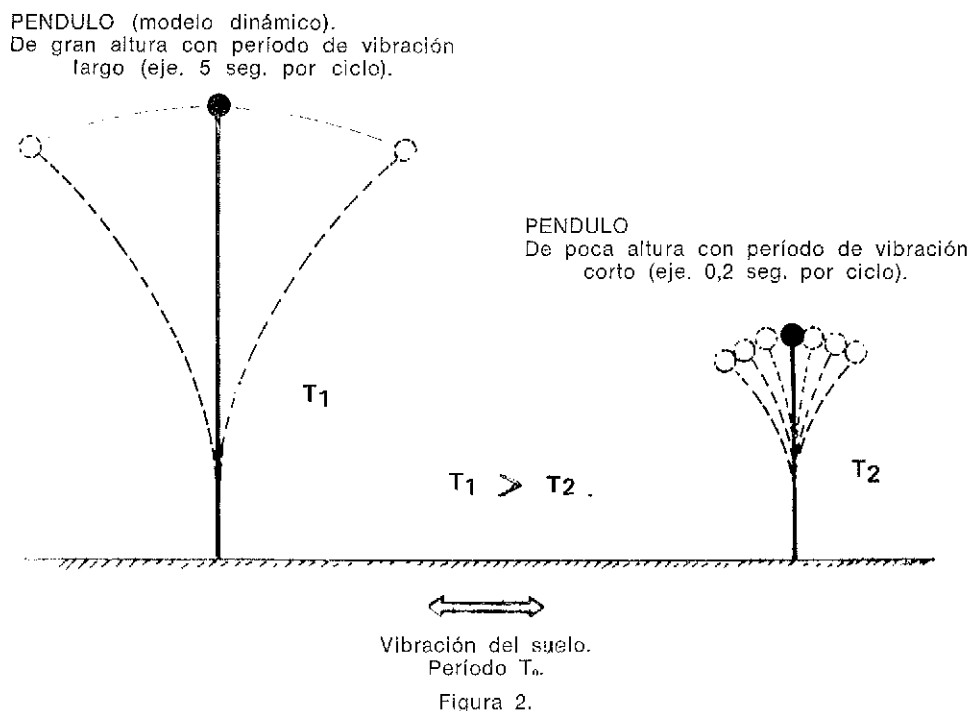


Figura 1.

Esta sollicitación (fuerzas de origen sísmico) es dinámica, es decir, varía rápidamente de intensidad en el transcurso del tiempo y es aleatoria; por tanto, no se podrá conocer con exactitud sus características en un momento dado. Nos interesará estimar sus valores máximos, teniendo en cuenta las diferentes combinaciones de aceleraciones (de las masas de la estructura) que se puedan presentar.

## 2. La respuesta de la estructura a la sollicitación sísmica.

El grado de flexibilidad o deformabilidad de una estructura hará que ésta vibre con características distintas a las del suelo mismo. Las fuerzas de inercia que aparecen dependerán, por tanto, no sólo del movimiento del suelo, sino también de cómo responda la estructura según sus características particulares (fig. 2).



La vibración de una estructura es un movimiento complejo. Sin embargo, idealizando la estructura podemos considerarlo como un movimiento compuesto por un modo o forma fundamental de vibrar más la contribución de otros modos generalmente de menor importancia (edificios no muy altos) (fig. 3).

A cada modo de vibrar le corresponde un determinado período de vibración, entonces existirá un período (el relacionado con el modo fundamental) que será una característica muy representativa de la respuesta dinámica de la estructura. Es relativamente fácil obtener un valor suficientemente aproximado de este período fundamental de cada edificio, basándose en modelos semejantes a los utilizados en el cálculo estático.

Por otro lado, se comprueba que la intensidad de la respuesta dinámica de las estructuras reales es menor que la obtenida del cálculo analítico, debido a la capacidad que éstas tienen de disipar la energía de la sollicitación dinámica aun a niveles muy bajos de deformación. Esta disminución se tiene en cuenta considerando en el modelo idealizado algún tipo de amortiguamiento en su movimiento. (Generalmente se supone un amortiguamiento viscoso.)

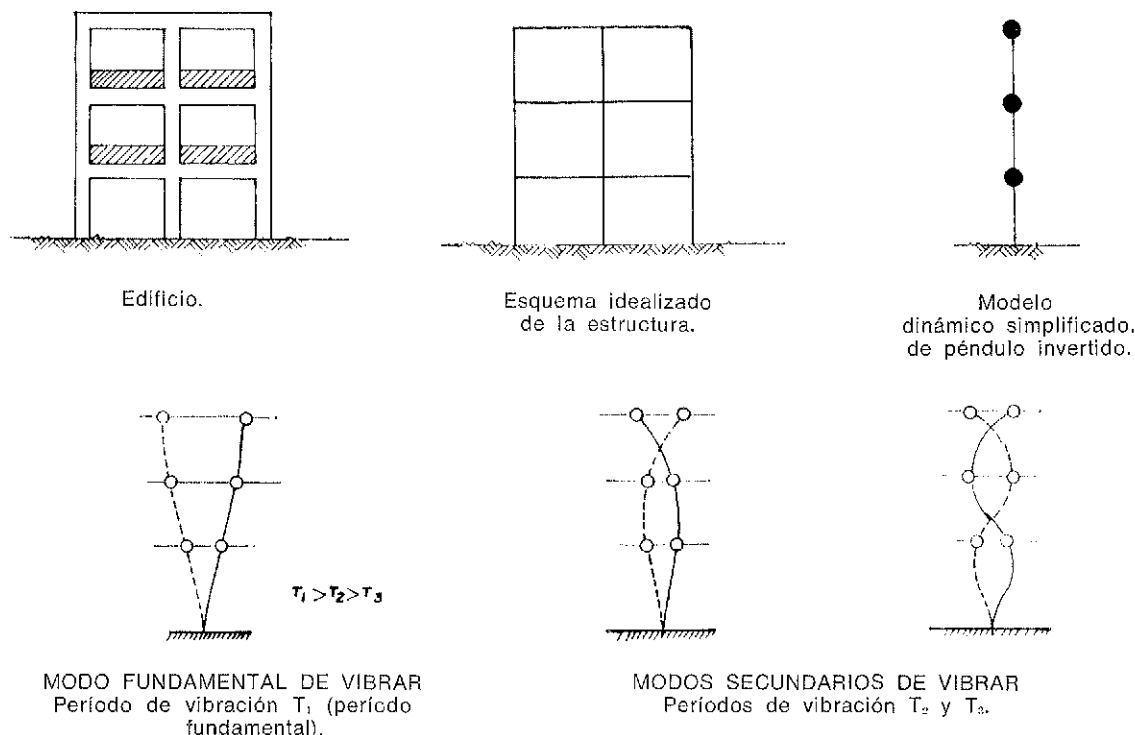


Figura 3.

### 3. Incidencia del subsuelo en el problema sísmico.

De la misma manera que consideramos el comportamiento dinámico estructural de un edificio dependiente de la vibración que recibe del subsuelo, debemos considerar el comportamiento del subsuelo respecto a la roca base que es la que le transmite el movimiento vibratorio.

La constitución del subsuelo definirá una serie de propiedades y características del movimiento sísmico en la superficie de la tierra cuando ocurre una vibración de la roca base. Esta modificación de las características vibratorias se aprecia en términos de intensidad de los terremotos y de períodos predominantes durante los mismos. Por otro lado, el subsuelo actúa en forma análoga a la de un filtro de ondas vibratorias de manera tal que amplifica las aceleraciones y desplazamientos ligadas a determinadas frecuencias, más que las ligadas a otras.

Entonces podemos comprender la importante relación que guardan el período fundamental de una estructura y los períodos que en un suelo dado corresponden a las mayores amplificaciones. De esta manera, en terrenos blandos, que amplifican, por ejemplo, las aceleraciones para períodos altos, ocurre que las estructuras rígidas (o sea, de períodos propios bajos) tendrán solicitaciones menores que las estructuras más flexibles. Asimismo, en terrenos duros o firmes, convendrá la construcción más bien de edificios flexibles.

De lo expuesto, se puede deducir una conclusión importante: al inicio del proyecto y luego de un análisis conjunto de la estructura con el suelo, se optará por una estructura más o menos flexible. Si se escoge una estructura rígida se ubicarán cuidadosamente los muros o placas para su mejor aprovechamiento. Si se elige una estructura flexible, se definirá en lo posible un esquema aporticado (columnas y vigas) donde, si es necesario, se desligarán los muros y tabiques de la estructura misma.



### III. FILOSOFIA DEL DISEÑO ANTISISMICO

Es importante indicar cuáles son los alcances de un diseño antisísmico, es decir, definir hacia dónde va orientado, qué logros espera obtener y, por tanto, qué características especiales ha de tener.

Debemos empezar por aceptar que el propósito básico de un diseño antisísmico es el de construir edificaciones capaces de evitar pérdidas de vida y daños materiales al ocurrir un terremoto. Dentro de esta idea tendrán un tratamiento especial las construcciones en las que operan los servicios públicos vitales. Considerando por un lado el aspecto económico y por otro la incertidumbre de ocurrencia de fuertes terremotos (altamente destructivos), no puede pretenderse una preservación total de las construcciones. En estos casos, que son los más remotos, lo que interesa es evitar las fallas que ocasionen pérdidas humanas, aun cuando se produzcan daños importantes, incluso irreparables, en las edificaciones. Esto significa aceptar que la estructura incurra en regímenes anelásticos cercanos a la rotura (basándose en el carácter instantáneo de la sollicitación).

Más bien en terremotos de mediana intensidad debemos aceptar solamente algunos daños reparables, en especial los ocasionados a elementos no estructurales.

Por último, se espera que no ocurra daño alguno durante temblores leves que son los más frecuentes. Esto viene a significar que en estos casos la respuesta de la estructura se mantendrá dentro del régimen elástico.

El diseño antisísmico prescribe una resistencia de la estructura capaz de soportar, dentro de las limitaciones que luego enunciaremos, determinado tipo de terremotos; las características de éstos serán función de la historia sísmica de la zona, de la frecuencia de ocurrencia, de las características del suelo, de la densidad de población de la zona, etcétera. Por tanto, se entiende que un diseño antisísmico no define sollicitaciones (estados de carga), sino más bien prescribe una resistencia que deben tener las estructuras.

Aclarando más este punto, conviene destacar que una estructura que resiste bien los terremotos, no es necesariamente la que soporta mayores cargas horizontales, sino la que en base a ductilidad e hiperestaticidad disipa más energía. Al respecto se reproduce un texto de G. V. Berg y S. S. Thomaide, presentado con ocasión de la II Conferencia Mundial de Ingeniería Antisísmica: "Hace tiempo que los ingenieros han reconocido que la disipación de energía es el factor clave para explicar el comportamiento que observan las estructuras durante los grandes terremotos. El terremoto entrega energía a la estructura, y para sobrevivir sin excesivo daño la estructura debe consumir toda la energía que se le ha entregado. Parte de esa energía es almacenada momentáneamente en ella en forma de energía elástica y cinética, pero en definitiva toda la energía debe ser disipada por fricción interna y deformación plástica, tanto en la parte estructural del edificio como en la parte no estructural."

En base a lo anterior, se podría obtener las características de una construcción antisísmica, tendiendo al cumplimiento de los objetivos siguientes:

#### a) Seguridad frente a sismos severos.

La seguridad al colapso o falla de una estructura se funda primordialmente en dotarla de la ductilidad necesaria para absorber la energía sísmica. La ductilidad, que para efectos de este trabajo podría definirse como la capacidad para deformarse plásticamente (lo cual implica gran consumo de energía de deformación, a diferencia de la deformación elástica que sólo almacena energía mecánica), se alcanza por un lado con la utilización de materiales adecuados, pero principalmente con una concepción estruc-

tural de conjunto. Por este motivo las estructuras aporticadas (constituidas por vigas y columnas) serán preferibles a las basadas en muros o placas de corte.

La hiperestaticidad de la estructura es otro factor muy importante durante la acción de un sismo severo. Si hemos aceptado en estos casos un comportamiento anelástico por tratarse de situaciones instantáneas, concluiremos en que una estructura mientras más hiperestática sea, tiene posibilidades de formar un mayor número de rótulas plásticas (\*) (que como se sabe absorben mucha energía) antes de "colapsar" o fallar al convertirse en un mecanismo inestable (fig. 4).

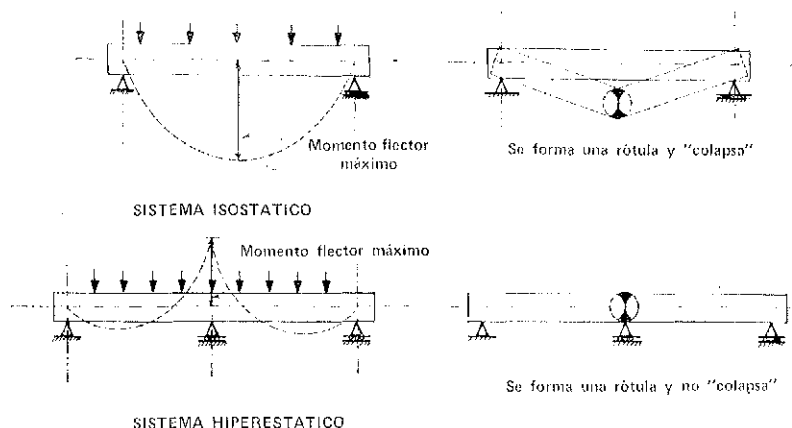


Fig. 4.— Las estructuras hiperestáticas tienen la posibilidad de formar un mayor número de rótulas antes de "colapsar".

Como aclaración diremos que colapso puede entenderse como el estado de un edificio en el que los ocupantes no pueden ponerse a salvo debido a la falla violenta de la estructura portante o primaria.

## b) Protección contra daños personales y materiales.

En las construcciones, aparte de la estructura portante, existen una serie de otros elementos que si bien no intervienen directamente en velar por la estabilidad de la edifica-

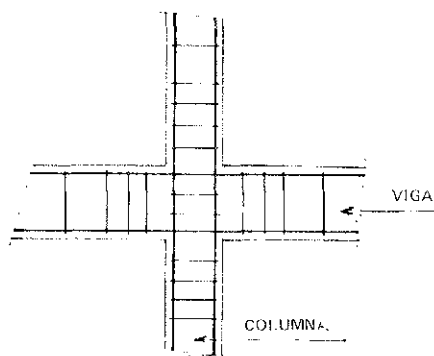


Fig. 5.— Nudo ductilizado de concreto armado en base a una concentración de estribos.

(\*) Rótula plástica: Una forma sencilla de definir este concepto podría ser la siguiente: zona de una viga que, debido a la fluencia del material, se comporta como una articulación, cuando actúa el momento flector límite.

Es frecuente que se haya observada la fluencia en cierta zona de una varilla solicitada por una fuerza de tracción límite. Comprendido este fenómeno es fácil imaginar la fluencia en una viga o columna solicitada por un momento flector límite, donde la deformación se manifiesta mediante un giro de la sección.

Mientras el acero es un material dúctil, el hormigón no lo es y, por tanto, requiere para mejorar su comportamiento frente a acciones externas que se aumente su capacidad de deformación (sin falla) lo que se logra disponiendo armaduras de acero en cantidad y ubicación adecuadas. Así, por ejemplo, las concentraciones de estribos en los extremos de vigas y columnas (fig. 5) logran, al confinar el hormigón, aumentar la ductilidad del elemento, permitiendo fuertes deformaciones en fluencia plástica (formación de rótulas plásticas).

ción, deben conservarse razonablemente bien durante un sismo. Pueden aceptarse daños de éstos en terremotos severos, pero no en caso de temblores moderados.

Por otro lado, es importante recordar que el diseño debe tender a impedir el daño de las personas dentro y fuera del edificio, ocasionado por desprendimientos o vaciamiento de las partes no estructurales (fig. 6). Nos referimos a tabiques, ventanas, cornisas, revestimientos, etc.

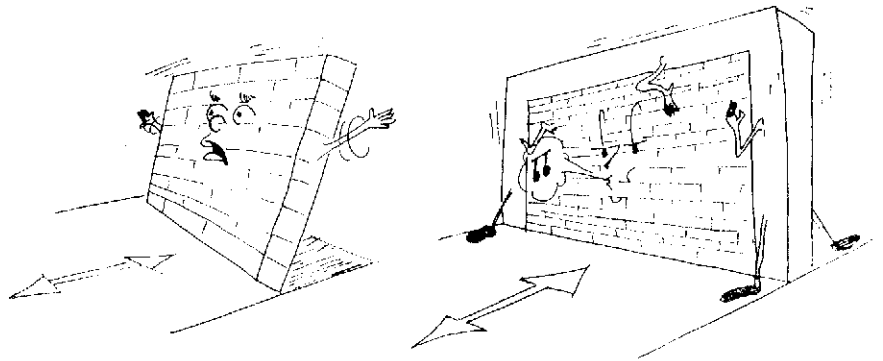


Fig. 6. — El diseño debe impedir el daño ocasionado por los desprendimientos o vaciamentos.

Lo corriente es que los elementos no estructurales carezcan de estabilidad propia, y, por tanto, el problema se reduce a especificar adecuadamente los detalles de éstos, para que sustentándose en la estructura puedan además seguirla en sus movimientos sin coaccionar su libre vibración y sin destruirse ellos mismos.

La observación y estudio de las construcciones destruidas en terremotos pasados revelan numerosos casos de colapso ocasionados por efecto de la interferencia de elementos no estructurales en la estructura primaria. Un caso bastante común es el de tabiques, que no habiendo sido considerados en el cálculo, salvo como cargas gravitacionales, han desvirtuado las hipótesis de diseño cumpliendo un papel estructural para el cual no sólo no estaban preparados, sino que además (y esto es lo más importante) variaron la rigidez y comportamiento general esperado de la estructura, tal como había sido concebida y diseñada originalmente.

Un error muy frecuente es construir tabiquería secundaria de ladrillo (material frágil) en edificios aporticados flexibles, sin que exista un estudio especial de su participación en el comportamiento general del edificio. Debe definirse previamente si se desea que estos tabiques sean o no estructurales. En caso de serlos, habrá que considerarlos en el cálculo, a sabiendas de que tenderán a rigidizar el edificio; caso contrario, independizarlos de tal forma que queden flotantes, sin impedir las deformaciones de la estructura. Habrá que diseñar para esto los anclajes adecuados a la solución elegida (fig. 7).

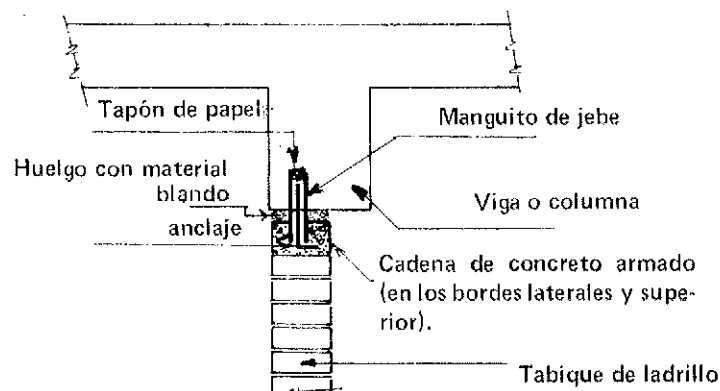


Fig. 7. — Ejemplo de anclajes en tabiques no estructurales (flotantes).

Los anclajes de tabiques flotantes son por lo general costosos, pero este mayor costo puede verse compensado con la economía que representa un edificio flexible frente a uno rígido.

**c) Control de la excesiva deformabilidad en las construcciones.**

Cuando se trate de diseñar edificaciones, especialmente si han de albergar un número elevado de personas, conviene tomar provisiones para evitar que durante la ocurrencia de un sismo se alcancen fuertes deformaciones, ya que éstas con frecuencia producen reacciones de pánico cuyos resultados pueden ser nefastos. Estas observaciones se recogen de las experiencias acumuladas de terremotos anteriores (fig. 8).

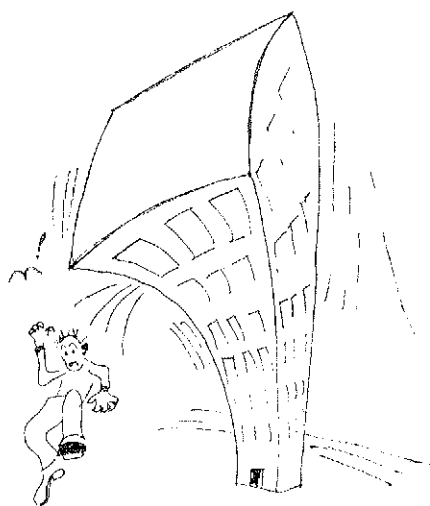


Fig. 8. — Debe controlarse la excesiva deformabilidad por razones de pánico.

La tranquilidad de los ocupantes se puede lograr limitando la deformabilidad de las estructuras en base a un aumento de rigidez lateral (fuerza necesaria para producir una deformación unitaria de las mismas). Este será entonces otro factor a tener en cuenta al momento de enfrentar la alternativa de usar una estructura rígida o flexible. Siendo inconveniente definir recomendaciones concretas, es pertinente limitarse sólo a fijar criterios que puedan orientar a los proyectistas.

Por el motivo expuesto y también para evitar daños en los elementos secundarios de relleno, ventanas y otros, ocasionados por las deformaciones que les impone la estructura, es conveniente limitar el desplazamiento relativo entre pisos consecutivos a un determinado porcentaje de la altura de entrepiso.

**d) Interferencia entre edificaciones vecinas.**

El máximo aprovechamiento del área del terreno sobre el que se construye un edificio, por un lado, y la normal descoordinación cronológica, estructural e incluso de materiales utilizados, por otro lado, derivan en construcciones vecinas que teniendo períodos y formas de vibrar diferentes puedan chocar durante un terremoto (fig. 9).

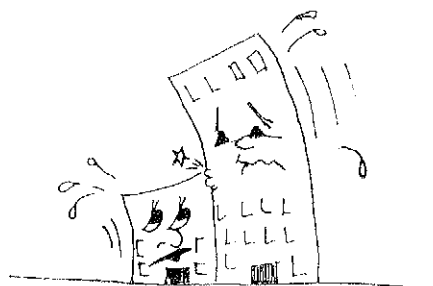


Fig. 9. — Interferencia entre edificaciones vecinas.



La manera de evitar este problema es estudiar la separación que deben tener dos edificaciones vecinas en base a sus comportamientos dinámicos. Esta junta de separación deberá contemplar la suma de las deformaciones posibles de las estructuras contiguas bajo efectos sísmicos, teniendo en cuenta, además, la posibilidad de giros de las fundaciones.

En edificaciones de poca altura, caso común de las viviendas unifamiliares, donde existen razones para construirlas una al lado de la otra, y sabiendo que las deformaciones son de menor importancia, pues incluso normalmente se trata de estructuras rígidas, se puede pensar en la utilización de algún material que minimice el efecto de choque, actuando como amortiguador del mismo (madera, productos sintéticos, etc.).

Los reglamentos generalmente de construcciones estipulan la separación mínima que deben conservar dos edificaciones adyacentes. Sin embargo, la inobservancia de las normas en este punto es frecuente, como es sencillo comprobar en las construcciones existentes. Cada edificación debiera mantener la separación mencionada respecto a su límite de propiedad, independientemente de si hay o no construcciones vecinas.

#### **IV. GUIAS DE DISEÑO**

##### **Ductilidad e hiperestaticidad.**

En el capítulo anterior se mencionó la importancia de que las edificaciones posean características de buena ductilidad e hiperestaticidad. Respecto a la ductilidad sólo cabría añadir que ésta se puede lograr con diversos materiales, siempre y cuando se observen determinadas recomendaciones que esbozaremos a grandes rasgos.

*Construcciones metálicas:* diseño especial de nudos, de manera tal que permita la formación de rótulas plásticas que logren rotaciones con gran disipación de energía.

*Construcciones de hormigón armado:* diseño de uniones donde el concreto se confine en base a la colocación de buen número de estribos, con objeto de lograr, junto con el acero longitudinal dispuesto en cantidad adecuada, un comportamiento plástico con fuertes deformaciones (ductilidad) (fig. 5).

*Construcciones de albañilería:* siendo el ladrillo un material frágil, es necesario confinarlo con la ayuda de elementos dúctiles de concreto armado o de asentarlos armado con varillas de acero. Se ha comprobado que el comportamiento de la albañilería confinada o reforzada es bastante satisfactorio por la ductilidad que adquiere el conjunto. Un estudio experimental ejecutado por Luis Jorquera (Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales-Chile) demuestra que la energía necesaria para originar el colapso de un muro es 20 veces mayor para las albañilerías reforzadas que para las simples.

Independientemente de las consideraciones expuestas y, como las fuerzas de inercia son proporcionales a las masas o pesos que conforman un edificio, obviamente trataremos de que éstos sean mínimos. Para eso habrá que optar por formas estructurales más esbeltas y materiales más ligeros.

##### **Estructura uniforme y simétrica.**

Resulta primordial que el estudio arquitectónico-estructural de un edificio derive en esquemas de uniformidad y simetría. Tanto mayor es esta exigencia conforme se trate de edificios más altos.

La forma más sencilla de lograr la uniformidad de estructuración es disponer los

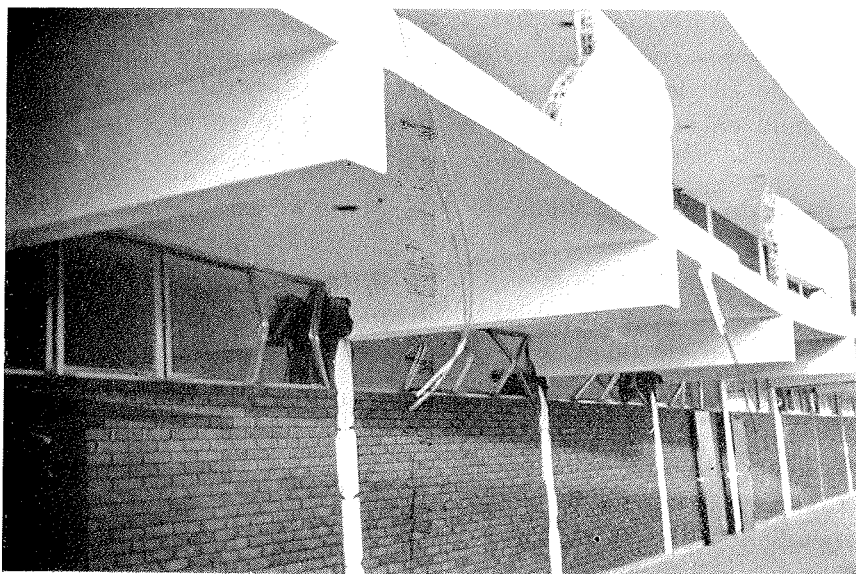


Foto 5.— Otro caso de columna "corta", empeorado por la acción destructora propia de la libre vibración del voladizo. Nótese además los parapetos del segundo piso, contruidos en ladrillo sin contar con refuerzo alguno. Chimbote (Perú), sismo 1970.

Foto 6.— Columnas cuyo comportamiento dinámico correspondía en ciertos planos (los de los tabiques adyacentes con vano superior) al de una columna "corta", que debió ser zunchada o reforzada con gran cantidad de estribos. Casma (Perú), sismo 1970.

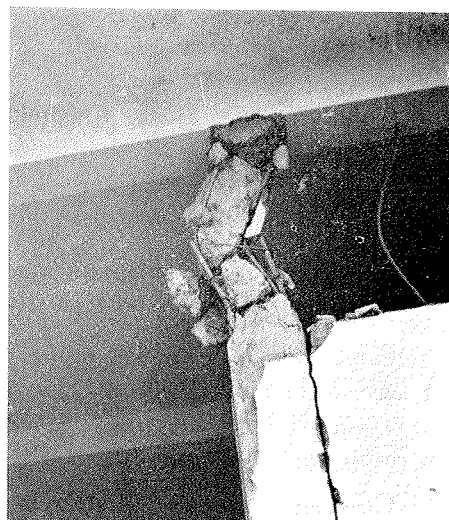


Foto 7.— Viviendas de albañilería sin elementos dúctiles (columnas o vigas de amarre). Chimbote (Perú), sismo 1970.

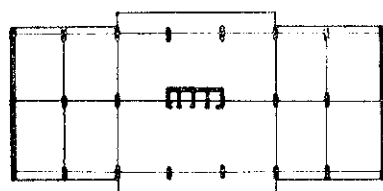
elementos soportantes considerando la existencia y aplicación de una retícula estructural de diseño, con variaciones suaves de un piso a otro. Debe procurarse que la distribución de masas y rigideces sea lo más regular posible.

La simetría de la estructura es necesaria para minimizar los efectos torsionales de las fuerzas sísmicas. La innumerable cantidad de casos de colapso y fallas graves que han ocurrido por la falta de simetría estructural, nos obliga a no aceptar (ni siquiera considerar) diseños arquitectónicos asimétricos en el caso de edificios altos (más de 15 pisos).

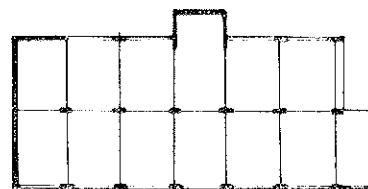
Sin embargo, no debe exagerarse esta limitación; en construcciones de poca altura se pueden aceptar distribuciones de elementos en planta con cierta asimetría, siempre y cuando el centro de masas y el centro de rigideces se encuentren muy próximos (\*). Esto último se puede obtener variando la rigidez de los distintos elementos estructurales (ya sea modificando sus dimensiones, formas o el material de que estén constituidos) o separando adecuadamente las diferentes partes del edificio. No obstante, las combinaciones estructurales con diferentes materiales no son la mejor solución, y deben ser evitadas en lo posible.

Como aclaración se puede mencionar que los elementos rígidos "atraen" el centro de rigidez, y, por tanto, la ubicación de los mismos (muros, placas de concreto armado, escaleras, núcleos de ascensores, etc.) será de crucial importancia, para optimizar o equilibrar la estructuración (fig. 10).

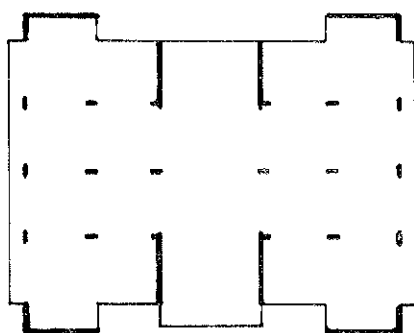
Un ejemplo frecuente de daños ocasionados por la irregularidad de rigideces en planta y que es interesante mencionar, es el de los edificios que constan de dos o más volúmenes unidos por un sector angosto, y en los cuales uno de dichos volúmenes es más rígido que el otro.



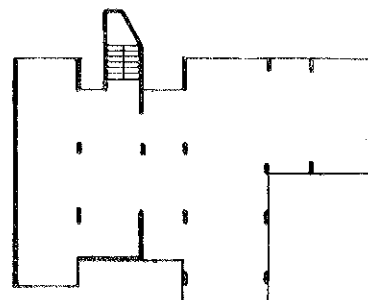
Planta simétrica.



Planta asimétrica.



Planta simétrica.



Planta asimétrica.

Figura 10.

(\*) *Centro de masas y centro de rigideces.* — Se podría definir el centro de masas de un entrepiso como el punto de aplicación de la fuerza actuante en el mismo y su ubicación en planta será la del centro de gravedad de las masas situadas sobre el nivel considerado. Centro de rigideces de entrepiso sería el punto donde podría considerarse concentrada la resistencia a la deformación lateral de dicho entrepiso y su ubicación se determina como si se tratase del "centro de gravedad" de las rigideces de cada elemento de ese nivel. La distancia entre el centro de masas y rigideces es la excentricidad con que acciona la fuerza cortante, produciendo un efecto equivalente al de un momento torsor, que actúa sobre el entrepiso considerado globalmente como una sola pieza.

## Rigidez torsional en planta.

Si se tiene en cuenta que el efecto torsional de las fuerzas sísmicas es siempre importante, no sólo por la naturaleza misma de la sollicitación (componentes torsionales de un terremoto), sino por asimetrías constructivas, de distribución de sobrecargas, etc., aún en edificios que tengan planta simétrica, deberán disponerse los elementos resistentes de modo que por su forma y ubicación proporcionen una rigidez torsional adecuada. (Rigidez torsional: Fuerza necesaria para producir un giro unitario en la planta considerada del edificio).

La figura 11 aclara el concepto de rigidez torsional descrito.

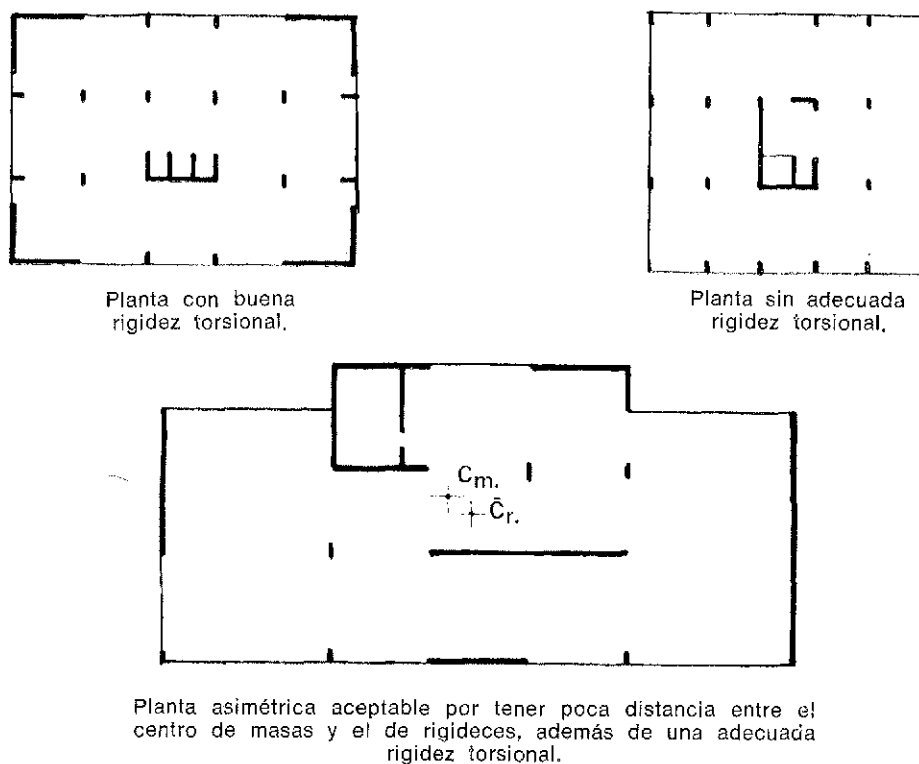


Figura 11.

## Criterios de seccionamiento de la estructura.

Frecuentemente es posible obtener una buena solución estructural para un anteproyecto arquitectónico complejo, dividiendo adecuadamente el edificio en varias unidades independientes.

A continuación se describirán algunos casos corrientes, de donde podría generarse un concepto para ubicar las juntas o separaciones.

### Edificios con plantas alargadas.

En estos casos pueden ocurrir dos situaciones:

- Que los elementos de mayor rigidez lateral se encuentran muy distantes entre sí.
- Que dichos elementos estén asimétricamente distribuidos.



Ambos problemas se pueden solucionar con juntas adecuadas, como se describe en las figuras 12 y 13. En la decisión de la ubicación de estas juntas debe tenerse en cuenta que exagerar el número de juntas puede significar la duplicación de los elementos resistentes, con el consiguiente perjuicio económico. Las juntas deben servir, por tanto, no sólo para controlar los esfuerzos producidos por cambios de temperatura, como es tradicional, sino también para mejorar simultáneamente la distribución de rigidez lateral.

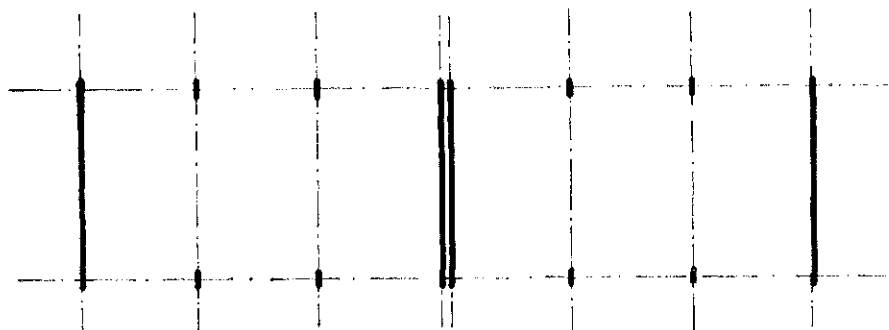


Fig. 12. — Edificio simétrico con junta que forma dos unidades simétricas. La duplicación del elemento central es necesaria para lograr dicha simetría.

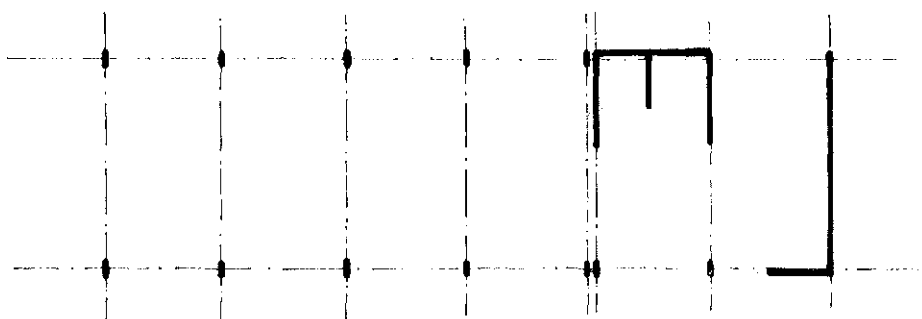


Fig. 13. — Junta que convierte un edificio asimétrico en dos unidades aceptablemente simétricas.

### Edificios con variaciones bruscas en altura o en planta.

En general, las discontinuidades tienden a crear problemas de concentración de esfuerzos difícilmente solucionables.

En problemas dinámicos es conocido el hecho de la “independencia” que tienden a cobrar en su movimiento las distintas partes de una estructura, en la medida en que se puedan diferenciar estas partes por sus características vibratorias. Dependiendo de la distribución de masas en el edificio y las rigideces laterales relativas de los elementos que lo componen, ocurrirá que el edificio vibre como un todo (con tendencia a vibrar con la frecuencia del modo fundamental), o que las distintas partes vibren independientemente (con tendencia a vibrar con la frecuencia del modo fundamental de esa porción de la estructura). Si se produce lo segundo, es decir, que existan partes del edificio con características vibratorias distintas, ocurrirán serios problemas en las zonas de contacto o uniones entre ellas, que justamente son zonas donde habrá que ubicar las juntas de separación para lograr una franca y estudiada independencia (figs. 14, 15 y 16).

En general, todo tipo de juntas, al igual que en caso de construcciones vecinas, deberá contemplar la suma de las deformaciones posibles en las partes seccionadas, debidas a los efectos sísmicos.

Se tendrá especial cuidado en evitar que, por descuido, se introduzcan en las jun-



Foto 8.— Interferencia en la vibración de construcciones vecinas o partes de un mismo edificio.

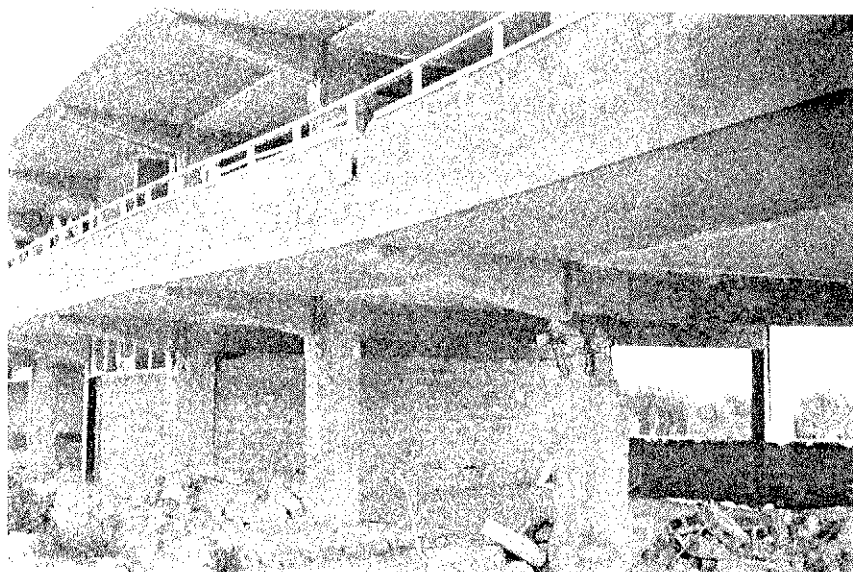


Foto 9.—Nudos poco ductilizados, tabiques en el suelo por falta de elementos de anclaje. Chimbote (Perú), sismo 1970.

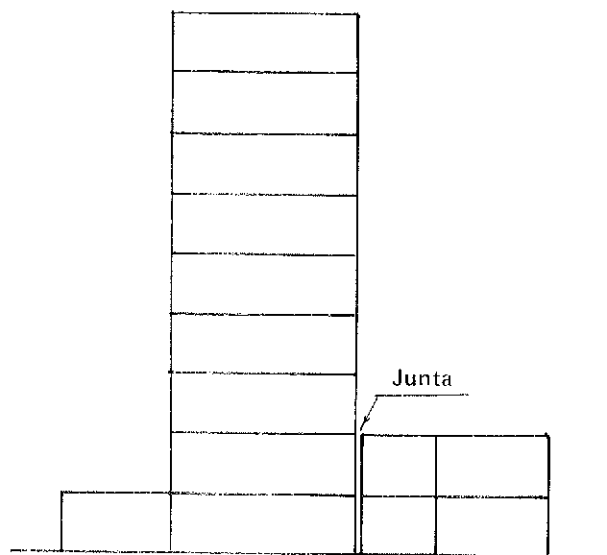


Fig. 14. — Esquema de la elevación de un edificio con la junta recomendable.

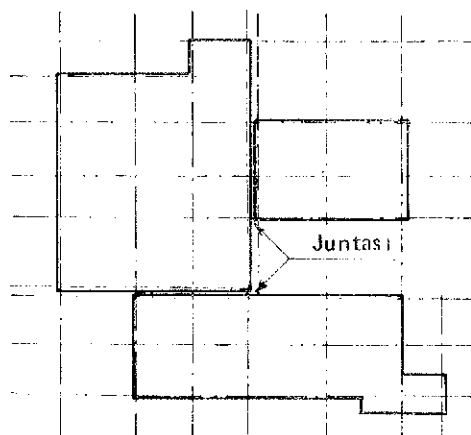


Fig. 15. — Esquema de la planta de un edificio con las juntas recomendables.

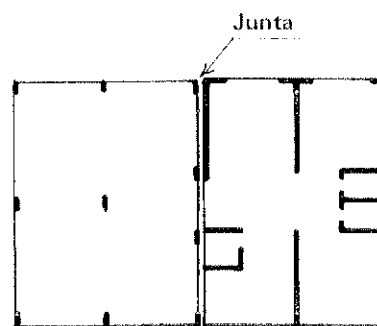


Fig. 16. — Junta en planta para separar una zona flexible de otra rígida.

tas pedazos de materiales rígidos (rebabas, escombros, etc.). Los espacios de separación podrán tener un material comprensible de relleno, que permita movimientos relativos sin transmitir fuerzas significativas.

Si por algún motivo no fuera viable lograr la separación en las zonas de fuertes discontinuidades, habrá que considerar en el diseño el efecto de esta irregularidad poniendo un especial cuidado en reforzar adecuadamente los elementos comprometidos.

### Las fundaciones.

El carácter oscilante y alternativo de la sollicitación sísmica produce cambios bruscos en los esfuerzos que se presentan en las fundaciones, que obligan a tener precauciones especiales para su diseño, no sólo en relación a la bondad del material constitutivo, sino principalmente en la forma y conexiones que éstas deben tener.

La necesidad de evitar corrimientos diferenciales horizontales hace pensar que la mejor solución sería el usar cimentaciones continuas o, en su defecto, amarrar entre sí

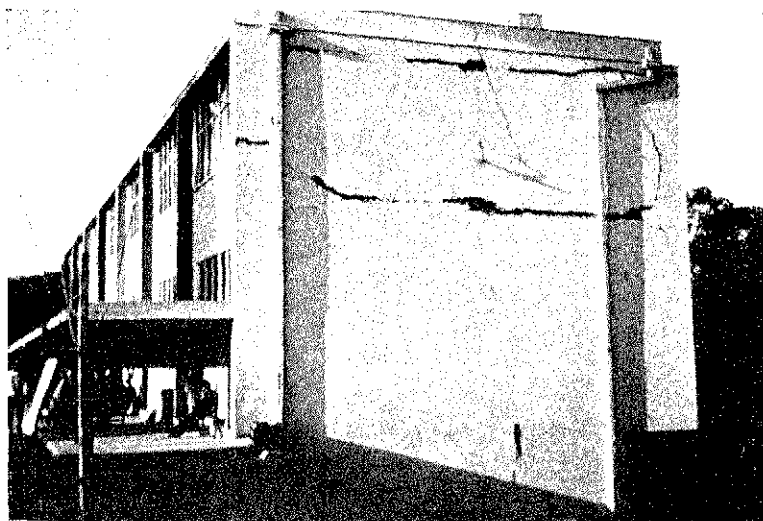


Foto 10. — Es muy frecuente encontrar fallas ocasionadas por mala ejecución de las juntas de construcción o llenado. Valparaíso (Chile), sismo 1971.

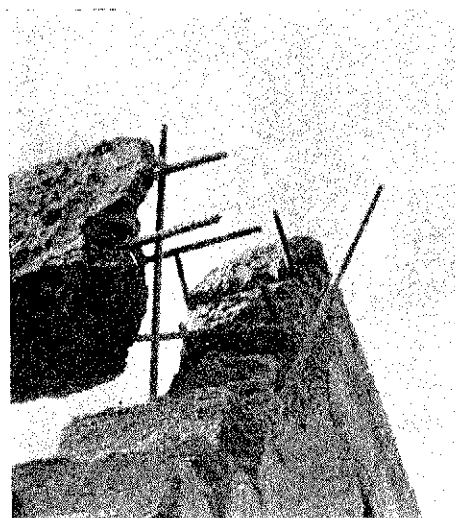


Foto 11. — Falla ocasionada por la falta de anclaje de las armaduras. Los sismos detectan así errores que en condiciones estáticas pueden pasar desapercibidos. Casma (Perú), sismo 1970.

las fundaciones aisladas mediante vigas de cimentación diseñadas de forma tal que puedan transmitir las tracciones o compresiones que se originen, o si se quiere, diseñar estas vigas como para soportar momentos sísmicos.

Dependiendo de la solución estructural, convendrá mantener la independencia de las fundaciones de una unidad o parte de las de otra que hayan sido separadas por los motivos que se indicaron anteriormente, así como las fundaciones sobre suelos de diferentes características o fundaciones ubicadas en diferentes profundidades (siempre que sean importantes).

En estos dos últimos casos se deberá mantener la independencia en el resto del edificio y no sólo en la cimentación.

Cabe mencionar aquí un aspecto importante respecto del comportamiento de los muros armados, núcleos de ascensores, escaleras (si son solidarias con la estructura), etc., y, en general, elementos muy rígidos que absorban gran parte de las fuerzas sísmicas. Elementos que algunas veces son incluidos específicamente para rigidizar el edificio y para absorber fuerzas sísmicas. Sin embargo, hay que tener presente que si no es posible dar una cimentación adecuada a cualquiera de los elementos mencionados, no sólo no se conseguirá el propósito buscado, sino que en muchos casos los elementos rígidos producirán daño en los menos rígidos al momento de una acción sísmica.

## V. TECNICAS CONSTRUCTIVAS Y DE INSPECCION

### Coherencia entre las hipótesis del cálculo y la construcción.

Se aprecia con frecuencia falta de coordinación entre las consideraciones e hipótesis planteadas por los proyectistas y los trabajos efectuados en la obra. El problema parece centrarse en la transmisión de las hipótesis de forma que no queden a libre interpretación de los constructores o inspectores.

Dentro de este renglón se puede ubicar la ya mencionada actuación estructural de



lo que se supone "no estructural". La importancia de este punto justifica la repetición de lo expresado al tratar sobre la protección contra daños materiales.

Hasta hace muy poco tiempo, los calculistas no habían dado a las consideraciones sísmicas la importancia que hoy día se les conceden. El cálculo estructural se reducía frecuentemente a consideraciones estáticas, e inclusive a veces sin considerar solicitaciones sísmicas. De acuerdo a esto, resultaba aceptable considerar que la tabiquería ubicada dentro de la estructura no tuviera mayor interferencia con ella, máxime si se suponía que la tabiquería era construida posteriormente, cuando ya se habían producido las deformaciones elásticas de la estructura debidas al peso propio, y si se suponía, además, que las juntas entre tabiquería y estructura dejaban algún margen para movimientos relativos. En los planos de estructuras no aparecían indicaciones sobre la tabiquería.

Este criterio obviamente carece de todo fundamento si se admite que puedan presentarse fuerzas horizontales debidas a un sismo. Si se permite que la tabiquería quede relativamente libre entre la estructura, el riesgo de desplome es muy grande, y no sería coherente aceptarlo según lo expresado en los objetivos de un diseño antisísmico. Este peligro se puede evitar (siempre que realmente sea mejor desde el punto de vista estructural, aislar los tabiques), con anclajes adecuados que son muy costosos, como ya se expresó anteriormente. Si, en cambio, se fija la tabiquería a la estructura de manera de que pueda esperarse un comportamiento conjunto, debe considerarse así en el análisis estructural. Cada tabique influirá en la ubicación del centro de rigidez, porque habrá aumentado considerablemente la rigidez lateral del pórtico vertical que lo comprende. Al respecto conviene destacar que la rigidez relativa de un muro de ladrillo es muy superior a la del pórtico que lo enmarca.

Es decir, producir un centímetro de deformación lateral en el plano de un muro de ladrillo requiere una fuerza horizontal bastante mayor que la necesaria en el caso de un pórtico (fig. 17).

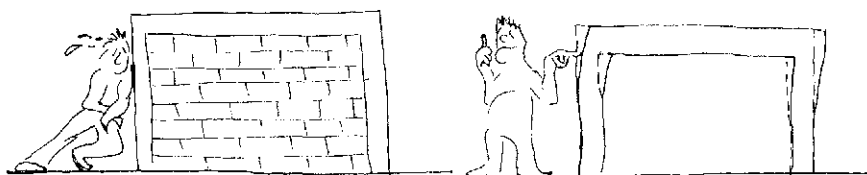


Fig. 17. — La rigidez relativa de un muro de ladrillo es mucho mayor que la del pórtico que lo enmarca.

Resulta entonces que la ubicación de un tabique o muro de ladrillo en cualquier punto de la construcción no es algo que se pueda decidir sin hacer consideraciones de tipo estructural, en relación a su participación en el comportamiento de conjunto. Ni que decir de las variaciones de ubicación de muros decididas en obra, sin consultar al calculista; o peor todavía, las construcciones "adicionales" de albañilería, cuando la edificación ya está en servicio (fig. 18). Difícil olvidarse del caso de un edificio fuertemente

Fig. 18. — Muro supuesto "no estructural", que por su gran rigidez varía el comportamiento de las columnas del pórtico (en el plano de la figura). La columna izquierda es más rígida que la otra y, por tanto, atrae sobre sí mayor fuerza sísmica.

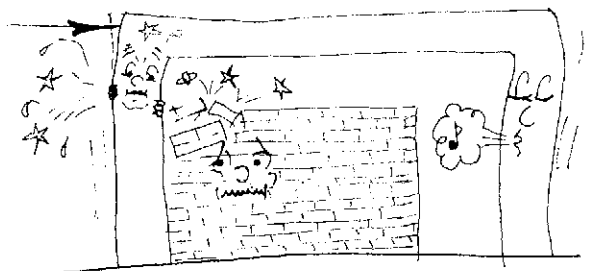




Foto 12. —Falla de estribos en las uniones para conseguir la formación de rótulas plásticas, de mucha deformabilidad y gran disipación de energía. Tribuna en Valparaíso (Chile), sismo 1971.

Foto 13. —Muro rígido dañado por la fuerte torsión en planta que sufrió esta vivienda, debido a una distribución asimétrica de rigideces (columnas muy flexibles que giraban alrededor de un núcleo rígido). Papudo (Chile), sismo 1971.

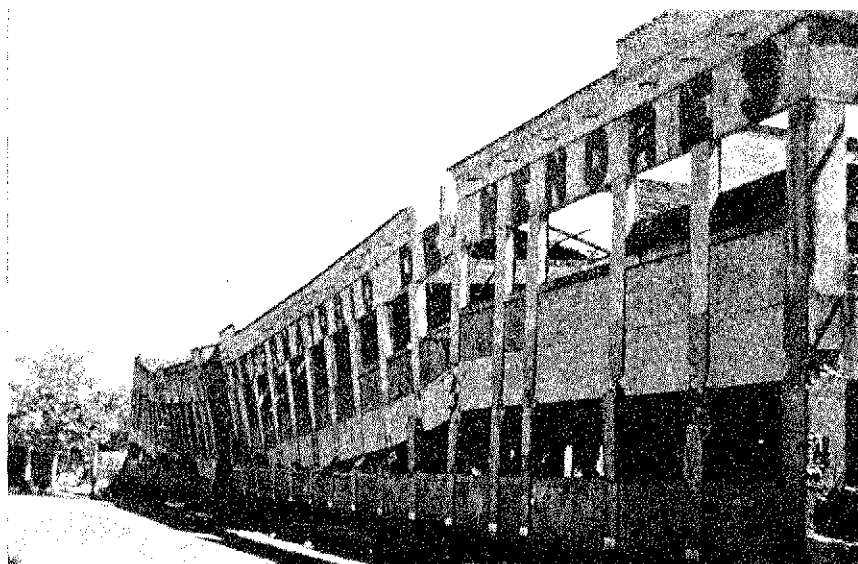
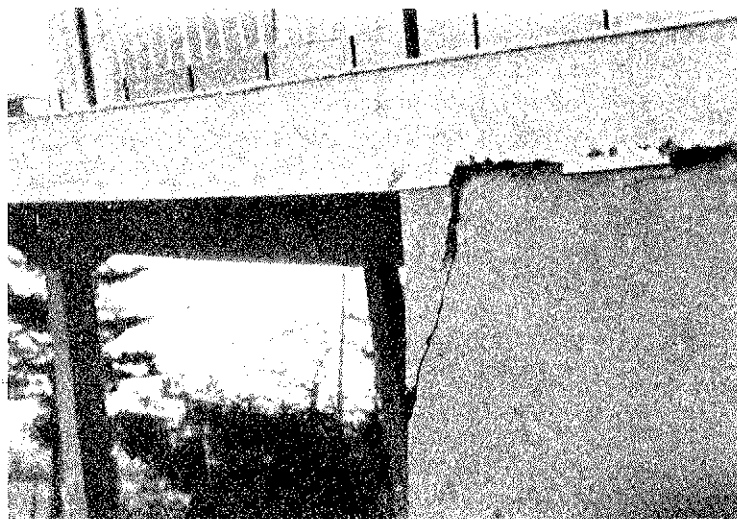


Foto 14. — Hay quienes, con poca seriedad, menosprecian las precauciones sísmicas para edificaciones de uno o dos pisos. Managua (Nicaragua), sismo 1972.

dañado por un sismo en el que confluían dos de los errores mencionados. El edificio, que había sido calculado como una estructura aporticada, fue rellenado de albañilería de ladrillo calcáreo macizo en todos los pisos menos el primero, que era de estacionamiento. (Variando totalmente las rigideces supuestas y creando principalmente una discontinuidad en la distribución de rigideces en altura); además, posteriormente se construyó, sólo en un extremo del primer piso, muros de ladrillos que producían una grave asimetría en dicho piso. El edificio dañado tuvo un comportamiento dinámico ni siquiera parecido al del modelo estructural con que se diseñó. ¿Error de transmisión de las hipótesis consideradas? ¿De coordinación Constructor-Calculista? ¿Inspección? ¿Falta de divulgación de técnicas antisísmicas? En cualquier caso, un error del equipo de profesionales participantes en donde, como sucede con los procesos de culpabilidad, la responsabilidad se diluye.

### **Reglamento de construcciones. Normas antisísmicas.**

Existen los reglamentos nacionales de construcciones que paulatinamente se perfeccionarán en la medida en que los profesionales se esmeren en conseguirlo, y conforme se puedan desarrollar estudios e investigaciones propias teniendo en cuenta las peculiaridades de los suelos, materiales, sistemas constructivos, mano de obra, etc. En estos reglamentos aparecen normas que orientan sobre el diseño y ejecución de las obras, incluyendo aspectos que influyen en el comportamiento de las estructuras durante un sismo. Conviene recordar algunos tópicos que deben ser considerados:

- Precauciones en los elementos no estructurales de fachada.
- Separaciones en medianerías y juntas de separación.
- Confinamiento adecuado de muros de albañilería.
- Junta de llenado o de construcción (que constituye el motivo más frecuente de fallas durante terremotos).
- Normas sobre calidad de materiales.
- Tolerancias.
- Obligatoriedad de especificaciones técnicas con requerimientos mínimos e instrucciones de ejecución.
- Detalles de uniones (anclaje de armaduras y número de estribos, suficiente cuando se trate de hormigón armado, especificaciones de soldadura, conectores, etcétera, cuando se trate de madera o estructuras metálicas).

### **Calidad de materiales.**

Obviamente para lograr el comportamiento deseado de la edificación es menester que la calidad de los materiales de construcción sean congruentes con el partido estructural elegido. Los índices de dicha calidad son variables y se podrán encontrar dispersiones fuertes con excesiva frecuencia, especialmente en materiales preparados en obra. El control de la calidad de los materiales constituye un factor primordial para evitar daños considerables en un sismo.

Se puede también nombrar algunas tareas, donde es común cometer errores clasificables en este apartado:

- Graduación y limpieza de los áridos.
- Dosificación adecuada del concreto.

- Calidad de arcillas para la ejecución de ladrillos.
- Dimensiones y resistencia de los mismos. Calidad de morteros.
- Curado de elementos de concreto.
- Conocimiento de las características de la madera empleada (resistencia, humedad, durabilidad, mermas por aplicación de sustancias preservativas, etc.).

### **Coordinación entre los proyectos de instalaciones y el de estructuras.**

En muchas oportunidades ocurre que la presión del corto tiempo disponible para realizar, tanto los diferentes proyectos de la obra como la construcción de la misma es tal que imposibilita una coordinada actuación del equipo de proyectistas. No sólo en referencia a la concepción global del proyecto, sino más bien a la relativa incompatibilidad que puede presentarse entre algunos de estos proyectos. Se dan casos, por ejemplo, en que las instalaciones sanitarias o de aire acondicionado perforen indiscriminadamente los elementos estructurales. El ingeniero constructor resolverá o no el problema, en la medida no sólo de sus conocimientos y experiencia (que pueden no ser tan completos como los de los especialistas), sino en que realmente exista una solución aceptable al momento en que él lo perciba. Lógicamente debe planearse anticipadamente que los elementos de cada proyecto no interfieran entre sí, y esto será el resultado natural de un trabajo en equipo de los profesionales participantes desde los momentos iniciales del desarrollo arquitectónico.

\* \* \*

### **AGRADECIMIENTO**

El autor expresa su reconocimiento a los compañeros de trabajo que cooperaron en la preparación del presente artículo. A Carl Lüders por la autorización para reproducir ciertas fotos y a José Sebastiani por la confección de las caricaturas.



La responsabilidad se diluye.

# análisis en microordenador de tableros continuos de puente

**JUAN J. ARENAS DE PABLO**

*Dr. Ingeniero de Caminos.*

*Director de ARPING Estudio Técnico.*

*(Texto de la conferencia, que organizada por la Asociación Técnica Española del Pretensado, pronunció el 18 de febrero de 1975, en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, de Madrid.)*

## I. INTRODUCCION

En los últimos años, y de un modo progresivo, el ordenador se ha ido introduciendo más y más en muchas actividades humanas. El análisis de estructuras ha estado muy presente en este desarrollo, y el recurso al cálculo mecanizado es hoy moneda corriente en toda oficina de proyectos.

No parece necesario repetir aquí las ventajas considerables que el empleo de ordenador comporta. Son de todos conocidas. Pienso que también son conocidas las dificultades que todavía plantea su uso, sobre todo cuando no se dispone de él en el lugar de trabajo, y es necesario acudir a un centro de cálculo exterior, con lo que ello supone de pérdida de tiempo, y, sobre todo, de flexibilidad. Existe, por supuesto, la solución intermedia de terminal conectado a una unidad central de tiempo compartido, sobre la cual carezco de experiencia y no puedo expresar ninguna opinión.

Sin embargo, ha aparecido un nuevo camino para resolver satisfactoriamente muchos de los problemas que se presentan en la oficina de estudios. Es el llamado microordenador. Existen modelos en España desde hace unos siete años. Su desarrollo, desde entonces, ha sido muy considerable, y en tan corto período de tiempo se ha pasado de máquinas que admitían 120 instrucciones de programa (en lenguaje máquina) a otras, equipadas con una memoria interna de hasta 32 K octetos, programables en lenguaje simbólico (BASIC), y dotadas de unas posibilidades que las hacen muy comparables a los ordenadores. En efecto, su lenguaje es similar en potencia a Fortran, admiten álgebra de Boole (con lo que se pueden representar en una sola línea funciones discontinuas), aceptan matrices con dos índices, subrutinas, funciones definidas, instrucciones FORMAT de salida de resultados, y pueden completarse con ROM (Read Only Memory) diseñados para realizar tareas especiales.

Así, por ejemplo, un ROM de matrices permite ejecutar, a golpe de tecla, todo tipo de operaciones con matrices, incluida la inversión o el cálculo de un determinante. Otros

ROM permiten el uso y tratamiento de variables alfabéticas, la conexión con una mesa de dibujo (PLOTTER), o con una memoria externa de disco, etc.

Las posibilidades que ofrecen estas máquinas al proyectista son realmente interesantes. Pero quizá ninguna supere a su facilidad y flexibilidad de programación, y a la intensa comunicación que entre el ingeniero y la máquina puede establecerse, superando las instancias intermedias (perforistas, operadores, etc.) que siempre aparecen en el gran ordenador, y que, en el fondo, actúan como obstáculos, que en mayor o menor grado separan al ingeniero de la máquina, y dificultan la comunicación.

En mi opinión, la idea básica de un microordenador es que todo ingeniero de una oficina de estudios puede y debe programarlo. Por decirlo de otro modo, la entrada de una máquina de este tipo en un estudio debe suponer para sus proyectistas el cambio, verdaderamente trascendente, de sustituir sus cálculos, incluso algunos bastante sencillos, por explicaciones dadas a la máquina del proceso lógico y numérico a seguir.

Este cambio supone una auténtica liberación para el ingeniero, en el sentido de que puede concentrarse en la parte más humana del proyecto que, para mí, es la concepción inicial de la obra, el diseño previo, el análisis de la estructura pre-diseñada (análisis a nivel de órdenes y procesos, no de números), y los sucesivos retoques que, a través de la interacción entre diseño y análisis, conduce a aquella solución que da suficiente satisfacción en todas sus facetas para ser aceptada como diseño final.

Como exponente de las posibilidades de estas máquinas y del proceso liberador del que he hablado, voy a describir el programa PONTEx 3 que realiza, en un tiempo realmente breve, un proceso de cálculo numérico bastante tedioso, como es el cálculo de los tableros continuos de puente de hormigón pretensado, partiendo de datos puramente geométricos, y llegando a las tensiones normales de servicio en todas las fases de la estructura, así como a la preparación de la prueba de carga de la misma. El programa se procesa en un calculador Hewlett-Packard, modelo 9830, dotado de una memoria interna de 8 K palabras (16 K octetos), y una memoria periférica constituida por cinta magnética tipo cassette, con capacidad de unas 32 K palabras.

## II. DESCRIPCION DEL PROGRAMA

El objetivo del programa es el análisis en flexión longitudinal de tableros de puente continuos de hormigón pretensado, de área, inercia e incluso ancho variable, construidos y tesados en una sola fase, o sea, sobre cimbra en toda su longitud. Está previsto para un máximo de 7 vanos, dado lo improbable que resultan obras de este tipo con un número mayor de luces. Se trata de un programa aplicable, en toda su integridad, a un tipo muy concreto de estructuras, pero capaz de realizar una labor de análisis muy completa en las mismas. O sea, se ha sacrificado en él la generalidad a la potencia de cálculo y a la comodidad de empleo.

En todo lo que sigue, el tablero se considera como viga de sección transversal indeformable. Los efectos de excentricidad de la sobrecarga se tienen en cuenta mediante coeficientes de amplificación adecuados. No se incluyen esfuerzos de torsión, que deben calcularse por otros medios. El programa considera los efectos de:

- a) Peso propio del tablero.
- b) Carga permanente de superestructura.
- c) Sobrecarga de uso uniforme.
- d) Tren compuesto por un conjunto de hasta 30 ejes, cuya carga y posición relativa son datos a suministrar en cada caso.
- e) Pretensado longitudinal.



Por el contrario, no se incluyen los efectos de asientos diferenciales de apoyos ni del gradiente térmico del tablero (variación de temperatura entre intradós y trasdós), pero unos y otros se obtienen de modo inmediato a través de la matriz rigidez que el programa suministra.

La entrada de datos en la máquina se realiza mediante teclado, y, dada la existencia de un DISPLAY, el programa está escrito en estilo conversacional, de modo que los formularios de entrada de datos se simplifican al máximo.

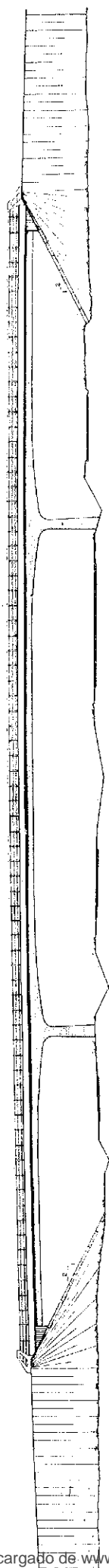
Describiré el programa basándome en dos tableros de puente analizados mediante su emplco. El puente A puede verse en la figura 1. Se trata de un tablero de 33 m de anchura constituido por dos vigas cajón tricelulares, enlazadas por un forjado central, que es monolítico con los fustes de pilas, y que descansa sobre *aparatos* de neopreno-teflón dispuestos en los pies de éstas. La asimilación a tablero-viga sería totalmente válida si el teflón careciera de rozamiento, pues en este caso las reacciones serían verticales, y las flexiones en fustes desaparecerían. Para tener en cuenta dicho rozamiento es preciso realizar correcciones manuales que no hacen al caso.

El cálculo se realiza para la mitad del ancho del tablero, o sea, para una sola viga cajón.

El canto del dintel varía entre 1,20 m en sección tipo y 2,50 m en ejes de apoyo en pilas, manteniéndose la primera en el 60 por 100 de la luz del vano central. Esta ley de variación del canto presenta ventajas desde el punto de vista funcional en el caso de tratarse de un paso superior (donde interesa gálibo máximo en la zona central del vano), desde el punto de vista mecánico, ya que dicha ley se acerca más a la de momentos flectores que la de un tablero de canto variable en toda su luz, y, finalmente, desde el punto de vista constructivo al existir una amplia zona de sección constante con las facilidades consiguientes para el encofrado y el despiece de la ferralla. En este caso, la esbeltez del vano central, referida a la sección tipo, alcanza el valor  $1,20/51,00 = 1/42,5$  y el consumo de acero de pretensado longitudinal es de  $30,4 \text{ kg/m}^2$  de tablero (acero de  $f_{pk} \geq 170 \text{ kg/mm}^2$ ), estando el dintel proyectado en Clase I (ausencia de tracciones normales en servicio).

Quizá sea interesante añadir que el análisis del tablero como estructura superficial se llevó a cabo mediante un programa de emparrillado (EMPPLAN), procesado en el mismo calculador 9830, en el que al establecer la matriz rigidez de un arranque de barra hemos incluido la influencia de la deformación en la misma debida al esfuerzo cortante. En piezas con un mínimo de esbeltez esta deformación es pequeña comparada con la de flexión, y suele despreciarse. Pero lo que nos ha empujado a incluirla en EMPPLAN es la posibilidad que brinda de analizar tableros de puente de sección cajón mono o pluricelulares desprovistos de diafragmas intermedios, en los que la colaboración entre las distintas almas para resistir la flexión longitudinal se realiza a través del trabajo de flexión transversal de los forjados superior e inferior, que se ven solicitados al producirse una desnivelación entre aquéllas. (Realmente, además del proceso de desnivelación existe la necesidad de compatibilizar los corrimientos longitudinales en las caras de contacto entre almas y forjados superior e inferior, lo que representa un aumento de hiperestatismo interno y un aumento de eficacia en el mecanismo distribuidor de cargas concentradas. Un análisis de emparrillado desprecia sistemáticamente este efecto. Un análisis del tipo de lámina plegada lo tiene en cuenta, si bien puede tener otras limitaciones, tales como despreciar la rigidez torsional de las placas componentes, no admitir variaciones de inercia longitudinal, etc.). Pues bien, la utilidad de contar con la deformación debida al cortante se basa en que, aunque el trabajo transversal de los forjados originado por una desnivelación de almas lleva consigo una deformación que esencialmente es debida a la flexión transversal de los mismos como elementos independientes, se pueden introducir en

# ALZADO



# PLANTA

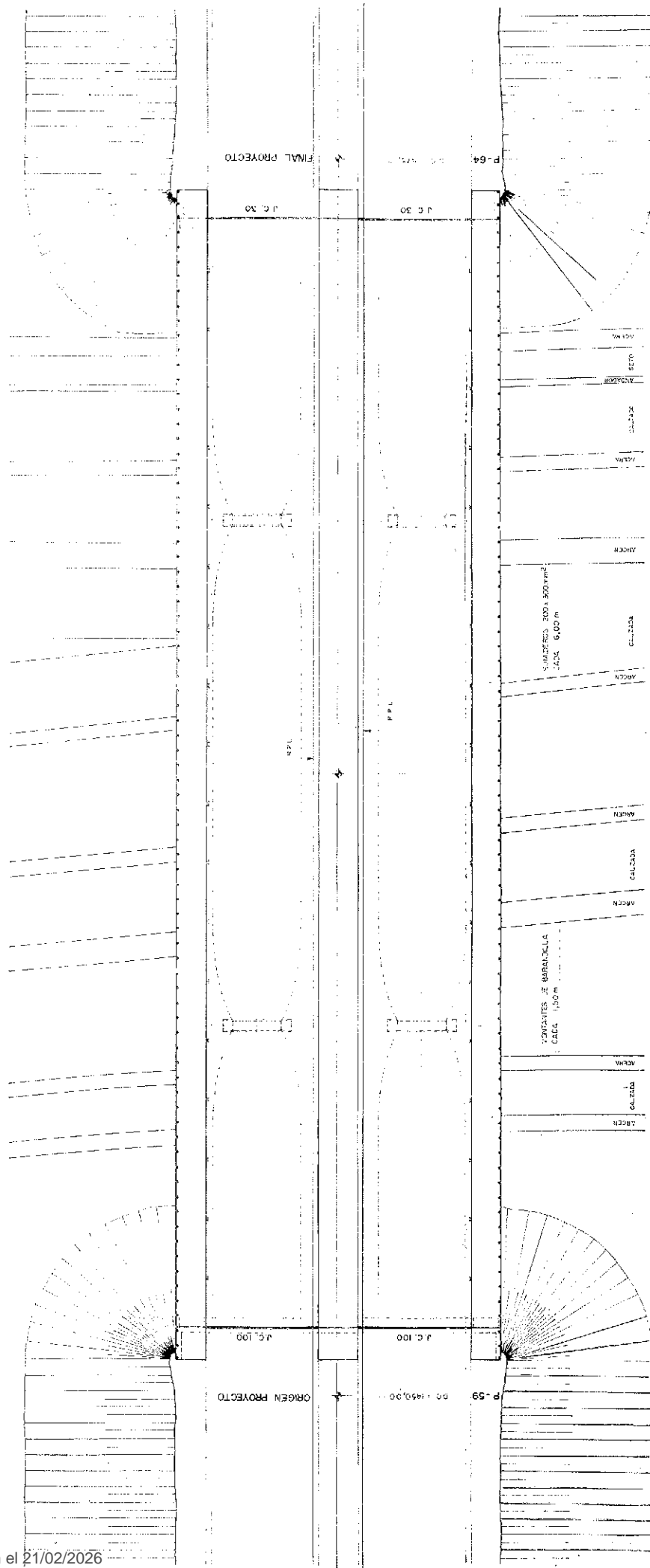


Figura 1, a.

C.O. = 1542.38  
 C.V. = 203.150  
 R = 0.070  
 K.V. = 2500  
 L = 1175.00  
 d = 1.53

Fig. 1, b. — Sección longitudinal (R.P.L.).

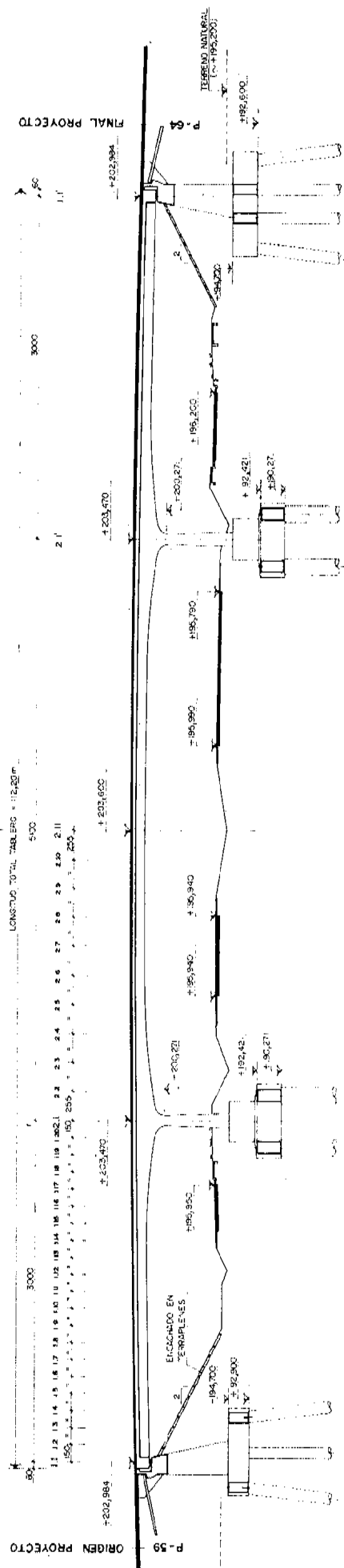
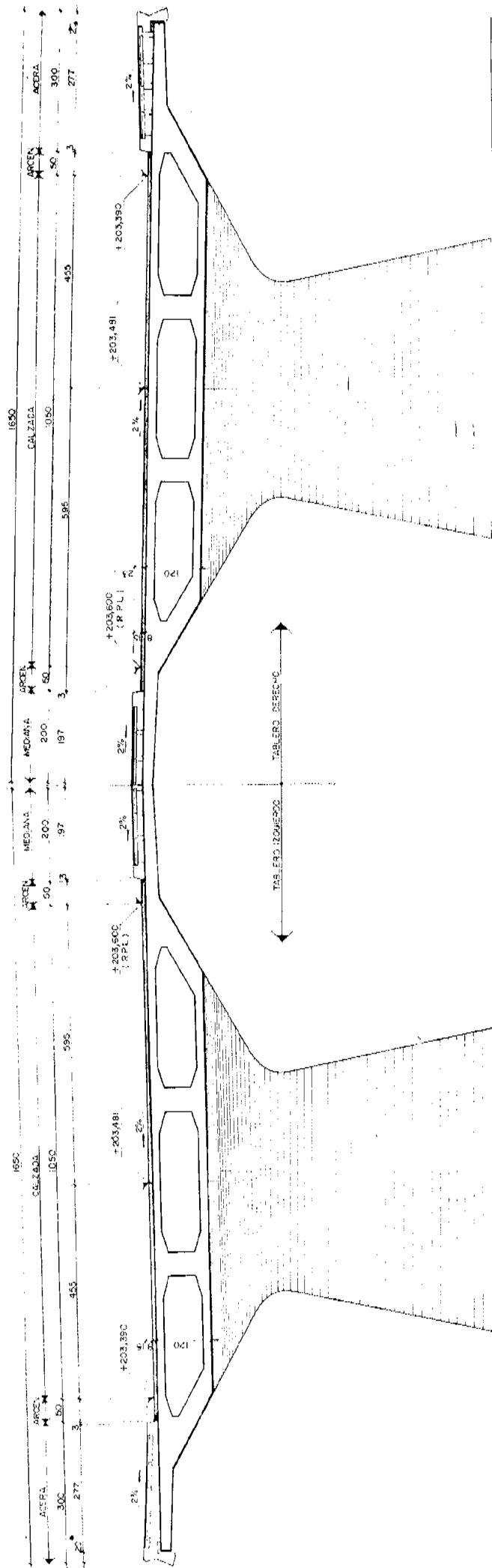


Fig. 1, c. — Sección transversal centro luz.





ALZADO



PLANTA

Rio Bidasoa

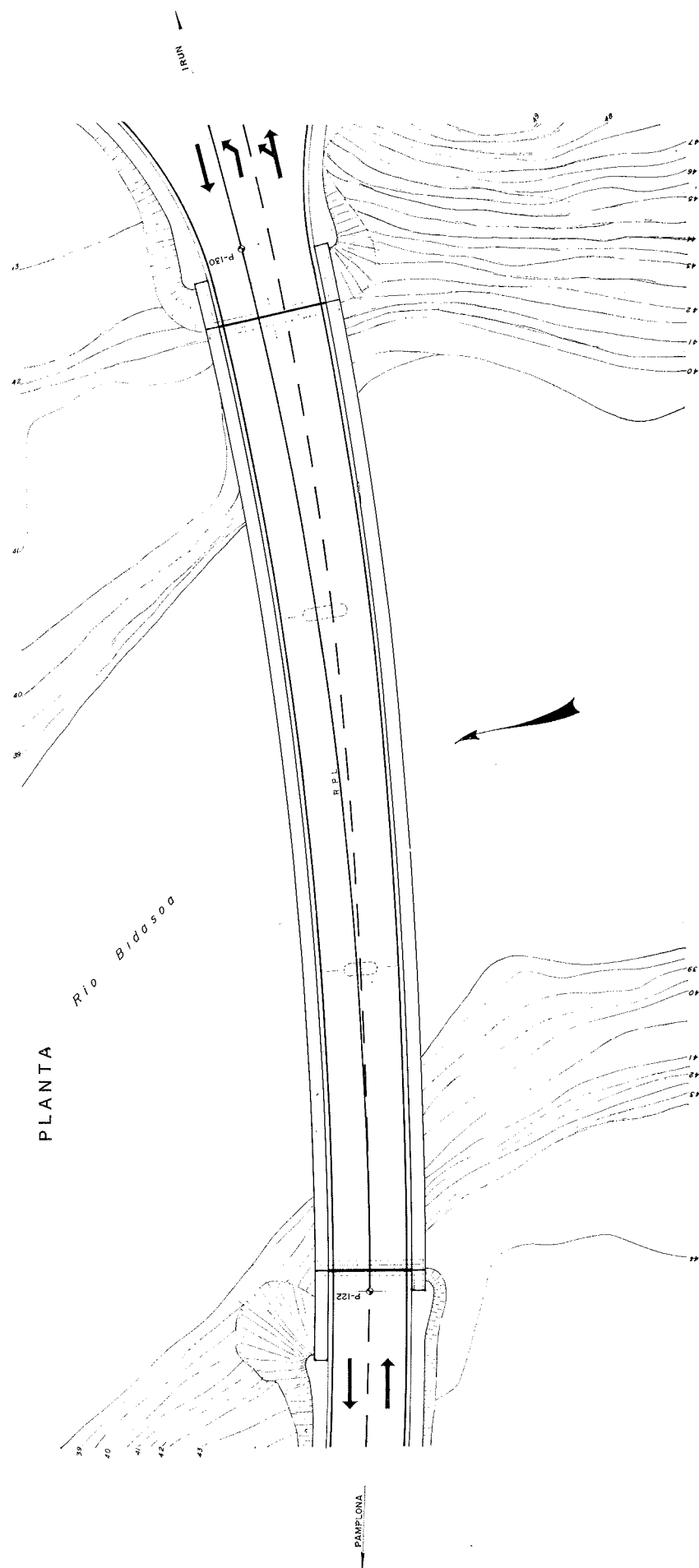
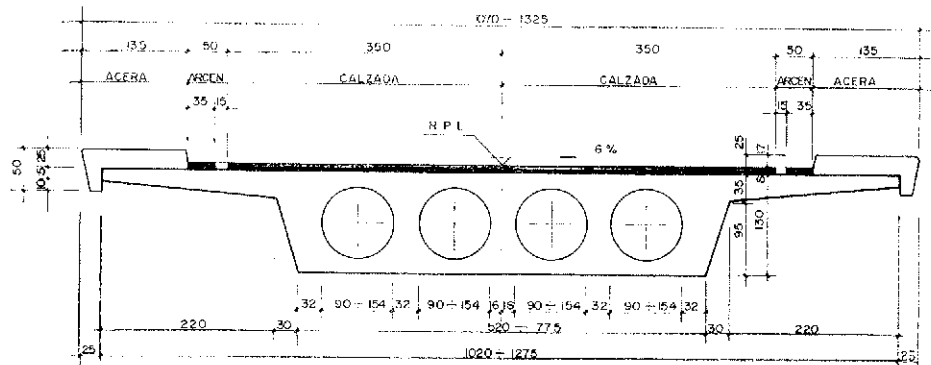


Figura 3.a.

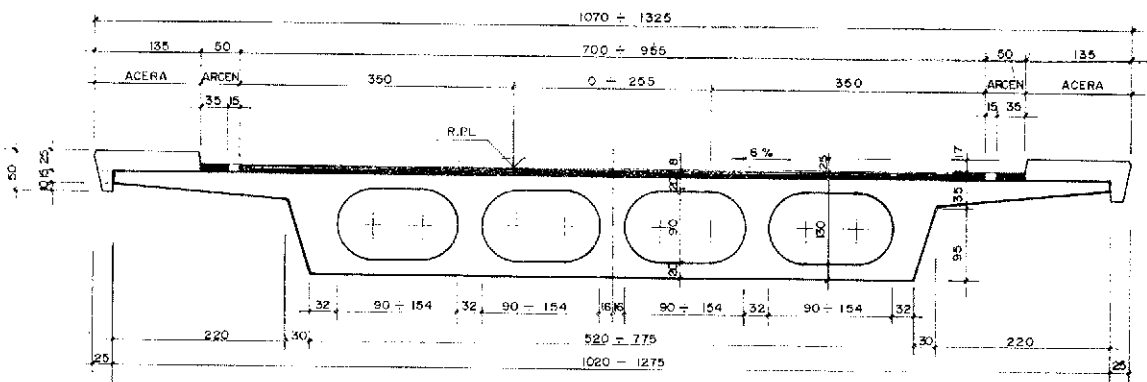
del vano central, al actuar el carro de 60 t con la máxima excentricidad transversal. Como puede apreciarse en ella la totalidad de los nervios del tablero flexa en el mismo sentido, de modo que todos ellos colaboran a resistir la flexión longitudinal debida al carro.

El segundo tablero en que voy a basarme para describir el programa se representa en la figura 3 y es un tramo continuo de tres vanos, de  $28 + 34 + 28$  m, de sección tipo losa aligerada. El ancho del tablero varía entre 10,70 y 13,25 m, lo que hace que los aligeramientos internos pasen de circulares a oblongos, manteniéndose constantes los huecos laterales de la sección transversal.

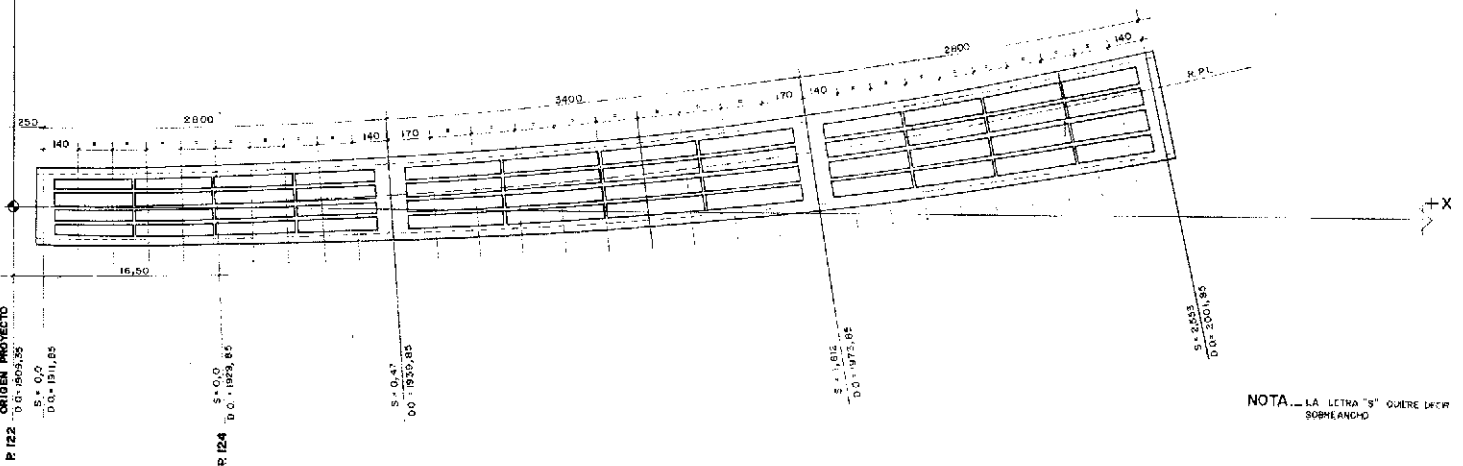
Sección tipo  $S = 0,0$ .



Sección tipo  $S = 255$ .



Sección horizontal.



NOTA: LA LETRA "S" QUIERE DECIR SOBREALCHO

Figura 3, b.



El programa consta de los siguientes apartados:

## 1. Definición de la estructura.

Se considera cada vano dividido en 20 trozos de igual longitud. Llamamos "secciones base" a las fronteras entre trozos.

Existen, por consiguiente, 21 secciones base por vano.

La información mecánica de la estructura comprende:

- Número de vanos.
- Posible simetría del tablero.
- Luz de cada vano.
- Valores de:
  - Area ( $A$ ).
  - Inercia ( $I$ ).
  - Distancia de fibra neutra a fibra superior ( $v$ ).
  - Distancia de fibra neutra a fibra inferior ( $v'$ ).
  - Ancho de estructura ( $B$ ).

en cada una de las 21 secciones base de cada vano.

Para la entrada de los datos de (d) existen dos variantes:

- Cálculo previo de geometría de cada sección base, y determinación de características mecánicas de la misma, con entrada manual de estos datos a la máquina.
- Definición estrictamente geométrica del tablero de puente, mediante las expresiones analíticas de las coordenadas ( $x, y$ ) de sus aristas, o sea, de los vértices de su sección transversal.

Detallo aquí esta segunda opción que elimina el trabajo previo de geometría y cálculo de características mecánicas en las secciones base.

Según puede verse en la figura 4, las coordenadas de las aristas de cada circuito constitutivo de la sección transversal del tablero, se expresan paramétricamente como:

$$X_i = (A_1 Z^3 + A_2 Z^2 + A_3 Z + A_4)_i$$

$$Y_i = (B_1 Z^3 + B_2 Z^2 + B_3 Z + B_4)_i$$

ESQUEMA DE EJES COORDENADOS ( $x, y, z$ )

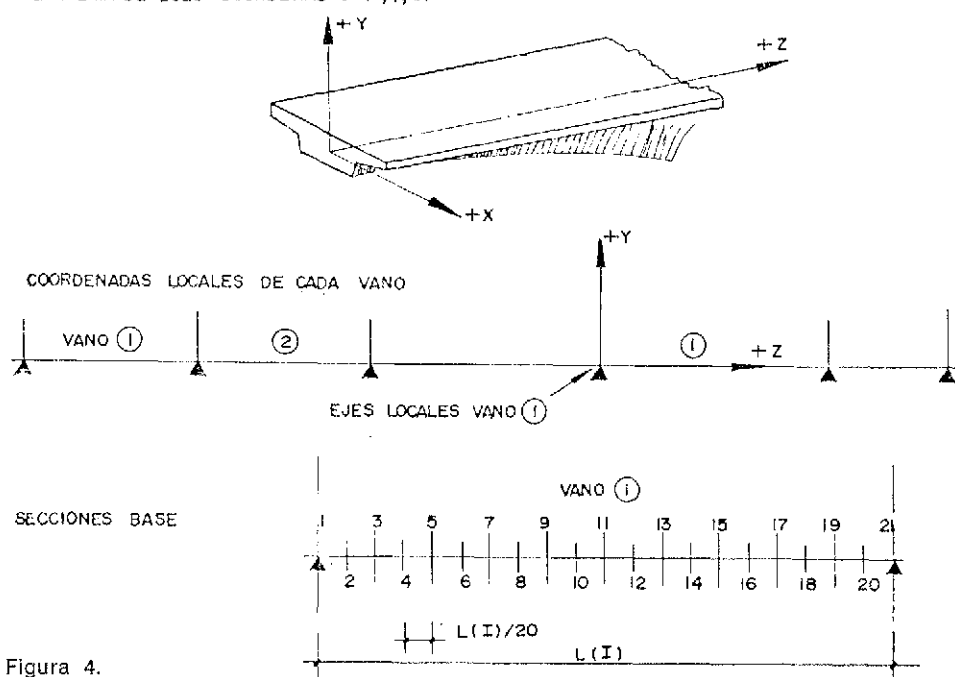
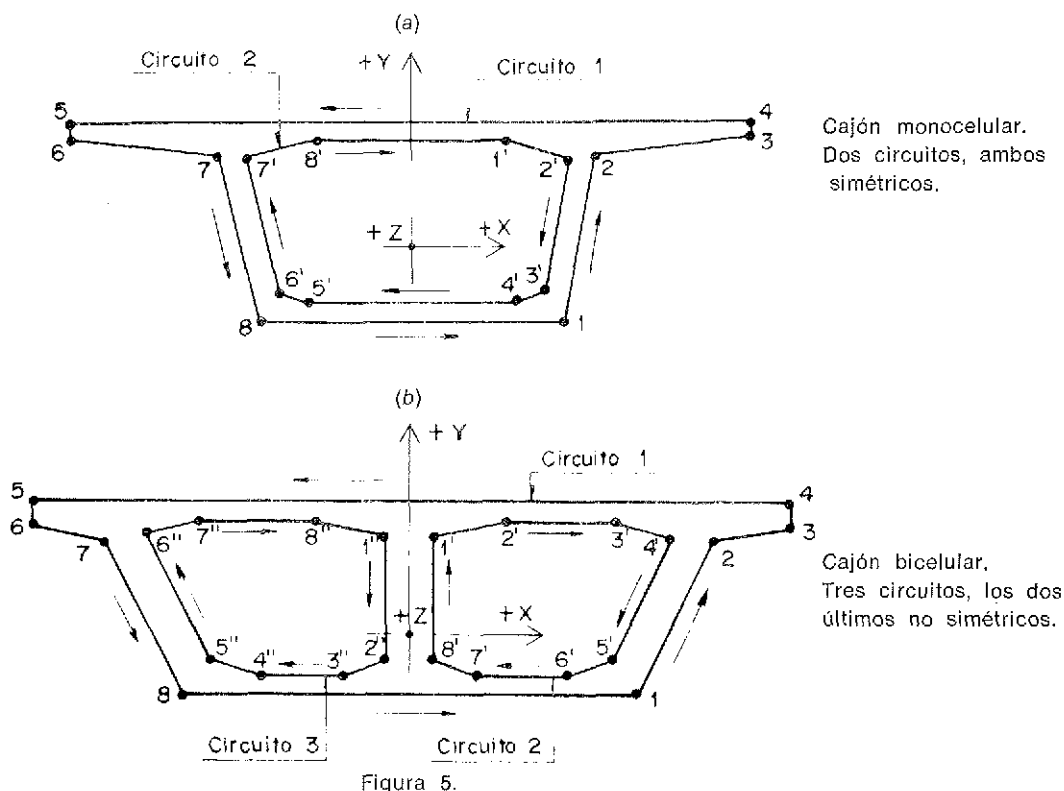


Figura 4.

No hemos considerado interesante incluir parábolas de cuarto orden, pero en cualquier caso cabe una aproximación mediante una poligonal inscrita.

Los valores  $(A_1, A_2, A_3, A_4)$ ,  $(B_1, B_2, B_3, B_4)$  pueden ser únicos a lo largo de todo el vano para una determinada arista, o pueden variar, estableciéndose diversas "zonas de variación" del circuito en cuestión.

El número de circuitos integrante de la sección transversal del tablero es indefinido. Una sección cajón monocelular (fig. 5, a) presenta dos circuitos, el exterior o positivo que se numera en sentido antihorario, y el interior o negativo que lo hace al revés. Una sección pluricelular como la representada en la figura 5, b tendrá tres circuitos, de los cuales sólo el primero es positivo. Sin embargo, muchas veces podrá componerse un circuito interior único equivalente, simplificando la entrada de datos.



Con independencia de los circuitos poligonales, la máquina pregunta por la existencia de aligeramientos circulares, de los que son variables el número, el diámetro, la posición de su centro geométrico, y de las secciones base que limitan su existencia en cada vano.

El ordenador, una vez en posesión de toda la información geométrica del tablero, procede a calcular las coordenadas  $(x, y)$  de cada vértice de circuito en cada sección base, y realiza el proceso de cálculo de características mecánicas de la misma, incluyendo el "ancho" de estructura que obtiene directamente de la información geométrica anterior.

La salida inmediata incluye las coordenadas  $(x, y)$  de cada vértice en cada sección base, y el cuadro de características mecánicas (fig. 6), con los valores de  $(C)$  y  $(C')$ , que define los bordes del núcleo central, así como el rendimiento de cada sección.

A continuación, la máquina integra las áreas de las secciones base obteniendo y escribiendo los volúmenes de hormigón de cada vano del tablero.

CUADRO DE CAPACIT MECANICAS :  
\*\*\*\*\*

	VANO SECC	AREA	INERCI	V	V'	CANTO	ANCHO	C	C'	EDTO
=====										
1	1	0.355	1.2680	0.576	-0.730	1.300	10.200	0.288	0.266	0.364
	2	0.810	1.1140	0.536	-0.764	1.300	10.200	0.251	0.358	0.468
	3	0.810	1.1140	0.536	-0.764	1.300	10.200	0.251	0.358	0.468
	4	0.810	1.1140	0.536	-0.764	1.300	10.200	0.251	0.358	0.468
	5	0.810	1.1140	0.536	-0.764	1.300	10.200	0.251	0.358	0.468
	6	0.810	1.1140	0.536	-0.764	1.300	10.200	0.251	0.358	0.468
	7	0.810	1.1140	0.536	-0.764	1.300	10.200	0.251	0.358	0.468
	8	0.810	1.1140	0.536	-0.764	1.300	10.200	0.251	0.358	0.468
	9	0.810	1.1140	0.536	-0.764	1.300	10.200	0.251	0.358	0.468
	10	0.810	1.1140	0.536	-0.764	1.300	10.200	0.251	0.358	0.468
	11	0.810	1.1140	0.536	-0.764	1.300	10.200	0.251	0.358	0.468
	12	0.830	1.1201	0.536	-0.764	1.300	10.247	0.251	0.358	0.468
	13	0.843	1.1261	0.536	-0.764	1.300	10.294	0.252	0.359	0.470
	14	0.868	1.1321	0.537	-0.763	1.300	10.343	0.253	0.360	0.471
	15	0.886	1.1381	0.537	-0.763	1.300	10.389	0.253	0.360	0.472
	16	0.905	1.1441	0.537	-0.763	1.300	10.436	0.254	0.361	0.473
	17	0.924	1.1501	0.538	-0.762	1.300	10.483	0.255	0.361	0.474
	18	0.943	1.1561	0.538	-0.762	1.300	10.530	0.255	0.362	0.474
	19	0.962	1.1621	0.538	-0.762	1.300	10.577	0.256	0.362	0.475
	20	0.981	1.1681	0.539	-0.761	1.300	10.624	0.257	0.363	0.476
	21	0.967	1.0550	0.576	-0.724	1.300	10.671	0.260	0.263	0.363
2	1	0.966	1.3557	0.576	-0.724	1.300	10.670	0.269	0.203	0.363
	2	6.021	1.1811	0.540	-0.760	1.300	10.727	0.258	0.364	0.478
	3	6.044	1.1884	0.540	-0.760	1.300	10.784	0.259	0.364	0.479
	4	6.067	1.1957	0.540	-0.760	1.300	10.841	0.259	0.365	0.480
	5	6.090	1.2029	0.541	-0.759	1.300	10.898	0.260	0.365	0.481
	6	6.113	1.2102	0.541	-0.759	1.300	10.956	0.261	0.366	0.482
	7	6.135	1.2175	0.542	-0.758	1.300	11.013	0.262	0.366	0.483
	8	6.158	1.2247	0.542	-0.757	1.300	11.070	0.262	0.367	0.484
	9	6.181	1.2320	0.542	-0.758	1.300	11.127	0.263	0.367	0.485
	10	6.204	1.2392	0.543	-0.757	1.300	11.184	0.264	0.367	0.486
	11	6.227	1.2465	0.543	-0.757	1.300	11.241	0.264	0.369	0.487
	12	6.250	1.2537	0.544	-0.756	1.300	11.298	0.265	0.369	0.488
	13	6.272	1.2610	0.544	-0.756	1.300	11.355	0.266	0.370	0.489
	14	6.295	1.2682	0.544	-0.756	1.300	11.413	0.267	0.370	0.490
	15	6.318	1.2754	0.545	-0.755	1.300	11.470	0.267	0.371	0.491
	16	6.341	1.2827	0.545	-0.755	1.300	11.527	0.268	0.371	0.492
	17	6.364	1.2899	0.545	-0.755	1.300	11.584	0.269	0.372	0.493
	18	6.387	1.2971	0.546	-0.754	1.300	11.641	0.269	0.372	0.493
	19	6.410	1.3044	0.546	-0.754	1.300	11.698	0.270	0.373	0.494
	20	6.432	1.3116	0.547	-0.753	1.300	11.755	0.271	0.373	0.495
	21	10.451	1.5718	0.586	-0.714	1.300	11.812	0.211	0.256	0.359
3	1	10.451	1.5718	0.586	-0.714	1.300	11.812	0.211	0.257	0.359
	2	6.474	1.3247	0.547	-0.753	1.300	11.869	0.272	0.374	0.497
	3	6.493	1.3306	0.548	-0.752	1.300	11.906	0.272	0.374	0.497
	4	6.511	1.3366	0.548	-0.752	1.300	11.953	0.273	0.375	0.498
	5	6.530	1.3426	0.548	-0.752	1.300	12.000	0.273	0.375	0.499
	6	6.549	1.3485	0.548	-0.752	1.300	12.047	0.274	0.375	0.500
	7	6.568	1.3545	0.549	-0.751	1.300	12.094	0.275	0.376	0.500
	8	6.587	1.3604	0.549	-0.751	1.300	12.141	0.275	0.376	0.501
	9	6.606	1.3664	0.549	-0.751	1.300	12.188	0.276	0.377	0.502
	10	6.624	1.3723	0.550	-0.750	1.300	12.235	0.276	0.377	0.502
	11	6.643	1.3783	0.550	-0.750	1.300	12.282	0.277	0.377	0.503
	12	6.662	1.3842	0.550	-0.750	1.300	12.329	0.277	0.378	0.504
	13	6.681	1.3902	0.550	-0.750	1.300	12.376	0.278	0.378	0.504
	14	6.700	1.3961	0.551	-0.749	1.300	12.424	0.278	0.378	0.505
	15	6.718	1.4020	0.551	-0.749	1.300	12.471	0.279	0.379	0.506
	16	6.737	1.4080	0.551	-0.749	1.300	12.518	0.279	0.379	0.506
	17	6.756	1.4139	0.552	-0.748	1.300	12.565	0.280	0.379	0.507
	18	6.775	1.4198	0.552	-0.748	1.300	12.612	0.280	0.380	0.508
	19	6.794	1.4258	0.552	-0.748	1.300	12.659	0.281	0.380	0.508
	20	6.813	1.4317	0.552	-0.748	1.300	12.706	0.281	0.380	0.509
	21	11.674	1.7484	0.593	-0.707	1.300	12.753	0.212	0.253	0.357

Figura 6.

## 2. Información de carga permanente y sobrecarga de uso.

La siguiente información que se suministra al calculador consiste en los valores de la carga permanente, de la sobrecarga repartida, del tren de carga, y de los coeficientes de excentricidad de flexión y cortante que amplifican sus efectos.

La carga permanente se expresa como:  $(C.P.) = X + B \cdot Y$ , siendo  $B$  el ancho de plataforma del tablero que puede ser variable. Los valores de  $(X, Y)$  se dan en t/m y t/m<sup>2</sup> respectivamente.

La sobrecarga repartida se da en t/m<sup>2</sup> y para relacionar el ancho de plataforma sobre la que ésta se aplica con el ancho  $B'$  de estructura, se suministra a la máquina un valor de "sobreamancho", que puede ser positivo, negativo o nulo.

La información del tren de carga consiste en indicar el número de ejes que lo componen y la carga y abscisa relativa de cada uno de ellos. Los coeficientes de excentri-

cidad del carro se admiten constantes en todas las secciones, lo que, en mi opinión, es una simplificación admisible.

### 3. Formación de la matriz de flexibilidad del tablero.

Para resolver el hiperestatismo de la viga continua acudimos al sistema de convertirla, mediante cortes en las secciones de apoyo, en estructura estáticamente determinada (figura 7). Llamamos a ésta "Estructura Isostática Asociada" (EIA).

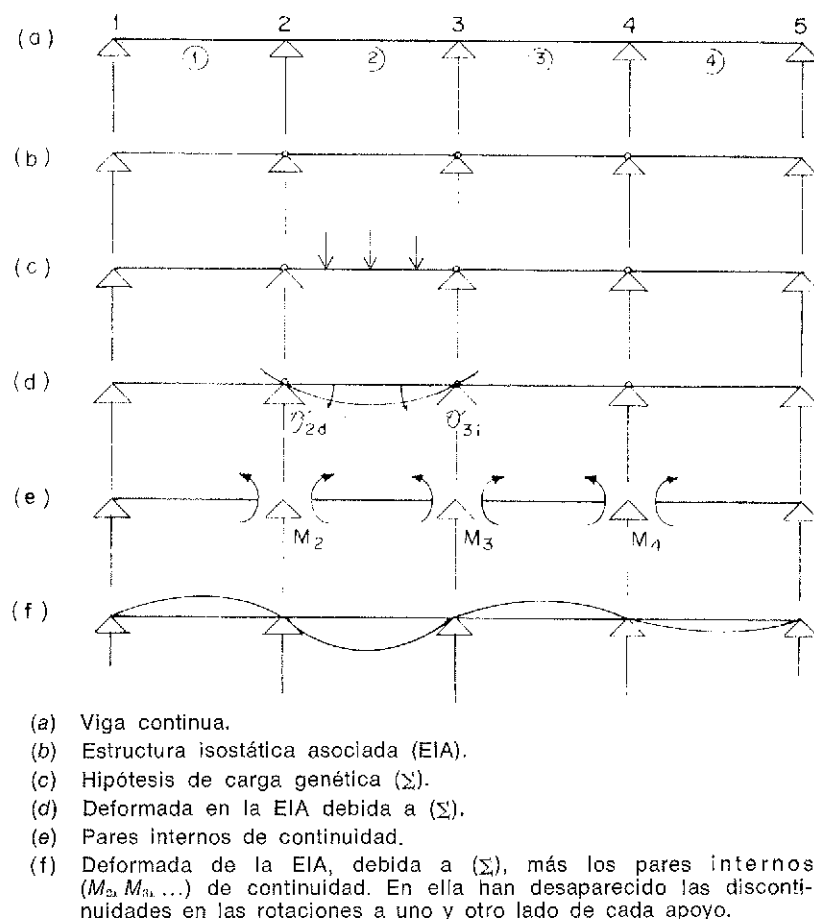


Figura 7.

La compatibilidad de rotaciones se establece mediante los oportunos pares de continuidad. Es, en definitiva, la aplicación del teorema de Clapeyron o de los tres momentos.

El sistema de ecuaciones lineales a que da lugar el desarrollo de este teorema se expresa para una hipótesis de carga genérica:

$$[F] [M] = [\Delta \omega] \quad (1)$$

donde:

$[F]$  = Matriz de flexibilidad, de orden  $(N-1)$ , siendo  $N$  el número de vanos, compuesta tan sólo por la diagonal principal y sus dos paralelas inmediatas, cuyos términos valen:

$F[I, I]$  = Suma de flexibilidades directas de dos vanos que concurren en el apoyo  $(I+1)$ .

$F [I, I + 1] = F [I + 1, I] =$  Flexibilidad recíproca del vano ( $I + 1$ ).

$[M] =$  Vector columna  $\begin{bmatrix} M_2 \\ M_3 \\ \vdots \\ M_N \end{bmatrix}$  compuesto por los pares in-

ternos de continuidad que engendra la hipótesis de carga en cuestión.

$[\Delta \omega] =$  Vector columna  $\begin{bmatrix} \Delta \omega_2 \\ \Delta \omega_3 \\ \vdots \\ \Delta \omega_N \end{bmatrix}$  compuesto por las diferen-

cias de rotaciones isostáticas de arranque de vanos en la (EIA), correspondientes a la hipótesis en cuestión.

La resolución del sistema (1) conduce a:

$$[M] = [F]^{-1} \cdot [\Delta \omega] \quad (2)$$

expresión que nos da los pares de continuidad, como producto de la inversa de la matriz flexibilidad por el vector columna de diferencias de rotaciones isostáticas de arranques.

El ordenador procede a la formación de  $[F]$ , utilizando los teoremas de Mohr para la obtención de las flexibilidades directas y recíprocas de cada vano. Para ello realiza una integración a lo largo de los 20 trozos elementales de cada vano tomando como intensidad de carga virtual el valor:

$$\text{Peso virtual}_j = \left( \frac{M}{EI} \right)_j \times \frac{L}{20},$$

donde:

$(M, I) =$  Flector e inercia del trozo ( $j$ ).

$L =$  Luz del vano.

Las reacciones de apoyos del vano simple, sometido a las  $P_j$ , son precisamente las rotaciones de arranque buscadas, que suministran las flexibilidades necesarias para formar  $[F]$  (fig. 8).

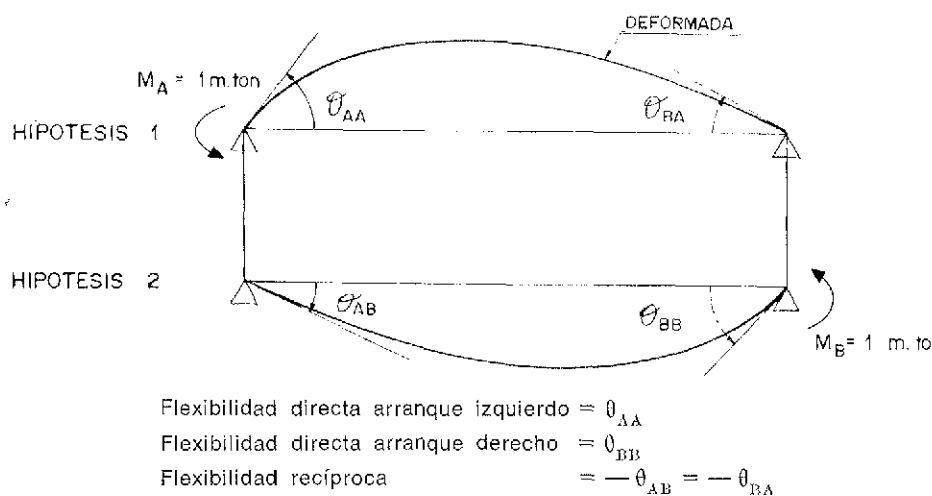


Figura 8.

Formada la matriz  $[F]$ , se invierte, obteniéndose  $[F]^{-1}$ . Estamos ya en condiciones de aplicar la ecuación (2) y obtener directamente los pares de continuidad en apoyos correspondientes a cualquier hipótesis de carga.

Aunque el programa sólo trate esfuerzos debidos a cargas y sobrecargas gravitatorias y pretensado, el conocimiento de  $[F]^{-1}$  permite obtener con toda facilidad los esfuerzos que originan en el tablero otras acciones tales como un descenso diferencial de apoyos o una diferencia térmica entre las caras superior e inferior del mismo. En el primer caso representamos en la figura 9 a una hipótesis cualquiera de descenso no uniforme de apoyos de un tablero de cinco vanos. La (EIA) se indica en la figura 9 b, y la obtención del vector columna  $[\Delta \omega]$ , y consecuentemente del vector  $[M]$  de pares de apoyos, a través de la ecuación (2), es inmediata.

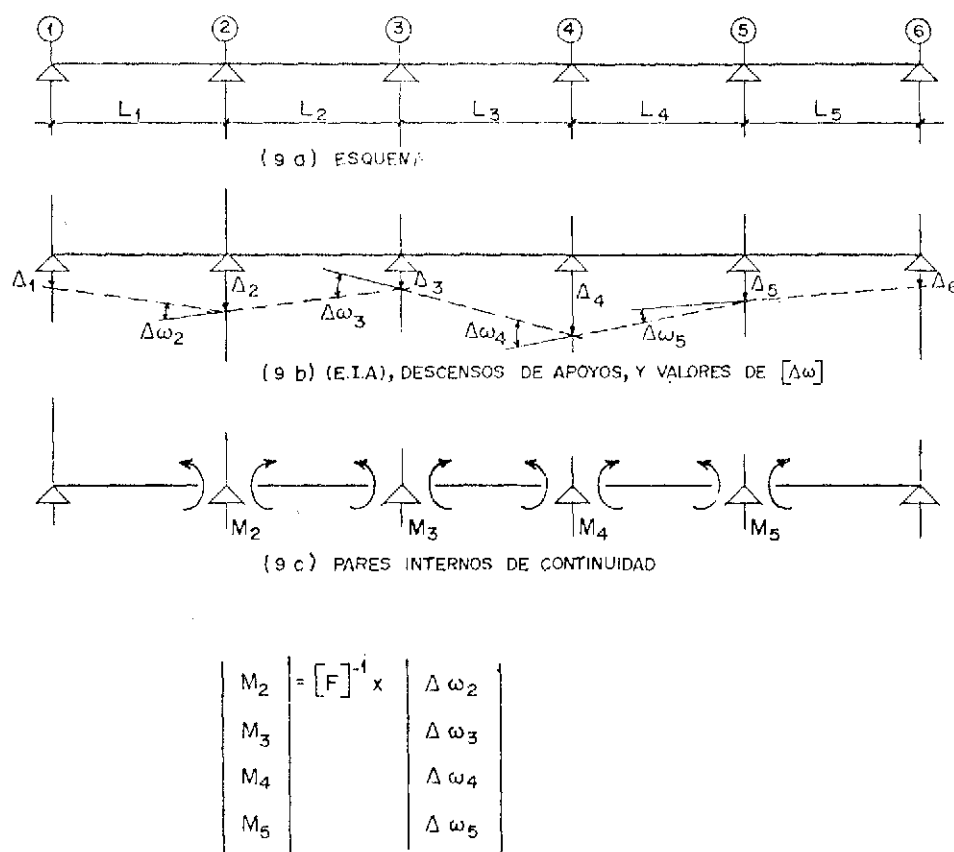


Figura 9.

En el segundo caso citado el estado de tensión interno del tablero proviene de la incompatibilidad de las deformaciones que el gradiente térmico provocaría en él, de hallarse libre de coacciones de apoyo, y de las vinculaciones reales del mismo. En la figura 10 se indica el proceso de obtención de los pares de continuidad de modo análogo al caso de asientos diferenciales.

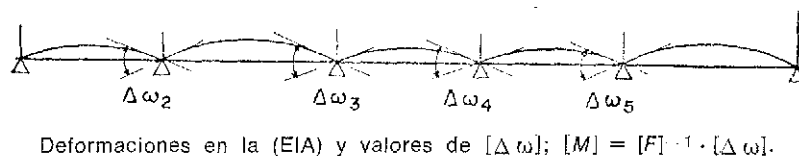


Figura 10.

Como ejemplo, se indica a continuación el proceso de cálculo manual de los esfuerzos originados en el tablero del puente de la figura 1, por un asiento diferencial de dos centímetros en una pila (fig. 11).

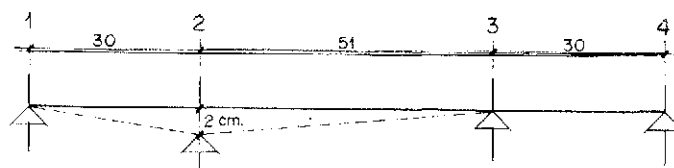


Figura 11.

Rotaciones en la (EIA):

$$\begin{aligned} \theta_{21} &= -0,02/30 & \theta_{32} &= 0,02/51 & \Delta \theta_2 &= -1,059 E-03 \\ \theta_{23} &= 0,02/51 & \theta_{34} &= 0 & \Delta \theta_3 &= -3,92 E-04 \end{aligned}$$

Matriz  $[F]^{-1}$ :

$$[F]^{-1} = E \cdot \begin{bmatrix} 0,086573 & -0,035487 \\ -0,035487 & 0,086573 \end{bmatrix}$$

que con  $E = 2.100.000 \text{ t/m}^2$  conduce a:

$$\begin{bmatrix} M_2 \\ M_3 \end{bmatrix} = [F]^{-1} \times [\Delta \omega] = \begin{bmatrix} +221,7 \\ -150,2 \end{bmatrix}$$

que son los flectores de apoyo, provocados por el asiento diferencial.

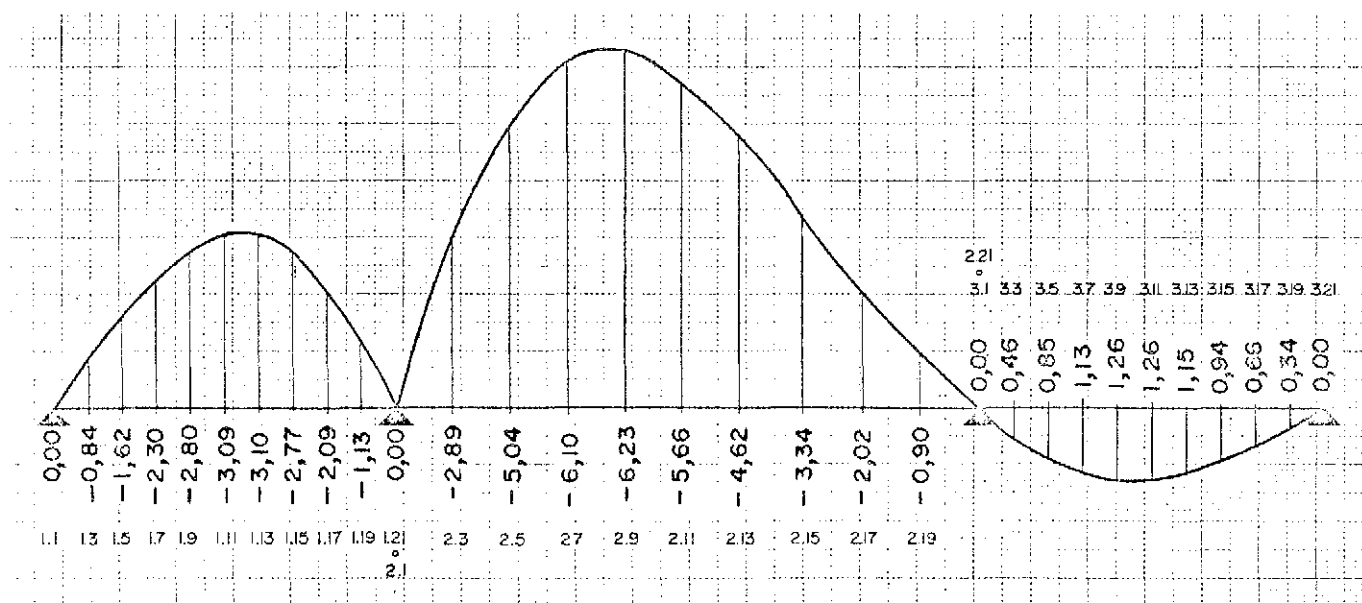
#### 4. Obtención de las líneas de influencia del $M_f$ en apoyos intermedios.

El paso siguiente es obtener las líneas de influencia citadas, para carga concentrada unitaria actuando en cada sección base de cada vano. O sea, cada línea de influencia tiene un número de términos iguales a  $(20 \times N + 1)$ , siendo  $N$  el número de vanos.

El término correspondiente a la sección base ( $J$ ) del vano  $n.^\circ$  ( $I$ ), se obtiene como siempre aplicando la ecuación (2) al caso de carga correspondiente. O sea, que basta determinar los  $[\Delta \omega]$  de la (EIA) para este caso de carga. Pero como sólo hay carga en el vano ( $I$ ) tan sólo habrá que obtener las rotaciones de arranques de dicho vano.

En la figura 12 se da la línea de influencia del  $M_f$  en la sección de apoyo en pila del tablero de la figura 1.

Fig. 12. — Línea de influencia  $M_f$  apoyos.





La matriz  $[E]$  de líneas de influencia del  $Mf$  en secciones de apoyo sirve para todo el trabajo que sigue.

## 5. Obtención de las leyes de flectores y cortantes debidos al peso propio del tablero y a su carga permanente.

Partiendo de la información de áreas de las secciones base, y de la matriz  $[E]$  antes descrita, la máquina procede a integrar las flexiones que en las secciones de apoyo provocan 20 cargas concentradas en cada vano, una en el centro de cada trozo base.

Una vez conocidos los flectores de apoyo, la obtención de los de vano no ofrecen ninguna dificultad. De un modo análogo se procede con la carga permanente, teniendo en cuenta el posible ancho variable del tablero.

## 6. Integración de áreas y volúmenes de las líneas de influencia del $Mf$ en cada sección base.

Partiendo de la matriz  $[E]$ , la máquina obtiene la línea de influencia del  $Mf$  en cada sección base, procediendo a integrar por separado su área positiva y negativa, así

INTEGRACION LINEAS INFLUENCIA MF EN SECCIONES BASE							
*****							
VANO	SECC	AREA(+)	AREA(-)	A.TOTAL	VOL(+)	VOL(-)	V.TOTAL
*****							
1	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	2	16.769	-2.961	13.808	172.193	-73.084	139.109
1	3	31.488	-5.923	25.565	324.375	-146.168	258.207
1	4	44.247	-8.894	35.363	456.574	-193.252	357.323
1	5	55.076	-11.846	43.230	568.782	-232.335	436.446
1	6	63.945	-14.807	49.138	660.997	-285.419	495.578
1	7	70.854	-17.768	53.086	733.220	-338.503	534.717
1	8	75.803	-20.730	55.073	765.452	-331.587	553.865
1	9	78.792	-23.691	55.101	817.691	-364.671	553.020
1	10	79.831	-26.653	53.189	829.938	-397.755	532.184
1	11	78.890	-29.614	49.276	822.194	-330.839	491.355
1	12	75.999	-32.575	43.424	794.457	-363.922	430.535
1	13	71.148	-35.537	35.611	746.636	-397.006	349.629
1	14	64.337	-38.498	25.839	678.637	-430.090	248.547
1	15	55.566	-41.460	14.106	590.369	-463.174	127.195
1	16	44.835	-44.421	0.414	481.740	-436.258	-14.518
1	17	32.189	-47.437	-15.248	353.114	-529.739	-176.625
1	18	21.830	-54.500	-32.670	247.263	-606.661	-359.398
1	19	15.616	-63.039	-47.423	183.438	-746.186	-562.749
1	20	12.697	-86.652	-73.955	153.632	-948.522	-794.890
2	1	12.138	-109.628	-97.490	149.201	-1189.934	-1040.733
2	2	12.180	-109.628	-97.448	149.201	-1189.934	-1040.733
2	3	10.987	-80.991	-69.003	131.959	-866.316	-734.357
2	4	13.484	-58.932	-45.449	154.819	-623.600	-468.782
2	5	20.661	-44.445	-23.784	229.605	-462.377	-232.773
2	6	32.427	-37.436	-5.009	356.380	-385.775	-29.395
2	7	47.468	-36.593	10.875	505.315	-381.829	123.486
2	8	60.138	-36.267	23.871	668.398	-384.184	284.214
2	9	69.917	-35.942	33.975	779.637	-386.538	393.099
2	10	76.006	-35.616	40.390	858.393	-388.893	470.000
2	11	80.005	-35.291	44.714	905.992	-391.248	514.744
2	12	81.315	-34.965	46.350	920.769	-393.602	527.167
2	13	80.134	-34.640	45.494	903.959	-395.957	507.992
2	14	75.483	-34.314	41.169	852.697	-398.311	454.386
2	15	67.902	-33.989	33.914	769.518	-400.666	368.852
2	16	57.452	-33.663	23.789	653.357	-403.021	250.336
2	17	44.111	-33.338	10.773	504.049	-405.375	98.673
2	18	30.174	-35.006	-4.832	345.396	-431.638	-86.242
2	19	18.549	-44.126	-25.577	227.949	-537.704	-309.755
2	20	12.962	-68.163	-55.201	158.643	-715.403	-556.760
3	1	14.728	-112.381	-97.653	151.734	-1314.363	-1162.629
3	2	14.728	-112.381	-97.653	151.734	-1314.363	-1162.629
3	3	15.264	-89.414	-74.150	159.242	-1037.669	-878.427
3	4	20.543	-71.151	-50.608	206.626	-817.046	-610.420
3	5	25.051	-58.576	-33.525	265.367	-665.215	-399.848
3	6	37.852	-53.754	-15.902	430.730	-596.384	-165.654
3	7	49.710	-49.457	0.253	584.130	-559.110	25.020
3	8	68.123	-46.169	21.953	713.917	-521.836	192.081
3	9	68.569	-43.863	24.706	730.000	-484.562	245.438
3	10	79.094	-39.566	39.528	902.385	-447.288	455.097
3	11	79.530	-36.269	43.261	950.632	-410.014	540.618
3	12	82.145	-32.972	49.173	999.097	-372.740	626.357
3	13	82.751	-29.674	53.076	1095.439	-335.466	669.973
3	14	81.396	-26.377	55.019	991.615	-298.142	693.473
3	15	79.832	-23.080	56.752	859.534	-268.918	590.616
3	16	72.801	-19.783	53.018	701.103	-223.644	477.459
3	17	60.573	-16.486	44.087	584.229	-186.370	397.859
3	18	50.378	-13.189	37.189	452.021	-149.096	302.925
3	19	43.224	-9.891	33.333	356.706	-111.822	244.884
3	20	33.103	-6.594	26.509	266.600	-74.548	192.052
4	1	17.835	-3.297	14.538	210.468	-37.274	173.194
4	2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Figura 13.

como sus volúmenes respectivos (la tercera dimensión es el ancho de la plataforma que hemos supuesto variable).

En la figura 13 puede verse la salida de máquina correspondiente al tablero B representado en la figura 3.

## 7. Obtención de la envolvente de flectores y cortantes engendradas por la sobrecarga de uso.

Los esfuerzos máximo y mínimo debidos a la sobrecarga repartida son directamente el producto de los volúmenes positivo y negativo correspondientes a la sección en estudio por la intensidad de dicha carga, en  $t/m^2$ , de tablero.

LEYES DE MF DEBIDOS A:  
\*\*\*\*\*

PESO PROPIO,  
C.PERMTE = ( 2. T/ML. + 0.192 T/M2.)  
SC REPARTIDA = 0.4 T/M2.  
CARRO DE 60 TON. CON C.ENG= 1.3.

CUADRO DE ESF. CORTANTES EXTERIORES :  
\*\*\*\*\*

COEF. EXCENTR. CARRO = 1.3

VANO	SECC	T PP	T CP	TSC+	TSC-	MSC+	MSC-
1	1	-156.49	-41.49	15.50	-125.14	0.00	0.00
1	2	-131.70	-35.95	15.64	-114.69	-17.95	160.63
1	3	-111.30	-30.40	16.14	-104.62	-22.40	293.17
1	4	-91.02	-24.86	20.74	-94.96	-26.80	395.32
1	5	-70.69	-19.32	26.32	-85.71	-246.68	450.23
1	6	-50.36	-13.78	33.26	-76.89	303.17	539.48
1	7	-30.01	-8.24	39.87	-68.51	353.35	572.49
1	8	-9.68	-2.69	46.31	-60.59	398.17	596.07
1	9	10.66	2.85	53.98	-53.13	412.91	597.55
1	10	30.99	8.32	61.38	-46.12	420.71	584.59
1	11	51.33	13.93	68.97	-39.60	413.17	558.34
1	12	71.70	19.48	76.75	-33.53	389.74	520.86
1	13	92.14	25.04	84.68	-27.94	358.41	474.90
1	14	112.64	30.61	92.76	-22.83	294.78	420.63
1	15	133.21	36.20	100.96	-18.20	223.11	361.05
1	16	153.85	41.90	109.24	-14.04	135.51	300.17
1	17	174.55	47.41	117.58	-10.38	32.43	237.40
1	18	195.31	53.03	125.95	-7.19	-85.66	175.47
1	19	216.15	58.67	134.32	-4.48	-217.89	116.18
1	20	237.04	64.32	142.66	-2.83	-363.43	77.07
1	21	257.93	69.98	150.94	-2.13	-521.27	59.61
2	1	-273.90	-69.32	8.45	-157.19	50.68	-529.32
2	2	-232.05	-62.43	9.54	-146.98	70.82	-326.63
2	3	-206.41	-55.52	11.94	-136.03	109.05	-143.67
2	4	-180.67	-48.59	15.72	-125.24	171.07	17.44
2	5	-154.84	-41.64	19.32	-115.87	235.03	155.61
2	6	-128.91	-34.67	25.94	-106.63	297.46	269.97
2	7	-102.88	-27.69	31.42	-97.58	355.36	368.40
2	8	-76.76	-20.68	37.93	-88.79	405.53	427.13
2	9	-50.54	-13.66	45.04	-79.03	445.13	471.69
2	10	-24.22	-6.62	52.72	-67.05	471.62	494.51
2	11	2.20	0.44	60.05	-53.64	482.24	497.43
2	12	28.71	7.52	69.69	-40.52	475.01	482.76
2	13	55.32	14.62	78.87	-32.96	447.82	452.67
2	14	82.02	21.73	88.47	-25.97	399.31	409.88
2	15	108.83	28.87	98.43	-19.61	328.20	357.24
2	16	135.73	36.02	108.70	-13.89	233.69	297.44
2	17	162.73	43.19	119.22	-13.07	115.49	233.67
2	18	189.82	50.38	129.94	-14.56	-26.72	163.89
2	19	217.01	57.59	140.77	-10.96	-192.10	108.96
2	20	244.30	64.82	151.65	-8.79	-379.41	71.72
2	21	280.10	72.06	162.51	-7.69	-586.84	60.70
3	1	-293.96	-75.54	2.17	-162.44	60.70	-571.75
3	2	-264.34	-69.56	3.06	-153.55	79.39	-395.91
3	3	-241.65	-63.57	4.94	-144.56	121.09	-234.62
3	4	-218.89	-57.56	7.94	-135.50	184.39	-83.61
3	5	-196.87	-51.54	11.41	-126.44	250.53	40.76
3	6	-173.10	-45.51	15.40	-117.38	317.90	152.89
3	7	-150.22	-39.46	19.89	-108.40	384.21	246.96
3	8	-127.20	-33.41	24.89	-99.50	447.49	323.11
3	9	-104.12	-27.34	30.39	-90.72	505.30	391.10
3	10	-80.98	-21.25	36.41	-82.10	556.05	421.61
3	11	-57.74	-15.16	42.96	-73.67	597.24	443.41
3	12	-34.46	-9.05	50.03	-65.46	626.79	448.51
3	13	-11.11	-2.92	57.02	-57.50	642.32	437.13
3	14	12.31	3.20	65.73	-49.81	641.80	418.50
3	15	35.79	9.35	74.36	-42.44	622.82	368.73
3	16	59.34	15.51	83.51	-35.38	583.31	313.70
3	17	82.95	21.88	93.17	-28.68	520.94	247.11
3	18	106.63	27.85	103.35	-22.35	433.60	169.73
3	19	130.37	34.05	114.03	-16.29	319.09	39.51
3	20	154.13	40.27	125.20	-17.60	175.25	23.51
3	21	186.53	46.49	136.67	-17.34	0.00	0.00

REACCIONES DE APOYOS. (C.ENG.CARRO = 1.80)

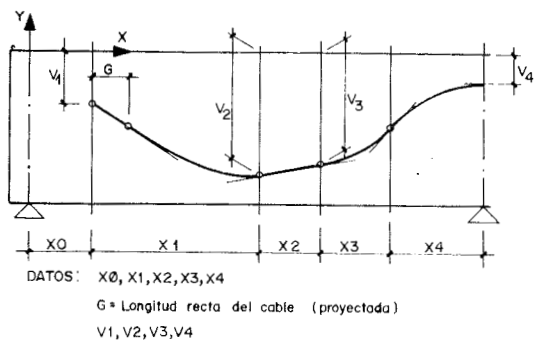
\*\*\*\*\*

VANO	SECC	R PP	R CP	RSC+	RSC-
1	1	156.49	41.49	125.14	-15.50
2	1	527.10	133.30	214.67	-17.51
3	1	574.14	147.60	231.49	-17.93
4	1	186.53	46.49	126.87	-17.34

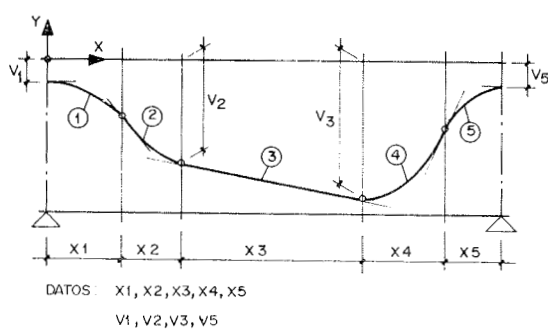
Figura 14, a.

Figura 14, b.

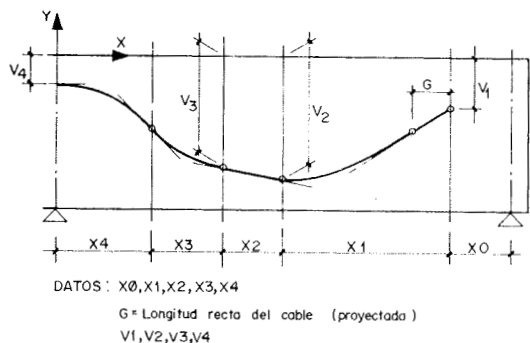
### CABLEADO 1



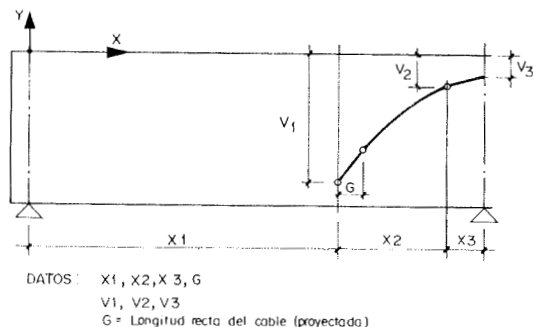
### CABLEADO 3



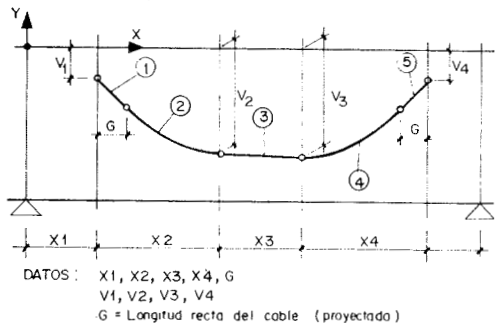
### CABLEADO 2



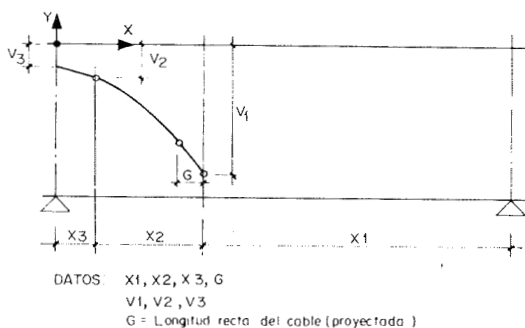
### CABLEADO 5



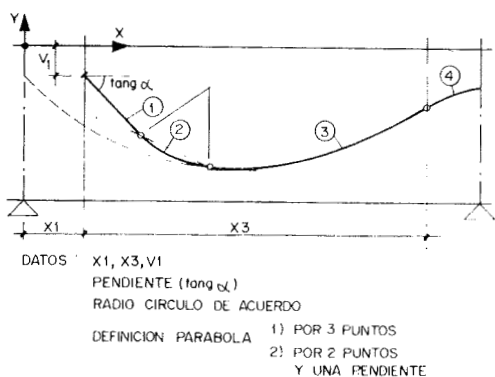
### CABLEADO 4



### CABLEADO 6



### CABLEADO 7



### CABLEADO 8

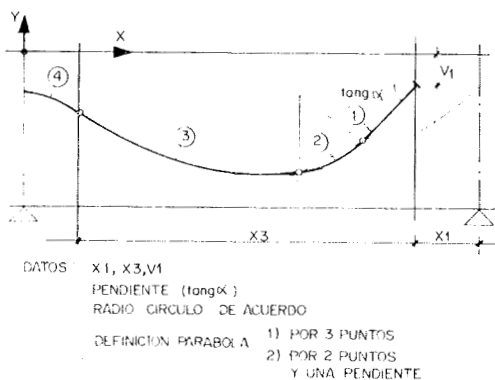


Figura 15.

Los debidos al tren de carga se obtienen mediante el “paseo” sistemático del mismo, que se controla indicando sus posiciones primera y última y el incremento de abscisa entre posiciones consecutivas. Para cada posición, el calculador obtiene las leyes de flectores y cortantes en las secciones base, así como las reacciones de apoyos, y mediante comparaciones con los valores anteriores retiene los esfuerzos y reacciones máximos y mínimos encontrados. Al mismo tiempo conserva los esfuerzos cortantes que son concomitantes de los flectores críticos, y los flectores concomitantes de los cortantes críticos.

De este modo puede escribir un cuadro completo de esfuerzos debidos a peso propio, carga permanente y máximos y mínimos de sobrecarga incluyendo los concomitantes (figuras 14, *a* y *b*).

Los flectores de apoyo aparecen con su valor teórico, sin contar el efecto de redondeo producido por la difusión de la reacción de apoyo en el canto de la viga. Sin embargo, este redondeo o descrestado se tiene en cuenta más adelante.

## 8. Pretensado longitudinal.

Pueden considerarse en el programa hasta diez familias de cables, representadas cada una por su CME (cable medio equivalente). El trazado de los cables se compone de rectas y parábolas de segundo grado. Siempre es posible encajar otro tipo de curvas por aproximación.

Los datos a suministrar a la máquina para cada familia son su sección en milímetros cuadrados, el número de vainas y el diámetro de las mismas, así como la información del trazado en cada vano que se hace del modo siguiente:

Existen ocho tipos de cables. En cada tipo, y con auxilio de los parámetros geométricos indicados, el CME queda totalmente definido en cada vano. En la figura 15 se muestran los ocho trazados tipo y sus parámetros determinantes.

En la figura 16 se expone el pretensado del puente de la figura 1. Está compuesto por dos familias de cables, de las que la primera corre de un extremo a otro del tablero (cables de unos 112 m de longitud) con anclajes activos en ambos extremos, y la segunda son cables que sólo existen en el vano central, anclándose en cajetines dispuestos en el trasdós de aquél. Los cables alojados en las almas laterales inclinadas acusan en su planta el perfil del trazado longitudinal.

La información de la puesta en tensión se da indicando la posición longitudinal (número de vano y número de sección base) de los anclajes extremos del CME en cuestión, diciendo si son activos o pasivos, y suministrando las tensiones  $T_1$  y  $T_2$  que sufre el cable en sus anclajes activos antes y después del bloqueo. Se indican también los valores del coeficiente de rozamiento cable-vaina y el coeficiente de desviaciones parásitas.

Para cada familia de cables la máquina da un listado como el de la figura 17, correspondiente al tablero B, que incluye en cada sección base:

YSUP: (Cota del CME bajo fibra superior tablero).

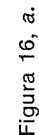
YINF: (Cota del CME sobre fibra inferior tablero).

PDTE: (Pendiente respecto a la horizontal).

EXCTR: (Excentricidad respecto a directriz).

T. INICIAL: (Tensión inicial del cable).

Como resultado final de este proceso, la máquina da la longitud del cable entre secciones base extremas límites del mismo, y el alargamiento previsible contando con un módulo elástico del acero:  $E_a = 20.000 \text{ kg/mm}^2$ .



NOTA - LAS COTAS ENTRE PARENTESIS ESTAN REFERIDAS A LA CARA SUPERIOR DEL TABLERO

FILE ESTABLISHED 1978 7/28/80

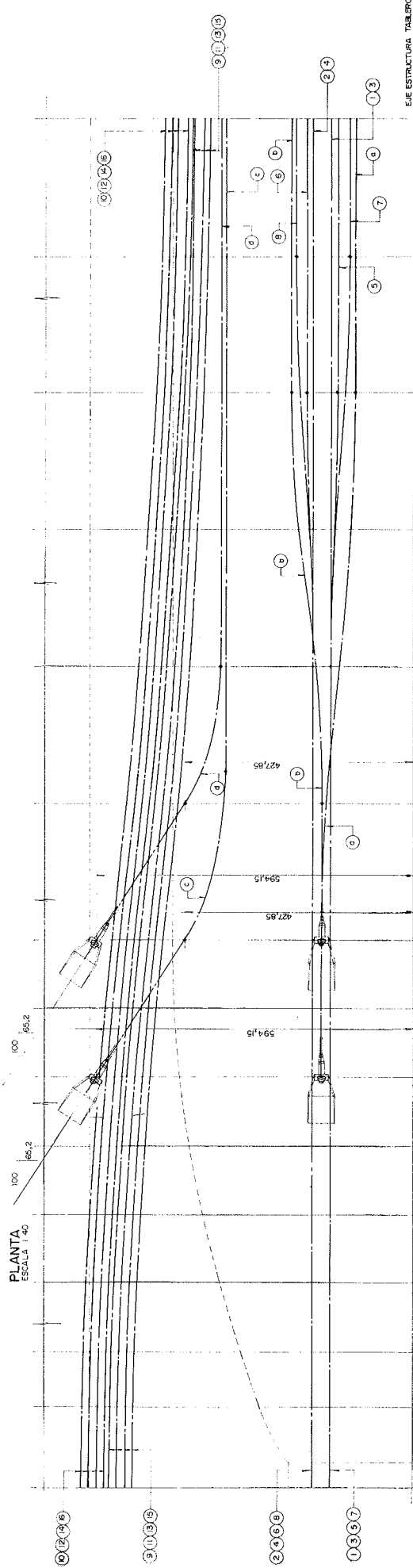
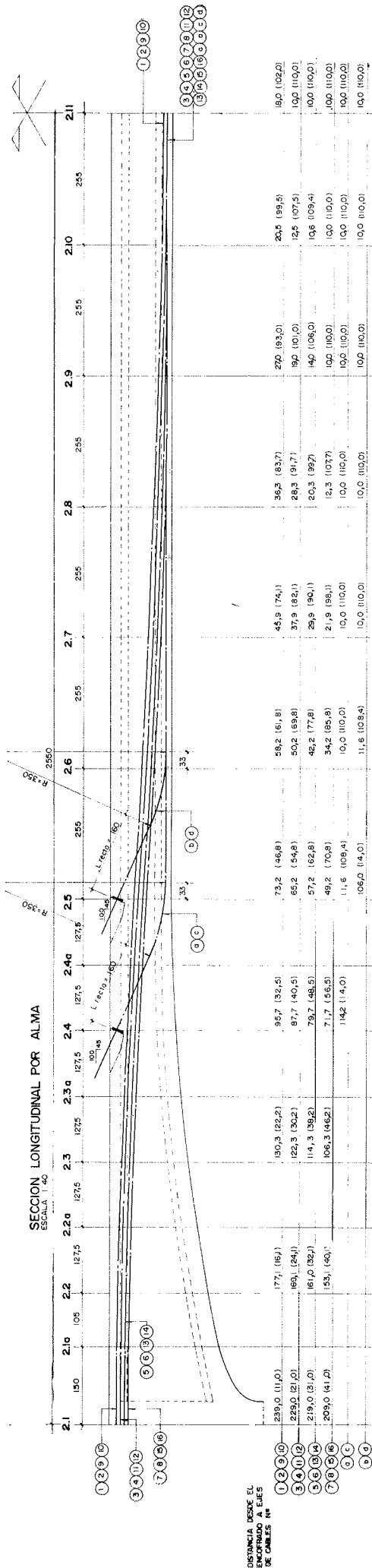


Figura 16. b.

EJE ESTRUCTURA TABLERO

HUM FAMILIAS CABLES: 1

FAMILIA 1  
SECCION 1 1 ANCLAJE 1  
SECCION 3 21 ANCLAJE 1  
TENSIONES ANCLAJE: 127.5 115 KG/MM2  
COEF POZAM: 0.23 DESVIACIONES: 0.01

VANO	SECC	YSUP	YINF	PDTE	C/COP	T.INICIAL
1	1	-0.650	0.650	-0.067	-0.060	115.0
1	2	-0.717	0.683	-0.067	-0.120	115.4
1	3	-0.804	0.496	-0.058	-0.263	116.0
1	4	-0.878	0.432	-0.046	-0.343	116.6
1	5	-0.938	0.361	-0.034	-0.464	117.2
1	6	-0.987	0.313	-0.029	-0.451	117.8
1	7	-1.021	0.279	-0.020	-0.485	118.4
1	8	-1.047	0.258	-0.010	-0.507	119.0
1	9	-1.050	0.250	-0.001	-0.515	119.6
1	10	-1.040	0.255	0.008	-0.509	120.2
1	11	-1.026	0.274	0.018	-0.491	120.8
1	12	-0.995	0.305	0.027	-0.459	120.3
1	13	-0.959	0.350	0.037	-0.413	119.0
1	14	-0.892	0.408	0.046	-0.355	119.0
1	15	-0.820	0.480	0.056	-0.283	118.4
1	16	-0.736	0.564	0.065	-0.198	117.8
1	17	-0.638	0.662	0.075	-0.100	117.2
1	18	-0.527	0.773	0.084	0.011	116.6
1	19	-0.403	0.897	0.092	0.136	116.0
1	20	-0.264	1.076	0.100	0.315	115.2
1	21	-0.150	1.150	0.000	0.426	112.2
2	1	-0.150	1.150	0.000	0.426	112.2
2	2	-0.236	1.064	-0.124	0.303	108.6
2	3	-0.431	0.665	-0.110	0.135	107.8
2	4	-0.611	0.689	-0.097	0.070	107.1
2	5	-0.768	0.537	-0.083	-0.223	106.4
2	6	-0.893	0.407	-0.070	-0.352	105.7
2	7	-1.000	0.300	-0.056	-0.459	105.0
2	8	-1.085	0.215	-0.043	-0.543	104.3
2	9	-1.146	0.154	-0.029	-0.603	103.8
2	10	-1.184	0.116	-0.016	-0.641	102.9
2	11	-1.200	0.100	-0.000	-0.657	102.1
2	12	-1.188	0.112	0.014	-0.645	101.1
2	13	-1.153	0.147	0.020	-0.609	100.7
2	14	-1.094	0.206	0.042	-0.550	100.3
2	15	-1.012	0.288	0.055	-0.467	101.5
2	16	-0.906	0.394	0.068	-0.361	102.2
2	17	-0.777	0.523	0.083	-0.231	102.9
2	18	-0.624	0.676	0.097	-0.078	103.6
2	19	-0.447	0.853	0.111	0.099	104.3
2	20	-0.249	1.091	0.127	0.338	105.1
2	21	0.000	1.300	0.000	0.586	108.6
3	1	-0.120	1.100	0.000	0.465	108.6
3	2	-0.206	1.094	0.123	0.341	112.1
3	3	-0.370	0.930	-0.112	0.177	112.7
3	4	-0.518	0.761	-0.100	0.029	113.4
3	5	-0.651	0.649	-0.089	-0.103	114.1
3	6	-0.769	0.531	-0.078	-0.220	114.8
3	7	-0.870	0.430	-0.067	-0.321	115.5
3	8	-0.956	0.344	-0.056	-0.407	116.2
3	9	-1.026	0.274	-0.045	-0.477	116.9
3	10	-1.081	0.219	-0.033	-0.531	117.6
3	11	-1.113	0.181	-0.022	-0.570	118.3
3	12	-1.143	0.157	-0.011	-0.592	119.0
3	13	-1.150	0.150	0.000	-0.600	119.7
3	14	-1.142	0.150	0.011	-0.591	120.4
3	15	-1.117	0.182	0.023	-0.567	121.1
3	16	-1.079	0.221	0.034	-0.527	120.5
3	17	-1.023	0.277	0.045	-0.472	119.8
3	18	-0.954	0.347	0.056	-0.401	119.1
3	19	-0.866	0.434	0.067	-0.314	118.4
3	20	-0.752	0.508	0.082	-0.179	117.6
3	21	0.000	1.300	0.000	0.593	115.0

LONG.CABLE = 90.37 M. ALARGAMIENTO = 506 MM.

Figura 17.

Finalizado el proceso de todas las familias, y acumulados sus efectos, el ordenador procede a calcular los momentos hiperestáticos debidos al pretensado antes descrito, en su fase inicial. Para ello comienza por determinar las pérdidas de tensión debidas al acortamiento elástico del hormigón. A continuación pasa a obtener las rotaciones que el pretensado provoca en la (EIA), forma el vector de rotaciones  $[\Delta \omega]$  correspondiente, y aplica la ecuación (2).

En la figura 18, *a* puede verse la salida correspondiente de la acción resultante del pretensado inicial que incluye para cada sección base:



GAMIDIG: FIBRA COM. 10 UNO, RETRACC= 0.00000E+00, COEF FLU= 2  
 HIERO DUPO: KPP= 170 KG/MM2, FLEJO 1000H= 0.08

FAM. 1 SECCION= 280MM MM2 20 VARNAS 6.5 CM

NOM.HIPER, DE PRETENSADO INICIAL :

SECCION 2.1 : M.HIP.= 860.9 MTON.  
 SECCION 3.1 : M.HIP.= 865.9 MTON.

ACCION RESULT. DEL PRETENSADO INICIAL :  
 \*\*\*\*\*

VANO	SECC	T.MEDIA	AXIL	MOMENTO	CORTANTE
1	1	114.0	3192.1	-254.1	203.5
1	2	113.9	3190.5	-559.0	188.4
1	3	114.5	3207.1	-781.7	159.2
1	4	115.1	3223.7	-984.7	130.6
1	5	115.7	3240.3	-1147.4	101.5
1	6	116.3	3256.8	-1269.0	73.0
1	7	116.9	3273.4	-1348.9	42.0
1	8	117.5	3290.0	-1386.5	11.5
1	9	118.1	3306.6	-1381.1	-19.4
1	10	118.7	3323.2	-1332.1	-50.9
1	11	119.2	3339.8	-1239.0	-88.6
1	12	118.7	3323.3	-1044.0	-125.7
1	13	118.1	3306.9	-866.7	-155.9
1	14	117.5	3290.4	-697.4	-185.7
1	15	116.9	3273.4	-546.7	-215.0
1	16	116.3	3257.5	-414.4	-243.8
1	17	115.7	3241.1	-316.0	-272.2
1	18	115.1	3224.6	-256.7	-300.1
1	19	114.5	3208.1	-136.2	-324.4
1	20	113.9	3188.9	1765.0	-347.0
1	21	111.3	3116.3	2127.9	-259.2
2	1	111.3	3116.3	2127.9	243.1
2	2	107.2	3003.8	1714.5	296.4
2	3	106.5	2981.9	1120.3	327.1
2	4	105.8	2962.6	601.3	382.9
2	5	105.1	2943.4	158.3	239.7
2	6	104.4	2924.2	-212.8	197.3
2	7	103.7	2905.0	-510.5	155.7
2	8	103.0	2885.7	-742.1	114.8
2	9	102.3	2866.5	-902.9	74.7
2	10	101.7	2847.2	-996.1	35.2
2	11	100.9	2825.2	-1032.6	-8.9
2	12	100.2	2806.0	-972.7	-48.5
2	13	99.5	2786.7	-857.6	-82.8
2	14	99.6	2789.6	-691.0	-115.2
2	15	100.3	2809.1	-466.0	-152.8
2	16	101.0	2828.6	-171.3	-194.3
2	17	101.7	2848.1	194.6	-236.6
2	18	102.4	2867.6	633.0	-279.7
2	19	103.1	2887.1	1145.4	-356.6
2	20	103.9	2909.4	1845.4	-331.7
2	21	107.8	3019.9	2273.1	-251.6
3	1	107.8	3019.9	2274.2	280.4
3	2	110.8	3103.4	1881.6	336.2
3	3	111.4	3120.1	1332.9	376.4
3	4	112.1	3139.6	827.8	345.2
3	5	112.8	3159.1	366.4	313.6
3	6	113.5	3178.6	-50.4	281.4
3	7	114.2	3198.1	-421.6	248.6
3	8	114.9	3217.5	-746.4	215.1
3	9	115.6	3237.0	-1023.7	180.9
3	10	116.3	3256.5	-1252.9	146.1
3	11	117.0	3276.0	-1423.8	110.6
3	12	117.7	3295.5	-1562.6	74.5
3	13	118.4	3315.0	-1641.4	37.7
3	14	119.1	3334.5	-1668.2	0.3
3	15	119.8	3354.0	-1642.2	-44.6
3	16	119.2	3337.5	-1543.4	-89.1
3	17	118.5	3318.2	-1392.6	-125.4
3	18	117.8	3298.9	-1192.3	-160.5
3	19	117.1	3279.6	-943.3	-232.5
3	20	116.3	3257.5	-541.1	-245.5
3	21	114.3	3206.2	965.0	-211.1

Figura 18, a.

NOM.HIPER, DE PRETENSADO PERMANENTE :

SECCION 2.1 : M.HIP.= 681.8 MTON.  
 SECCION 3.1 : M.HIP.= 743.1 MTON.

ACCION RESULT. DEL PRETENSADO PERMANENTE :  
 \*\*\*\*\*

VANO	SECC	T.MEDIA	AXIL	MOMENTO	CORTANTE
1	1	96.6	2706.7	-215.5	166.3
1	2	94.9	2657.4	-448.2	153.9
1	3	95.0	2659.5	-646.5	129.3
1	4	95.1	2662.2	-810.2	104.6
1	5	95.2	2665.6	-939.3	79.9
1	6	95.3	2669.7	-1033.9	55.2
1	7	95.5	2674.7	-1094.0	30.6
1	8	95.7	2680.7	-1119.5	5.8
1	9	96.0	2687.6	-1110.3	-19.1
1	10	96.2	2695.6	-1066.1	-44.2
1	11	96.6	2704.7	-986.6	-71.7
1	12	96.5	2703.6	-865.2	-99.4
1	13	96.5	2702.6	-708.3	-124.8
1	14	96.5	2701.6	-515.8	-150.3
1	15	96.4	2699.8	-287.5	-175.8
1	16	96.3	2696.9	-23.5	-201.1
1	17	96.1	2692.4	275.7	-226.1
1	18	95.9	2686.0	609.5	-250.5
1	19	95.6	2677.5	977.0	-312.4
1	20	94.8	2656.4	1484.2	-300.8
1	21	95.4	2671.1	1819.2	-239.3
2	1	95.4	2671.1	1819.2	209.5
2	2	91.7	2567.7	1463.0	253.4
2	3	91.7	2569.4	957.5	280.2
2	4	91.6	2566.2	510.5	245.1
2	5	91.4	2558.8	124.1	209.2
2	6	91.0	2549.0	-200.7	173.1
2	7	90.6	2538.0	-464.3	137.4
2	8	90.2	2526.8	-667.7	102.2
2	9	89.8	2515.9	-811.9	67.6
2	10	89.5	2505.3	-897.6	33.5
2	11	89.0	2493.7	-925.8	-3.1
2	12	88.7	2485.2	-837.0	-39.9
2	13	88.4	2476.7	-720.1	-72.2
2	14	88.5	2478.9	-641.6	-103.4
2	15	88.9	2489.7	-438.5	-137.3
2	16	89.3	2500.7	-174.8	-173.2
2	17	89.7	2511.5	150.3	-209.6
2	18	90.0	2521.5	537.7	-246.2
2	19	90.3	2529.4	987.5	-310.6
2	20	90.2	2527.5	1593.8	-289.6
2	21	94.2	2637.4	1972.1	-222.5
3	1	94.2	2637.3	1973.0	264.6
3	2	93.8	2627.5	1602.6	298.2
3	3	94.4	2644.3	1137.9	319.0
3	4	94.9	2658.7	709.3	292.6
3	5	95.3	2669.5	318.8	264.8
3	6	95.6	2677.3	-32.1	235.9
3	7	95.8	2682.6	-341.9	206.4
3	8	95.9	2686.3	-610.0	176.5
3	9	96.0	2689.1	-836.2	146.6
3	10	96.1	2691.6	-1020.4	116.7
3	11	96.2	2694.4	-1162.9	86.9
3	12	96.3	2697.9	-1263.8	57.3
3	13	96.5	2702.7	-1323.3	27.7
3	14	96.7	2709.0	-1341.4	-2.0
3	15	97.0	2717.0	-1317.8	-34.3
3	16	96.9	2713.9	-1245.3	-66.8
3	17	96.8	2711.1	-1130.7	-96.8
3	18	96.7	2709.2	-974.3	-126.6
3	19	96.7	2708.0	-776.1	-187.5
3	20	96.8	2710.9	-449.2	-198.9
3	21	97.8	2739.5	-219.2	-164.3

Figura 18, b.

T. MEDIA: Tensión inicial media de todas las familias.  
 AXIL.  
 MOMENTO: Total (isostático + hiperestático).  
 CORTANTE: Total (isostático + hiperestático).

Es interesante hacer notar que el cortante de pretensado se obtiene directamente del flector por derivación. De este modo queda automáticamente considerada la posible inclinación de la directriz de la pieza.

A continuación la máquina evalúa las pérdidas diferidas de tensión del acero, y los correspondientes hiperestáticos debidos al pretensado permanente, dando una salida que puede verse en la figura 18, *b*. Para ello se suministraron previamente a la máquina los siguientes datos:

Calidad del hormigón .....	$(f_{ck})$
Coeficiente de fluencia .....	$(\phi)$
Retracción eficaz .....	$(\epsilon'_r)$
Calidad de acero duro .....	$(f_{pk})$
Relajación a mil horas bajo .....	$\sigma_i = 0,75 f_{pk}$

Para la obtención de pérdidas de tensión debidas a fluencia y retracción se sigue la fórmula de Leonhardt expresada en función de la compresión inicial en el hormigón.

Las pérdidas de relajación se evalúan de acuerdo con la ley parabólica de las Recomendaciones CEB 1970, aceptando la reducción que ellas mismas sugieren por no tratarse de una relajación pura, sobre longitud constante.

Naturalmente, todas estas pérdidas se evalúan en cada sección base, en función de la posición real del cable en dicha sección, de la tensión inicial que allí tenga la armadura activa, y de la precompresión inicial del hormigón que rodea al cable. Lo que como cálculo manual sería interminable, se reduce aquí a una rutina que el calculador realiza en muy poco tiempo.

## 9. Tensiones normales en secciones base.

El paso siguiente es obtener dichas tensiones normales. Se consideran las siguientes fases o estados:

### a) Estado inicial.

Actúa el peso propio del tablero y el pretensado inicial sobre las secciones netas, obtenidas de las brutas descontando los agujeros de las vainas, cuya posición es variable a lo largo del tablero.

### b) Estado permanente.

Actúa al peso propio del tablero, la carga permanente y el pretensado permanente. Se consideran las tensiones normales de (a) más las debidas a la carga permanente y a las pérdidas diferidas de pretensado, actuando estas dos últimas sobre una sección homogeneizada correspondiente a cargas de larga duración. (El valor del coeficiente de equivalencia es función de la calidad del hormigón, pero en cualquier caso se ha limitado, prudentemente, a un máximo de 10 (\*).)

### c) Estados de servicio.

Son la suma del estado (b) más las acciones extremas de sobrecarga. Estas últimas actúan sobre sección homogeneizada obtenida con coeficiente de equivalencia correspondiente a carga instantánea.

(\*) La razón de limitar a un máximo de 10 el coeficiente de equivalencia reside en el hecho posible de que el tren de carga actúe al poco tiempo (al día siguiente, por ejemplo) de haber extendido el pavimento asfáltico. El hormigón responderá frente a ambas sollicitaciones (CP y SC) como si de acciones instantáneas se tratara, tomando mayores tensiones debidas a CP de las que tomará cuando, por efecto de su fluencia, descargue en el acero parte de ellas.

Por otro lado, puede ocurrir que el hormigón real de obra sea de una calidad superior a la exigida en proyecto, y puede también suceder que el coeficiente de fluencia  $\phi$  sea en realidad inferior al estimado. Todas estas causas conducen a sobreestimar la descarga de tensiones del hormigón en el acero, con el consiguiente riesgo de tracciones no previstas.

En todos los casos se consideran momentos descrestados en apoyos, limitando éstos al valor que en la ley de  $Mf$  corresponde al punto de intersección de la directriz de la pieza con una recta que pasa por el eje del apoyo con ángulo de inclinación  $\pi/8$ , respecto a la vertical.

TENSIONES NORMALES DE (P.PR.+PRET.INICIAL) SOBRE SECC.NETAS :  
 \*\*\*\*\*  
 NOTA : SE CONSIDERAN MOMENTOS DESCRESTADOS EN APOYOS.

VANO	SECC	M.PP	N.PI	M.PI	S.SUP	S.INF
=====						
1	1	0.0	3192.1	-254.1	270	533
1	2	198.6	3190.5	-539.0	389	795
1	3	368.7	3207.1	-781.7	355	851
1	4	510.3	3223.7	-984.7	327	900
1	5	623.5	3240.2	-1147.4	305	940
1	6	708.1	3256.8	-1269.0	289	971
1	7	764.3	3273.4	-1348.9	279	993
1	8	792.1	3290.0	-1386.5	276	1004
1	9	791.4	3306.6	-1381.1	281	1004
1	10	762.2	3323.2	-1332.1	294	993
1	11	704.5	3339.8	-1238.8	314	969
1	12	618.4	3323.3	-1084.0	345	913
1	13	503.7	3306.9	-886.7	382	847
1	14	360.3	3290.4	-647.4	425	772
1	15	188.2	3274.0	-366.7	473	690
1	16	-12.7	3257.5	-45.4	527	602
1	17	-242.6	3241.1	316.0	586	507
1	18	-501.5	3224.6	716.7	649	407
1	19	-789.5	3208.1	1156.2	717	301
1	20	-1106.8	3188.9	1765.0	852	182
1	21	-1372.6	3116.3	2127.9	680	-60
2	1	-1373.5	3116.3	2127.9	679	-60
2	2	-1037.2	3003.8	1714.5	822	61
2	3	-664.6	2981.9	1120.3	708	205
2	4	-335.7	2962.6	602.3	613	326
2	5	-50.7	2943.4	158.3	534	425
2	6	190.4	2924.2	-212.8	469	505
2	7	387.4	2905.0	-512.5	416	567
2	8	540.0	2885.7	-742.1	376	613
2	9	648.1	2866.5	-902.9	347	642
2	10	711.6	2847.2	-996.1	329	656
2	11	730.2	2825.2	-1022.6	321	655
2	12	703.8	2806.0	-972.7	328	633
2	13	632.3	2786.7	-857.6	343	599
2	14	515.5	2789.6	-691.0	365	565
2	15	353.2	2809.1	-466.0	395	526
2	16	145.2	2828.6	-171.3	435	473
2	17	-108.5	2848.1	194.6	486	406
2	18	-408.3	2867.6	633.0	547	324
2	19	-754.2	2887.1	1145.4	621	228
2	20	-1146.4	2909.4	1845.4	756	49
2	21	-1502.2	3019.9	2273.1	586	-65
3	1	-1496.5	3019.9	2274.2	589	-68
3	2	-1199.2	3103.4	1881.6	774	90
3	3	-845.0	3120.1	1332.9	690	207
3	4	-522.7	3139.6	827.8	613	315
3	5	-232.3	3159.1	366.4	542	415
3	6	26.1	3178.6	-50.4	478	508
3	7	252.4	3198.1	-421.6	419	592
3	8	446.6	3217.5	-746.4	367	669
3	9	608.5	3237.0	-1023.7	321	736
3	10	738.0	3256.5	-1252.9	282	794
3	11	835.0	3276.0	-1432.8	251	842
3	12	899.5	3295.5	-1562.6	227	879
3	13	931.4	3315.0	-1641.4	210	905
3	14	930.5	3334.5	-1668.2	202	919
3	15	896.8	3354.0	-1642.2	202	922
3	16	830.2	3337.5	-1543.4	213	897
3	17	730.5	3318.2	-1392.6	231	861
3	18	597.8	3298.9	-1192.3	256	816
3	19	431.0	3279.6	-943.3	286	764
3	20	232.6	3257.5	-541.1	362	648
3	21	0.0	3200.3	-256.0	188	330

Figura 19.

En la figura 19 aparece la salida de tensiones normales en el estado inicial, y en la figura 20 las del estado permanente y las dos extremas de servicio. Ambas corresponden al tablero B.

TENSIONES NORMALES EN FASES PERMITE Y SERVICIO :  
\*\*\*\*\*

COEF. EQUIVALENCIA ACERO-HORMIGON :  
PARA C.PMTE Y PERDIDAS DIF.PRET.: 10.0  
PARA SOBRECARGA : 5.6

NOTA : SE CONSIDERAN MOMENTOS DESCRESTADOS EN APOYOS.

						PERMANENTE		SERVICIO(+)		SERVICIO(-)		
SECC	D.NP	D.MP	M.CP	M.SC+	M.SC-	SSUP	SINF	SSUP	SINF	SSUP	SINF	
1	1	-485.4	38.6	0.0	0.0	-4.8	230	455	230	455	228	457
1	2	-533.1	90.8	54.2	161.0	-24.1	-369	611	447	500	357	627
1	3	-547.6	135.2	100.6	304.6	-48.3	376	606	522	399	352	639
1	4	-561.5	174.6	139.3	425.9	-72.4	382	604	586	316	347	652
1	5	-574.7	208.1	170.3	526.2	-96.6	287	603	639	249	340	667
1	6	-587.1	235.1	193.4	605.6	-120.7	391	602	681	197	333	683
1	7	-598.7	254.9	208.8	666.9	-144.8	395	602	714	157	326	698
1	8	-609.4	267.0	216.5	711.7	-169.0	399	600	739	127	319	713
1	9	-619.0	276.9	216.4	736.8	-193.1	404	597	756	107	312	726
1	10	-627.6	286.0	208.5	743.1	-217.3	409	592	764	98	306	737
1	11	-635.1	292.2	192.9	731.0	-241.4	415	585	765	98	300	746
1	12	-619.8	218.8	169.5	701.5	-265.5	422	567	756	101	295	744
1	13	-604.2	173.3	138.4	655.3	-289.7	425	548	740	114	290	741
1	14	-586.9	131.6	99.4	593.5	-313.8	434	531	715	137	285	739
1	15	-574.2	79.2	52.6	517.0	-338.0	439	514	683	171	279	738
1	16	-560.6	21.8	-3.0	427.0	-362.1	443	500	644	217	273	739
1	17	-548.7	-40.3	-64.4	324.8	-386.4	446	488	599	273	265	743
1	18	-538.6	-107.3	-134.7	228.7	-428.1	449	479	556	328	250	761
1	19	-530.6	-179.2	-212.9	147.9	-494.8	453	471	521	374	225	796
1	20	-532.5	-280.9	-299.0	81.4	-583.4	511	389	548	336	246	763
1	21	-445.2	-308.7	-371.1	67.6	-665.6	357	247	385	211	80	600
2	1	-445.2	-308.7	-371.5	107.9	-663.0	357	248	401	190	80	600
2	2	-436.2	-251.5	-281.0	92.2	-546.9	519	331	561	271	273	682
2	3	-412.5	-162.8	-180.7	160.6	-435.6	488	359	561	256	291	638
2	4	-396.4	-91.8	-92.3	255.7	-357.6	466	380	582	217	304	606
2	5	-384.6	-34.2	-15.6	367.4	-313.1	449	397	614	166	308	593
2	6	-375.2	12.1	49.3	489.2	-297.7	435	411	654	109	302	595
2	7	-367.0	48.2	102.3	592.8	-284.8	423	424	685	64	296	597
2	8	-358.9	74.3	143.4	674.3	-271.9	412	435	708	30	296	598
2	9	-350.6	91.0	172.6	732.8	-259.0	403	442	722	8	290	596
2	10	-341.9	98.5	189.9	767.4	-246.1	396	446	728	-3	289	591
2	11	-331.5	96.8	195.1	777.7	-233.2	390	446	724	-6	290	583
2	12	-326.8	85.7	188.4	763.6	-243.7	391	437	718	-5	286	579
2	13	-310.0	67.5	169.5	725.2	-257.1	393	424	702	6	283	573
2	14	-310.7	49.4	138.6	663.1	-270.5	394	416	677	33	279	572
2	15	-319.5	27.6	95.6	578.2	-283.9	396	411	642	76	275	575
2	16	-327.9	-3.5	40.5	471.4	-297.3	399	404	600	131	273	576
2	17	-336.6	-44.2	-26.8	353.5	-320.3	403	397	553	192	267	583
2	18	-346.2	-95.3	-106.4	246.6	-373.2	409	389	513	246	252	606
2	19	-357.8	-157.8	-193.1	155.5	-458.0	419	379	484	289	228	645
2	20	-381.0	-251.6	-302.2	103.0	-576.4	478	306	521	247	242	637
2	21	-382.5	-301.0	-398.6	119.4	-731.4	302	209	346	155	35	539
3	1	-382.6	-301.2	-395.2	70.0	-739.3	305	206	331	174	35	539
3	2	-475.9	-279.0	-317.0	86.4	-644.7	468	353	503	304	206	719
3	3	-475.8	-194.9	-223.8	159.5	-544.4	450	372	515	281	228	680
3	4	-480.9	-118.4	-139.0	251.0	-471.6	436	388	539	247	243	654
3	5	-489.6	-47.6	-62.6	364.5	-432.0	424	405	573	201	247	646
3	6	-501.3	18.3	5.3	477.7	-405.0	412	423	606	158	247	647
3	7	-515.4	79.7	64.8	576.8	-378.0	400	441	634	126	246	648
3	8	-531.2	136.3	115.0	660.4	-351.0	388	451	654	103	246	651
3	9	-547.9	187.6	153.3	727.6	-324.0	376	480	667	89	246	654
3	10	-565.0	232.4	192.3	777.3	-297.0	364	498	674	85	246	656
3	11	-581.7	269.9	217.8	808.7	-270.0	353	515	674	88	246	657
3	12	-597.6	298.7	234.8	820.8	-243.0	344	530	667	100	248	657
3	13	-612.3	318.0	243.2	812.8	-216.0	335	542	654	118	250	654
3	14	-625.5	326.8	243.0	784.1	-189.0	328	551	635	144	254	649
3	15	-637.0	324.4	234.2	734.1	-162.0	322	557	609	177	259	641
3	16	-623.5	298.1	216.0	666.3	-135.0	319	555	578	210	266	625
3	17	-607.1	261.9	190.8	578.1	-108.0	316	551	541	251	274	606
3	18	-589.7	217.9	156.1	467.4	-81.0	314	546	495	304	282	588
3	19	-571.6	167.2	112.8	333.9	-54.0	311	542	440	369	290	570
3	20	-546.6	91.9	60.7	175.0	-27.0	342	493	410	402	332	507
3	21	-460.7	36.9	0.0	0.0	0.0	162	327	162	327	162	327

Figura 20.

La nomenclatura de los símbolos de cabecera es:

M. PP: Momento de Peso Propio.

N. PI: Axil de Pretensado Inicial.

M. PI: Momento de Pretensado Inicial.

S. SUP: Tensión normal en fibra superior.

S. INF: Tensión normal en fibra inferior.

D. NP: Pérdida diferida de axil de pretensado.

D. MP: Pérdida diferida de momento de pretensado.

Las tensiones se expresan en t/m<sup>2</sup> y las compresiones se consideran positivas.

Si el resultado de tensiones normales no es satisfactorio se reanuda el programa en el apartado 8 (entrada de datos de familias de pretensado). En un tablero de tres vanos el tiempo total de procesamiento de un pretensado compuesto por dos familias de cables es de unos veinte minutos. Este dato da idea de las posibilidades de optimización del trazado de cables que el programa ofrece.

## 10. Deformaciones del tablero.

Una vez aceptado un pretensado como válido, la máquina pasa a calcular las deformaciones del tablero (rotación y flecha) en las secciones base debidas a:

- Peso propio.
- Carga permanente.
- Pretensado inicial ( $t = 0$ ).
- Pérdidas diferidas de pretensado,

```

DEFORMACIONES TABLERO :
*****

MODULO ELASTICO = 3000000 T/M2.

GIROS*1000, ANTIHOR.POSITIVOS.
*****

```

VANO	SECC	P.PROPIO	C.PNTE	PPET.T=0	PERD.PRET.	$\Sigma$
1	1	-1.96	-0.54	3.71	-0.71	0.51
1	2	-1.91	-0.52	3.55	-0.68	0.43
1	3	-1.80	-0.49	3.27	-0.63	0.35
1	4	-1.61	-0.44	2.90	-0.57	0.28
1	5	-1.37	-0.38	2.46	-0.49	0.22
1	6	-1.10	-0.30	1.95	-0.40	0.16
1	7	-0.79	-0.22	1.40	-0.29	0.10
1	8	-0.46	-0.13	0.83	-0.18	0.06
1	9	-0.13	-0.04	0.25	-0.07	0.01
1	10	0.20	0.05	-0.32	0.04	-0.03
1	11	0.50	0.14	-0.86	0.15	-0.07
1	12	0.78	0.21	-1.34	0.25	-0.10
1	13	1.01	0.28	-1.75	0.33	-0.13
1	14	1.19	0.33	-2.07	0.39	-0.15
1	15	1.30	0.36	-2.28	0.44	-0.18
1	16	1.34	0.37	-2.36	0.46	-0.20
1	17	1.29	0.35	-2.31	0.46	-0.21
1	18	1.14	0.31	-2.10	0.43	-0.22
1	19	0.88	0.24	-1.72	0.37	-0.23
1	20	0.50	0.14	-1.14	0.28	-0.22
1	21	0.03	0.01	-0.42	0.17	-0.21
2	1	0.03	0.01	-0.42	0.17	-0.21
2	2	-0.52	-0.14	0.44	0.04	-0.10
2	3	-0.93	-0.25	1.12	-0.06	-0.12
2	4	-1.17	-0.31	1.53	-0.12	-0.07
2	5	-1.26	-0.34	1.71	-0.15	-0.04
2	6	-1.23	-0.33	1.69	-0.15	-0.02
2	7	-1.09	-0.29	1.52	-0.14	-0.00
2	8	-0.88	-0.24	1.23	-0.11	0.01
2	9	-0.60	-0.16	0.85	-0.07	0.01
2	10	-0.29	-0.08	0.42	-0.03	0.02
2	11	0.04	0.01	-0.04	0.02	0.02
2	12	0.36	0.09	-0.49	0.06	0.02
2	13	0.66	0.17	-0.91	0.09	0.02
2	14	0.92	0.24	-1.25	0.12	0.03
2	15	1.11	0.30	-1.51	0.13	0.03
2	16	1.22	0.33	-1.65	0.14	0.04
2	17	1.23	0.33	-1.65	0.13	0.04
2	18	1.12	0.30	-1.47	0.10	0.05
2	19	0.87	0.23	-1.08	0.04	0.06
2	20	0.46	0.13	-0.43	-0.04	0.10
2	21	-0.08	-0.01	0.38	-0.15	0.13
3	1	-0.08	-0.02	0.38	-0.15	0.13
3	2	-0.53	-0.13	1.05	-0.25	0.14
3	3	-0.88	-0.23	1.61	-0.33	0.17
3	4	-1.12	-0.29	1.99	-0.39	0.19
3	5	-1.26	-0.33	2.20	-0.41	0.20
3	6	-1.29	-0.34	2.25	-0.42	0.20
3	7	-1.24	-0.32	2.17	-0.40	0.20
3	8	-1.12	-0.29	1.97	-0.37	0.19
3	9	-0.94	-0.25	1.67	-0.31	0.17
3	10	-0.71	-0.19	1.28	-0.24	0.14
3	11	-0.45	-0.12	0.82	-0.15	0.11
3	12	-0.15	-0.04	0.32	-0.06	0.07
3	13	0.15	0.04	-0.22	0.05	0.02
3	14	0.47	0.12	-0.78	0.15	-0.03
3	15	0.77	0.20	-1.33	0.26	-0.09
3	16	1.06	0.28	-1.86	0.37	-0.16
3	17	1.32	0.34	-2.34	0.46	-0.27
3	18	1.53	0.40	-2.77	0.54	-0.30
3	19	1.70	0.44	-3.12	0.60	-0.37
3	20	1.81	0.47	-3.36	0.64	-0.43
3	21	1.85	0.48	-3.48	0.66	-0.49

Figura 21, a.

y da el estado permanente de deformación de la estructura, que es la suma de todos los anteriores. La ley de flechas resultante es la que, invertida, y amplificada por el factor  $(1 + \phi)$  habría que dar al encofrado del tablero, para tener la rasante teórica con tablero descargado a tiempo infinito, correcciones debidas a la deformación de la cimbra aparte.

En la figura 21 puede verse la salida de ordenador correspondiente al tablero B.

FLECHAS EN MM. ASCENDENTES POSITIVAS.  
\*\*\*\*\*

VANO	SECC	P.PROPIO	C.FMTE	PRET.T=0	PERD.PRET.	$\Sigma$
=====						
1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	2	-2.71	-0.74	5.08	-0.97	0.66
1	3	-5.31	-1.45	9.86	-1.89	1.20
1	4	-7.69	-2.11	14.18	-2.73	1.65
1	5	-9.78	-2.68	17.93	-3.47	1.99
1	6	-11.51	-3.15	21.01	-4.09	2.26
1	7	-12.83	-3.52	23.36	-4.57	2.44
1	8	-13.70	-3.76	24.92	-4.91	2.55
1	9	-14.11	-3.87	25.67	-5.09	2.60
1	10	-14.07	-3.86	25.62	-5.11	2.59
1	11	-13.58	-3.73	24.80	-4.97	2.52
1	12	-12.68	-3.48	23.26	-4.70	2.40
1	13	-11.43	-3.14	21.09	-4.29	2.23
1	14	-9.88	-2.72	18.41	-3.78	2.03
1	15	-8.13	-2.24	15.37	-3.20	1.79
1	16	-6.28	-1.74	12.12	-2.57	1.53
1	17	-4.44	-1.23	8.85	-1.93	1.25
1	18	-2.74	-0.77	5.77	-1.31	0.94
1	19	-1.33	-0.38	3.09	-0.76	0.62
1	20	-0.37	-0.11	1.09	-0.31	0.30
1	21	0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00
2	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	2	-0.42	-0.10	0.02	0.18	-0.33
2	3	-1.65	-0.43	1.34	0.16	-0.50
2	4	-3.44	-0.90	3.58	0.01	-0.74
2	5	-5.50	-1.45	6.33	-0.21	-0.84
2	6	-7.62	-2.02	9.22	-0.47	-0.89
2	7	-9.59	-2.55	11.95	-0.72	-0.90
2	8	-11.26	-3.00	14.30	-0.93	-0.89
2	9	-12.52	-3.34	16.07	-1.09	-0.87
2	10	-13.28	-3.54	17.15	-1.17	-0.85
2	11	-13.50	-3.61	17.47	-1.19	-0.82
2	12	-13.16	-3.52	17.02	-1.12	-0.78
2	13	-12.29	-3.29	15.83	-1.00	-0.75
2	14	-10.94	-2.94	13.99	-0.82	-0.71
2	15	-9.21	-2.48	11.64	-0.61	-0.65
2	16	-7.22	-1.95	8.95	-0.37	-0.59
2	17	-5.13	-1.39	6.15	-0.15	-0.52
2	18	-3.13	-0.85	3.50	-0.05	-0.44
2	19	-1.44	-0.40	1.33	0.17	-0.34
2	20	-0.32	-0.09	0.05	0.17	-0.20
2	21	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00
3	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	2	-0.42	-0.10	1.00	-0.28	0.19
3	3	-1.41	-0.36	2.85	-0.69	0.40
3	4	-2.81	-0.72	5.37	-1.19	0.65
3	5	-4.48	-1.15	8.30	-1.75	0.92
3	6	-6.26	-1.62	11.42	-2.33	1.21
3	7	-8.04	-2.08	14.51	-2.91	1.49
3	8	-9.69	-2.51	17.41	-3.44	1.76
3	9	-11.14	-2.89	19.96	-3.92	2.01
3	10	-12.30	-3.20	22.02	-4.30	2.22
3	11	-13.11	-3.41	23.49	-4.58	2.40
3	12	-13.53	-3.52	24.29	-4.72	2.52
3	13	-13.53	-3.52	24.36	-4.73	2.58
3	14	-13.10	-3.41	23.66	-4.59	2.57
3	15	-12.23	-3.19	22.19	-4.30	2.48
3	16	-10.95	-2.85	19.96	-3.86	2.30
3	17	-9.29	-2.42	17.02	-3.28	2.04
3	18	-7.29	-1.90	13.45	-2.58	1.67
3	19	-5.02	-1.31	9.33	-1.79	1.21
3	20	-2.56	-0.67	4.79	-0.91	0.64
3	21	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00

Figura 21, b.

## 11. Prueba de carga.

Esta es una parte del programa que está escrita en estilo particularmente conversacional.

Se trata, en efecto, de encontrar una hipótesis de sobrecarga real, tal que produzca en una determinada sección, que se considera crítica, un esfuerzo similar al teórico de proyecto.

Entonces, el sistema que se sigue es suministrar a la máquina una carga compuesta

por un conjunto de ejes actuando en uno o varios vanos. A través del DISPLAY el calculador muestra el esfuerzo (flexor, cortante) que tal hipótesis provoca en la sección en estudio. Si estos esfuerzos no son interesantes, la hipótesis no se acepta y se introduce otra, variando la carga por eje, o el número de ejes, o los vanos cargados. Cuando se llega a unos esfuerzos "interesantes" la hipótesis de carga se da por buena, y el ordenador procede a calcular la deformada del tablero correspondiente a tal estado de carga.

Este proceso puede seguirse para cuantas secciones se desee. La impresión de resultados que puede verse en la figura 22 es selectiva, de modo que la máquina sólo imprime los esfuerzos y las deformaciones en las secciones en que se desean conocer.

```

PRUEBA CARGA
*****
C.ECC.FLEX. = 1.154 C.ECC.CORT. = 1.254 E = 3.50E+06 T NO.
SECCION 2 1 *****

      VANO   EJE   CARGA   DESPL.
      ----   --   ----   ----
      1       1    30.0    2.00
      1       2    30.0    6.00
      1       3    30.0   10.00
      1       4    30.0   14.00
      1       5    30.0   18.00
      1       6    30.0   22.00
      1       7    30.0   26.00

      2       1    30.0    2.00
      2       2    30.0    6.00
      2       3    30.0   10.00
      2       4    30.0   14.00
      2       5    30.0   18.00
      2       6    30.0   22.00
      2       7    30.0   26.00

SECCION 2 0   HF = -951.5   T = -172.0
SECCION 1 11   HF = 368.7   T = 48.3
SECCION 0 11   HF = 543.5   T = -32.0
SECCION 3 1    HF = -435.5   T = -13.5
SECCION 2 21   HF = -435.5   T = 128.0
SECCION 3 11   HF = -217.7   T = -13.5
SECCION 3 21   HF = 0.0      T = -13.5

DEFORMACIONES*****
SECCION 1 1    GIRO = -0.90/1000 FLECHA = 0.00 MM.
SECCION 1 11   GIRO = 0.23/1000 FLECHA = -5.86 MM.
SECCION 1 21   GIRO = -0.18/1000 FLECHA = 0.00 MM.
SECCION 2 1    GIRO = -0.18/1000 FLECHA = 0.00 MM.
SECCION 2 11   GIRO = -0.16/1000 FLECHA = -11.13 MM.
SECCION 2 21   GIRO = 0.85/1000 FLECHA = 0.00 MM.
SECCION 3 1    GIRO = 0.85/1000 FLECHA = 0.00 MM.
SECCION 3 11   GIRO = -0.11/1000 FLECHA = 4.45 MM.
SECCION 3 21   GIRO = -0.43/1000 FLECHA = -0.00 MM.
SECCION 3 21   GIRO = -0.43/1000 FLECHA = -0.00 MM.

```

Figura 22.

### III. COMENTARIOS AL PROGRAMA

Como puede observarse, el programa está adaptado al máximo a las posibilidades de un microordenador u ordenador de memoria reducida. Cualquier otro planteamiento más elegante o ambicioso pienso que hubiera conducido al agotamiento de la misma.

Un aspecto muy interesante hubiera sido tratar de obtener directamente la armadura transversal necesaria para resistir acciones tangenciales. Ello no ha sido posible por varios motivos, entre los cuales puedo citar:

- Involucra esfuerzos de torsión que el programa no considera.
- Las recomendaciones del CEB 1970 han terminado con la independencia de los esfuerzos normales y transversales, al establecer las zonas (A-B) y (C).

El problema de obtener la hipótesis de sobrecarga que conduce a la máxima armadura transversal resulta de una gran complejidad. Es descabido que los reglamentos na-

cionales concreten y simplifiquen esta cuestión, pues de otro modo, el cálculo correcto, según tales reglas, de la armadura transversal que está en condiciones de hacer frente a cualquier hipótesis de sobrecarga pasará a ser el punto más espinoso de un proyecto de estructura pretensada.

El hecho de considerar un tren de carga totalmente arbitrario tiene la clara ventaja de hacer útil el programa, tanto para tableros de puente de carretera como de ferrocarril, así como para la reglamentación de cualquier otro país. Pero además permite verificar los esfuerzos de sobrecarga y el estado tensional de un tablero ya construido y en servicio que deba soportar el paso de un vehículo excepcional. Basándome en nuestra experiencia en este campo, pienso en la conveniencia que para la Administración correspondiente representaría el archivar los datos geométricos y mecánicos de cada puente concreto en un soporte externo (tarjetas, cinta, etc.), que introducidas posteriormente en un ordenador permitieran disponer al instante del modelo matemático que suministra la respuesta de la estructura sometida a un tren de carga cualquiera. Porque aparte de las ventajas de rapidez y comodidad en la toma de decisiones sobre itinerarios de transportes especiales, permitiría acumular una experiencia nada desdeñable respecto a la adecuación de los trenes de carga oficiales a las necesidades reales del servicio de las estructuras.

#### IV. OTROS TABLEROS ANALIZADOS POR PONTEX

Voy a exponer a continuación dos puentes, uno de carretera y otro de ferrocarril, cuyos tableros han sido analizados a través del programa PONTEX 3.

El primero es un paso superior de la CN.-II a la altura de la ciudad de Guadalajara, sobre la CN.-320, comúnmente conocida como "ruta de los lagos". En la figura 23 puede verse la definición geométrica de la misma. Salva luces de  $24 + 32 + 24$  m, con una sección losa de 90 cm de canto, aligerada con cilindros huecos de 60 cm de diámetro. En las proximidades de pilas, su canto crece parabólicamente hasta 1,60 m, pasando a sección maciza. La transición del peralte de intradós de la sección transversal (2 por 100) en zona de vano a la horizontal de apoyo en pila se realiza en las zonas de variación de canto. El volumen del tablero queda recortado por sendos planos laterales únicos en toda la longitud del puente. El pretensado consiste en cables corridos de uno a otro extremo del tablero, siendo su cuantía de  $22,8 \text{ kg/m}^2$  del mismo. El consumo de hormigón es de  $0,628 \text{ m}^3/\text{m}^2$ , y el de acero pasivo AE-42, de  $39 \text{ kg/m}^2$ . Los estribos son cajas huecas de hormigón armado, con derrame libre del terraplén en su interior, y tienen planta trapezoidal, buscando una transición suave entre el tablero y los muros de las zonas de acceso. En las figuras 24 y 25 pueden verse dos aspectos de la obra en la actualidad, a falta de colocación de imposta y barandilla (\*).

El segundo ejemplo antes citado es un viaducto ferroviario de siete vanos originado por el cruce de una línea suburbana con un nudo de carreteras. Las luces del tablero son de  $30 + 42,5 + 3 \times 35,5 + 42,5 + 30$  m, con una longitud total entre ejes de apoyo en estribos de 251,5 m. Las fuertes luces de 42,5 m han venido impuestas por el esviaje en la intersección con los ramales del nudo en cuestión. En la figura 26 puede verse la geometría del viaducto, previsto para doble vía, y cuya morfología de sección transversal se debe, sobre todo, a haber buscado un circuito periférico de máxima área resistente a la torsión que se engendra cuando circula un tren por una sola de las vías. Las Recomendaciones del C.E.B. no admiten colaboración del hormigón en la resistencia a torsión, y siendo la armadura transversal necesaria proporcional al flujo de tensiones de torsión, y

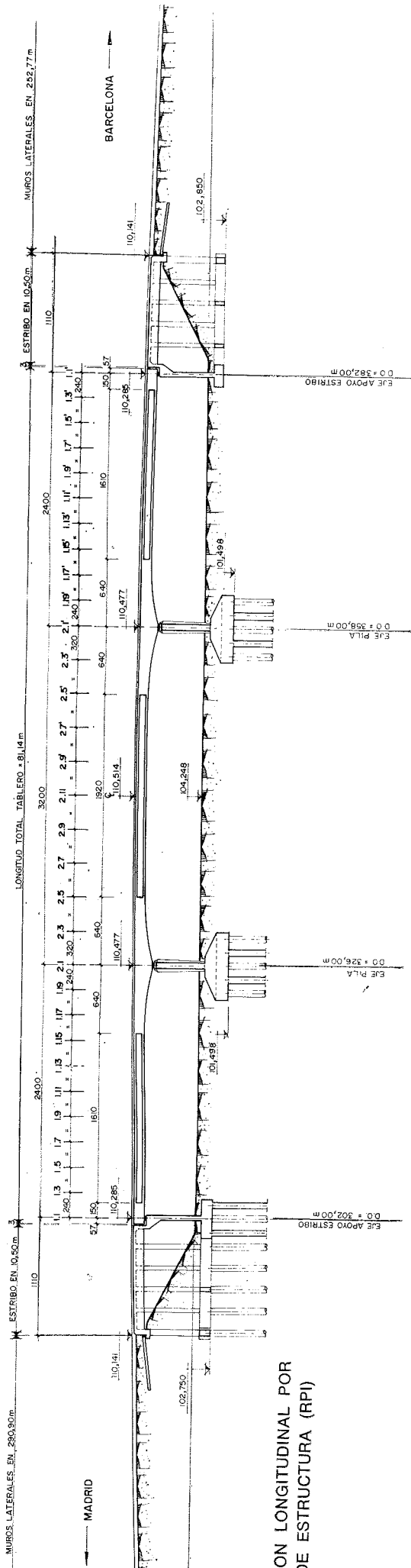
---

(\*) Esta obra ha sido realizada por la Jefatura Provincial de Carreteras de Madrid, siendo el constructor Técnica y Obras, S. A., y el sistema de pretensado B.B.R.

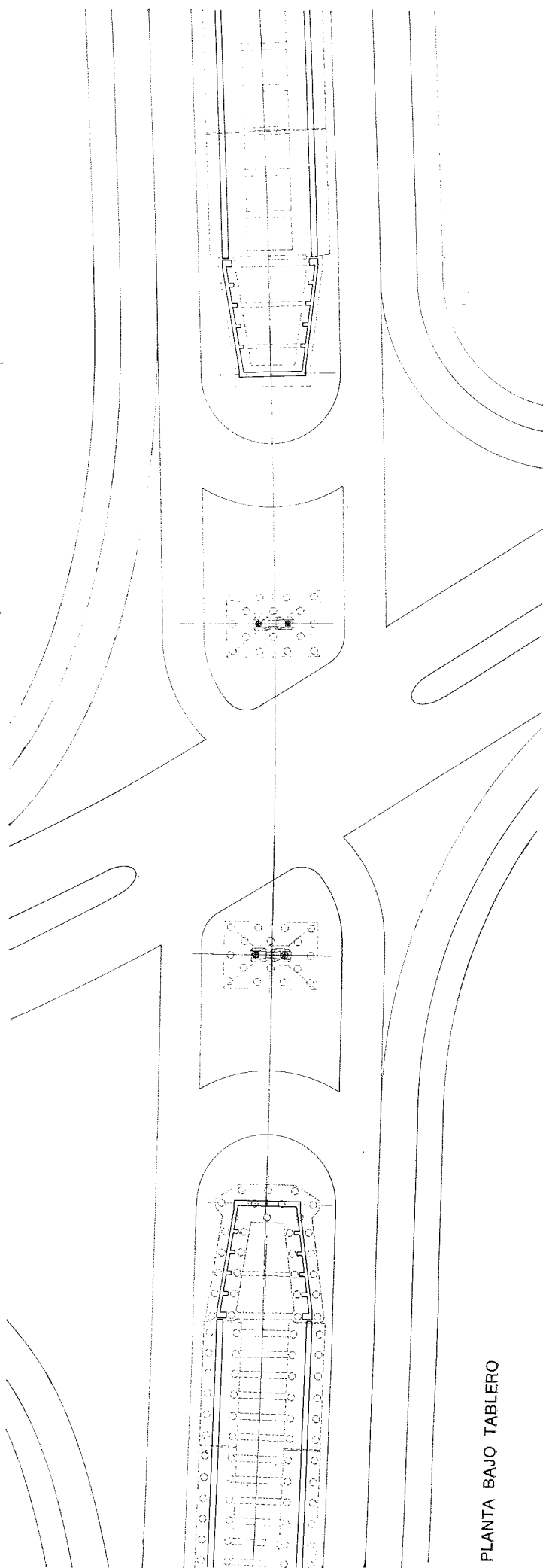


Fig. 23, a. — Alzado.

Figura 23, b.

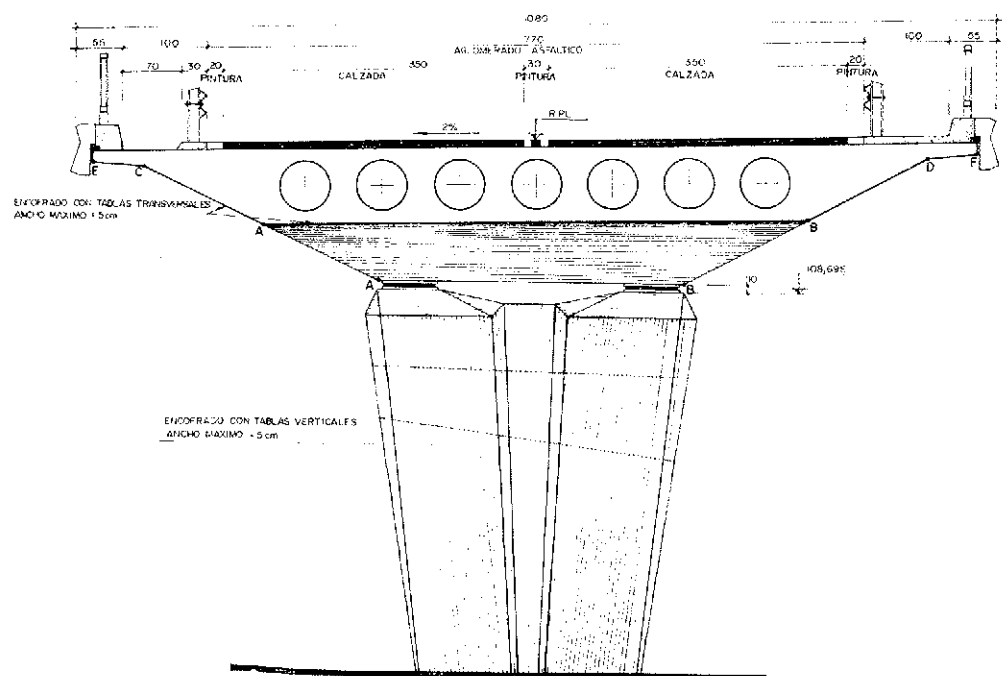


SECCION LONGITUDINAL POR  
EJE DE ESTRUCTURA (RPI)

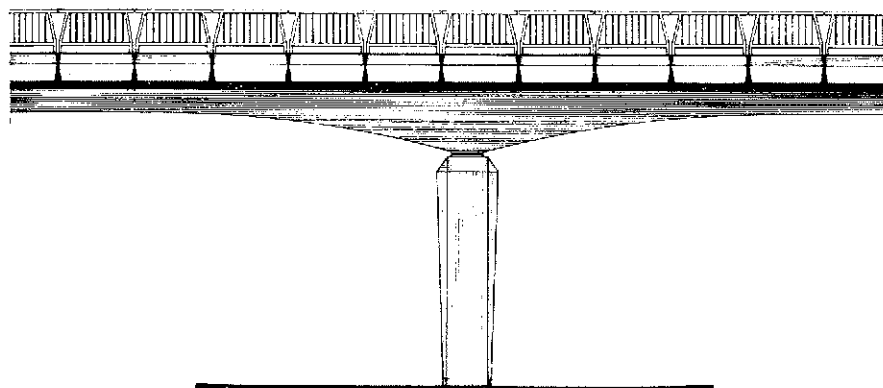


PLANTA BAJO TABLERO

# SECCION TRANSVERSAL



## ALZADO ZONA APOYO PILAS



## VISTA INFERIOR DE TABLERO

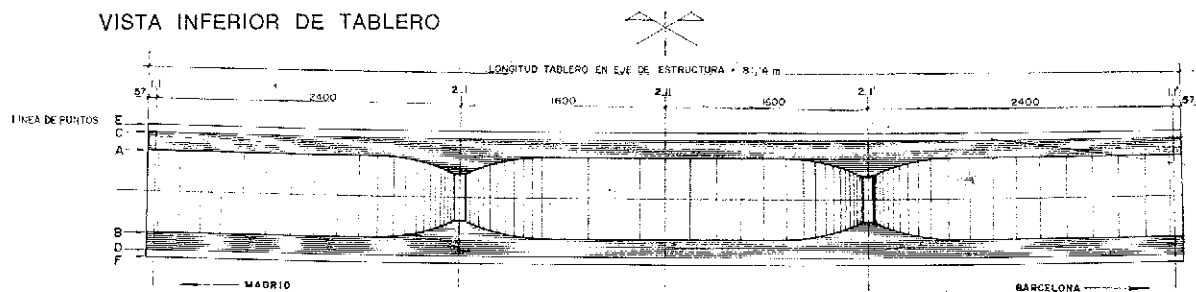


Fig. 23, c.

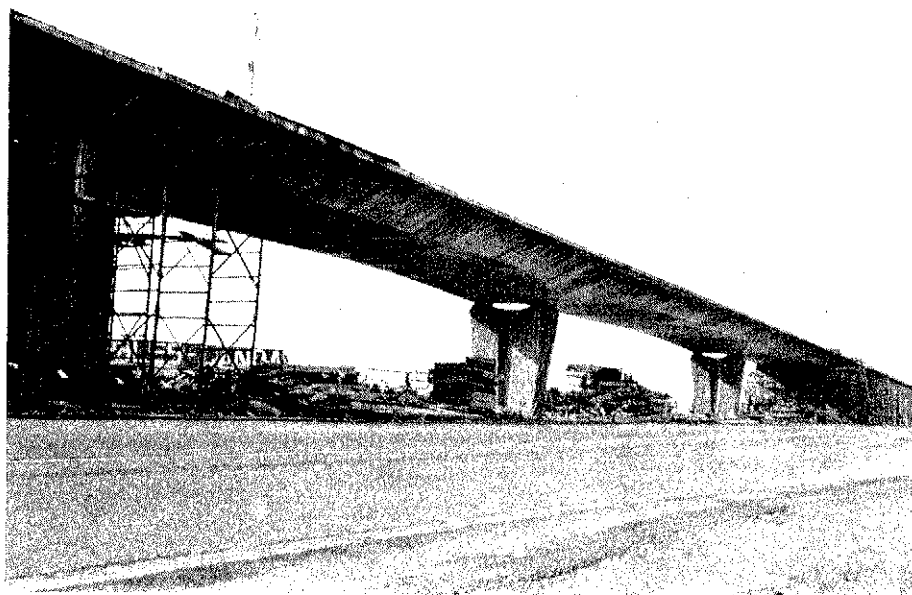


Figura 24.



Figura 25.

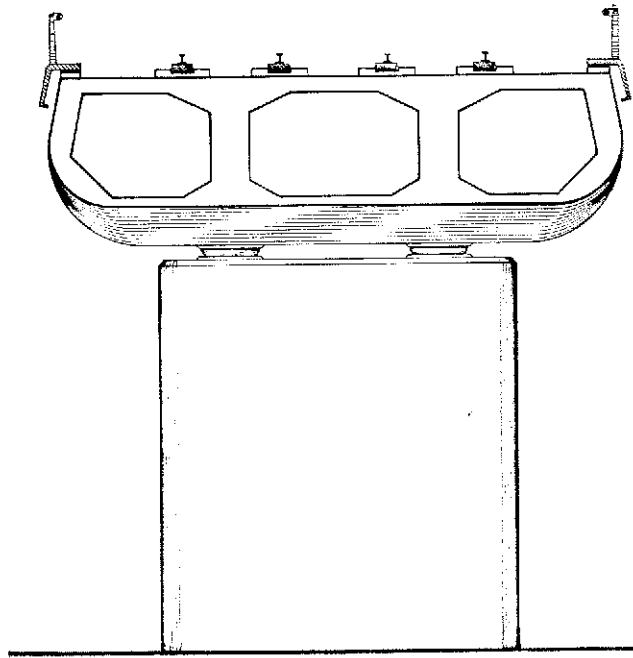
éste, a su vez, inversamente proporcional al área encerrada por el circuito, resulta clara la conveniencia de reducir el coste extra de la torsión que puede llegar a ser fuerte.

Las almas centrales están centradas bajo los ejes de vías y descansan directamente sobre los aparatos de apoyo de pilas. Sin embargo, analizando por EMPPLAN (tal como indiqué al hablar del puente de la figura 1) el modelo de emparrillado, se observa una cierta colaboración de las almas laterales que, por ejemplo, en la hipótesis de ambas vías sobrecargadas, soportan cada una un 9 por 100 del cortante a todo ancho, recibiendo cada una de las centrales el 41 por 100 restante.

El canto del tablero es de 2,30 m en sección tipo, creciendo hasta 3 m en ejes de pilas adyacentes a vanos de 42,50 m. Las superficies cilíndricas del contorno exterior se transforman en troncocónicas en las zonas de crecimiento del canto.



# SECCION TRANSVERSAL TIPO



# ALZADO ZONA APOYO PILAS

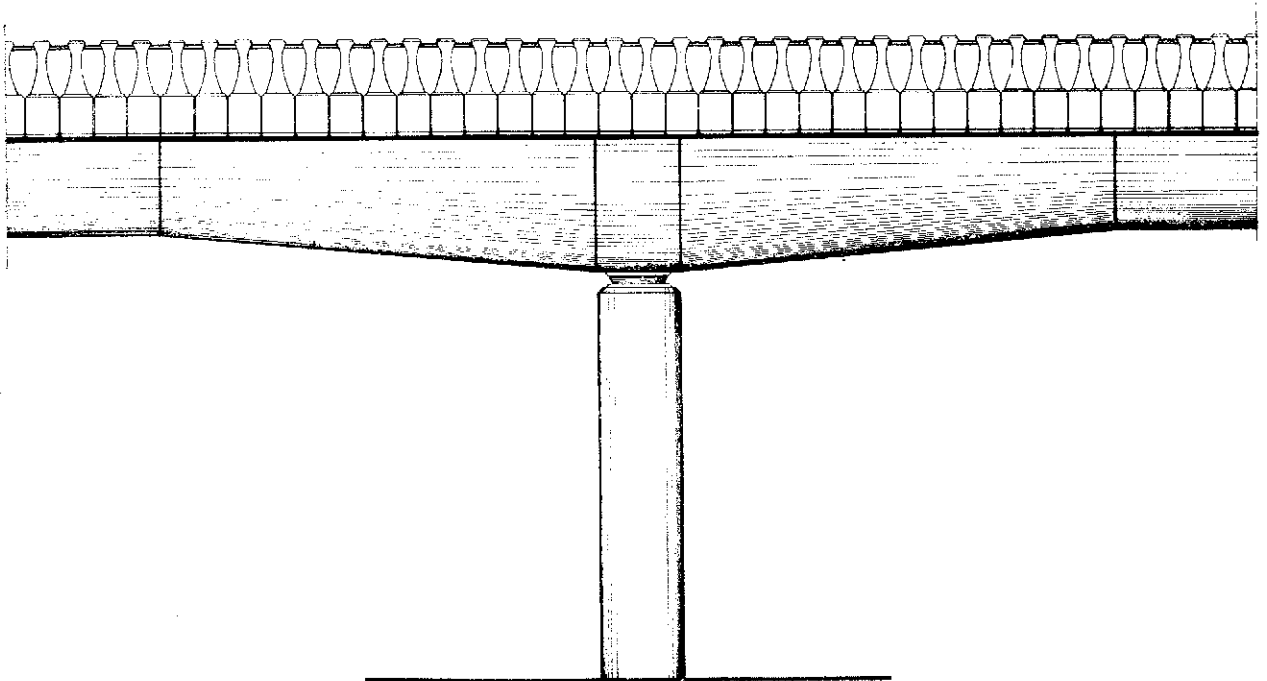


Figura 26, c.

En la figura 27 puede verse una representación gráfica de las leyes de esfuerzos de peso propio y superestructura y envolvente de sobrecarga, realizada mediante trazador gráfico ("plotter"), así como un esquema del tablero, de su directriz, del cable medio de pretensado, y de la línea de presión resultante del anterior con las acciones hiperestáticas superpuestas.

PESO PROPIO TABLERO

SUPERESTRUCTURA

SOBRECARGA

LINEA DE PRESION RESULTANTE

CABLE MEDIO

Figura 27.

## V. DESARROLLOS FUTUROS

Como he dicho, el programa es aplicable en toda su integridad a tableros hormigonados y tesados en una sola fase. Sin embargo, existen partes totalmente aprovechables para puentes construidos por etapas (esfuerzos debidos a carga permanente y sobrecarga, prueba de carga), y, por otro lado, las modificaciones a introducir para poder considerar estructuras evolutivas no suponen ninguna innovación en los esquemas seguidos hasta ahora.

Por ejemplo, para considerar un tablero construido vano a vano sobre cimbra, con juntas al quinto de la luz, sería necesario sustituir las acciones únicas de peso propio y pretensado en el programa PONTEX 3, por  $N$  ciclos, en cada uno de los cuales actúa el peso de un segmento de tablero y el pretensado correspondiente. Así (fig. 28), en el caso de un tablero de 7 vanos, el ciclo 3 supondría la actuación de la carga del segmento y del pretensado indicados, sobre una estructura de 3 vanos, o sea, con un grado de hiperestatismo 2.

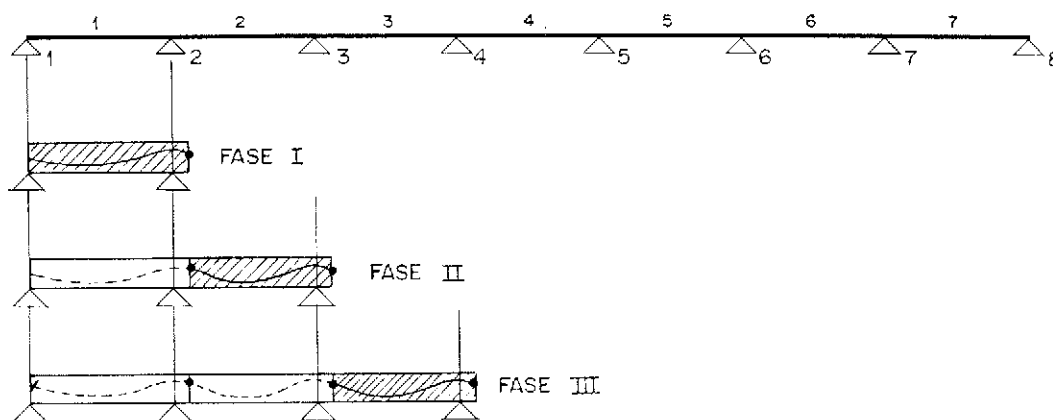


Figura 28.

La obtención de los pares de continuidad en los apoyos 2 y 3 se realizaría, tanto para la acción de peso propio como para el pretensado, aplicando la ecuación (2), con una matriz  $[F]^{-1}$  correspondiente al trozo de estructura construida hasta ese momento. En esta fase  $[F]$  sería una matriz de  $2 \times 2$  elementos.

La diferencia esencial con PONTEX 3 consiste en que la matriz de flexibilidad es evolutiva, de acuerdo con el desarrollo de la estructura, y que las acciones parciales de peso propio y de pretensado inicial de la fase ( $i$ ) se ejercen sobre la matriz de flexibilidad  $[F]_i$ . Al mismo tiempo, las pérdidas diferidas de los pretensados anteriores deberían ser evaluadas en el período de tiempo de cada ciclo de la obra y aplicadas también sobre la  $[F]_i$  correspondiente.

La acción resultante de peso propio y pretensado sobre una determinada sección sería la suma de todas estas acciones parciales ejercidas a partir del momento en que dicha sección base quedara enlazada monolíticamente al resto de la estructura a través del pretensado correspondiente.

El planteamiento más ambicioso sería incluir los efectos de redistribución de flexiones debidas a la fluencia del hormigón, como consecuencia de la modificación del esquema estático. Para ello sería válido el mismo proceso de cálculo, pero añadiendo las leyes de variación con el tiempo del módulo elástico del hormigón, y de la deformación de fluencia, así como las variables tiempo de cada segmento de obra realizado. La condición

a imponer en cada etapa de cálculo sería la compatibilidad de las rotaciones de arranques de la (EIA) del tablero real existente en dicha etapa, bajo la acción de:

- (a) Acciones exteriores nuevas que aparezcan en dicha etapa (peso propio y pretensado del nuevo tramo).
- (b) Pérdidas de pretensado diferidas de los tramos anteriores, producidas durante la etapa considerada.

Ambos actuando sobre la estructura real en la fase que se considera.

La redistribución se incluye automáticamente si como rotaciones de la (EIA) que el vector de pares de continuidad  $[M]$  debe compatibilizar se consideran las elásticas instantáneas debidas a las acciones (a) + (b) anteriores, más las diferidas debidas a todas las acciones que se aplicaron con anterioridad (acciones exteriores más pares internos de continuidad aparecidos en cada etapa) y que se estiman desarrolladas durante la etapa considerada. Un cálculo afinado de estas redistribuciones exigirá contar sucesivas etapas después del final de la obra para compatibilizar al final de cada una los desajustes de rotaciones que la fluencia haya introducido. Estos desajustes son la causa primordial de las redistribuciones. Basta ver que en una estructura no evolutiva, cualquier hipótesis de carga genera una deformada en la que han intervenido unos esfuerzos internos (por ejemplo, unos pares de continuidad). Si tal carga se mantiene, al cabo del tiempo la deformada habrá aumentado por fluencia del hormigón, pero la continuidad o compatibilidad de la misma se habrá mantenido sin necesidad de variar los pares de continuidad. No aparecen desajustes por la sencilla razón de que, en un instante cualquiera, el mismo factor de amplificación de las deformaciones elásticas se aplica tanto a las rotaciones de la (EIA) provocadas por la acción exterior como a las correctoras producidas por los pares de continuidad.

Para estimar debidamente las redistribuciones por fluencia es necesario contar con toda la "historia" de la obra. Ello exige una memoria periférica de ordenador considerable, muy superior a la del equipo con el que se ha desarrollado el programa PONTEX 3.

No quiero terminar esta charla sin citar a mi colega y colaborador Ingeniero Aparicio Bengoechea, que ha contribuido al programa PONTEX con el estudio de los tipos y geometría de los cables de pretensado, y que ha participado activamente en los proyectos de puentes aquí presentados, y sin agradecer a la Sociedad Anónima de Hormigones Especiales (S.A.H.E.) las facilidades que allí he encontrado para el uso de "plotter".



# **Próxima Asamblea General Extraordinaria de Asociados**

La Junta de Gobierno de la Asociación Técnica Española del Pretensado (A.T.E.P.) ha considerado que puede ser de interés que la Asociación sea declarada de utilidad pública, de conformidad con lo al efecto dispuesto en el Artículo segundo del Capítulo primero del Decreto 1440/1965, de 20 de mayo de 1965. Estima que la naturaleza de las actividades que viene desarrollando, de acuerdo con los fines previstos en sus Estatutos, le hacen acreedora a este título, según lo prescrito en el mencionado Decreto.

Realizadas las oportunas gestiones iniciales para conseguir este objetivo, la Dirección General de Política Interior del Ministerio de la Gobernación nos ha informado que, como requisito previo para la incoación del expediente necesario para que nuestra Asociación sea declarada de utilidad pública, es preciso que el acuerdo de formular dicha solicitud sea adoptado con el voto favorable de las dos terceras partes de los Asociados presentes o representados en Asamblea General Extraordinaria de Asociados convocada al efecto.

En consecuencia, y aprovechando la oportunidad que se presenta con motivo de la Asamblea Técnica Nacional que se está organizando para la primera semana del próximo mes de noviembre, en la Universidad de La Laguna (Tenerife), esta Junta de Gobierno, en su última reunión reglamentaria, ha acordado lo siguiente:

a) Celebrar una Asamblea General Extraordinaria de Asociados, en el salón de actos de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de la Universidad de La Laguna, el miércoles día 5 de noviembre de 1975, con el siguiente orden del día:

1.º Informe del Presidente de la Asociación Técnica Española del Pretensado sobre la conveniencia de conseguir que dicha Asociación sea declarada de utilidad pública.

2.º Votación sobre la conveniencia de solicitar la mencionada declaración.

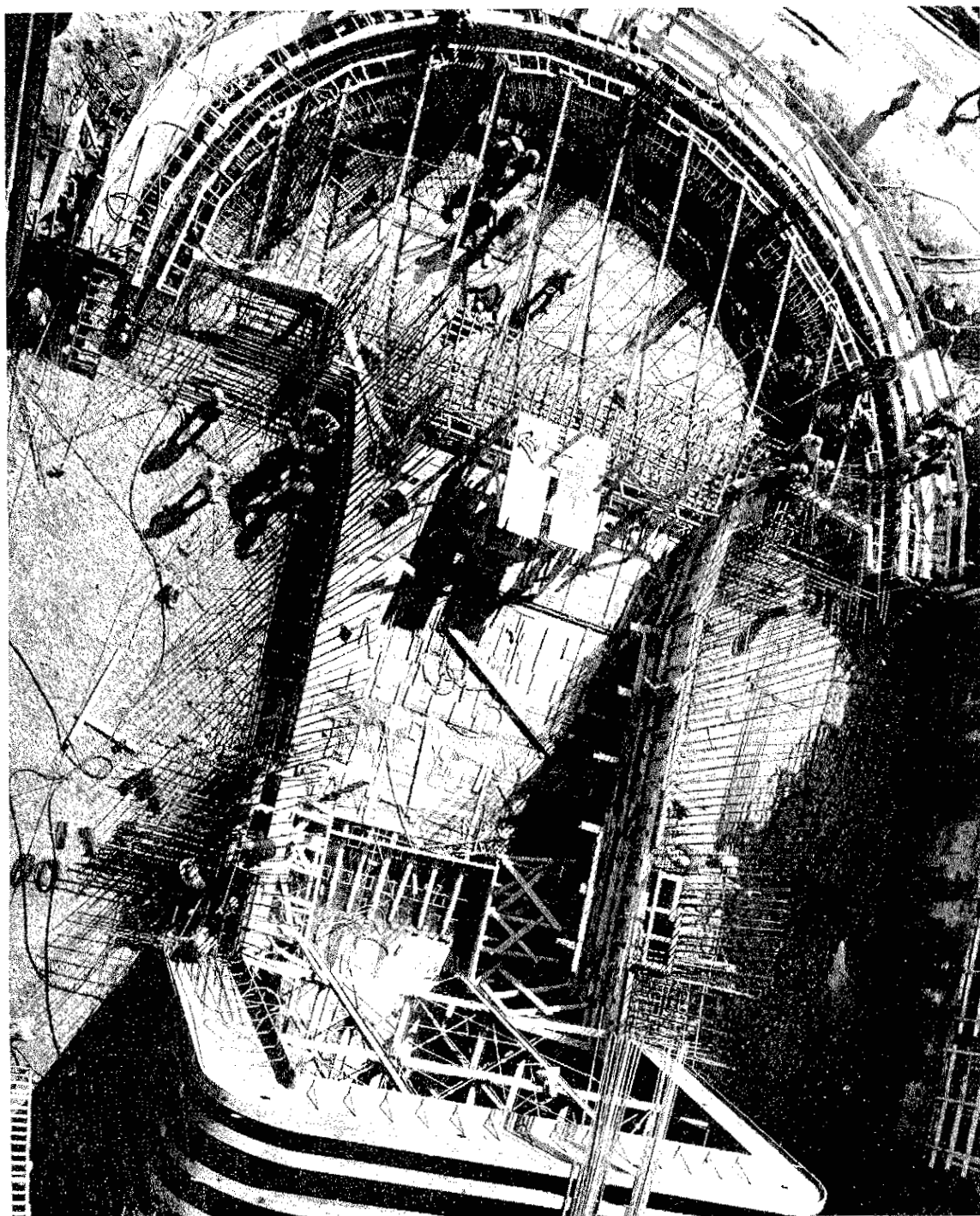
3.º Ruegos y preguntas.

b) Celebrar esta Asamblea a las cuatro de la tarde, en primera convocatoria, o en su defecto, si por el número de asistentes fuese necesario, a las cuatro y media de la tarde en segunda y última convocatoria.

c) Recabar la oportuna autorización oficial para la celebración de esta Asamblea, con arreglo a lo prescrito en las leyes vigentes.

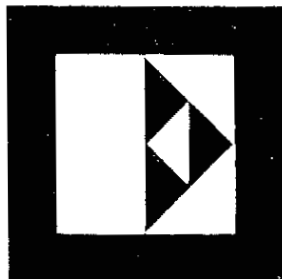
Lo que se comunica mediante el presente anuncio a todos los Miembros de la Asociación Técnica Española del Pretensado, para su debido conocimiento y oportunos efectos.

POR LA JUNTA DE GOBIERNO DE LA A.T.E.P.,  
EL VOCAL SECRETARIO,  
Edo.: R. Piñero.



CONSTRUYE:

**ENTRECANALES  
Y TAVORA, SA**



## **Próxima reunión internacional**

El Presidente del "Grupo rumano del pretensado", encuadrado en la F.I.P., nos comunica que durante los días 14-16 de octubre del presente año 1975 se va a celebrar en Iasi (Rumania), y simultáneamente en la "VII Conferencia sobre hormigón", un Simposio sobre "Estructuras de hormigón para edificios de gran altura".

Los interesados en participar en esta reunión deberán dirigirse, solicitando su inscripción, al:

Institutul Politehnic Iasi.

Cátedra de beton armat (a VII-a Conferinta de Betoane).

Str. Cercului Nr. 5.

Iasi (Rumania).

El importe de los derechos de inscripción ha sido fijado en 65 dólares.

## **CURSO EN VENEZUELA**

El Colegio de Ingenieros de Venezuela y la Asociación Venezolana de Ingeniería de Inspección, Dirección y Supervisión de Obras han organizado un curso sobre:

### **TECNOLOGIA Y CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCION DE OBRAS DE CONCRETO**

El curso tendrá lugar en Caracas, del 1 al 6 de septiembre de 1975, y el Instituto Eduardo Torroja prestará una colaboración activa en su desarrollo. Tendrán a su cargo una serie de conferencias don Francisco Arredondo, director del I.E.T.c.c.; don José Calleja, vicedirector del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, y don Alvaro García Mescguer, jefe de la programación de estudios sobre hormigón, también del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Para mayor información pueden dirigirse a AVIDISO. Apartado de Correos 2.006. Caracas 105. También en el Instituto Eduardo Torroja podrán recibir información complementaria.

**S.A.E. BBR**

Sistema para pretensar  
hormigón

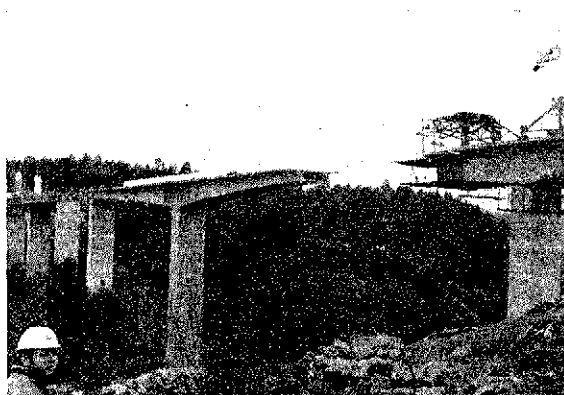


Juntas de dilatación  
para puentes



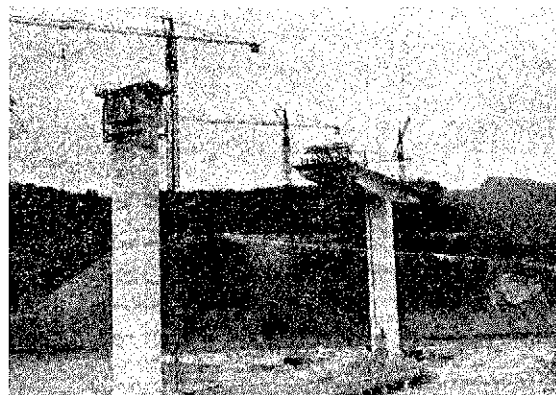
## **PUENTES EN CONSTRUCCION POR VOLADIZOS SUCESIVOS**

**Estado de las obras en febrero de 1974**



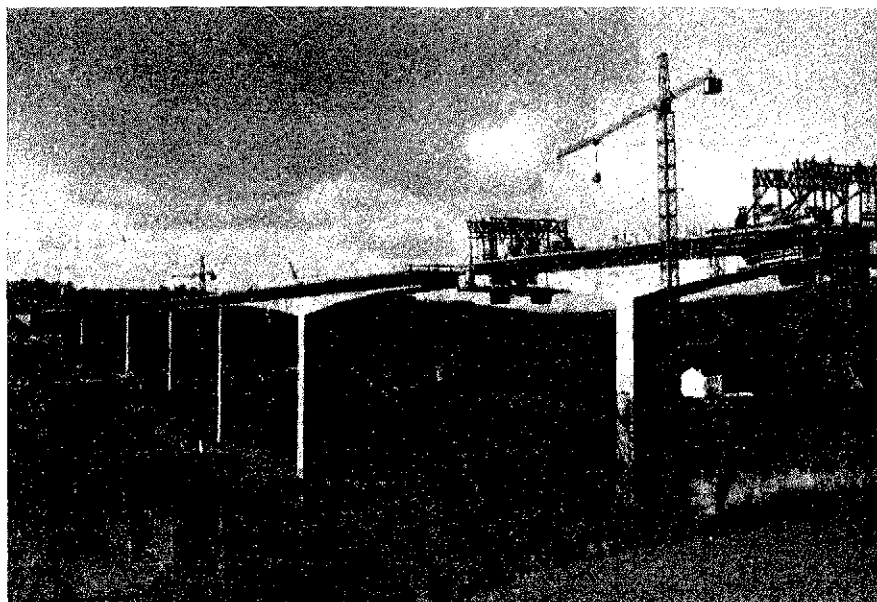
Viaducto sobre el río Deza, en Silleda (Pontevedra).  
Luces:  $3 \times 23 + 23,50 + 45,50 + 90 + 45,50 +$   
 $+ 23,50 + 23$  m.

Construye: Constructora Internacional, S. A.  
Ginés Navarro e Hijos, S. A.  
Empresarios Agrupados.



Puente del Carril, en Toral de los Vados (León).  
Luces:  $45 + 54 + 3 \times 108 + 54 + 45$  m.  
Construye: E.F.Y.C.S.A.

Puente sobre el río Miño, en  
Lugo.  
Luces:  $36 + 3 \times 45 + 54 +$   
 $+ 108 + 54 + 45 + 36$  m.  
Construye: Entrecanales y Tá-  
vora, S. A.



Oficinas:

Rosellón, 229, 1.º, 2.º-Tels. 227 46 49 / 227 88 24  
BARCELONA - 8

Fábrica:

Polígono Industrial Barcelonés - Teléfs. 29 y 31  
ABRERA (BARCELONA)

# **NUEVAS PUBLICACIONES DEL CENTRO DE PERFECCIONAMIENTO PROFESIONAL Y EMPRESARIAL, DEL COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**

Recientemente hemos recibido dos interesantes libros, editados por el Centro de Perfeccionamiento Profesional y Empresarial del Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Por considerar que ambos libros pueden aportar datos y soluciones a los problemas que a la técnica del pretensado se le plantean en determinadas ocasiones, facilitamos a los miembros de la A.T.E.P y al público en general, una breve reseña de ambos.

## **CURSO DE CALCULO DINAMICO EN LA INGENIERIA CIVIL**

**Por E. ALARCON ALVAREZ, Doctor Ingeniero; C. BREBBIA, Ph. D. Lecturer; M. A. HACAR BENITEZ, Doctor Ingeniero, y A. SAMARTIN QUIROGA, Doctor Ingeniero.**

Este texto, según se afirma en la propia *presentación* del libro, aunque puede ser útil para todo tipo de técnicos interesados en los problemas de la dinámica de las estructuras, está fundamentalmente destinado a servir de soporte para el desarrollo del Curso de Cálculo Dinámico en la Ingeniería Civil que el Centro de Perfeccionamiento Profesional y Empresarial del Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos organiza con la finalidad de facilitar a todo profesional la inexcusable tarea de su formación permanente, si bien por razones evidentes de extensión, método de presentación, etc., no cubre al detalle todos los temas tratados en el citado Curso.

La utilidad de este libro es indudable, pues en él se estudian desde distintos puntos de vista, tanto teóricos como de aplicación práctica, los problemas que plantea la Dinámica en el análisis y el proyecto de las obras de ingeniería.

## **VIBRACIONES ALEATORIAS EN INGENIERIA CIVIL**

**Por A. SAMARTIN QUIROGA, Doctor Ingeniero de Caminos.**

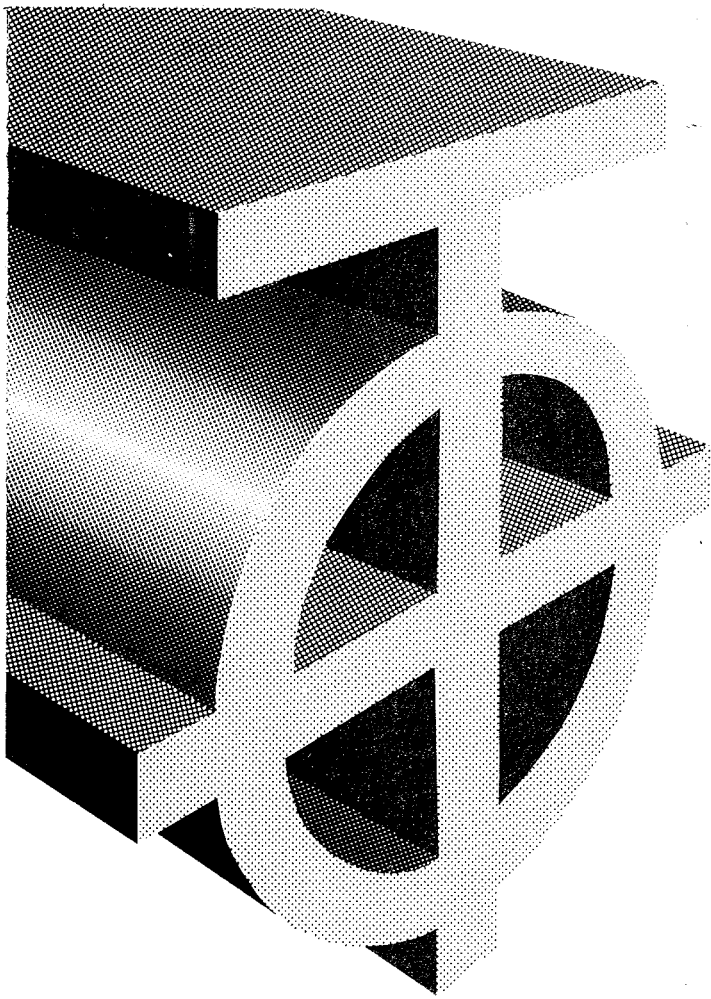
Parte de este libro fue previamente publicado como anejo a un informe rendido por el autor a la Fundación Juan March. En él se trata un tema altamente especializado, pero de tal forma expuesto que es asequible a un gran número de profesionales interesados por los problemas dinámicos que actualmente plantea la ingeniería de la construcción.

Las modernas obras de ingeniería son cada vez más atrevidas por su esbeltez, afinamiento en los métodos de cálculo, etc. Esto implica tener que hacer un profundo estudio, entre otros, de su comportamiento frente a los sismos, empuje del viento y otras acciones exteriores capaces de provocar esfuerzos dinámicos. Como consecuencia, el técnico que realiza y proyecta tales obras tiene que estudiar los problemas dinámicos que se le presentan, por métodos que, hasta épocas muy recientes, sólo eran de imprescindible aplicación en determinadas ramas de la ingeniería, tales como la aeronáutica, telecomunicación, etc.

Después de hacer una completa exposición del tema, el autor señala los tipos de fallos estructurales que se presentan con mayor frecuencia y, al final, esboza las soluciones que, en cada caso, deben adoptarse.

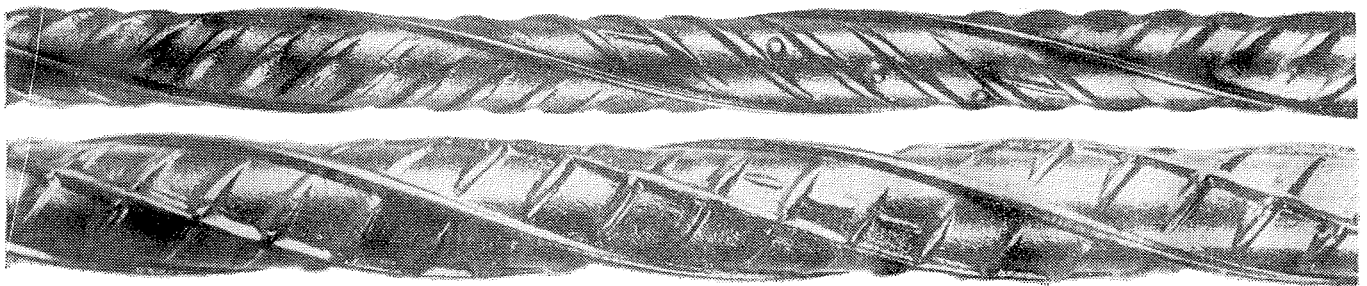
\* \* \*

Los interesados en adquirir estos libros, deberán dirigirse al mencionado Centro de Perfeccionamiento Profesional y Empresarial del Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.



# **tetracero**

**ACERO CORRUGADO PARA ARMAR HORMIGON**



**Fuencarral, 123 · Tels. 447 93 00 · 04 · 08 · Madrid, 10**

# ***Diseño y Cálculo de Estructuras Pretensadas***

***Por el Dr. Ing. JOHANNES JOHANNSON***

***Profesor Titulado de la Universidad  
Central de Venezuela.***

***Marcombo, S. A. (De Boixareu Editores),  
Avda. de José Antonio, 594, Barcelona - 7.***

Esta obra, en la que se estudian de un modo exhaustivo todos los aspectos relativos a la técnica del hormigón pretensado, constituye uno de los textos más completos editados en España sobre la materia.

La larga experiencia del autor en el proyecto y ejecución de estructuras pretensadas y sus años de docencia en la Universidad Central de Venezuela, le han facilitado la tarea de sintetizar, en el texto que se comenta, aquellos conocimientos que más útiles pueden resultar para los lectores; es decir, lo realmente importante para quienes están interesados en la práctica del pretensado.

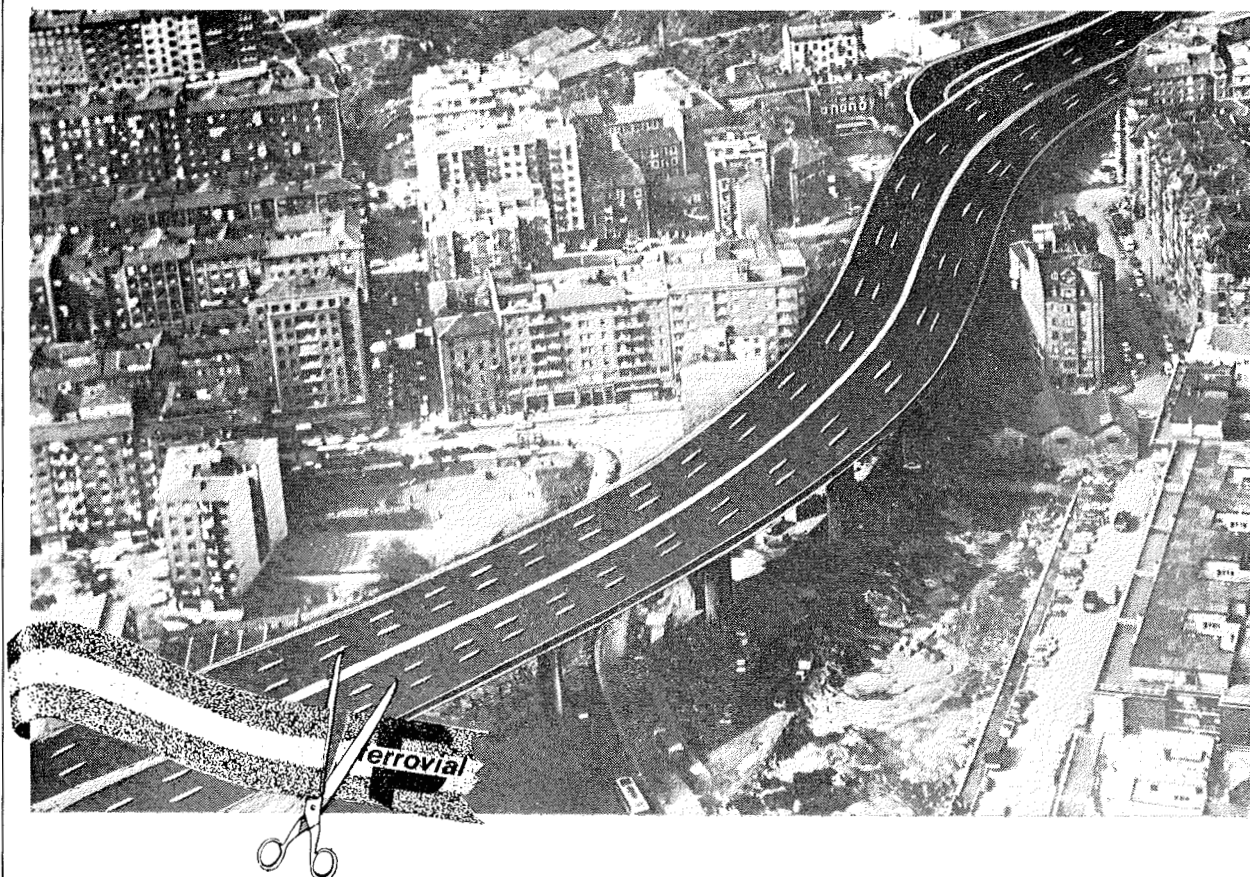
En este libro se incluyen una serie de capítulos en los que, como es normal en este tipo de obras, se tratan:

- Los materiales.
- Los sistemas de pretensado.
- Los métodos para el dimensionamiento y comprobación de secciones, tanto durante las sucesivas fases de construcción como durante la vida de servicio de las piezas y en rotura.
- Los diferentes procesos de ejecución
- Las secciones compuestas parcialmente prefabricadas.
- La influencia del pretensado en los elementos hiperestáticos, etc.

Una característica especialmente interesante del texto que se comenta es la de que, en todos aquellos casos en que el tema se presta a ello, la exposición teórica se aclara y completa con ejemplos numéricos, de aplicación práctica, que permiten fijar ideas, y constituyen una ayuda muy estimable para la perfecta comprensión de los métodos de cálculo propuestos.

Finalmente, deben destacarse, por su evidente importancia, tres puntos fundamentales que se tratan con detalle y que no es frecuente encontrar en otros libros análogos. Son los relativos a los daños que pueden originarse en las zonas de anclaje; el capítulo dedicado a la aplicación del cálculo matricial a las estructuras pretensadas, del que es autor el Prof. Celso Fortoul Padrón, y el estudio comparativo que se hace de distintas normas, con el fin de despertar en el lector una actitud crítica y no limitar subjetivamente los temas tratados.





**Cuando se inauguran obras como ésta,  
el simbólico corte de cinta nos supone  
un nuevo y más importante compromiso.**

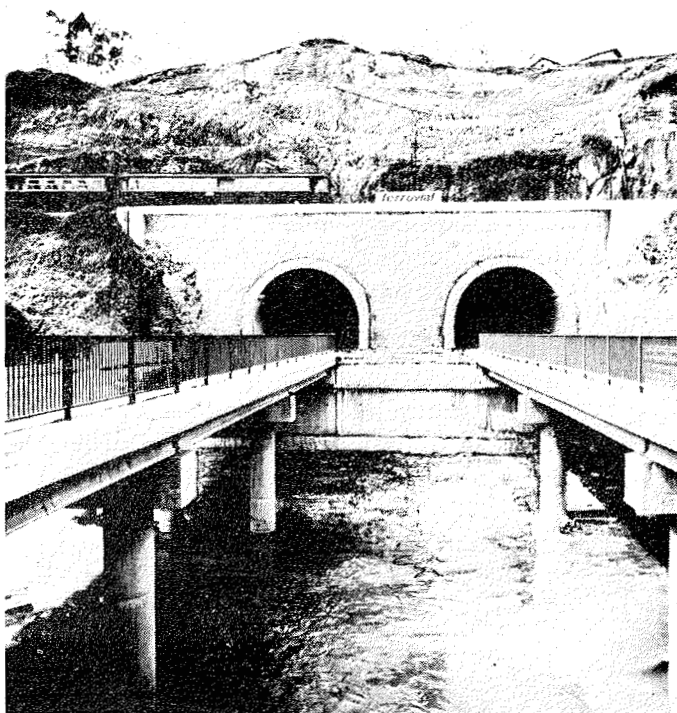
## **Solución Sur de Bilbao**

**Tramo: Avda Jose Antonio- Basauri**

Esta gran obra pública, que evitará el paso del tráfico de las carreteras nacionales por el casco urbano, multiplicando los accesos a Bilbao y dando continuidad a la futura Autopista del Cantábrico, ha supuesto uno de los mayores esfuerzos de inversión y de ejecución realizados hasta la fecha en obras de este tipo.

A título orientativo citaremos entre las obras más destacadas, el gran viaducto de Gordóniz construido en plena zona urbana de 435 y 425 metros lineales por calzada y el doble túnel de Malmasin de 2.660 metros de longitud total, que recogen las fotografías..., los complejos enlaces de José Antonio, Ortiz de Zárate y Basauri, los 2.000.000 de metros cúbicos de excavación, etc.

Son muchas las obras que FERROVIAL ha realizado en esta especialidad, sin embargo, sólo en muy contadas ocasiones hemos tenido la satisfacción de ver nuestro nombre unido a un proyecto de tanta complejidad y dificultad de ejecución. La culminación de tanto esfuerzo, es como un nuevo e importante eslabón, y por tanto un nuevo y más importante compromiso, en el proceso de creación de una infraestructura adecuada al continuado desarrollo en el que el país está comprometido.



**ferrovial**  
EMPRESA CONSTRUCTORA



# notas de la F.I.P.

n. 53, 1975

## LA LABOR DE LA F.I.P. INFORME DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Desde que se celebró el VII Congreso de la F.I.P. en junio de 1974, ha transcurrido el tiempo suficiente para que se pudiesen reunir siete Comisiones y se emprendiesen los trabajos relativos a las nuevas tareas que les fueron encomendadas. A continuación se facilitan informes de las actividades y acuerdos adoptados por dichas Comisiones.

En noviembre del pasado año 1974 el Vicepresidente de la Federación Internacional del Pretensado, señor Lacroix, invitó a la F.I.P. para que celebrase una serie de reuniones en París o en los alrededores de dicha capital. Aprovechando esta ocasión, se reunió el Comité Ejecutivo de la F.I.P. y, además, tres Comisiones —Práctica Constructiva, Vasijas de Presión y Barcos de Hormigón—. Las reuniones se celebraron en el Centro Experimental de Saint Remy-les-Chevreuses.

En estas *Notas de la F.I.P.*, después de unos comentarios sobre la actuación de las diversas Comisiones, se describe la construcción de un nuevo "túnel de ensayos" ubicado en Saint Remy.

## COMISION DE LA F.I.P. SOBRE HORMIGONES LIGEROS

La última reunión de esta Comisión tuvo lugar en el Finlandia Hall, de Helsinki, los días 28 y 29 de octubre de 1974, por iniciativa e invitación de la Asociación Finlandesa del Hormigón. Conjuntamente con el Comité Mixto F.I.P./C.E.B. se celebró un Seminario sobre el tema "El hormigón ligero en la planificación de una ambientación total". A este Seminario han acudido unas 35 personas, presentándose 10 ponencias. Los principales temas tratados fueron: aislamiento acústico, aislamiento térmico, investigación y aplicaciones del hormigón ligero. También se realizó una excursión técnica de medio día de duración.

Se tomó el acuerdo de que los trabajos futuros de la Comisión se concentrarán sobre el aislamiento (térmico y acústico); propiedades del hormigón ligero; la aplicación y utilización del hormigón ligero en estructuras marítimas y en barcos (en colaboración con otras Comisiones de la F.I.P.) y el pretensado parcial de elementos estructurales de hormigón ligero.

También se acordó la formación de un grupo de trabajo con miembros procedentes, principalmente, de los países escandinavos, para preparar un Manual de Buena Práctica de la F.I.P. sobre aislamiento térmico de los edificios, mediante la utilización de los hormigones ligeros.

La próxima reunión tendrá lugar en otoño de 1975 conjuntamente, cosa muy oportuna, con las Comisiones de la F.I.P. dedicadas a estructuras marítimas y a barcos. La reunión tendrá lugar, probablemente, en Amsterdam o en Viena.

## COMISION DE LA F.I.P. SOBRE ACEROS DE PRETENSADO

Por invitación del profesor Rehm, la última reunión de la Comisión de Aceros de Pretensado tuvo lugar en el Instituto Otto Graff, Stuttgart, los días 21 y 22 de octubre de 1974.

Después de un amplio debate sobre la corrosión bajo tensión se llegó al acuerdo de que deberá formarse una subcomisión, bajo la presidencia del profesor Rehm, que estudie los fundamentos de dicha corrosión y determine cuáles han de ser los métodos de ensayo más adecuados.

Se han facilitado los informes de cinco comités especiales y parece ser que el trabajo de dos de ellos —problemas criogénicos y pérdidas de tensión debidas al curado con vapor— se encuentran suficientemente avanzados como para empezar la redacción de los correspondientes Manuales de Buena Práctica, de la F.I.P. Se ha formado un comité especial adicional para estudiar los ensayos de tracción y fatiga en los aceros de pretensado y para hacer una revisión de las especificaciones ISO.

Como resultado de los debates sobre la cooperación F.I.P./C.E.B. y las propuestas “Recomendaciones Internacionales”, se acordó constituir un grupo de trabajo, para preparar un documento de la F.I.P. sobre pretensado, que pueda ser utilizado por el C.E.B. si así lo desea.

La próxima reunión de la Comisión tendrá lugar en Varsovia, Polonia, del 2 al 3 de octubre de 1975.

## COMISION DE LA F.I.P. SOBRE PREFABRICACION

La última reunión de la Comisión de Prefabricación, de la Federación Internacional del Pretensado tuvo lugar en el Instituto Eduardo Torroja, Madrid, los días 10 y 11 de octubre de 1974, incluyendo, también, una media jornada de visitas técnicas.

Se analizó el progreso de los trabajos emprendidos a continuación del Congreso de Nueva York, haciéndose patente la necesidad de designar nuevos miembros para los diversos grupos de trabajo. Se llegó a la conclusión de que, en breve plazo, se podrán editar los Manuales de Buena Práctica de la F.I.P. sobre “principios básicos para estructuras prefabricadas” y sobre “curado acelerado” y que, más adelante, se elaborarán otros sobre “construcción por dovelas” y “esfuerzos cortantes en los planos de junta”.

Se tomó el acuerdo de cooperar con la Comisión XIII del C.E.B. y con la Comisión de la F.I.P. sobre Práctica Constructiva y que el trabajo que haya que realizar se encargue a miembros adecuadamente elegidos. Sin embargo, se estimó que, en muchos casos, la Comisión podría prestar una mejor ayuda, actuando como asesora una vez elaborados los documentos por las dos Comisiones citadas.

Seguidamente se discutió la propuesta consistente en que la Comisión prepare un Manual de la F.I.P. sobre “construcción de viviendas económicas prefabricadas para países subdesarrollados”, tomándose el acuerdo de elevar la correspondiente consulta al Comité Ejecutivo, para su estudio, ya que un trabajo de tal magnitud no podrá ser desarrollado por la Comisión, dados sus limitados recursos en potencial humano y dinero.

La próxima reunión de la Comisión se celebrará en Budapest, los días 8 y 9 de mayo de 1975, al mismo tiempo que la Segunda Conferencia Húngara sobre Prefabricación.

## COMISION DE LA F.I.P. SOBRE ESTRUCTURAS MARITIMAS

La Comisión de la F.I.P. sobre Estructuras Marítimas de Hormigón se reunió los días 7 y 8 de noviembre en Stavanger, Noruega. En total acudieron a la reunión 27

miembros y algunos ingenieros que habían sido invitados. El programa de actos comprendió una visita a las obras en construcción de cuatro estructuras marítimas de hormigón tipo "Condeep".

En la reunión de la Comisión se puso de relieve que la segunda edición de las "Recomendaciones de la F.I.P. para el Proyecto de Estructuras Marítimas de Hormigón" se estaba ya imprimiendo y se pondría a la venta en el plazo de una semana, aproximadamente. Las enmiendas que se han recibido desde la reunión de Nueva York, que se celebró en mayo, después de ser estudiadas, se han incorporado, siempre y cuando se consideraron aceptables. Sin embargo, la principal tarea de esta reunión ha sido la formación de no menos de 10 grupos de trabajo, para continuar los estudios y preparar los Informes Especiales de la F.I.P. sobre ciertos aspectos particulares de este tipo de estructuras. Los diferentes grupos de trabajo y sus respectivos ponentes son los siguientes:

1. "Cimentaciones, incluidas las cargas cíclicas". Frode Hansen (Inglaterra).
2. "Operaciones marítimas". A. A. Denton (Inglaterra).
3. "Análisis de riesgos". K. Eriksson (Suecia).
4. "Fisuración". Pierre Xercavins (Francia).
5. "Cargas ambientales". Lucien Pliskin (Francia).
6. "Revisión de la documentación". Knut Hove (Noruega).
7. "Deformaciones por efecto térmico". D. J. Lee (Inglaterra).
8. "Acciones sísmicas". Karl Runge (Estados Unidos).
9. "Conservación". F. P. Daly (Irlanda).
10. "Materiales". O. E. Gjörv (Noruega).

Cada grupo de trabajo está constituido por unos cinco o seis miembros y otros expertos especialmente invitados a colaborar y que han mostrado gran voluntad en ayudar a la F.I.P. en estas tareas. Los Ponentes se encargaron de redactar unos informes previos para la reunión celebrada, en Rotterdam, los días 24 y 25 de abril de 1975.

### **Estructuras Condeep.**

Gracias a la amable invitación de la firma "Contratistas Noruegos", los miembros de la Comisión pudieron visitar cuatro estructuras "Condeep" en período de construcción. En el dique seco había dos estructuras en sus primeras etapas de construcción, con las camisas metálicas ya terminadas e iniciados los trabajos de hormigonado. Las otras dos se encontraban flotando en el fiord y se había iniciado recientemente la construcción de las tres plataformas de apoyo de las torres.

Míster J. Lindgren, director de obra de "Contratistas Noruegos" y Mr. N. Romslo, ingeniero de proyectos, hicieron una detallada descripción de las estructuras "Condeep". Las dos plataformas de perforación y producción que se encontraban flotando en el fiord de Stavanger están destinadas al campo de Beryl y las otras dos para el campo de Brent. El moldeo de los diez y nueve soportes cilíndricos de la base se realizó con encofrados deslizantes, manteniéndose un ritmo de hormigonado de 1.800 m<sup>3</sup> diarios, siendo el contenido de cemento de 400 kg/m<sup>3</sup>, lo que supuso un consumo de más de 700 t de cemento diarias. Los encofrados deslizantes, generalmente, se desplazaban alrededor de 1,8 metros diarios. Se utilizaron agentes aireantes, particularmente en las zonas batidas por las olas.

Un aspecto muy singular en esta construcción fue que no toda la colocación del hormigón se realizó por bombeo. Una buena parte del hormigonado final se realizó con tolvas especialmente diseñadas, y, en la última etapa, valiéndose de carretillas.

Míster J. Moksnes hizo una exposición de los métodos utilizados para el control de calidad. A tal efecto, "Contratistas Noruegos", con la aprobación de los clientes, confió tal misión a dos firmas consultoras independientes. Por regla general, los ensayos se realizaron cada 200 m<sup>3</sup> de hormigón vertido, durante el hormigonado con el encofrado deslizante. La inspección se realizó permanentemente, precisándose alrededor de veinte ingenieros para el control de calidad.

## **COMISION DE LA F.I.P. SOBRE PRACTICA CONSTRUCTIVA**

La última reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre Práctica Constructiva tuvo lugar el 15 de noviembre de 1974 en Saint Remy-les-Chevreuses, Francia.

Cumpliendo los acuerdos adoptados en la anterior reunión de la Comisión, celebrada en Nueva York, se habían preparado varios informes preliminares que se presentaron en la reunión. Inmediatamente después de comentarse los informes, se formaron varios grupos de trabajo para continuar la labor sobre aquellos puntos que se juzgaron ser los más interesantes y que podrían constituir el tema principal de futuras publicaciones de la serie "Manuales de Buena Práctica de la F.I.P."

Bajo la presidencia del Sr. Calavera (España), un grupo se encargará de estudiar el tema de las tolerancias, mientras que otro grupo, bajo la presidencia de Mr. P. Matt (Suiza) y de Mr. W. Thorpe (Inglaterra), se ocupará de los aspectos prácticos y de diseño para la utilización de tendones no adherentes en la construcción de losas planas. Se adoptó el acuerdo de que Mr. J. H. van Loenen (Holanda) sea el presidente de un grupo que se ocupe de la inyección en los cables verticales y que Mr. Muhe (R.F.A.) dirija un grupo que estudie el tema de la conservación y reparación de estructuras. También se presentó la propuesta de que un grupo, que será preciso formar, trate de realizar un estudio sobre la utilización de los encofrados deslizantes y su aplicación a las estructuras de hormigón pretensado.

Asimismo, informó el Presidente sobre la creación de un grupo de trabajo que ayudará a la Comisión Mixta C.E.B./F.I.P. número 1 a la redacción del borrador del Capítulo 4 del "Código Internacional del Hormigón".

La próxima reunión del pleno de la Comisión se celebrará en Munich los días 18-19 de septiembre de 1975. En el ínterin los Presidentes de los Grupos de Trabajo están facultados para convocar reuniones, cuando lo juzguen necesario.

## **COMISION DE LA F.I.P. SOBRE VASIJAS DE PRESION Y DEPOSITOS DE HORMIGON**

Durante la primera reunión celebrada por la Comisión de Vasijas de Presión, en Nueva York, en mayo de 1974, se encargó a un cierto número de miembros una revisión de la literatura existente sobre diferentes temas, para poder conocer cuáles de ellos requerirán un estudio especial.

No menos de 10 de estos informes fueron presentados en la segunda reunión, celebrada en noviembre del pasado año 1974, en París. Estos informes, muy interesantes y completos, abarcan tanto el campo de los reactores nucleares como los temas referentes al almacenamiento del petróleo. A la reunión acudieron numerosos miembros de la Comisión y un cierto número de personas pertenecientes a otras Comisiones, interesadas en el tema, y que estaban presentes en París con motivo de celebrarse otras reuniones de la F.I.P.

Una vez realizado el examen de los distintos informes, se ha considerado conveniente crear un determinado número de Grupos de Trabajo, con objeto de continuar los estudios sobre diferentes problemas.

Un grupo, bajo la dirección de Mr. Burrow (Inglaterra), se ocupará de los temas nucleares. La opinión general, sobre este particular, es que gran parte de este trabajo ha sido ya realizado por otras entidades dedicadas a esta especialidad y que, por tanto, el campo de acción para la F.I.P. es limitado. Sin embargo, el Grupo de Trabajo emprenderá el estudio de temas específicos tales como: los efectos de la fisuración de los revestimientos; la distribución de las armaduras de pretensado; las consecuencias del impacto de grandes masas sobre las pantallas del reactor y el cálculo de tensiones multiaxiales. A este Grupo de Trabajo pertenecen, entre otros, los siguientes miembros: Mr. Irving (Inglaterra); Mr. Neyland (Estados Unidos); Mr. Van der Broek (Holanda); Mr. Costaz (Francia), y el Profesor Zerna (R.F.A.).

Un segundo Grupo de Trabajo, bajo la dirección de Mr. F. Fulka (Estados Unidos), trabajará en la preparación de un "Manual de Buena Práctica para el Proyecto y Construcción de Depósitos de Petróleo", subterráneos o no, realizados en hormigón pretensado. Los restantes miembros de este grupo son: Mm. Runge, Chow, Koller y Yaege (Estados Unidos); Mr. De Jong (Holanda) y Prof. Hampe (R.D.A.).

En un próximo futuro se harán estudios, mediante la técnica de modelos reducidos, en el campo de las vasijas de presión, realizando estos trabajos Mm. Speck (Suiza) y Marioni (Italia).

Mr. Sommer (Suiza) continuará estudiando la utilización de revestimientos metálicos y no metálicos como medio hermetizante contra los vapores gaseosos y líquidos a presión, tanto en aplicaciones nucleares como en el campo de los depósitos de petróleo.

Mr. Zielinski (Polonia), continuará estudiando las técnicas de la inyección y revisará las experiencias realizadas hasta la fecha sobre este tema.

## **COMISION DE LA F.I.P. SOBRE BARCOS DE HORMIGON**

El 15 de noviembre de 1974 se reunió, en París, la Comisión de la F.I.P. sobre Barcos de Hormigón. El principal tema de la reunión fue estudiar el borrador del informe sobre "El hormigón pretensado en los barcos", preparado por el Presidente, Prof. A. J. Harris, y que, previamente, había sido distribuido entre los miembros de la Comisión.

El informe está especialmente redactado para servir de orientación a cualquier persona o autoridad relacionada con el proyecto, construcción, ensayo o recepción de barcos de hormigón. Indiscutiblemente, el acero es el material generalmente aceptado para la construcción de barcos; pero se aprecia, visiblemente, que hay una serie de ventajas que ofrece el hormigón pretensado, con las que todavía no se han familiarizado ni los navieros ni otros técnicos. Probablemente, la ventaja principal resida en la extremada alta resistencia del hormigón pretensado a la fatiga y a la inversión de tensiones.

Se acordó que el primer documento que elabore la Comisión esté dedicado al cálculo; el segundo a los materiales, y el tercero a la ejecución. Además, cuando se juzgue conveniente y necesario, se publicarán Hojas Adicionales de Recomendaciones Prácticas.

En marzo de 1975 ha tenido lugar, en Grecia, una nueva reunión de la Comisión. Es probable que el informe sobre cálculo esté terminado dentro de pocos meses.

## **TUNEL DE ENSAYO EN SAINT-REMY-LES-CHEVREUSES**

El Centro Experimental de Saint-Remy-Les-Chevresus, ubicado en las cercanías de París, ha acrecentado recientemente sus medios de trabajo con la construcción de un

túnel de ensayos en el que se pueden probar mecánicamente vigas de hasta 40 m de longitud, sometiénolas a cargas de 1.000 t en el centro de la luz.

El túnel está constituido por una viga cajón de 42 m de longitud. Las losas superior e inferior tienen 1 m de espesor y las paredes laterales 0,95 m. Las piezas que se deseen ensayar pueden colocarse dentro del túnel o sobre la losa superior. Dicha losa está debidamente acondicionada para fijar los elementos que se van a ensayar. A tal fin, la losa superior tiene convenientemente dispuestas 215 perforaciones, consistentes en unos conductos verticales, debidamente preparados para servir de sujeción a las piezas que se van a someter a ensayo. Las barras de anclaje son capaces de resistir cargas de hasta 150 t y se disponen en los indicados conductos.

El túnel está diseñado en Clase I (sin tracciones), y va pretensado longitudinal, transversal y verticalmente por medio de cables Freyssinet, 12 T15 y 12 T13. Hay 64 cables longitudinales, que ejercen una fuerza total de pretensado de 12.000 t. Las losas superior e inferior van pretensadas transversalmente mediante cables que ejercen una fuerza de 700 t por metro lineal. Las paredes de la viga cajón van pretensadas verticalmente por medio de cables que ejercen una fuerza total de 400 t por metro lineal.

Puesto que, para los ensayos, las fuerzas verticales pueden ejercerse de abajo a arriba o de arriba a abajo, la estructura quedará sometida a cargas alternativas.

## **EL DOCTOR HOGNESTAD ES NOMBRADO DIRECTOR DE DESARROLLO TECNICO DE LA P.C.A.**

Los lectores de las notas de la F.I.P. podrán encontrar, en los comentarios sobre el Congreso de Nueva York, un resumen de la conferencia del doctor Eivind Hognestad sobre "Progresos en los hormigones de altas resistencias". Recientemente, el doctor Hognestad ha sido nombrado director de Desarrollo Científico y Técnico de la Asociación Americana del Cemento Portland. Será el responsable de los programas de desarrollo de las actividades del P.C.A. con vistas a la prestación de un mejor servicio a las industrias del cemento, del hormigón y de la construcción. También dirige los departamentos de investigación y desarrollo de la Asociación.

## **DISTINCION PARA EL PROFESOR W. ZERNA**

Como reconocimiento a la labor llevada a cabo en las especialidades de la "teoría de las membranas" y del "hormigón pretensado en general", el rector y el Consejo Administrativo de la Universidad de Stuttgart han conferido al profesor W. Zerna (R.F.A.) el título de Doctor Honoris Causa en Ingeniería.

El profesor Zerna, durante un cierto número de años, fue miembro de la Comisión de la F.I.P. sobre Aceros de pretensado.

## **SEMINARIO EN EL IMCYC SOBRE CARACTERISTICAS DEL HORMIGON**

El Instituto Mexicano del Cemento y Hormigón organizó, durante los días 18 y 19 de abril de 1974, un seminario sobre "Características del hormigón". A la convocatoria acudieron más de 200 personas. Las conferencias estuvieron a cargo de A. M. Neville (Inglaterra), doctor D. E. Branson (Estados Unidos) y cinco especialistas del país organizador: Marcos J. Faradji, Alejandro Graf, Adolfo Portal, Guillermo Wulff Kerber y Samuel Zundeleovich.

En su disertación, el doctor Neville se ocupó de la estructura física del hormigón, de los efectos de la temperatura y de la fluencia, en tanto que el doctor Branson pronunció una conferencia sobre los métodos para predecir la retracción y fluencia del hormigón.

Los otros temas tratados en las ponencias presentadas por los ingenieros mejicanos fueron: el curado de los hormigones, la fabricación de hormigones con áridos locales y otros aspectos de la retracción, fluencia y cambios dimensionales por variación de temperatura.

## **AGASAJO EN LA INDIA AL PRESIDENTE DEL INSTITUTO BRITANICO DE INGENIEROS CIVILES**

A principios del año 1974, el presidente del Instituto Británico de Ingenieros Civiles, señor Kirby Laing, y un pequeño grupo de acompañantes efectuaron un viaje a la India y Bangladesh, realizando una visita rápida a numerosas ciudades, universidades y carreteras de estos países. Mr. J. G. Bodhe, vicepresidente del Grupo Nacional de la F.I.P., agasajó a los viajeros. A este acto, que tuvo carácter íntimo, asistieron algunas altas personalidades de la India.

## **PUBLICACIONES Y PROXIMOS ACONTECIMIENTOS**

### **NUEVAS PUBLICACIONES SUIZAS**

Los siguientes resúmenes y referencias, relativas a ocho nuevas publicaciones suizas sobre hormigón pretensado, han sido facilitados por el Grupo Suizo Miembro de la F.I.P.

1. "Teilweise vorgespannte Bauteile".

(Piezas parcialmente pretensadas.)

B. Thürlimann, R. Caflisch.

Marzo, 1969. Reimpreso de "Vorträge Betontag, 1969", Deutscher.

Betonverein E. V., 28 págs., 24 figuras, dos tablas. Precio, 11 DM.

Resumen: Se consideran las aplicaciones del pretensado parcial y la transición entre el pretensado total y el parcial. Se comparan diferentes secciones transversales y se discuten los resultados económicos. Se muestra el comportamiento de las vigas parcialmente pretensadas deducido en estudios experimentales. Finalmente se comenta la Norma Suiza, SIA Norm 162 (1968) sobre hormigón parcialmente pretensado y, en particular, las prescripciones sobre el cálculo de la armadura para esfuerzo cortante.

2. "Teilweise vorgespannter Beton: Versuche, Auswertungen und Schlussfolgerungen".

(Hormigón parcialmente pretensado. Ensayos, interpretación de los resultados y conclusiones.)

R. Caflisch.

Junio, 1971. Reimpreso de "Schweizerische Bauzeitung", 10.

Junio, 1971, ocho págs., 21 figuras. Precio, 9 DM.

Resumen: En el Instituto de Ingeniería Estructural, perteneciente al Instituto Federal de Tecnología de Zurich, Suiza (E. T. H.), en el período comprendido entre 1967 y 1970 se han llevado a cabo tres series de ensayos, sobre un total de 19 vigas, para determinar el comportamiento a flexión y esfuerzo cortante de las vigas de hormigón parcialmente pretensadas. Los momentos flectores de rotura obtenidos en los ensayos concordaron perfectamente con los valores teóricos. El comportamiento a fisuración, tanto en las zonas de flexión como en las de esfuerzo cortante fue totalmente normal. El valor deducido para el límite elástico de la armadura destinada a absorber los esfuerzos cortantes coincidió bien con el valor teórico.

3. "A case for Partial Prestressing".

(Un caso de pretensado parcial.)

B. Thürlimann.

Mayo, 1971. Reimpreso de Proceedings: "Structural Concrete Simposio, Toronto, Canadá, 13 y 14 de mayo de 1971", 49 págs., 22 figuras. Precio, 16 DM.

Resumen: Se describe el campo que abarca el pretensado parcial, técnica intermedia que aprovecha las propiedades positivas del hormigón armado y del pretensado total. Se hace una investigación sobre la utilización de cables postesos conjuntamente con la armadura normal. Se enumeran las ventajas que presenta tal combinación, que son: una seguridad permanente, una mayor economía y un mejor control de la flexión.

A efectos de cálculo se ha hecho una selección de los dos sistemas de armado, teniendo en cuenta la relación entre la carga y la sobrecarga, la seguridad contra la carga de rotura y la deformación debida a la fluencia y a la retracción.

4. "Biegeversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken".

(Ensayo a flexión de vigas de hormigón parcialmente pretensadas.)

R. Caflisch y B. Thürlimann.

Marzo, 1970. 108 págs., 71 figuras, 25 tablas. Resumen en inglés. Precio, 35 DM.

Resumen: En el curso de un programa de investigación sobre el pretensado parcial se realizaron dos series de ensayos para determinar el comportamiento a flexión de las vigas de hormigón parcialmente pretensadas, constando de siete vigas cada serie. Los principales parámetros estudiados fueron: el grado de pretensado, el perfil de la sección transversal y el diámetro de los redondos de la armadura pasiva. Los momentos flectores de rotura obtenidos, experimentalmente, coincidieron con los valores deducidos teóricamente. El desarrollo de las fisuras, bajo la acción de las cargas, fue completamente normal.

5. "Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken".

(Ensayos sobre el comportamiento a esfuerzo cortante de las vigas de hormigón parcialmente pretensadas.)

R. Caflisch y B. Thürlimann.

Octubre, 1970, 177 págs., 161 figuras, 30 tablas. Resumen en inglés. Precio, 50 DM.

Resumen: En el curso de un programa de investigación sobre pretensado parcial se hicieron dos series de ensayos, cada uno sobre siete vigas, para estudiar el comportamiento a esfuerzo cortante de las vigas de hormigón parcialmente pretensadas. Los principales parámetros considerados fueron: el grado de pretensado, el perfil de la sección transversal y el tipo y separación de las armaduras destinadas a absorber los esfuerzos cortantes. De los esfuerzos cortantes obtenidos experimentalmente se deducen valores para el límite elástico de las armaduras, superiores a los teóricos.

Los esfuerzos cortantes de rotura fueron considerablemente mayores que los obtenidos teóricamente a partir del valor del límite elástico de la armadura de cortante.



6. "Biege-und Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken, serie C".

(Ensayos a flexión y cortante de las vigas de hormigón parcialmente pretensadas, serie C.)

R. Caflisch, R. Krauss y B. Thürlimann.

Febrero, 1971, 167 págs., 126 figuras, 27 tablas. Resúmenes en francés o inglés. Precio, 47 DM.

Resumen: Continuando con la investigación programada, titulada "Pretensado parcial", se analizó el comportamiento de cuatro vigas de hormigón parcialmente pretensadas. Se llegó a la conclusión de que el esfuerzo cortante determinado experimentalmente concuerda perfectamente con el esfuerzo cortante teórico deducido a partir del límite elástico de la armadura de cortante. Sin embargo, debido a la redistribución de fuerzas, los esfuerzos cortantes de rotura resultan con frecuencia considerablemente mayores que los correspondientes a dicho límite elástico. El comportamiento a fisuración, bajo cargas de trabajo, tanto en las zonas de flexión como en las de cortante, fue normal.

7. "Biege-und Schubversuche an teilweise vorgespannten Leichtbetonbalken".

(Ensayos a flexión y cortante de vigas de hormigón ligero parcialmente pretensadas.)

R. Kraus y H. Bachmann.

Octubre, 1971, 148 págs., 96 figuras. Precio, 44 DM.

Resumen: Formando parte del programa de investigación destinado a estudiar el comportamiento de las vigas de hormigón armado a torsión, flexión y esfuerzo cortante se procedió a ensayar a torsión cinco vigas (con sección transversal de dimensiones variables entre 40 y 81 cm, y otra bajo esfuerzos combinados de torsión y flexión. Los principales parámetros considerados fueron: el perfil de la sección transversal, la cuantía variable de los estribos en las paredes de la sección transversal y el pretensado concéntrico. La analogía con la viga espacial en celosía, con diagonales de inclinación variable, se confirmó mediante los valores obtenidos para los momentos de rotura en los ensayos.

8. "Langzeitversuche an teilweise vorgespannten Leichtbetonbalken".

(Ensayos a largo plazo sobre vigas de hormigón ligero parcialmente pretensadas.)

E. Heimgartner, R. Krauss y H. Bachmann.

Octubre, 1972, 99, págs., 49 figuras, 15 tablas. Precio, 33 DM.

Resumen: En el curso de un programa de investigación se sometieron dos vigas de hormigón ligero, parcialmente pretensadas, a una carga permanente en un ambiente controlado (20° C y 60 por 100 de humedad relativa). El hormigón fabricado con un árido ligero a base de arcillas dilatadas tenía un peso específico de 1.650 kg/m<sup>3</sup> y una resistencia a compresión de 450 kg/cm<sup>2</sup>. En las zonas de flexión y de cortante, bajo el momento de servicio, aparecieron fisuras. Los resultados de los ensayos de estas dos vigas de hormigón ligero se comparan con los valores teóricos. El informe abarca los resultados obtenidos durante los dos primeros años de la investigación.

Los interesados residentes en los distintos países (a excepción de Alemania Occidental) pueden solicitar estas publicaciones a:

Birkhäuser Verlag.

P. O. Box, 34.

Elisabethenstrasse, 19.

CH-4010 BASEL (Suiza).

El distribuidor para Alemania Occidental es:

Birkhäuser Verlag GmbH.  
Postfach, 269.  
Olgastrasse, 53.  
D-7000 STUTTGART, 1 (Alemania).

## **EFEECTO DEL PRETENSADO SOBRE EL PODER AMORTIGUADOR DEL HORMIGÓN**

**Por el profesor T. Brøndum Nielsen.**

Se ha recibido una copia de la ponencia presentada por el profesor T. Brøndum Nielsen, miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P., al simposio de la I.A.S.S. sobre "Resistencia y deformabilidad a rotura de las estructuras sometidas a cargas repetidas bien definidas", celebrado en Lisboa en 1973.

La ponencia, relativa a "los efectos del pretensado sobre el poder amortiguador del hormigón", describe los ensayos realizados en el Laboratorio de Ensayo de Estructuras de la Universidad Técnica de Dinamarca.

En una prensa Amsler, pulsante, de alta frecuencia, de 10 t, se sometieron a tensiones oscilantes de compresión probetas prismáticas de hormigón. Al interrumpir el funcionamiento de la prensa las vibraciones se iban amortiguando gradualmente. En un gráfico se trazó la curva representativa de la relación entre las tensiones aplicadas y el amortiguamiento.

En una segunda serie de ensayos se sometieron las probetas prismáticas a la acción de una prensa Amsler de baja frecuencia, midiéndose el amortiguamiento de las vibraciones provocadas. Se observó una buena concordancia entre los ensayos realizados a alta y baja frecuencia.

La tercera parte de esta investigación se efectuó sobre doce vigas pretensadas. Las vigas tenían 6 m de longitud y una sección transversal de  $13 \times 24$  cm, siendo todas idénticas. Lo único que variaba era la fuerza de pretensado aplicada a cada una de ellas. En el ensayo se retiró la carga estática bruscamente, y se midieron las vibraciones sucesivas, por medio de un acelerómetro.

Se llegó a la conclusión general de que el amortiguamiento se reduce cuando aumenta el esfuerzo de pretensado y cuando decrece la amplitud de la tensión.

## **HORMIGÓN ARMADO CON FIBRAS DE ACERO**

**Informe publicado por el "Building Research Establishment".**

El Building Research Establishment (Centro de Investigaciones de la Construcción) ha publicado, recientemente, el informe núm. CP 69/74, titulado "Hormigón armado con fibras de acero". Sus autores son: J. Edington, D. J. Hannant y R. I. T. Williams.

En este informe se describe brevemente una investigación realizada por el Departamento de Investigación sobre Materiales de Construcción, de la Universidad de Surrey, que ha tenido por finalidad determinar las características físicas del hormigón armado con fibras de acero, abarcando también el estudio del mecanismo resistente de dichas fibras y sus posibles aplicaciones.

Se utilizó una amplia variedad de fibras, con diámetros comprendidos entre 0,15 y 0,5 mm y longitudes de 5 a 50 mm. Algunas de ellas tenían un revestimiento de latón, otras se encontraban con la superficie oxidada, otras eran lisas cilíndricas y otras tenían una forma especial, patentada (Duoform). Por último, se utilizaron también fibras onduladas. Los ensayos llevados a cabo implicaron medidas de la compactación, módulos de deformación, fisuración y ductilidad; determinación de resistencias (incluida la resistencia al impacto) y de las características de fluencia, retracción y durabilidad.

A continuación se exponen las conclusiones generales del informe.

#### **Amasado y distribución de las fibras.**

1. El mejor amasado de un hormigón armado con fibras de acero se consigue con una hormigonera de tambor móvil y paletas que giran en el mismo sentido que el tambor.
2. El orden en que se introducen los constituyentes en la hormigonera no parece ejercer influencia alguna sobre el grado de dispersión de las fibras.
3. Con objeto de garantizar una buena distribución de las fibras, se recomienda añadirlas al hormigón, sueltas, procurando que inmediatamente sean arrastradas por la acción del amasado. Esto puede conseguirse fácilmente, haciendo que las fibras pasen por un tamiz vibrante y caigan directamente en una hormigonera del tipo descrito en el punto 1.
4. La dispersión de las fibras se realiza mejor si éstas se incorporan poco a poco. Haciéndolo así se pueden añadir en mayor volumen al hormigón.
5. La uniforme dispersión de un determinado tipo de fibra, dentro de la masa del hormigón, resulta más difícil de conseguir a medida que aumenta la proporción de partículas de árido de tamaño superior a los 5 mm.

#### **Docilidad y compactación.**

6. En general, el ensayo de consistencia es poco significativo respecto a la docilidad o facilidad con que puede ser compactado un hormigón armado con fibras.
7. El ensayo V-B es el mejor, de los tres métodos de ensayo normalizados de docilidad, para conocer el comportamiento del hormigón fresco, armado con fibras y compactado por vibración.
8. La docilidad de la mezcla decrece a medida que aumenta el contenido de fibras, habiendo un volumen crítico de fibras, a partir del cual el descenso de docilidad es muy rápido.
9. El factor que tiene más influencia sobre la docilidad es la velocidad de incorporación de las fibras a la masa de hormigón.
10. Para una misma concentración de fibras la docilidad de la mezcla disminuye a medida que se incrementa la velocidad con que se adicionan las fibras.
11. Cuando la concentración de fibras y la velocidad de incorporación de éstas a la masa se mantienen constantes, la docilidad del hormigón disminuye tanto más cuanto menor es la relación:

$$\frac{\text{Volumen pasta cemento} + \text{partículas árido de tamaño inf. 5 mm}}{\text{Volumen total de la mezcla}}$$

### **Resistencia.**

12. Los incrementos de resistencia a tracción, torsión y compresión de los hormigones armados con fibras, respecto a la de los hormigones análogos pero sin fibras, son relativamente pequeños, incluso con concentraciones de fibras de hasta un 5 por 100 en volumen. De aquí que tenga poco interés, desde el punto de vista práctico, incluir en el hormigón fibras cortas, al azar, para incrementar alguna de estas resistencias.
13. Se han llegado a alcanzar incrementos significativos en los módulos de rotura de los hormigones armados con fibras, cuando el tamaño máximo del árido no ha sido superior a los 10 mm. Estos incrementos pueden ser superiores al 100 por 100 si se utiliza un 2 por 100, en volumen, de determinados tipos de fibras.

### **Fisuración.**

14. En todas las probetas ensayadas a tracción pura se inicia la fisuración al alcanzar la tensión de tracción un valor inferior a los 26 kgf/cm<sup>2</sup>, que es, aproximadamente, la tercera parte del valor señalado en la patente.
15. La disposición de las microfisuras, dentro de las matrices cementicias sometidas a sollicitaciones crecientes de flexión, no parece venir afectada por la presencia de fibras de acero.
16. La sollicitación de flexión requerida para que se produzca la propagación de las fisuras es tanto mayor cuanto mayor es el contenido de fibras.

### **Mecanismo del refuerzo en tracción pura.**

17. La teoría del refuerzo con fibras, basado en la separación entre fibras, sobreestima con poca aproximación la verdadera resistencia a la tracción de estos hormigones.
18. Una teoría sobre este refuerzo, basada en las leyes de las mezclas, hace posible predecir satisfactoriamente la resistencia a tracción pura de los hormigones armados con fibras. Por consiguiente, puede llegarse a la conclusión de que el comportamiento a tracción pura del hormigón armado con fibras supone una mejora, respecto al hormigón armado convencional, en el cual las armaduras están orientadas de una forma poco eficaz con respecto a la dirección de las tensiones resultantes, y pobremente adheridas a la matriz del hormigón.

### **Mecanismo del refuerzo a flexión.**

19. El amplio incremento de la capacidad de carga de las vigas de hormigón armado con fibras pequeñas, es debido a la formación de bloques de tensiones plásticas o parcialmente plásticas, en las zonas de tracción de tales vigas, como resultado de los esfuerzos absorbidos por las fibras, después de la fisuración de la matriz. Se ha intentado interpretar estos incrementos en los módulos de rotura como un indicio de aumento de la resistencia del material; pero tal hipótesis conduciría a una exagerada sobrevaloración de la verdadera resistencia a tracción del material.

## **Tenacidad frente a la acción del impacto.**

20. De cuatro tipos distintos de fibras investigadas, la de 0,5 mm de diámetro y 50 milímetros de longitud, ondulada y de alta resistencia a la tracción, probó ser la mejor, incrementando notablemente la tenacidad de las matrices cementicias frente al impacto. Con esta clase de fibra se pudieron apreciar incrementos en la tenacidad frente al impacto, de más de un 400 por 100, con tan sólo una proporción de fibras del 1 3/4 por 100 en volumen.

## **Variaciones dimensionales**

21. La adición de fibras de acero al hormigón, en proporción de hasta un 3 por 100 en volumen, únicamente da lugar a ligeros incrementos en el módulo de elasticidad de dicho hormigón.
22. La retracción del mortero y las deformaciones debidas a la fluencia del hormigón de grava no se reducen significativamente por la adición de un 2 por 100, en volumen, de fibras de acero.

## **MANUAL DEL C.R.S.I.**

### **Cálculo del hormigón ligero estructural. Suplemento.**

Todos los cálculos, desarrollados en tablas, para las diferentes series de elementos, que aparecen en el Manual del C.R.S.I. de 1973, fueron realizados para el hormigón de densidad normal. Sin embargo, debido a la creciente utilización, en esta última década del hormigón estructural de áridos ligeros, el Concrete Reinforcing Steel Institute (C.R.S.I.) en cooperación con el Expanded Shale, Clay and Slate Institute (Instituto de los esquistos, arcillas y pizarras expandidas) ha publicado un suplemento, para ser utilizado con el Manual, destinado al cálculo de elementos de hormigón ligero estructural.

En el suplemento se presentan dos series paralelas de cálculos tabulados para elementos de hormigón ligero estructural de 1.500 y 1.850 kg/m<sup>3</sup> de peso específico. Son aplicables al proyecto de forjados unidireccionales y reticulares, a losas planas, a losas planas aligeradas, a placas planas y a cargaderos. En los cálculos se han tenido en cuenta: rigideces, módulos de rotura y relación modular, así como esfuerzos cortantes, pesos unitarios y otros factores. Los ejemplos se refieren únicamente a los problemas de cálculo que se plantean por la utilización del hormigón ligero y están basados en las Normas de la Edificación del A.C.I. de 1971 (A.C.I. 318-71) y en las revisiones de tales Normas, que se realizaron en 1973.

Ejemplares de este suplemento, al precio de 8 dólares, pueden solicitarse al Concrete Reinforcing Steel Institute, 180 North LaSalle Street, Chicago, Illinois 60601, Estados Unidos.

## **MANUAL DEL A.C.I. SOBRE PRACTICA DEL HORMIGON, PARTE 2.<sup>a</sup>, 1974.**

Recientemente ha sido publicada la segunda parte del Manual del A.C.I. sobre "Prácticas del Hormigón", que trata de los materiales y características del hormigón, de la práctica constructiva, de la labor de inspección, de los pavimentos y de las losas.

Este voluminoso libro, de 750 páginas, contiene comentarios del Comité y Normas referentes a los temas mencionados anteriormente. Es difícil señalar algún aspecto de las

aplicaciones del hormigón que no haya sido abordado por este libro. Todos los comentarios o normas están sometidos a revisión periódica y se corregirán cuando se juzgue conveniente.

## **HORMIGON ARMADO CON FIBRAS**

### **Publicación especial del A.C.I., número SP-4**

El Comité 544 del A.C.I., dedicado al estudio del "Hormigón armado con fibras", se formó en 1966 y emprendió la tarea de revisar y coordinar las investigaciones, y promover nuevas actividades en el campo del hormigón armado con fibras de corta longitud, arbitrariamente dispersas, con el fin de poder preparar después un informe sobre el estado actual de conocimientos sobre el tema.

En la reunión de otoño del A.C.I., celebrada en Ottawa, Canadá, en 1973, tuvo lugar un simposio internacional sobre "Hormigón armado con fibras". Se presentaron 29 ponencias de autores procedentes de seis países. La publicación SP-44 contiene una selección de estas ponencias y un informe sobre el estado actual de conocimientos sobre el tema. Las ponencias se han clasificado en dos grupos. Las 17 primeras tratan de las características de los morteros y hormigones armados con fibras de vidrio o acero. Los 12 informes restantes del segundo grupo tratan de las aplicaciones del hormigón reforzado con fibras, en la construcción de pavimentos, bloques para muros y prefabricación de elementos estructurales.

(A.C.I. SP-44, 550 pp. American Concrete Institute, Detroit, Michigan.)

## **HORMIGONES DE ARIDOS LIGEROS**

### **Su tecnología y aplicaciones en el mundo.**

La finalidad de este volumen, publicado por el CEMBUREAU, es mostrar, mediante un amplio número de detallados ejemplos, la gran variedad de estructuras en las que se ha utilizado el hormigón ligero. Este libro es muy interesante, no sólo para los proyectistas sino también para otros muchos especialistas de la construcción.

Se incluyen 50 ejemplos de estructuras de diferentes tipos, entre las que aparecen desde rascacielos a bóvedas de gran luz, edificios suspendidos, puentes, etc. Muchos de sus datos y dibujos no habían sido publicados hasta ahora. Además, como introducción a la sección dedicada a la descripción de estas estructuras, se han escrito una serie de capítulos especiales, por los más destacados expertos en el tema, dedicados a orientar a los técnicos que se ocupan de los diferentes aspectos de la fabricación y tecnología de los hormigones de áridos ligeros.

Este libro, de 312 páginas, se publicó en 1974. Su precio es de 8 libras. Pedidos a: Publications Sales Units, Cement and Concrete Association, Wexham Springs Slough SL3 6PL.

## **ACONTECIMIENTOS RECIENTES**

En el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto se celebró un curso especial sobre "Hormigones polimerizados", del 10 al 14 de febrero de 1975.

El curso ha tenido lugar en el propio edificio del Instituto, ubicado en Insurgentes Sur, 1846, de la ciudad de México. Los participantes se alojaron en el Hotel El Diplomático, Insurgentes Sur, 1105.

\* \* \*

Las Jornadas Alemanas del Hormigón, de 1975, se celebraron en Hamburgo del 13 al 15 de mayo, en el Palacio de Congresos. Los interesados en conocer más detalles sobre el particular, deberán dirigirse a: Deutscher Beton Verein EV., 62 Wiesbaden, Postfach 543, R. F. A.

\* \* \*

Se va a impartir un curso sobre "Tecnología Avanzada del Hormigón" en el "Training Centre" de la Cement and Concrete Association, en Fulmer Grange.

El curso constará de dos partes, desarrollándose del 6 al 24 de octubre de 1975 y del 5 al 21 de mayo de 1976. El diploma en "Tecnología Avanzada del Hormigón" está adquiriendo una importancia extraordinaria como calificación para los especialistas en hormigones.

La fecha en que se cerrarán las inscripciones para este curso es el 12 de junio de 1975, pudiendo solicitarse más información a:

The Registrat.  
Conference and Training Centre.  
Cement and Concrete Association.  
Fulmer Grange, Fulmer.  
SLOUGH SL2 40S (Inglaterra).

## AVANCES TECNICOS

### VII Congreso de la F.I.P. Construcción de Puentes.

Como última selección de las ponencias presentadas a la Sesión Técnica sobre Construcción de Puentes se facilitan a continuación los trabajos procedentes de Holanda y Checoslovaquia.

No obstante existir grandes diferencias en el enfoque de los problemas, un tema común predomina en estos trabajos; la necesidad de economizar mano de obra y utilizarla en las más satisfactorias condiciones sociales que sea posible.

Mister Van Loenen, uno de los más incansables colaboradores de la F.I.P., bosqueja los métodos que deben emplearse en los que, sin poderse llamar propiamente "grandes puentes del mundo", están lindando con éstos.

Los ingenieros Cermák y Vitek, en cambio, se ocupan principalmente de los puentes corrientes pequeños. Señalan que una nueva técnica está logrando grandes éxitos. El nuevo sistema, conocido como el método "Takschiebverfahren" consiste en la aplicación de un fuerte empuje al tablero que ha de constituir el puente, realizándose su desplazamiento por rozamiento.

## Nuevos avances en la construcción de puentes en Holanda.

Ir J. H. Van Loenen, Holanda.

### Introducción.

En este campo las estructuras que más llaman la atención son los grandes puentes construidos en condiciones especialmente difíciles.

En este caso, el ingeniero tiene la oportunidad de probar nuevos métodos constructivos. Su maestría técnica, junto con un completo conocimiento de los fundamentos teóricos y de las posibilidades prácticas, habrán de combinarse para la realización de estas atrevidas estructuras. Sin embargo, en la realidad, son más numerosos los puentes y viaductos de tamaño moderado y, al menos, tan importantes como los anteriores para el bienestar de una gran cantidad de gente. Las cantidades de capital invertido, el esfuerzo mental y humano que es preciso aportar para la realización de esta clase de puentes, si se totaliza, es varias veces superior al empleado en los puentes espectaculares.

Para los grandes puentes que se han construido en diversas partes del mundo, se han puesto a punto nuevas técnicas y empleado nuevos materiales, que posteriormente se han podido aplicar en la construcción de puentes normales.

Por ello, se ha dedicado un gran esfuerzo humano con objeto de encontrar las mejores soluciones desde los puntos de vista técnico y económico.

### Los factores económicos en la construcción de puentes de tamaño medio.

En Holanda, los puntos clave sobre este tema son actualmente:

- a) Reducción de los métodos de trabajo intenso en obra.
- b) Facilidad de ejecución, con el mínimo de perturbaciones en los alrededores de la obra.
- c) Rapidez en la construcción, con el fin de reducir al mínimo las perturbaciones en la zona y las pérdidas por reposición de capital.
- d) Simplificación del transporte para evitar la congestión del tráfico, frecuentemente ya muy sobrecargado.

En la anterior enumeración se echa de menos otro punto más "el ahorro en el consumo de materiales". En el costo total de un proyecto, el valor de los materiales utilizados en el tablero del puente, si es de tipo pequeño, es solamente del 30 por 100 o incluso menos. El costo de la mano de obra es en cambio superior al 50 por 100. Consecuentemente, es preciso buscar la economía en este terreno y, especialmente, en el trabajo en obra, en donde se puede lograr que la reducción de tiempo sea muy grande.

Las soluciones actuales apuntan hacia:

- a) La prefabricación bajo condiciones de trabajo ideales, en factorías bien ordenadas y dotadas de buenos medios, preferiblemente bajo techo.
- b) Reducción de los tiempos muertos de la mano de obra, mediante una buena ordenación de los trabajos y un alto nivel de mecanización de la planta de fabricación.
- c) Concentración del trabajo en una zona restringida, con buenos accesos y alto grado de sistematización.



## **Puentes de grandes tramos.**

Las soluciones en este caso pueden ser:

1. El hormigón ligero.
2. La construcción por dovelas, unidas mediante colas.
3. Los puentes atirantados.

## **Hormigón ligero.**

En estos últimos años han evolucionado notablemente los áridos ligeros artificiales, hasta el punto de admitirse, a efectos de cálculo, resistencias de hasta 450 kgf/cm<sup>2</sup>. Por otra parte, las ventajas que presentan estos nuevos materiales son perfectamente conocidas. Para puentes de grandes tramos esto significa:

1. Mejor relación entre el peso propio y la carga de tráfico, lo que permite construir tramos más económicos.
2. En el caso de la prefabricación, los elementos resultan más ligeros y, por tanto, fácilmente manejables.

A propósito de todo lo dicho anteriormente se comenta que se ha elaborado un proyecto para atravesar el río Westerscheldt, en las inmediaciones de Antwerp. La solución consiste en la combinación de un túnel, una isla artificial y un puente, constituido por 10 tramos de 160 m. Este puente se construirá con dovelas prefabricadas que pesarán 200 t cada una. El sistema constructivo será el mismo que el empleado en el puente de Osterscheldt; pero en vez de tramos de 95 m, éstos serán de 160 m, lo cual será posible gracias a la reducción de peso que se consigue con el hormigón ligero.

## **Construcción por dovelas utilizando el método de juntas encoladas.**

Durante los últimos años, se han construido en Holanda varios puentes, utilizando el método de juntas encoladas. La construcción por dovelas combinada con el empleo de juntas encoladas ofrece varias ventajas.

1. El tráfico, tanto por tierra como por el agua, no queda afectado por la construcción del puente.
2. La ejecución de la obra puede tener lugar en un breve plazo, utilizándose aquellos períodos de más fácil acceso a ella. En las zonas donde la obra queda afectada por las aguas, esto significa que, aprovechando las mareas bajas o los períodos de estiaje de los ríos, se pueden realizar grandes progresos en la construcción de los puentes, gracias a la gran rapidez de ejecución. Lo mismo puede decirse respecto a los puentes para carreteras y ferrocarriles; en estos casos la construcción puede realizarse fuera de las horas de intenso tráfico, o durante la noche.

3. Del 70 al 80 por 100 del trabajo se realiza en la planta de prefabricación; por tanto, gran parte del mismo puede realizarse continuadamente, con absoluta independencia de las condiciones de trabajo que existan en la obra. En estos casos, sólo un 20 o un 30 por 100 del trabajo se realiza en obra; y éste es el único que resulta afectado por las condiciones ambientales.

Dependiendo de las condiciones locales, se han utilizado diversos sistemas de colocación a base de:

1. Grúas flotantes.
2. Vigas de lanzamiento.
3. Grúas pórtico.
4. Grúas de aguilón especiales para estos fines.
5. Grúas móviles.

### **Puentes atirantados.**

Debido al aumento de tamaño de los buques y a la congestión del tráfico de barcos en los canales de navegación, es necesario que los puentes salven grandes luces.

La evolución y el perfeccionamiento de los puentes atirantados han abierto nuevas posibilidades a los puentes de hormigón con luces superiores a los 250 m. Desde el punto de vista estático, este tipo de estructura puede considerarse como de hormigón pretensado normal, con cables exteriores. Puesto que los cables se encuentran alejados fuera del hormigón, el brazo de palanca de la fuerza de pretensado es grande y, en estas condiciones, se utilizan eficazmente los materiales.

Las ventajas que se consiguen son las siguientes:

1. En los puentes de 200 m o más de luz, gran economía en el consumo de materiales. En un puente de 270 m de luz se utilizaron 0,67 m<sup>3</sup> de hormigón por metro cuadrado de superficie del tablero. Esta cifra es del mismo orden que la necesaria en los puentes de 100 m de luz.
2. El propio tablero del puente se comporta estáticamente, como si estuviera apoyado en cada tirante. En estas condiciones el tablero puede ser muy esbelto, variando su canto de 1/70 a 1/100 de la luz. Esto hace posible aumentar el gálibo, cuando la rasante del tablero ha de quedar baja.
3. En comparación con los puentes metálicos de luces similares, estos puentes tienen una rigidez 50 veces mayor. A pesar de salvar una luz mayor, los problemas de estabilidad dinámica son más reducidos.
4. Los puentes construidos hasta ahora son muy complicados y requieren una gran cantidad de trabajo. Todavía queda mucho por hacer en este campo para conseguir economías en la construcción de este tipo de puentes.

En Holanda, un ejemplo reciente es el puente sobre el río Waal, en Tiel, cuya luz es de 267 m (véanse *Notas de la F.I.P.*, números 38 y 39). Este puente está constituido por dos voladizos, que parte de ambas orillas, cada uno de 100 m, y un tramo suspendido de ambos, de 67 m.

Una vez concluida la construcción de las torres y los accesos, se dispuso una viga auxiliar metálica, para realizar las operaciones de hormigonado sin interrumpir la navegación.

El centro del vano se cerró con vigas prefabricadas de hormigón ligero de 67 m de largo, que pesaban 420 t. Se transportaron en barcazas y se elevaron mediante grúas móviles.

## Nuevas tendencias en el proyecto y construcción de puentes.

Por J. Cermák y J. Vitek, Checoslovaquia.

En Checoslovaquia, la considerable escasez de mano de obra es factor decisivo en la elección del tipo de estructura de puente que debe utilizarse en cada proyecto. La mano de obra es más importante que la cantidad de hormigón y acero utilizado, o el número de máquinas requeridas para la fabricación de las piezas o la ejecución del puente. Esto no quiere decir que la estructura de un puente se proyecte antieconómicamente; meramente quiere ponerse de manifiesto el hecho de que, cuando se proyecta un puente, es preciso tener en cuenta además de los parámetros técnico-económicos, la sencillez de construcción y la sustitución, al máximo, de la mano de obra por máquinas.

Estas incluíbles circunstancias han podido superarse gracias a la existencia de grandes empresas constructoras, con amplias zonas de actuación y programas de trabajo a largo plazo. Así ha sido posible crear las adecuadas condiciones sociales y laborales para la mano de obra. Esto ha dado lugar al empleo, en gran escala, de la prefabricación en la construcción de puentes, la mayoría de ellos diseñados y contruidos de acuerdo con proyectos tipificados aprobados con carácter estatal.

El sistema inicial de construcción de puentes prefabricados, formados por vigas adyacentes, se ha ido perfeccionando gradualmente. Hoy día se tiene un conocimiento más exacto del comportamiento de las estructuras, como resultado de la aplicación de las modernas teorías y la utilización de ordenadores para la realización de los cálculos complicados.

Razones estáticas, de fabricación y de construcción han dado lugar a una revisión de las antiguas normas de proyecto y al establecimiento de dos principios básicos:

1. Para simplificar al máximo la producción de las vigas prefabricadas, se utilizarán siempre que sea posible armaduras ancladas por adherencia.
2. Para simplificar la construcción de la estructura del puente, se utilizarán vigas unidas únicamente por su parte superior, en lugares fácilmente accesibles. De esta forma se asegurará además la buena calidad de las juntas.

En Checoslovaquia, un principio generalmente aceptado es el de no pretensar la estructura en dirección transversal. De este modo se simplifica notablemente la construcción, particularmente en el caso de puentes esviados, con muy variados ángulos de esviaje, en cuyo caso el pretensado transversal introduce considerables dificultades.

La primitiva tecnología utilizada para la producción de vigas para puentes, con armaduras ancladas por adherencia, ha progresado notablemente. Hoy día se hormigonan simultáneamente varias vigas, en bancadas de gran longitud, utilizando moldes metálicos lo suficientemente rígidos para resistir las fuerzas de pretensado.

Basándose en consideraciones teóricas y de acuerdo con las posibilidades de transporte, se ha optado por producir, en factoría, vigas de 12, 15 y 18 m de longitud. Ocasionalmente se han fabricado y transportado a obra, vigas de 24 m de longitud.

En edificación, también son preferidas las vigas prefabricadas, con armaduras ancladas por adherencia, que requieren reducida mano de obra. En estos casos se emplean también moldes metálicos.

Además de utilizarse los prefabricados en la superestructura también se aplica la prefabricación en la construcción de las pilas de los puentes. El durmiente de cimentación se hormigona in situ, en la propia excavación. En unos huecos, previstos al efecto

en los durmientes, se introducen pilares de hormigón armado, de  $50 \times 70$  cm de sección y una altura máxima de 10 m. Estas dimensiones máximas vienen determinadas por el peso, que es de 10 t. El número de pilares ha de ser siempre par y cada par de pilares quedan unidos en las cabezas por medio de vigas de encepado. Ambos elementos estructurales se enlazan mediante una armadura y el monolitismo se consigue mediante el hormigonado de las juntas. Este tipo de pilas son idóneas para puentes prefabricados, con tramos de hasta 30 m de longitud.

Otra clase de puentes, que en amplio número han sido construidos en Checoslovaquia, es el de los puentes construidos in situ. Su número se acrecentará en los años venideros, particularmente en las grandes ciudades, donde se están planificando o construyendo carreteras de circunvalación urbana y autopistas. Comparativamente, el hormigonado por voladizos sucesivos ha sido muy utilizado en la pasada década. Las exigencias de todo orden de hoy día pueden ser mejor satisfechas mediante el empleo de modernas cimbras de acero. En el caso de puentes de gran longitud, el hormigonado por medio de cimbras metálicas deslizantes se considera todavía más ventajoso. Un caso particularmente interesante, en el que se ha empleado este tipo de cimbras, ha sido la construcción de un puente para una autopista, de 462 m de longitud, con 54 tramos.

El incesante incremento del número de puentes que deben ser construidos, sin que aumente la cantidad de mano de obra disponible, significa que únicamente la introducción de nuevos métodos constructivos harán posible alcanzar estos altos niveles de producción que, con toda seguridad, serán necesarios en un próximo futuro.

En 1970-71 se aplicó por primera vez en Checoslovaquia el método de deslizar la estructura del puente sobre los apoyos, según el método designado "Taktchiebeverfahren". Simultáneamente con la construcción de este primer puente por el citado método, se puso a punto un nuevo mecanismo de empuje, perfeccionado.

Este nuevo mecanismo está basado en el efecto del rozamiento. Se disponen dos placas de acero bajo la estructura del puente que se mueven gracias al empuje de unos gatos hidráulicos convenientemente dispuestos. Después de un cierto recorrido, se colocan de nuevo las placas en su posición inicial y se repite el proceso.

Para aumentar el rozamiento de la superestructura del puente sobre las placas de acero, éstas están provistas de estrías verticales. Las placas son de  $120 \times 30$  cm, y la fuerza de empuje aplicada es de 200 t.

Un requisito indispensable para la aplicación de este procedimiento era conocer el coeficiente de rozamiento entre las placas y el hormigón de la estructura. Para determinarlo, se comprimieron horizontalmente, entre dos placas estriadas, probetas cúbicas de hormigón de  $40 \times 40 \times 40$  cm, aplicando a este conjunto y de arriba a abajo una fuerza creciente.

Después de 46 ensayos se dedujo que el coeficiente de rozamiento para diversas presiones y acabados de las superficies de contacto, era superior a  $f = 0,6$ ; que es un valor muy apropiado para la aplicación de este método. Otros ensayos confirmaron que la influencia de las variaciones de la presión ejercida sobre las probetas, en el coeficiente de rozamiento, era despreciable.

El equipo de gatos de empuje era muy fácil de manejar. Permitía garantizar la igualdad del empuje ejercido en ambos lados, corregir la dirección del movimiento y actuar como anclaje en el caso de que la estructura tendiese a escaparse.

En las primeras experiencias en obra se ensayaron otras placas deslizantes de diseño totalmente distinto, hechas con un material denominado Metalloplast. Está constituido por una capa muy fina de PTFE (poli tetra fluoruro de etileno - Teflón) y diversas capas

de otros materiales, que forman una placa deslizante de 12 mm de espesor, de propiedades mecánicas extraordinarias. Su coeficiente de rozamiento es algo más elevado que el de una placa de teflón, pero resulta más económico.

## **LA MAYOR OBRA REALIZADA EN ALTA MAR, EN AUSTRALIA**

La siguiente información ha sido tomada de la revista "NZ Concrete Construction", de agosto de 1974.

Las minas de carbón de Saraji, en la zona costera central de Queensland, tienen el proyecto de iniciar las exportaciones en gran escala. Para poder llevar a efecto este programa será necesario transportar el carbón, en una región donde no existen puertos adecuados, hasta cargueros con capacidad para 100.000 t de mineral. Para solucionar este problema se decidió construir en tierra grandes cajones y remolcarlos 19 km, hasta su posición requerida lejos de la costa, y utilizarlos para las operaciones de carga del carbón.

Los cajones, de hormigón pretensado, presentan una forma de grandes recintos celulares, con cuatro apoyos superiores, uno en cada esquina, destinados a soportar las vigas trianguladas de acero y la maquinaria necesaria para el transporte del mineral.

Los cajones se construyeron en un dique especialmente acondicionado. Una vez terminados los cajones se remolcaron por flotación hasta la posición prevista. Seguidamente se procedió a su hundimiento, para lo cual se procedió a rellenarlos con balasto. Cada cajón se asentó sobre un fondo de mar previamente nivelado.

Formando una cadena de islas artificiales, surgidas de la mano del hombre, los cajones se encuentran unidos entre sí mediante cintas transportadoras, situadas a 9 m sobre el nivel de las aguas durante la pleamar. Estructuralmente los cajones consisten en una combinación de elementos verticales prefabricados, de hormigón, y placas de hormigón construidas in situ. Las distintas piezas van unidas mediante tendones VSL 195 y 125, situados en conductos previamente dispuestos en el hormigón. Posteriormente estos conductos se rellenaron con inyección y se sellaron. En total habrá dos cajones de anclaje, de 46 m<sup>2</sup> de superficie y cinco cajones de aproximación y dos de amarre de 19,8 m<sup>2</sup>. Todos los cajones tienen 7,6 m de calado.

Mister Ben Gerwik, presidente de la F.I.P., colaboró en este proyecto con la firma "Rendel y Partners", ingenieros consultores.

## **ASENTAMIENTOS EN LA PLATAFORMA DE EKOFISK**

La siguiente información, sobre el asentamiento de la estructura de hormigón pretensado de Ekofisk, para almacenamiento de petróleo, ha sido facilitada por el ingeniero noruego Mr. Foss, en una conferencia sobre asentamientos de estructuras, pronunciada en Cambridge, Inglaterra, en mayo de 1974.

El fondo del mar, bajo la plataforma de Ekofisk, presenta un lecho de arena densamente compactada, de unos 25 m de espesor, y debajo de este lecho hay una arcilla muy dura.

En los primeros días tuvo lugar un asentamiento inicial de 75 mm, cuando el peso actuante llegó a alcanzar el 75 por 100 del máximo peso de la instalación completa. En octubre, cuatro meses después de haberse situado la plataforma, el asentamiento llegó a ser de 150 mm. En noviembre hubo grandes tormentas en el Mar del Norte, registrándose olas de hasta 15 y 25 m. Durante estas tormentas la estructura experimentó un nuevo

asentamiento de 75 mm, siendo el asentamiento total de 225 mm. En los cálculos se había previsto un asentamiento de 350 mm.

Durante los temporales se obtuvieron datos relativos a la altura de las olas y la frecuencia del oleaje. En las tormentas, con olas de 3 m de altura se registraron períodos de cinco a siete segundos; con olas de 3 a 7,7 m, los períodos fueron de siete a diez segundos y con olas de altura máxima, los períodos alcanzaron los doce segundos. Obviamente no cabe esperar que funcione el drenaje con períodos de oleaje de seis a doce segundos y el problema de predecir la capacidad portante de las arenas precompactadas, sin drenaje, está siendo objeto de estudio, actualmente, en los Institutos Geotécnicos Escandinavos.

## TRAMPOLIN OLIMPICO, EN OBERSTDORF, PARA SALTOS DE ESQUI

En Oberstdorf, Austria, se ha terminado la construcción del trampolín para saltos de esquí más moderno e impresionante del mundo. La propia pista del trampolín está diseñada para saltos de 170 m de longitud, con lo cual será posible alcanzar un nuevo *record* mundial. La longitud de la pista es de 145 m y alcanza una altura de 72 m sobre el nivel del suelo. El desnivel total, desde la parte superior de la pista hasta el nivel inferior del terreno, es superior a los 250 m. Se calcula que un saltador, a la salida del trampolín, alcanza una velocidad de 117 km/hora, siendo esta velocidad de 137 km/hora en el fondo de la pista. La parte superior del trampolín está constituida por una serie de secciones en voladizo, que parten de la cimentación con un ángulo de 39° respecto a la horizontal. Esta parte del trampolín tiene 95 m de largo y está formada por once vigas cajón, de hormigón ligero, de 3 m de ancho cada una y canto variable, solidarizadas entre sí mediante un pretensado.

Las piezas en voladizo están firmemente sujetas mediante anclajes al terreno, del sistema Dywidag.

En el interior de la viga cajón del voladizo hay una escalera y un transportador para ascender a la torre.

## UNIONES ENTRE VIGAS Y SOPORTES SOMETIDAS A CARGAS CICLICAS

En la Universidad de Canterbury, de Christchurch, Nueva Zelanda, se está realizando actualmente una investigación experimental sobre la resistencia que presentan a los sismos las estructuras de hormigón de los edificios. Este plan de investigaciones está patrocinado por el Instituto del Hormigón Pretensado de Nueva Zelanda, la Asociación de Investigaciones de la Construcción y la Universidad. Las estructuras ensayadas poseen una amplia variedad de cuantías, tanto de acero de pretensado como de acero ordinario, con el objeto de poder realizar un estudio comparativo entre las estructuras pretensadas y las de hormigón armado y llegar a establecer las posibles ventajas que la combinación de ambos sistemas puede proporcionar. Los ensayos tenían también por objeto determinar la capacidad de deformación y la magnitud de los daños experimentados por dichas estructuras bajo la acción de fuertes cargas sísmicas alternativas, y obtener nueva información básica para el cálculo y dimensionamiento de estructuras reticulares resistentes a los terremotos.

Ya se ha completado el ensayo de los siete primeros modelos. Estos modelos consisten en nudos de unión entre soportes y vigas, pudiendo ser éstas, según los casos, pretensadas, parcialmente pretensadas o de hormigón armado. Basándose en estas experiencias el profesor R. Park y Mr. K. J. Thompson, de la Universidad de Canterbury, han publi-

cado un informe titulado "Comportamiento de los nudos soporte-viga, de hormigón pretensado, parcialmente pretensado o de hormigón armado, bajo cargas cíclicas: resultados de los ensayos sobre los modelos 1 al 7".

Cada modelo de ensayo comprendía la parte de estructura situada entre puntos de inflexión. Se aplicaron cargas verticales, tanto al soporte como a los extremos de las vigas, con objeto de representar, por una parte, el peso de la estructura y, por otra, el esfuerzo cortante inducido por los terremotos. Invertiendo el sentido de las cargas verticales se simuló el efecto de sacudida de los sismos. Las cargas verticales eran de tal magnitud que daban lugar a deformaciones correspondientes a la zona anelástica, y equivalentes a los ciclos de cargas originados por la acción de un terremoto de alta intensidad. La carga cíclica se aplicó paulatinamente durante un período de varios días, en lugar de hacerlo durante unos segundos, como sucede en un terremoto real. Se consideró que los resultados obtenidos con esta lenta acción de las cargas alternativas, daban una idea más conservadora sobre el comportamiento de una estructura de hormigón frente a las sacudidas producidas por un terremoto.

El informe presenta detalles muy completos relativos a la forma, dimensiones, etcétera, de las piezas de hormigón y de las características de los materiales que intervinieron en su fabricación. Se incluyen, también, fotografías de los equipos de ensayo y de los daños experimentados por las piezas ensayadas. Se facilita un informe muy completo de cada tipo de estructura.

### **Conclusiones.**

En las zonas de las vigas pretensadas en las que se prevea han de producirse rótulas plásticas, deben disponerse estribos próximos unos a otros y con el recubrimiento mínimo, para así evitar excesivas pérdidas en las secciones de hormigón próximas al eje de giro. En las vigas parcialmente pretensadas y en las de hormigón armado, la presencia de armadura de compresión puede ayudar a que se reduzcan las pérdidas en la sección de hormigón, por aplastamiento, aun cuando la armadura de compresión llegue a deslizar en la propia junta, como consecuencia de la pérdida de adherencia.

En los ensayos, los soportes resultaron más resistentes que las vigas y no llegaron a alcanzar su carga crítica. Las secciones de junta se calcularon a esfuerzo cortante, de acuerdo con las Normas A.C.I. 318-71. Hay indicios de que este método puede no resultar totalmente satisfactorio para los ciclos de carga subsiguientes al primero.

(Research Report 74-9. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, 42 páginas.)

## **CONFERENCIA SOBRE ESTRUCTURAS EN ALTA MAR**

Londres, 7 de octubre de 1974.

**Informe por Denis Palmer, Bsc. Ingeniero, DIC, MICE**

Cualquier reunión que se convoque actualmente para el estudio de este tema congrega a un gran auditorio; y esta conferencia, organizada por la "Institution of Civil Engineers" y la "Society for Underwater Technology" (Instituto de Ingenieros Civiles y la Sociedad de Tecnología Submarina) ha demostrado no ser una excepción. Más de 400 delegados, procedentes de diversos países, acudieron a escuchar y discutir las 15 ponencias presentadas. Los temas fueron: Medio ambiente; Mecánica del suelo del fondo ma-

rino; Estructuras de hormigón; Los esfuerzos dinámicos en las estructuras situadas en alta mar; Factores de riesgo; Necesidad de realizar investigaciones, y Nivel de conocimientos sobre el tema. Un índice del nivel de desarrollo alcanzado en este campo durante los últimos años es que la mayoría de las ponencias y discusiones se referían a los problemas que plantean las estructuras pesadas. Ocasionalmente se mencionaron las estructuras metálicas y las revestidas con camisa de chapa, pero a las que se prestó la máxima atención, por considerarse la solución más normal, fue a las estructuras de hormigón.

La durabilidad del hormigón en ambiente marino fue el tema de un trabajo de Browne y Domone. El estudio realizado por ellos sobre las estructuras marítimas existentes y su labor de recopilación de la literatura disponible sobre el tema, les permite sustentar la tesis de que el hormigón puede comportarse perfectamente si se fabrica con arreglo a unas especificaciones suficientemente estudiadas como, por ejemplo, las "Recomendaciones de la F.I.P. para Estructuras Marítimas", y si la mano de obra empleada es de calidad.

Moulding y Blackie, en su ponencia, hacen un resumen de los conocimientos y experiencias adquiridos en materia de estructuras marítimas por la Central Electricity Generating Board de Gran Bretaña. Hacen patente sus dudas sobre la durabilidad de los tendones de pretensado en las estructuras marítimas. Sustentan el punto de vista de que no deberá emplearse el pretensado, a no ser que los conductos se dejen sin inyectar, de modo que se puedan sacar los cables para inspeccionarlos periódicamente. Insisten en la necesidad de una inspección muy estricta y el empleo de métodos que garanticen la calidad de las estructuras.

Como temas de investigación, en relación con la propia estructura del hormigón, proponen: más estudios sobre la anchura máxima de fisuras admisible, para garantizar la durabilidad del hormigón en zonas marítimas; el efecto de la fluctuación de las temperaturas en los depósitos para el almacenamiento del petróleo; la influencia de las variaciones cíclicas de la presión hidrostática del fluido contenido en los poros internos, debidas a las variaciones de las presiones externas; las consecuencias de los efectos de la fatiga y el impacto, y el cálculo a cortante, por punzonamiento, de las losas.

Sin embargo, observando el problema en todo su conjunto, las mayores incógnitas no residen en el propio hormigón. Por lo menos esta fue la impresión obtenida durante la Conferencia, pues en los dos días que duró, las discusiones giraron casi siempre alrededor de las incertidumbres que se presentan al valorar la magnitud de las olas de cálculo y calcular sus efectos sobre la estructura; y las dificultades para poder realizar las adecuadas investigaciones in situ y obtener información fidedigna sobre las características de los terrenos. También existen dificultades para predecir el comportamiento del terreno de cimentación y, en particular, los daños ocasionados por las cargas cíclicas, que provocan la licuefacción y pérdida de resistencia de dicho terreno. Por último, resulta así mismo difícil predecir la ley de variación de las cargas dinámicas y conocer con seguridad la respuesta de la estructura y la cimentación frente a dichas cargas.

La sucesiva intervención de oradores para tratar de estos temas, durante los dos días de la Conferencia, demuestra la importancia de estos problemas y el gran esfuerzo investigador que se está llevando a cabo en un cierto número de Universidades y otras Instituciones, con la intención de solucionarlos. El más notable de estos programas de investigación, que implicará la construcción, el próximo año, de una estructura de 11 m de altura por 3 m de diámetro, en la bahía de Christchurch, Inglaterra, tendrá por objeto estudiar los diferentes aspectos de todos estos problemas.

Queda por dilucidar si este esfuerzo investigador proporcionará la información requerida por el proyectista y si esta información estará disponible a su debido tiempo. Mientras tanto, estas enormes estructuras, que cuestan muchos millones de libras, con-



tinuarán proyectándose, construyéndose e instalándose, ignorándose las verdaderas condiciones de la cimentación y, por consiguiente, cuál podrá ser el comportamiento de dichas estructuras y su cimentación. Más de un conferenciante señaló que estos niveles de incertidumbre eran muy superiores a los que podría aceptar cualquier organismo encargado de la recepción de obras construidas en tierra firme.

Los proyectistas están intentando soslayar estos problemas proponiendo estructuras que sean afectadas, en menor grado, por los factores desconocidos. Los ponentes mostraron en diapositivas y describieron en uno o dos trabajos, estructuras con soportes que trabajan a tracción. Este procedimiento, y las propuestas estructuras mixtas de hormigón y acero, podrían también evitar las dificultades que se presentan cuando se trata de encontrar un lugar de ubicación adecuado, en alta mar, para la construcción de estructuras pesadas de hormigón.

El futuro de las estructuras ubicadas en alta mar presenta muchos alicientes por existir la posibilidad de reducir su tamaño y los costos de ejecución, gracias a la inventiva de los ingenieros que se ocupan de su cálculo y construcción. Sin embargo, como resultado de lo escuchado en esta conferencia, parece ser que el futuro de las estructuras construidas en aguas profundas, dependerá más de los esfuerzos que realicen los expertos en mecánica de los fluidos y en dinámica y mecánica de los suelos, que de la experiencia de los ingenieros especialistas en estructuras de hormigón.

## GATOS MULTIMATIC

La última versión de la serie de gatos Multimatic, del tipo C. C. L. se ha utilizado recientemente en el Medina Bridge, de la isla de Wight, Inglaterra. Ha sido la primera ocasión en que se ha utilizado este gato para tesar tendones constituidos por 31 cordones de 13 mm de diámetro, si bien ya, previamente, se había utilizado el mismo gato para tesar tendones constituidos por 19 cordones de 15 mm.

La nueva serie de gatos Multimatic C. C. L. presenta diversas características, que son comunes a los otros equipos del tipo C. C. L. El tendón se ancla automáticamente al gato a medida que éste empieza a funcionar, y sólo requiere para su sujeción una longitud muy corta. La carga aplicada se controla directamente mediante una célula de tarado y un manómetro, independientes del gato. Las cuñas permanentes se fijan o desclavan de la placa de apoyo, mediante un pistón secundario, cuya presión es debidamente controlada para que el empuje de clavado sea constante y conocido. La recuperación total del émbolo principal del gato hace que se suelte automáticamente el tendón. En estas condiciones puede realizarse un nuevo tesado o procederse a retirar definitivamente el gato. Se ha previsto un dispositivo de retroceso para reducir la carga de tesado, si fuese necesario, antes de proceder al anclaje de los tendones. El alargamiento puede medirse con una cualquiera de las dos escalas dispuestas en el cuerpo del gato. Los tubos enhebradores, incorporados al extremo frontal del gato, constituyen una característica poco común. Cada cordón se puede ajustar por separado en su correspondiente tubo, realizándose así el enhebrado más fácilmente que en los sistemas normales para cordones múltiples.

Con este nuevo sistema se acelera notablemente el enhebrado de los tendones en el gato y, en consecuencia, la totalidad de la operación de tesado.

El gato es accionado por una bomba de dos velocidades. En las etapas iniciales del tesado el alargamiento se realiza rápidamente, lo mismo que el retroceso del gato durante la operación de recuperación. Utilizando esta serie de gatos especiales, se han conseguido tiempos de tesado muy cortos, particularmente si se han dispuesto los elementos para ser manipulados con facilidad. En estas condiciones, se han logrado tesar hasta diez tendones en una hora.

Como es lógico, un equipo de tesado con tantos perfeccionamientos requiere una labor de conservación muy constante. El conjunto del mecanismo de impulsión interna se puede retirar aflojando un reducido número de pernos que hay en la parte posterior del émbolo principal del gato. Las cuñas, que son de diseño especial, requieren pocos cuidados, aparte de su limpieza normal; habiéndose comprobado que pueden utilizarse numerosas veces sin que se produzcan desgastes.

## **EDIFICIOS SINGULARES, DE HORMIGÓN PRETENSADO, EN RUMANIA**

Para el Congreso de la F.I.P. de Nueva York, el Grupo Nacional Rumano, "Consejo Nacional de Ingenieros y Técnicos del Instituto de Investigaciones de la Construcción de Rumania", preparó un informe ilustrado, titulado "El hormigón pretensado en Rumania". En el mismo se comenta el auge del pretensado en Rumania, desde su introducción, en 1950, hasta llegar, en 1973, a ser una industria que utiliza 500.000 m<sup>3</sup> de hormigón.

La mayor parte de este consumo se destina a la construcción de piezas prefabricadas, normalizadas, para puentes de carretera y edificios industriales.

En las Notas de la F.I.P. números 38 y 39 se facilitaron numerosos datos sobre tales estructuras. Sin embargo, otros muchos edificios de considerable interés han sido también construidos y tres de ellos se describen, brevemente, a continuación:

### **Palacio de los Deportes de Bacau.**

Este edificio mide 45 × 45 m y los elementos que constituyen su cubierta plana plegada, de hormigón pretensado, van suspendidos de dos arcos de 80 m de luz. Los arcos se construyeron in situ en cuatro secciones, se colocaron en su posición definitiva y se unieron entre sí formando un conjunto monolítico.

### **Gimnasio para boxeo de Gheorghe Gheorgiu Dej.**

Los elementos que forman este edificio fueron prefabricados y posteriormente se ensamblaron unos con otros para formar paraboloides hiperbólicos.

### **Pista de patinaje, cubierta, en Bucarest.**

En varios de los mayores palacios de deportes de Bucarest, y en la pista de patinaje que se comenta, y que tiene una luz libre de 64 m, se ha empleado el sistema de cubiertas colgantes sostenidas por cables.

Traducido por:  
C. SÁNCHEZ CASTRO

# notas de la F.I.P.

n. 54, 1975

## SIMPOSIO DE LA F.I.P. (SYDNEY, AUSTRALIA, SEPTIEMBRE 1976)

Aunque todavía está presente en la memoria de todos el reciente Congreso celebrado en Nueva York, queremos llamar la atención de los lectores de estas *Notas de la F.I.P.* sobre otro próximo gran acontecimiento.

En 1968 se estableció el criterio de celebrar, en el intervalo entre dos Congresos consecutivos, unos Simposios sobre temas concretos, en los cuales, como es lógico, el número de participantes habría de ser relativamente menor. En aquel año se celebró en Madrid el primero de estos Simposios y en él se trataron los siguientes temas: "Prefabricación en serie de elementos de hormigón pretensado (tuberías, postes, pilotes y traviesas)" y "Aceros para pretensado". En 1972 tuvo lugar el segundo Simposio en Tbilisi, Georgia, y los temas elegidos para dicha ocasión fueron: "El hormigón pretensado en zonas sísmicas" y "Estructuras marítimas de hormigón".

En la actualidad se encuentra ya muy avanzada la organización de la tercera de estas reuniones técnicas, que se celebrará en Sydney, Australia, durante los días 28 de agosto a 3 de septiembre de 1976. Los temas que serán estudiados son los siguientes.

- Puentes de pequeña y mediana luz.
- El hormigón pretensado en edificación.

Como esta será la primera reunión oficial de la F.I.P. en el hemisferio sur, y la primera que se celebre a tantos miles de kilómetros de Europa, se espera que ofrecerá un atractivo especial para muchos de los miembros de la Federación.

El Simposio ha sido organizado conjuntamente por la F.I.P. y el Instituto del Hormigón de Australia. Las sesiones técnicas se celebrarán en el Hotel "Sydney Hilton", y en ellas se discutirán las diversas comunicaciones presentadas. Además se tienen programadas varias visitas técnico-turísticas, tanto en Sydney como en Camberra. Se han reservado alojamientos para los participantes, en el Hilton y otros hoteles de primera y segunda categoría, próximos al Hilton.

### Programa técnico.

En principio se han previsto las siguientes sesiones para el estudio y discusión de los dos temas generales:

PUENTES: Aspectos del proyecto.  
Materiales y ejecución.  
Puentes especiales.

EDIFICIOS: Aspectos del proyecto e investigación.  
Ejecución.  
Edificios especiales.

Se espera poder tratar en este Simposio, de un modo especial, de la construcción de viviendas en los países en desarrollo, de los edificios de baja y gran altura y de las naves industriales.

### **Viajes pre y pos-Simposio.**

En colaboración con la Compañía Australiana de Líneas Aéreas se han organizado viajes para antes y después del Simposio, para aquellos que deseen conocer diversos lugares de interés en el país. Por otra parte, durante los días 22 al 28 de agosto, se va a celebrar en Christchurch, Nueva Zelanda, la Asamblea del Instituto del Hormigón Pretensado de Nueva Zelanda, y dentro de la misma está programada una reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Estructuras antisísmicas". Con tal motivo se realizarán también visitas técnico-turísticas en dicha isla.

### **Presentación de comunicaciones.**

Podrán presentarse comunicaciones sobre cualquier tema relacionado con las aplicaciones del hormigón pretensado en la construcción de edificios y de puentes de pequeña y mediana luz. Todos los trabajos deberán ser enviados por los propios autores y ninguno podrá exceder de 6.000 palabras. Deberá tenerse en cuenta la clasificación anteriormente indicada al tratar del "Programa técnico". Los que deseen presentar alguna comunicación, deberán enviar previamente, antes del 30 de septiembre de 1975, a la Secretaría de la F.I.P., Wexham Springs, Slough SL3 6PL, Inglaterra, un resumen de la misma, de unas 300 palabras, en uno de los cuatro idiomas oficiales de la F.I.P. (alemán, francés, inglés o ruso). Estos resúmenes serán estudiados por la F.I.P. y el Comité Organizador, y se publicará una relación de todos los trabajos admitidos para su presentación en el Simposio. Las comunicaciones definitivas deberán remitirse antes del 15 de abril de 1976, con el fin de que puedan ser pasadas a imprenta y distribuidas entre todos los participantes, antes de la iniciación de las Sesiones.

### **Traducción**

No se espera poder disponer de un servicio completo de traducción simultánea. Las comunicaciones podrán leerse en cualquiera de los cuatro idiomas de la F.I.P. y únicamente se hará su traducción simultánea de cualquiera de los otros tres idiomas al inglés.

### **Información final.**

El Instituto del Hormigón de Australia ha publicado ya el Boletín número 1, en el que se incluye información general sobre el Simposio y una tarjeta que debe devolverse al Comité Organizador indicando si se piensa participar en el Simposio y solicitando los impresos de inscripción correspondientes y el programa, el cual se espera poder distribuir en febrero de 1976. Se pueden obtener ejemplares de dicho Boletín, solicitándolos de la Secretaría de la F.I.P. o del Instituto del Hormigón de Australia, 147 Walker Street, North Sydney, N.S.W. 2060, Australia.

Se está preparando también un programa de actos sociales para las señoras de los participantes, que incluirá visitas turísticas y otras actividades, tanto en Sydney como en sus alrededores.

## **SEMINARIO F.I.P.-C.E.B. SOBRE HORMIGONES LIGEROS (HELSINKI, FINLANDIA, 28-29 DE OCTUBRE DE 1974)**

**Informe redactado por B. H. Spratt, secretario técnico de la F.I.P.**

Unas 27 personas han asistido al Seminario sobre Hormigones ligeros celebrado en el "Finlandia Hall", oficialmente inaugurado en diciembre de 1971, y que posee unas características arquitectónicas excepcionales.

Los Presidentes de las distintas Sesiones y los Miembros del Comité organizador fueron: G. Mickos, Presidente de la Federación Nórdica del Hormigón y de la Asociación de Acabados del Hormigón; Jan Bobrowski, Presidente de la Comisión de la F.I.P. sobre Hormigones Ligeros; Martti O. Mannonen, Miembro de dicha Comisión y Presidente del Comité organizador, y B. H. Spratt, Secretario Técnico de la F.I.P.

### **COMUNICACIONES PRESENTADAS.**

#### **1. Determinación del aislamiento acústico proporcionado por los muros de fábrica Leca, por Tore Bech.**

En este trabajo se exponen y discuten los resultados de los ensayos de laboratorio realizados para determinar el aislamiento acústico proporcionado por los muros de fábrica de hormigón ligero (Leca).

Hace ya tiempo se habían hecho ensayos con muros de fábrica contruidos, unos a base de bloques con características especiales de aislamiento acústico y un peso específico, en seco, de unos 1.300 kp/m<sup>3</sup>; y otros con bloques normales Leca de unos 770 kp por metro cúbico de peso específico, en seco.

Como quiera que en Noruega los bloques normales Leca son, con gran diferencia, los más utilizados y sus características de absorción acústica son excelentes, aun en el caso de no llevar enlucido de yeso, los nuevos ensayos descritos en esta comunicación se hicieron únicamente utilizando muros compuestos contruidos con bloques ligeros Leca.

Todos estos "nuevos" muros tenían una superficie en la que quedaba visto el árido grueso del hormigón ligero, poroso, Leca. La absorción fue relativamente constante, dentro de la gama de frecuencias normales, con unos valores medios que oscilaban, de acuerdo con la frecuencia, entre el 0,4 por 100 y el 40 por 100, aproximadamente. Por consiguiente, estos muros producen, conjuntamente, efectos de absorción acústica por un lado y de aislamiento acústico por otro.

Las mediciones efectuadas demostraron que podían obtenerse excelentes resultados respecto al aislamiento acústico, utilizando muros de fábrica con un "aislamiento de acero inoxidable reductor de radiaciones" sujeto con pernos fijados a una de las caras.

Los muros de doble hoja pueden dar excelentes resultados; pero ha podido comprobarse que su comportamiento depende en gran medida del tipo de conexión utilizado para enlazar las dos hojas, tanto en el plano de su superficie como alrededor de sus bordes.

#### **2. El aislamiento térmico y los hormigones ligeros, por F. D. Lydon.**

En la introducción a este trabajo, el autor señala que, en la actualidad, ha adquirido primordial importancia el tema de la conservación y ahorro de energía y que, entre los distintos caminos existentes conducentes a la reducción del consumo de esta energía, uno

de los de mayor influencia, sin duda, lo constituyen las normas relativas al perfeccionamiento del aislamiento térmico.

Los organismos oficiales recomiendan, como es lógico, el cumplimiento de estas normas, así como también que se trate de mejorar el aislamiento térmico de los edificios ya construidos y se autoricen los gastos necesarios para conseguir un buen aislamiento en todo tipo de construcciones. Se ha comprobado que, en una vivienda media, semi-aislada y en la que no se haya previsto aislamiento térmico, el calor aprovechado es, aproximadamente, sólo el 25 por 100 del consumido. Del 25 al 40 por 100 se pierde a través de los huecos en muros y cubiertas (incluidas ventanas); y el resto se disipa con la ventilación natural. En una vivienda de dos plantas, semi-aislada, con tres dormitorios, construida con arreglo a las normas de 1972 y con calefacción intermitente, las pérdidas de calor por año ascienden a unas 150.000 kilocalorías; pérdidas que pueden reducirse sensiblemente mejorando el aislamiento térmico.

Se estima que el costo de la calefacción en el conjunto del país, asciende a  $3 \times 10^9$  libras esterlinas por año. Por consiguiente, mejorando el aislamiento térmico, no sólo se conseguiría un ahorro importante de energía, sino también un considerable beneficio económico.

En su comunicación, el autor estudia: las pérdidas de calor, el consumo de las calefacciones de las viviendas, la capacidad térmica, las condiciones de confortabilidad y salubridad y el problema de las condensaciones en los edificios construidos con hormigón ligero.

### **3. Desarrollo de calor, aumento de las tensiones y tendencia a la fisuración como consecuencia del calor de hidratación desprendido en las estructuras hiperestáticas de hormigón ligero, por H. Weigler y J. Nicolay.**

En la comunicación del Dr. Nicolay se señala que, en las estructuras monolíticas de hormigón se producen, a veces, fuertes elevaciones de temperatura, durante el fraguado, a causa del proceso exotérmico de hidratación del cemento. Como se sabe, el aumento adiabático de temperatura, sin pérdida de calor, es proporcional al contenido de cemento y al calor de hidratación de dicho cemento, e inversamente proporcional a la capacidad térmica del hormigón, la cual es igual al producto de su calor específico por la densidad. A causa de las razones que a continuación se exponen, debe contarse con que este aumento de temperatura es mayor en el hormigón ligero que en el hormigón ordinario.

I. *Razones tecnológicas.*—Los áridos ligeros son menos rígidos y resistentes que los normales. Por consiguiente, para obtener un hormigón ligero de una determinada resistencia a compresión, será preciso conseguir que el conglomerante de cemento sea más fuerte que el necesario en hormigón corriente. Esto significa que habrá que utilizar una relación agua-cemento menor y, por tanto, mayor cantidad de cemento, el cual, además, en general deberá ser un cemento de alta resistencia inicial.

II. *Razones físicas.*—El bajo peso específico de los áridos ligeros proporciona una baja capacidad térmica. Por otra parte, dada la pequeña densidad de estos áridos y su estructura celular, porosa, la conductividad térmica de los hormigones ligeros es francamente reducida en comparación con la de los hormigones normales.

III. *Razones químicas.*—La propia hidratación del cemento (como fenómeno químico que es) depende de la temperatura. Por otra parte, las temperaturas elevadas aceleran el proceso exotérmico y, en consecuencia, el desprendimiento de calor.

Después de todas estas consideraciones, el Dr. Nicolay discute el efecto que estas elevadas temperaturas producen en el aumento de tensiones y en la tendencia a fisura-

ción en las estructuras hiperestáticas de hormigón ligero, y compara los resultados en ellas obtenidos con los registrados en las estructuras de hormigón corriente.

#### **4. Ventajas que ofrece el empleo de cementos puzolánicos en los hormigones ligeros, por P. L. Owens.**

El autor comenta que, aparte de otras razones, aunque sólo sea para mejorar su comportamiento en general, se debe procurar aumentar todo lo posible la utilización de las puzolanas en el hormigón. La principal ventaja que proporciona el empleo de este material en hormigones de peso específico comprendido entre los 1.750 y los 2.000 kg/m<sup>3</sup>, es que aumenta considerablemente la durabilidad a largo plazo de las estructuras expuestas a ambientes agresivos.

Los temas que trata el autor en su comunicación son los siguientes:

- I. Capacidad de deformación por tracción. Fisuración.
- II. Permeabilidad. Porosidad de la pasta.
- III. Composición del cemento.

En sus conclusiones, Mr. Owens subraya que las cenizas volantes puzolánicas ofrecen las siguientes ventajas:

I. Debido a la forma redondeada de sus partículas se pueden conseguir reducciones en la cantidad de agua utilizada en la preparación de la masa de hasta 30 l/m<sup>3</sup>. Esta cantidad depende del contenido inicial de agua libre. En general, cuanto mayor es este contenido, mayor es la reducción, la cual influye de un modo fundamental en la permeabilidad o "porosidad de la pasta".

II. Es posible sustituir hasta 125 kg de cemento Pórtland por 150 kg de puzolana, manteniendo prácticamente constante la resistencia del hormigón a veintiocho días en probeta cúbica.

III. Una de las ventajas más importantes que se pueden obtener mediante el empleo de las puzolanas es la reducción en la elevación de temperatura durante el fraguado, la cual es proporcional a la cantidad de cemento Pórtland sustituido.

IV. Por último hay que señalar que se produce una modificación en la composición de la pasta de cemento, especialmente en lo que se refiere a la proporción del contenido de C<sub>3</sub>A.

#### **5. Capacidad de rotación en las rótulas plásticas de las estructuras construídas con hormigón ligero, por Crister Cederwall.**

Mr. Cederwall señala que la futura instrucción sueca para estructura de hormigón, que actualmente está redactando el Swedish State Concrete Committee, permitirá probablemente proyectar un gran número de estructuras resistentes de hormigón, basándose en la teoría plástica.

Plem ha propuesto un método de comprobación, mediante el cual podrá garantizarse que las estructuras de hormigón armado cumplen una de las condiciones esenciales para poder aplicar la teoría plástica. Para ello ha partido de los resultados obtenidos en un gran número de ensayos, llegando a deducir una fórmula que le permite determinar la capacidad de giro de las rótulas plásticas.

Esta fórmula tiene en cuenta diversos factores importantes, por ejemplo, la influencia de la armadura de compresión y de la armadura transversal. Estudios teóricos y experimentales llevados a cabo por la División de Estructuras de Hormigón de la Chalmers University of Technology, de Gøteborg, demuestran que la citada fórmula no resulta directamente aplicable a las estructuras construidas con hormigón ligero. No tiene en cuenta, por ejemplo, la diferente forma de los diagramas tensión-deformación del hormigón ordinario y del hormigón ligero. Esta investigación indica también que la forma del diagrama tensión-deformación de la armadura influye mucho en el funcionamiento de las rótulas plásticas.

En la comunicación que se comenta se resumen brevemente los resultados obtenidos en estos trabajos experimentales y en los cálculos teóricos, y se propone una modificación de la fórmula de Plem para hacerla aplicable a las estructuras de hormigón ligero.

## **6. Nuevos resultados obtenidos en los estudios realizados en Checoslovaquia sobre el cálculo de elementos contruídos con hormigón aireado armado, por K. Hanecka.**

El autor comenta que en la presente década se ha observado un notable incremento en la fabricación de elementos estructurales de hormigón aireado y en sus aplicaciones en la construcción de edificios. Comenta las condiciones que han dado lugar a este amplio desarrollo de la utilización de elementos de hormigón aireado en Checoslovaquia. Señala que los métodos tradicionales de prefabricación de viviendas y otros tipos de estructuras resultan ya anticuados a la luz de los actuales progresos de la técnica y de las nuevas exigencias en cuanto a la calidad de las viviendas. Como consecuencia se ha hecho preciso idear y poner a punto nuevos métodos de prefabricación de estructuras, tanto en el campo de la edificación como en otros campos.

A continuación se describen los trabajos realizados en los Institutos de investigación y de cálculo checoslovacos con el objeto de seleccionar aquellos tipos de estructuras más ajustados a las características de los elementos estructurales de hormigón aireado, armado, que las nuevas máquinas e instalaciones de las plantas de prefabricación son capaces de proporcionar actualmente.

## **7. Resistencia a esfuerzo cortante de los elementos de hormigón aireado, armado, sometidos a flexión, por K. Hanecka, J. Simor y S. Hanecka.**

Los autores de esta comunicación empiezan señalando que la desconfianza existente respecto a la capacidad de los elementos, tales como losas o vigas, fabricados con hormigón aireado, armado y sometidos a flexión para resistir los esfuerzos cortantes es uno de los principales obstáculos que se oponen a una más amplia utilización de este tipo de elementos. El insuficiente número y la relativamente amplia dispersión de los resultados obtenidos en los ensayos realizados para valorar la resistencia a cortante de estas piezas, así como cierto confusiónismo existente en lo que se refiere a la adherencia entre el hormigón aireado y las armaduras, han originado justificados temores de que dicha resistencia a cortante sea realmente insuficiente. Esta baja resistencia, la presencia de huecos y la tendencia a rotura de los hormigones aireados son las causas que justifican la desconfianza antes mencionada.

Como consecuencia de cuanto queda expuesto, las prescripciones de las normas checoslovacas relativas a la utilización de este material son muy exigentes y limitan fuertemente los valores de las cargas admisibles en los elementos con él contruídos.

Los autores terminan su trabajo describiendo un nuevo y más preciso método por ellos desarrollado para el cálculo de la resistencia a cortante de las piezas de hormigón



## I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de la  
Construcción y del Cemento

## ANDECE

Agrupación Nacional de  
Derivados del Cemento

Secretaría del Sello - Costillares (Chamartín) - Madrid-33 - Apartado 19002 - Tlf. 202 04 40

### SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS

#### Fábricas que han solicitado el Sello

AEDIUM, S. A. Basauri (Vizcaya) Tfno. 49 39 99	PACADAR VALENCIANA, S. A. Valencia Tfno. 21 03 39
AEDIUM SORBAN, S. A. Logroño Tfno. 13 17 50	PIMOSA San Adrian de Besós (Barcelona) Tfno. 281 03 50
APLICACIONES DEL HORMIGON, S. A. La Coruña Tfno. 26 12 87	PREFABRICADOS AEDIUM, S. A. Burgos Tfno. 20 56 68
CADE, S. A. Madrid Tfno. 419 24 12	PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. Vitoria Tfno. 22 21 66
CAMARA, S. A. Pontevedra Tfno. 85 06 08	PREFABRICADOS STUB, S. A. Barcelona Tfno. 875 13 50
CAMARA, S. A. Valladolid Tfno. 25 37 54	PRETENSADOS AEDIUM, S. A. Pamplona (Navarra) Tfno. 22 14 20
HIFORCEM, S. A. Sevilla Tfno. 37 37 00	PRETENSADOS DEL LOURO, S. L. Porriño (Pontevedra) Tfno. 295
HORMIGONES ESPECIALES, S. A. Madrid Tfno. 234 36 01	SAEM, S. A. Valencia Tfno. 77 11 50
HORSA, S. A. Viladecans (Barcelona) Tfno. 362 22 77	TEJERIAS LA COVADONGA, S. A. Santander Tfno. 23 45 67
HORTE, S. A. Valladolid Tfno. 22 66 50	TENSYLAND, S. A. Gironella (Barcelona) Tfno. 245
HORVITEN, S. A. Valencia Tfno. 21 08 26	TUBOS BORONDO Madrid Tfno. 478 81 00
MAHEMA Granollers (Barcelona) Tfno. 270 14 50	VEYGA, S. A. Tarrasa (Barcelona) Tfno. 297 26 02
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A. Benicarló (Castellón) Tfno. 47 15 50	VIGUETAS MUBEMI, S. A. Torrente (Valencia) Tfno. 55 17 18



#### SELLOS EN VIGOR A JUNIO DE 1975

**Cietan VP-1 — DOMO-SAINCE, S. A.**  
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)  
Tfno. 293 08 30

**Cietan VP-2 — AGUSTI, S. A.**  
Fábrica de Bañolas (Gerona)  
Tfno. 44 Bañolas

**Cietan VP-3 — AGUSTI, S. A.**  
Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona)  
Tfno. 20 21 50

**Cietan VP-4 — ENAGA, S. A.**  
Fábrica de Pozuelo de Alarcón (Madrid)  
Tfno. 291 08 58

**Cietan VP-5 — PRESUM, S. A.**  
Fábrica de Sevilla  
Tfno. 23 42 32

(ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva trimestralmente

**JUNIO 1975**

### **¿Qué es el Sello de Conformidad CIETAN?**

El Sello de Conformidad CIETAN (anagrama formado por las iniciales: C, de conformidad; IET, del Instituto Eduardo Torroja; y AN, de ANDECE) es un distintivo o marca creado, a iniciativa de la Agrupación Nacional de los Derivados del Cemento (ANDECE), con la colaboración del Instituto Eduardo Torroja, que acredita que los productos que lo ostentan cumplen con las Especificaciones de fabricación y control de calidad, previamente elaborados por el correspondiente Comité mixto de redacción, integrado por fabricantes del producto en cuestión y personal especializado del I.E.T.c.c.

### **¿Quiénes pueden solicitar la concesión del CIETAN?**

Todos los fabricantes de productos prefabricados derivados del cemento, y que hayan sido normalizados por el adecuado Comité mixto de redacción, que voluntariamente se comprometan a cumplir las prescripciones contenidas en las respectivas Especificaciones y en los Estatutos relativos a su concesión, uso y divulgación y estén dispuestos a someterse a las oportunas inspecciones de control, que llevará a cabo el Instituto Eduardo Torroja.

### **¿Qué requisitos se precisan para la obtención del CIETAN?**

En el escrito de solicitud deberá acreditarse cumplidamente que el fabricante solicitante posee las instalaciones y medios de control adecuados para garantizar que los productos fabricados para los que se solicita reúnen las características de idoneidad exigidas en la respectiva Especificación.

La veracidad de estos datos será comprobada por la Inspección del Sello, la cual propondrá a la Comisión del Sello, en vista de los resultados obtenidos, su concesión o denegación.

### **¿Quién otorga o anula el CIETAN?**

La Comisión del Sello, que estará constituida por representantes de distintos Departamentos ministeriales, Instituto Eduardo Torroja, ANDECE, A.T.D.C., Colegios técnicos profesionales y Fabricantes titulares del Sello, con una organización distinta para cada grupo de productos.

### **¿Quién controla el CIETAN?**

El control próximo, o autocontrol, lo llevará a cabo el propio fabricante, quien vendrá obligado a realizar los ensayos diarios que se señalen en la Especificación. El control remoto, o supervisión del autocontrol, corresponderá a la Comisión del Sello, a través de las correspondientes Inspecciones, cuyo alcance y valoración de resultados se establece en los Estatutos y que pueden determinar la anulación del Sello cuando estos resultados acrediten el incumplimiento de las condiciones voluntariamente aceptadas por el solicitante.

### **¿Qué productos se benefician actualmente del CIETAN?**

Las viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado y cerámica pretensada, de acuerdo con las Recomendaciones V.P.-71.

Actualmente están en preparación las Recomendaciones relativas a TUBOS DE HORMIGÓN, BALDOSAS DE TERRAZO Y BLOQUES DE HORMIGÓN, por lo que en fecha próxima se podrán acoger al Sello CIETAN todos los fabricantes de estos productos que lo deseen.

Si desean ampliar la información sobre las condiciones y alcance de este Sello pueden dirigirse a ANDECE o al I.E.T.c.c.

aireado, armado, sometidas a flexión y proponen un sistema más eficaz para la utilización de las armaduras destinadas a absorber el esfuerzo cortante.

#### 8. Aplicaciones de los hormigones ligeros en Alemania Oriental, por Wolfgang Weise.

Wolfgang Weise hace una reseña de las aplicaciones de los hormigones ligeros en Alemania oriental y señala que en su país no existen áridos ligeros naturales. Por este motivo, el empleo de este tipo de hormigones ha estado siempre condicionado por la capacidad de producción de las instalaciones dedicadas a la fabricación de áridos ligeros artificiales. Esta fabricación se inició entre los años 1955 y 1960. En 1972 se obtuvieron ya más de 1,2 millones de m<sup>3</sup> de estos áridos, de los cuales, el 75 por 100 aproximadamente fueron escorias de horno alto dilatadas. Las cenizas pulverizadas, sinterizadas, alcanzaron hasta un 15 por 100, y el 10 por 100 restante estaba constituido por esquistos y arcillas expandidas. En 1964 se inició en la fábrica de Parchim la producción de hormigones aireados.

Mientras que en 1967 la producción anual de hormigones aireados representaba solamente unos 10 m<sup>3</sup> por cada 1.000 habitantes, posteriormente se aumentó la capacidad de producción hasta alcanzar los 40 m<sup>3</sup> por 1.000 habitantes, gracias a la racionalización del proceso de fabricación en la factoría de Parchim y a la construcción de nuevas factorías en Laubitz y Calbe.

Una gran proporción de estos hormigones aireados se utilizan actualmente en la construcción de estructuras para edificios de una o varias plantas, instalaciones agrícolas y viviendas.

#### 9. El sistema XEL de cimentación, por L. Eliasson y D. Larsson.

Los autores comentan que las cimentaciones construídas directamente sobre el terreno han sido siempre muy utilizadas y que en Suecia, este procedimiento ofrece un especial interés, debido a que un porcentaje muy elevado de los edificios que se construyen está constituido por pequeñas viviendas de una sola planta en general, directamente cimentada sobre el terreno. Por este motivo, la compañía Gröna, de Gothenburg, Suecia, fabricante del árido ligero XEL, se ha dedicado al estudio y desarrollo de este tipo de cimentación, y después de varios años de investigaciones ha puesto a punto el "sistema XEL", que ofrece una serie de interesantes características, entre las que destacan las siguientes: sencillez de construcción, precio muy reducido y, sobre todo, muy buen aislamiento térmico, con el que se consiguen importantes economías en el consumo de calefacción.

En la figura 1 se reproduce un esquema de este nuevo sistema XEL de cimentación.

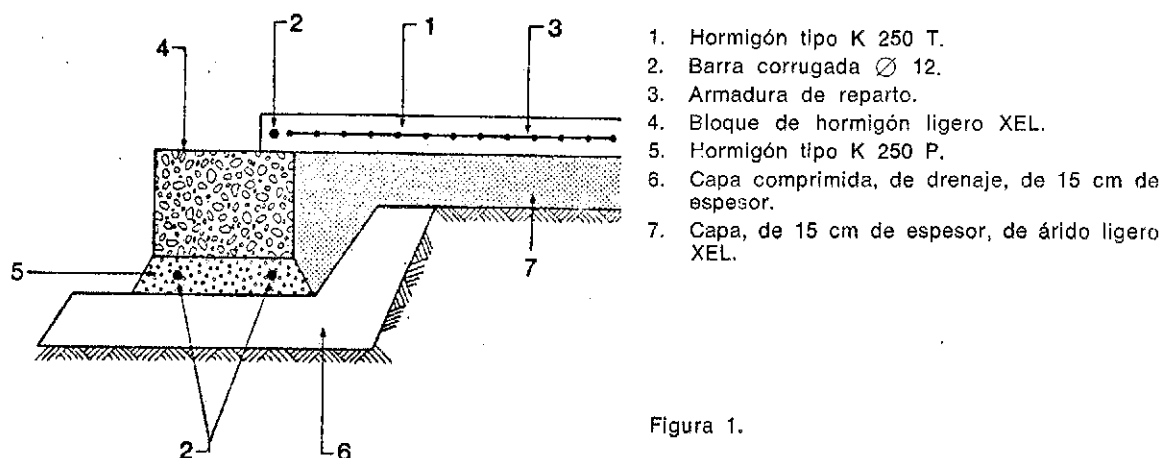


Figura 1.

## 10. Aplicaciones del hormigón ligero en Australia, por W. P. Brown.

En relación con el empleo de los hormigones ligeros en Australia, el autor señala que actualmente en dicho país, el único árido ligero que existe es un tipo de escoria natural que se extrae de canteras en forma análoga a los áridos normales. Indudablemente, la extracción del material y su transporte al lugar de utilización supone un cierto gasto de energía, pero este gasto es mínimo y muy inferior al necesario en el caso de áridos normales.

La gran ventaja que se obtiene con la utilización de las escorias naturales, en cuanto al consumo de energía, estriba en que no se requiere gasto alguno de combustible para su producción. La energía correspondiente ha sido proporcionada por la naturaleza a lo largo de millones de años.

Mr. Brown señala que los beneficios que se obtienen mediante el empleo de los hormigones ligeros pueden resumirse en los siguientes puntos:

- Reducción del peso propio del hormigón como tal material.
- Reducción en las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales construidos con este material, tanto si se trata de forjados, como en el caso de vigas, soportes o cimentaciones.
- Mayor aprovechamiento de los medios de transporte utilizados para el traslado de los materiales destinados a la fabricación del hormigón, desde el lugar de producción hasta la obra, con el consiguiente ahorro de energía y disminución de costos.
- Favorable influencia de la reducción de pesos en la utilización de grúas y demás maquinaria auxiliar empleada en la construcción de las estructuras.
- Las ventajas constructivas que proporcionan algunas de las características de los hormigones ligeros, tales como la facilidad con que pueden cortarse y horadarse los elementos con ellos fabricados, en contraposición con lo que ocurre con los hormigones normales.
- Mejores características de aislamiento térmico, lo que conduce a una reducción en el consumo de la energía necesaria para las instalaciones de calefacción y aire acondicionado.
- Mejor resistencia al fuego.

## 11. Utilización de elementos de hormigón, fabricados con áridos ligeros con alto poder de aislamiento térmico, en Finlandia, por Martti O. Mannonen.

Después de subrayar la necesidad de conseguir un eficaz aislamiento térmico en los edificios, el autor comenta los estudios realizados en Finlandia para obtener elementos aislantes para cubiertas con un coeficiente K más favorable que el de los materiales hasta ahora utilizados. Como resultado de estos estudios se ha puesto a punto la fabricación de unos elementos tipo *sandwich*, en los cuales:

- La capa de hormigón de la superficie superior trabaja como elemento en compresión.
- Las armaduras dispuestas en la superficie inferior absorben los esfuerzos de tracción.
- Los esfuerzos cortantes son absorbidos por estribos.
- Las capas superior e inferior están fabricadas con hormigón ordinario o con hormigón ligero K 250 (de 250 kp/cm<sup>2</sup>). Su espesor es de 3 a 4 mm.
- La capa intermedia central es de hormigón aislante, de unos 18-28 cm de espesor, con una dosificación de unos 400 kg/m<sup>3</sup>.

Los mismos principios se han utilizado también para fabricar unos elementos para muros resistentes en las dos direcciones, y con los cuales se consigue un sensible ahorro en las armaduras para esfuerzo cortante. Estos elementos se emplean principalmente en los muros y cubiertas de edificios industriales (por ejemplo fábricas de papel), escuelas, oficinas, etc.

## **12. Ejemplos de aplicaciones de los áridos ligeros, en la construcción de elementos de hormigón pretensado, en Finlandia, por K. A. Linna.**

Míster Linna manifiesta que, durante los dos últimos años, la empresa "Lohjan Kalkitehdas Oy" se ha venido dedicando a la investigación de las aplicaciones de los hormigones de áridos ligeros en las estructuras pretensadas. Aunque los hormigones ligeros han sido ya ampliamente utilizados, en otros países, en la construcción de estructuras pretensadas, en Finlandia, hasta ahora, no se había hecho nada en este sentido.

Míster Linna comenta que, de acuerdo con la bibliografía existente sobre el particular, se pueden fácilmente obtener, utilizando como árido ligero arcilla expandida fabricada en hornos rotatorios, elementos de hormigón, con un peso específico variable entre 1,6 y 1,8 t/m<sup>3</sup>, y resistencia comprendida entre 300 y 600 kp/cm<sup>2</sup>.

Las características de estos hormigones dependen de las de los áridos en tal medida que en cada caso se requiere un estudio especial.

La mencionada empresa "Lohjan Kalkitehdas Oy" ha proyectado y puesto a punto la fabricación de unos tipos de losas de hormigón ligero, pretensadas, de sección en TT, con destino, en principio, a la construcción de cubiertas para edificios industriales. El pequeño peso específico de los hormigones ligeros constituye un factor de primordial importancia cuando se trata de obtener piezas de luces importantes (de 15 a 30 m).

La sección transversal de las losas en TT fabricadas tiene nervios de 120 mm de anchura. La losa superior mide 3 m y su espesor es de 50 mm. El canto total de las series tipificadas puede ser de 1.000, 1.300 ó 1.500 mm. Se ha comprobado que la pendiente de cubierta más adecuada para este tipo de piezas es de 1 : 20.

### *Visitas técnicas.*

Se realizó una visita a un gran taller de reparación de camiones, en el cual la estructura había sido construida con hormigón ordinario, pero en el que se utilizaron paneles prefabricados de hormigón de árido ligero y hormigón airado, para las fachadas y cubierta. Una de las principales ventajas de este tipo de paneles es su elevado coeficiente de aislamiento térmico.

Se visitó también la planta de prefabricación de la "Lohjan Kalkitehdas Oy Betoñila", en donde se producen diversos elementos estructurales de hormigón ligero, entre ellos, las losas en TT antes descritas al comentar la comunicación de K. A. Linna.

### *Actos sociales.*

La Asociación Finlandesa del Hormigón obsequió a todos los participantes en el Seminario, tanto nacionales como extranjeros, con un coctel y una cena, en el Restaurante Torni, de Helsinki, la noche del 28 de octubre.

Terminada la cena se pronunciaron algunos breves discursos, en los cuales se puso de manifiesto la satisfacción de todos los asistentes por la interesante labor desarrollada a lo largo del Seminario y la importancia de las conclusiones en el mismo obtenidas.

## Publicaciones.

Pueden adquirirse fotocopias (en inglés) de las diversas comunicaciones presentadas a este Seminario, dirigiéndose al Jefe de la Oficina de Información de la Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Slough SL3 6PL, Inglaterra. Los precios de estas fotocopias, incluidos gastos de envío, son los siguientes:

	£ (*)
1. Determinación del aislamiento acústico proporcionado por los muros de fábrica Leca .....	0,35
2. El aislamiento térmico y los hormigones ligeros .....	0,75
3. Desarrollo de calor, aumento de las tensiones y tendencia a la fisuración, como consecuencia del calor de hidratación desprendido en las estructuras hiperestáticas de hormigón ligero .....	0,60
4. Ventajas que ofrece el empleo de cementos puzolánicos en los hormigones ligeros .....	0,35
5. Capacidad de rotación en las rótulas plásticas de las estructuras construidas con hormigón ligero .....	0,85
6. Nuevos resultados obtenidos en los estudios realizados en Checoslovaquia sobre el cálculo de elementos construidos con hormigón aireado armado .....	1,00
7. Resistencia a esfuerzo cortante de los elementos de hormigón aireado armado sometidos a flexión .....	1,20
8. Aplicaciones de los hormigones ligeros en Alemania Oriental .....	0,50
9. El sistema XEL de cimentación .....	0,30
10. Aplicaciones del hormigón ligero en Australia .....	0,45
11. Utilización de elementos de hormigón, fabricados con áridos ligeros con alto poder de aislamiento térmico, en Finlandia .....	0,80
12. Ejemplos de aplicaciones de los áridos ligeros, en la construcción de elementos de hormigón pretensado, en Finlandia .....	0,55

(\*) A estos precios hay que sumarle un 8 por 100 por impuestos (VAT).

Los interesados en recibir alguna de estas publicaciones deberán acompañar a su petición el importe correspondiente a las copias solicitadas.

## ARMADURA MINIMA

Es muy frecuente que muchos muros y losas para pisos que se apoyan en el suelo se refuerzan con una armadura para evitar la formación de fisuras. Muchos pliegos de condiciones y normas nacionales prescriben las cuantías mínimas sin especificar, en la mayoría de los casos, el grado de control que se debe ejercer sobre la fisuración. A veces se dispone asimétricamente la armadura dentro de la sección, para que no se produzca la fisuración en una de las caras expuestas, únicamente.

Aunque por todo el mundo debe existir mucha experiencia sobre tales valores mínimos, parece que hasta ahora nadie ha reunido y recopilado tales datos. Ante la inminente publicación de las Recomendaciones C.E.B.-F.I.P. (tercera edición), se considera que tal cosa debe hacerse sin dilación.

El doctor Holmberg, cuya dirección es Tornavagen 3 S-223 63, Lund, Suecia, se ha ofrecido voluntariamente a reunir y recopilar estos datos y solicita que se le preste la debida ayuda. Se ruega, por tanto, a cuantos puedan facilitar información sobre este tema, se pongan en contacto con el citado doctor Holmberg.

## SEGUNDAS JORNADAS ARGENTINAS DEL HORMIGON PRETENSADO

En las *Notas de la F.I.P.*, número 51, se anunció muy brevemente la próxima celebración de las Segundas Jornadas Argentinas del Hormigón Pretensado. Agradecemos

Sinceramente al ingeniero don Ricardo V. Colobrarro, de la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, habernos facilitado el comentario que se da a continuación, sobre la citada reunión, celebrada en Bahía Blanca, del 21 al 25 de octubre de 1974.

Acudieron 200 delegados de la Argentina, junto con representantes de España, Uruguay y Brasil.

Un amplio sector de los organismos públicos y privados estuvieron representados en la reunión. En el discurso de apertura el ingeniero Norberto Tombesi, presidente del Comité Organizador dijo: "Reconforta el espíritu ver reunidos aquí a los profesionales de la ingeniería argentina para actualizarse en temas específicos, como muestra elocuente de sus nobles inquietudes". Más adelante, en su discurso, el ingeniero Tombesi dijo: "En este mundo, del cual nuestro país forma parte, sacudido de continuo por azotes de violencia, bienvenidas sean estas reuniones donde tan lejos queda de la mente la idea de destruir y por el contrario el hombre se asocia para construir mejor".

Seguidamente habló el presidente de la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, ingeniero Carlos Ernesto Duvoy, quien refiriéndose al esfuerzo que demandó la organización de tales Jornadas, expresó la gratitud de todos los delegados a aquellos que han hecho posible que las mismas fuesen una realidad. Se refirió luego a la importancia del hormigón pretensado y dijo: Este proceso expansivo, de dinámica generación de nuevos conocimientos, hace que sea necesario el perfeccionamiento continuo y la actualización permanente, para no ser irremediamente sobrepasados por los nuevos conocimientos y quedar atrás en aptitud y posibilidades".

Durante las sesiones de trabajo fueron presentados, por especialistas en cada tema, 34 trabajos muy interesantes que abarcaban un amplio campo. Entre estos trabajos se encuentra el titulado "El control de calidad en la prefabricación de elementos resistentes de hormigón pretensado", por R. Piñeiro, de España, miembro de la Comisión de la Federación Internacional del Pretensado sobre prefabricación.

Al finalizar las reuniones se anunció que la Asociación Argentina organizará las Primeras Jornadas Iberoamericanas del Hormigón Pretensado, en Argentina, y que tendrán lugar en 1976.

## **LOS PREMIOS DEL P.C.I. EN 1974**

Los 19 ganadores, en el año 1974, de los premios que tiene establecidos el Instituto del Hormigón Pretensado (Prestressed Concrete Institute), han sido elegidos por un distinguido jurado compuesto por ingenieros y arquitectos. Los premios se han otorgado a los más sobresalientes diseños en arquitectura e ingeniería, a base de elementos prefabricados y de hormigón pretensado. De todas las obras que han sido premiadas, únicamente se darán a continuación detalles de tres de ellas:

### **Regency Hyatt House Hotel, San Francisco.**

La geometría no ortodoxa de este hotel urbano, con amplias salas para reuniones, de casi 70.000 m<sup>2</sup>, han dado lugar a una construcción con una gran variedad de elementos prefabricados de forma complicada, poco corriente, y especiales piezas de enlace. Consideraciones de índole sísmica y de resistencia al fuego han inducido a utilizar el hormigón pretensado.

El hotel ha tenido que adoptar una extraña forma geométrica, forzada por la del lugar de su ubicación, que es un pentágono irregular. La superestructura, de tipo espa-

cial tridimensional, va revestida con paneles de hormigón ligeramente tratados con chorro de arena. Estos paneles tienen tan solo 10 cm de espesor, por lo que representan un peso mínimo para la estructura. En cambio, en la parte interior del edificio, sirven como protección contra el fuego, protegiendo a la estructura y a las cajas de ascensor y escaleras. Se utilizaron alrededor de 3.800 paneles, con tamaños comprendidos entre 45 centímetros y 8 m.

Toda la estructura se sustenta sobre 1.296 pilotes pretensados de más de 35 m de longitud. El comentario del jurado fue. "El jurado reconoce que esta estructura es una de las más importantes obras de arquitectura de estos últimos años".

#### **Charlotte Civic Centre, Carolina del Norte.**

Este "Centro cívico", de cuatro plantas, tiene casi 40.000 m<sup>2</sup> de superficie. En las dos plantas inferiores hay un aparcamiento para 320 coches, una superficie de almacenamiento, servicios mecánicos y mercado de abastecimientos. Los pisos altos están dedicados a exposiciones y oficinas.

En el edificio se han empleado más de 135 km de tendones para postesar, utilizándose sistemas de tesado uni y bidireccionales, con luces de casi 30 m. La utilización del pretensado ha permitido disponer de zonas diáfanas continuas, pudiéndose así hacer mejor uso del espacio disponible.

#### **Gulf Intracoastal Waterway Bridge, Corpus Cristi (Tejas).**

Esta obra se considera que es la primera aplicación norteamericana de las vigas cajón hechas con dovelas prefabricadas, a la construcción de puentes. Este sistema constructivo se utilizó en los tres tramos centrales, que tienen una longitud total de 122 m. Además de éstos hay otros 36 tramos, de 24,4 m cada uno, formados por vigas de hormigón pretensado simplemente apoyadas, de 1,37 m de canto.

Los tres tramos centrales, de 30,5 m, 61 m y 30,5 m, están constituidos por 84 dovelas prefabricadas, en forma de cajón, pretensadas con armaduras postesas, formando dos vigas continuas de tres tramos. Cada dovela tiene 2,44 m de canto con un ala inferior de 4 m de ancho y un ala superior de 8,25 m de ancho. La longitud de las dovelas varía entre 1,5 m y 3 m, y la dovela final, hormigonada in situ, de 0,45 m de longitud, sirvió como clave en el punto medio del tramo central.

En los tramos de acceso, se utilizaron 12.000 m<sup>2</sup> de paneles pretensados, como encofrado perdido, que formaban parte integral del tablero del puente, hormigonado in situ, colaborando con él para resistir las sobrecargas.

## **PUBLICACIONES Y PROXIMOS ACONTECIMIENTOS**

### **LA UTILIZACION, EN ESTRUCTURAS, DEL HORMIGON DE ARIDOS LIGEROS, por B. H. Spratt. DLC (Eng.), MICE, FIHE.**

Este libro señala cómo se han ido introduciendo y utilizando las diversas clases de áridos ligeros en Inglaterra, indicándose también los distintos procedimientos de fabricación. Se estudian con todo detalle las diferentes propiedades físicas del hormigón fa-



bricado a base de estos áridos y se comparan con las de los hormigones de áridos ordinarios.

Teniendo en cuenta estas diferencias, el libro pone de relieve las variaciones en los criterios para la dosificación de mezclas de hormigón y dimensionamiento de las armaduras de acero, con respecto a los indicados en las Recomendaciones Prácticas de las Normas Británicas (British Standard Codes of Practice). Desde un punto de vista práctico se discuten: el amasado en obra, las técnicas de vertido del hormigón y, además, los ensayos de rutina normalizados. También se indican los diferentes tipos de acabados que se pueden lograr en los hormigones de áridos ligeros.

Por último, se hacen consideraciones sobre los aspectos económicos de la utilización del hormigón ligero estructural y se facilitan ejemplos en los que se demuestra que, tanto para los clientes como para los arquitectos e ingenieros, ha resultado ventajoso especificar el empleo de este material relativamente nuevo.

Pedidos: Publications Sales, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Slough SL3 6PL (Inglaterra). Precio: 2 libras.

## **LA NECESIDAD, EN INGENIERIA, DE DATOS RELATIVOS AL OLEAJE**

El Engineering Committee on Oceanic Resources (ECOR) —Comité de Ingeniería sobre Recursos Oceánicos— ha elaborado un Informe titulado “Engineering Requirements for Wave Data” (abril de 1974).

El informe “llama la atención sobre la necesidad de un plan internacional para la obtención y ordenación de datos experimentales sobre el oleaje en mar abierto, análogo al aprobado por la Organización Meteorológica Mundial (WMO), con respecto a los datos visuales. Después de hacer una recapitulación de la presente situación en lo que se refiere a la disponibilidad de datos sobre oleajes, se exponen algunas consideraciones en relación con su significado y valor práctico, puntualizándose que los beneficios que tales datos proporcionan compensan con creces su costo de obtención”.

Se han hecho sugerencias relativas a las distintas formas en que se podría organizar este servicio, a base de la cooperación entre organizaciones voluntarias y los Centros Nacionales de Datos Oceanográficos.

La F.I.P. es miembro de la ECOR y, por medio de su Comisión sobre “Estructuras Marítimas”, se mantiene en contacto con este organismo para trabajar en colaboración.

## **SEGUNDO CONGRESO NACIONAL DEL HORMIGON ESTRUCTURAL**

El Grupo Nacional Griego del Hormigón de la “Technical Chamber of Grece” ha celebrado su Segundo Congreso Nacional del Hormigón Estructural, en Tesalónica, del 28 al 31 de mayo de 1975. Aunque se ha tratado de un Congreso Nacional, los organizadores, cuando lo anunciaron, manifestaron su interés en acoger a delegados extranjeros, así como recibir ponencias, escritas en cualquiera de los idiomas oficiales de la F.I.P., procedentes de otros países.

Los que deseen recibir mayor información sobre este Congreso, deberán dirigirse a:

Chambre Technique de Grèce.

Groupement Hellénique du Béton.

4 rue Karageorgi Servias.

ATENAS 125 (Grecia).

## **JORNADAS ALEMANAS DEL HORMIGÓN, DE 1975**

Las Jornadas Alemanas del Hormigón han tenido lugar en el "Palacio de Congresos", de Hamburgo, del 13 al 15 de mayo de 1975. La alocución de apertura fue pronunciada por el doctor H. Kühn, de Mainz.

El programa incluía 15 ponencias de eminentes ingenieros alemanes y de otros países, así como otros 11 trabajos sobre resultados de investigaciones. Los que deseen más información sobre estas Jornadas pueden solicitarla a:

Deutscher Beton Verein E. V.  
62 Wiesbaden.  
Postfach 543.  
República Federal Alemana.

## **SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTRUCTURAS ESPACIALES SUSPENDIDAS POR CABLES**

La Asociación Internacional de Estructuras Laminares y Espaciales (International Association for Shell and Spatial Structures, I.A.S.S.) y la Sociedad Científica y Técnica Checoslovaca (C.S.V.S.T.), han organizado conjuntamente un Simposio Internacional sobre "Estructuras espaciales suspendidas por cables", que se celebrará en Bratislava (Checoslovaquia), del 25 al 30 de agosto de 1975.

Los temas que se tratarán en este Simposio serán:

1. La forma que deben adoptar estas estructuras desde los puntos de vista de las condiciones de trabajo y ambientales.
2. Componentes de las estructuras suspendidas: cables, alambres, terminales, anclajes, etc.
3. Teoría e investigación.
4. Aplicación: cálculo, construcción y economía de los diversos tipos de estructuras suspendidas por cables:
  - Naves y cubiertas.
  - Puentes.
  - Estructuras especiales.

La información sobre derechos de inscripción, hoteles y viajes puede solicitarse a:

Prof. Dr. Arpod Tesar.  
Presidente del Comité Organizador.  
I.A.S.S.-C.S.V.S.T. Symposium on Space Cable Structures.  
Dom Techniky S.V.T.S.  
Kocelova 17.  
88130 Bratislava (Checoslovaquia).

## **CONFERENCIA INTERNACIONAL SOBRE TECNOLOGIA DE LAS CONSTRUCCIONES SUBMARINAS. CARDIFF, 14-16 ABRIL 1975**

Los Departamentos de Ingeniería Civil y Estructural, Metalurgia y Ciencias de los Materiales, del Colegio Universitario de Cardiff, en colaboración con la Institución de

Ingenieros Estructurales, el Departamento de Industria y la Corporación de Desarrollo de Gales, organizaron una "Conferencia Internacional sobre Tecnología de las Construcciones Marinas", que ha tenido lugar del 14 al 16 de abril de 1975.

Las sesiones se celebraron en el "Reardon Smith Lecture Theatre", Park Place, Cardiff. En el primer día de la Conferencia tuvieron lugar las cuatro sesiones siguientes:

- Investigación en obra.
- Preparación de cimientos y construcción en hormigón.
- Durabilidad y comportamiento a la fatiga del hormigón armado.
- Fatiga y comportamiento general del acero estructural.

Entre los ponentes de estas sesiones cabe señalar a Roger Lacroix, Frøde Hansen y Rowland Morgan, de la F.I.P., así como a otros distinguidos conferenciantes.

El segundo día se celebraron tres sesiones sobre los siguientes temas:

- Soldadura bajo el agua.
- Inspección y ensayos no destructivos.
- Protección contra la corrosión.

El tercer día se dedicó al estudio de las conducciones por tuberías, túneles y vehículos sumergibles.

Más información sobre esta Conferencia puede solicitarse a:

Mr. D. M. Porter.

Conference Secretary.

University College.

P. O. Box 97, Newport Road, Cardiff CF1 1XP.

Wales.

## **AVANCES TECNICOS**

### **ESTRUCTURAS DESTACADAS CONSTRUIDAS EN ESPAÑA**

(*N. del T.*—Se hace una reseña de dos obras españolas muy importantes: el "Palau Blau-Grana", de Barcelona, y el "Viaducto de Chonta". Por haber sido ambas obras ampliamente descritas en nuestra revista *HORMIGÓN Y ACERO* (núms. 107, 108 y 109) no transcribimos aquí el comentario que de las mismas se hace en estas *Notas de la F.I.P.*)

### **SISTEMAS ESPECIALES DE TRANSPORTE**

Actualmente, una de las ramas de la Ingeniería Civil que está siendo objeto de gran atención en todo el mundo es el planeamiento y construcción de sistemas especiales de transporte. Uno de estos sistemas, descrito por M. Courbon (Francia), ha sido totalmente reproducido en uno de los números anteriores de las *Notas de la F.I.P.*

Otro artículo, en el que se compendian todos los progresos habidos en este campo, escrito por María del Carmen de Andrés Conde, Ingeniero de Caminos, ha sido publicado en el número 259 de *Informes de la Construcción*, revista editada por el Instituto Eduardo Torroja, de Madrid (España). Por su indudable interés reproducimos íntegramente dicho trabajo.

## BREVE ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS MODERNOS MEDIOS DE TRANSPORTE TERRESTRE

Por María del Carmen de Andrés Conde.

### AEROTRÉN.

Vehículo suspendido por colchón de aire y guiado por una vía especial en forma de T invertida.

#### *Urbano Tridim.*

Prototipo francés con capacidad para 20 viajeros y velocidad máxima de 80 km/h.

#### *Urbano y suburbano.*

Prototipo francés en construcción en una línea desde la Défense (París) a la nueva ciudad satélite Cergy Pontoise.

#### *Interurbano.*

Tipo "Orleáns" (francés), en experimentación al norte de Orleáns desde septiembre de 1969 en una longitud de 17,9 km (esta estructura es la descrita por M. Courbon).

Prototipo americano T.A.C.R.V. ("Tracked Air Cushion Research Vehicle") de la firma Garrett Corporation.

### AIR-TRANS.

Vehículos carentes de ruedas de guiado que circulan aislados o formando trenes dentro de una viga-cajón.

Control automático. Rodadura con neumáticos.

Capacidad: 30 viajeros.

Instalado en 1973 en el aeropuerto americano de Dallas-Fort Worth (Texas) en una línea de 20 km con una velocidad media de 27 km/h, pero aún no en servicio.

Capacidad inicial: 9.000 viajeros/h (octubre de 1973).

### A L W E G .

Vehículos con neumáticos en todas sus ruedas que circulan formando trenes por una viga de hormigón armado en cuya parte superior apoyan las ruedas tractoras y en los laterales las de guiado de eje vertical.

Instalado en 1963 en el Japón en una línea de 13 km de longitud que une el aeropuerto de Haneda y el centro de Tokio. Trenes de seis coches de 80 viajeros e intervalos mínimos de siete minutos.

### B.A.R.T. ("BAY AREA RAPID TRANSIT").

Metro convencional con automatización casi completa. El despacho y control de billetes en las estaciones se realiza sin elemento humano. Un computador programa el servicio de los trenes.

Instalado en California en una línea que une el centro de San Francisco y las zonas residenciales de Oakland, Alameda y Richmond. Longitud: 120 km; 34 estaciones.

#### CARVEYÖR.

Vehículos arrastrados por cinta transportadora, decelerados y acelerados por rodillos en los accesos de las estaciones. Prototipo (1953.)

#### CABINENTAXI.

Vehículo con capacidad para tres pasajeros que circula suspendido o/y apoyado por una vía de rodadura elevada.

Propulsión eléctrica. Ruedas con neumáticos de tracción y guía.

Intervalos entre vehículos de medio a un segundo.

En experimentación en una línea de 1,1 km cerca de Hagen (Alemania).

Prototipo presentado por Demag-MBB en la "Transport-Expo" (París, junio de 1973).

#### CARLATOR (NIPPON CARVEYOR).

Vehículos de dos pasajeros impulsados por cintas de velocidad creciente.

Instalado en el lago Biwa (Japón).

#### C.V.S. ("COMPUTER-CONTROLLED VEHICLE SYSTEM").

Vehículo con camino de rodadura propio controlado por ordenador. Sin paradas intermedias y en el que para aumentar los intervalos entre vehículos se prevé una posible deceleración de 2 g.

Propulsión eléctrica. Ruedas con neumáticos.

Capacidad para una velocidad de 40 km/h y deceleración 2 g ( $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ ) de 6.000 viajeros/h.

Prototipo desarrollado por la "Japan Society for Machine Industry".

#### CRUSWAY.

Sistema doble de transporte urbano con vehículos que pueden utilizar o no las calles convencionales.

El acceso al sistema se verifica por un mecanismo de elevación, que consiste en una correa sinfín de acero elevada de propulsión eléctrica y un enganche linal al vehículo. Este, una vez elevado a la Crusway, circula por una rampa descendente del 2,5 por 100 con una velocidad constante de 25 a 35 km/h.

El vehículo sólo necesita para aproximarse a la rampa de acceso una pequeña batería auxiliar.

Capacidad para dos carriles de 1,20 m; 7.200 vehículos/h.

Prototipo de la "Syracuse University Research Corporation" (Estados Unidos de América).

#### MAGNEPLANE.

Vehículo cilíndrico con suspensión y guiado magnéticos. Circula sobre un camino de rodadura semicilíndrico. Propulsión por bobinas electromagnéticas situadas en dicho camino.

Prototipo presentado por Massachusetts Institute, Avco Corporation y Raytheon Company.

P.R.T. ("PERSONAL RAPID TRANSIT").

Vehículo con camino de rodadura propio controlado y dirigido por ordenador al ser pulsado por el viajero el botón de selección de destino. Sin paradas intermedias.

*Ford.*

Capacidad: 24 pasajeros (12 sentados y 12 de pie).

Propulsión eléctrica. Ruedas con neumáticos de tracción y guía.

Prototipo presentado por la Ford en "Transpo 72" (Washington).

*Aramis.*

Capacidad: 4 a 10 pasajeros.

Propulsión eléctrica. Ruedas con neumáticos de tracción y guía.

Longitudes de línea de 2 a 15 km.

En experimentación en una línea de un kilómetro en el aeropuerto parisino de Orly (julio de 1973).

*Boeing Typical.*

Capacidad: 21 pasajeros (8 sentados y 13 de pie).

Propulsión eléctrica. Ruedas con neumáticos de tracción y guía.

Instalado por la firma Boeing en Morgantown (West Virginia) en 1971 con intervalos de 15 segundos, pero aún no en servicio.

*Dashaveyor.*

Capacidad: 31 pasajeros.

Propulsión eléctrica. Ruedas con neumáticos de tracción y guía.

Prototipo presentado por la firma Bendix en la "Transpo 72" (Washington).

*Otis.*

Capacidad: 10 pasajeros.

Propulsión eléctrica. Suspensión con almohadones de aire.

Presentado en "Transpo 72" (Washington) como prototipo de la firma Otis.

*Monocab.*

Vehículo monorraíl suspendido con ruedas de neumáticos.

Capacidad: 6 pasajeros.

Propulsión eléctrica.

Prototipo presentado por la firma Rohr Industries en "Transpo 72" (Washington).

POMA 2.000.

Pequeños vehículos con camino de rodadura propio arrastrados por un cable de velocidad constante. En las estaciones, para la entrada y salida de viajeros, se desconectan del cable y son decelerados y más tarde acelerados por una serie de neumáticos instalados en los lados del camino.

Rodadura con neumáticos.

Intervalo entre vehículos de diez a catorce segundos.

En experimentación en una línea de 600 m cerca de Grenoble (Francia).

Prototipo presentado por el S.I.E.P.U.R.G. y el Ministère des Transports en "Transport-Expo" (París, junio de 1973).

#### ROTOCAR MONORAIL.

Monorraíl suspendido con ruedas de tracción montadas en ángulo que apoyan sobre el ala inferior de una viga doble T. Sin ruedas de guiado. Suspensión pendular.

Prototipo presentado por la North American Monorail.

#### SAFÈGE.

"Duocarril" suspendido. El sistema de guiado, tracción y toma de corriente va dentro de una viga en forma de U invertida. Rodadura con neumáticos. Experimentado por la firma francesa Safège en Chatcauneuf sur Loire desde 1960 en una línea de 1.300 m de longitud.

#### TRANSRAPID.

Vehículo con suspensión y guiado magnéticos que circula por una vía especial elevada. Propulsión eléctrica por motor lineal.

Vehículo prototipo de 144 viajeros presentado por la sociedad Krauss-Maffei. Intervalo mínimo: tres minutos.

#### TRANSIT EXPRESSWAY (SKY-BUS).

Vehículos automatizados que se pueden agrupar formando trenes, que circulan por un camino de rodadura formado por tres carriles elevados, dos exteriores de apoyo de hormigón y uno central metálico de guiado. Propulsión eléctrica.

Capacidad: 28 viajeros sentados y 40 de pie.

Instalado por la firma Westinghouse en Montreal.

#### TRANSURBAN CONVEYOR BELT SYSTEM.

Cinta transportadora continua con asientos fijos y espacios libres para admitir viajeros de pie que discurre por un tubo con ventanales continuos. Con suspensión magnética y propulsión eléctrica por motor lineal.

Prototipo presentado por la firma Krauss-Maffei.

#### TRANSURBAN NON-STOP SYSTEM.

Pequeños vehículos con camino de rodadura propio controlados por computador y decelerados a la entrada de las estaciones, en las que forman una cadena continua de vehículos. Con suspensión magnética y propulsión eléctrica por motor lineal.

Prototipo presentado por la firma Krauss-Maffei.

#### TRANSURBAN TACT SYSTEM.

Pequeños vehículos con camino de rodadura propio y con itinerarios programados, que se pueden unir formando trenes y separar en las bifurcaciones. Suspensión magnética.

Prototipo presentado por la firma Krauss-Maffei.

#### VEHÍCULO CON SUSPENSIÓN Y PROPULSIÓN POR AIRE.

La suspensión y propulsión se logra por aire a presión impulsado por dentro del tubo carril sobre el que circula. En la superficie de éste existen válvulas presurizadas que se abren al paso del vehículo sobre ellas, permitiendo el flujo de aire a presión. En las estaciones los vehículos reducen la velocidad a 1,8 km/h.

Capacidad: 8 viajeros a intervalos de unos tres segundos.

Vehículo estudiado por el "Centre for Transport Studies" del Instituto de Tecnología de Cranfield (Bedford) (Gran Bretaña).

#### VERTEBRADO GOICOECHEA.

Tren formado por un número indeterminado de unidades motrices llamadas vértebras, provistas de cuatro ruedas con neumáticos, independientes entre sí, de las cuales dos tienen el eje vertical respecto al eje del tren y le sirven de guía.

La vía está formada por dos carriles elevados en los que el tren se apoya a una altura próxima a su centro de gravedad.

En instalación en una línea de 65 km entre Las Palmas y Maspalomas (Gran Canaria).

#### URBA 30.

Vehículos suspendidos por colchón de aire aspirado que circulan aislados o formando trenes de 2, 4 ó 6 unidades (30 viajeros/unidad) por una vía elevada. Propulsión eléctrica.

Prototipo presentado por la Société de L'Urba, en "Transport-Expo" (París, junio de 1973).

#### ENSAYOS PARA LA DETERMINACION DE LA ADHERENCIA DE LA INYECCION DE TENDONES CONSTITUIDOS POR 54 CORDONES

Uno de los últimos números del Journal of the American Concrete Institute contiene un artículo, original de Morris Schupak y David W. Johnston, en el que se describen unos ensayos de inyección, realizados sobre grandes tendones constituidos por 54 cordones. Tales tendones, con una resistencia a la rotura de  $9,5 \times 10^7$  kgf, han sido elegi-



dos para ser utilizados en varias estructuras para reactores de plantas de energía nuclear. Precedentemente se habían planteado diversas dudas referentes a la adherencia de los grandes tendones de este tipo. Tales dudas quedan compendiadas en los siguientes enunciados:

1. Debido a la excesiva magnitud de los tendones, su longitud de adherencia puede resultar demasiado grande a efectos prácticos.
2. Si los cordones se adhieren, ¿puede la vaina transferir la carga al hormigón?
3. Al agruparse los alambres o cordones del tendón, en las curvas, se puede reducir la adherencia, debido a la dificultad para que penetre la lechada dentro del haz de armaduras.

Respecto a la forma de agruparlos, ensayos anteriores habían ya demostrado que el agrupamiento de alambres no permite que penetre bien la lechada, debido a que las superficies de contacto entre los alambres no presentan discontinuidades; mientras que las agrupaciones de cordones, como solamente tienen contactos puntuales, permiten que penetre la lechada y forme una capa protectora contra la corrosión.

Para determinar el grado de penetrabilidad de la lechada de inyección, en grandes tendones formados por cordones, se hicieron ensayos sobre tendones tesos. Estos ensayos, en los que se pudo apreciar que, por regla general, la protección proporcionada por la lechada de inyección era excelente, ofrecieron también la oportunidad de determinar la longitud de transmisión (por adherencia) de los grandes tendones. Aunque el objeto primordial de los ensayos era determinar la penetrabilidad de la inyección, como había que cortar después los tendones en trozos para estudiar esta penetrabilidad, se podía medir dicha longitud de transmisión.

Los ensayos se realizaron con una viga curva, que subtendía un ángulo de  $60^\circ$  con un radio de curvatura medio de 4,6 m. Esto significó una longitud de viga, medida en su fibra neutra, de  $4,6 \pi/3$  metros, es decir, aproximadamente 4,85 m. Ambos extremos se prolongaban con unos trozos rectos tangenciales para el tesado, de 1,83 m de longitud. La viga era de sección rectangular, de 0,85 m de canto por 0,91 m de ancho. La resistencia media del hormigón, a los cincuenta y siete días, en probeta cilíndrica, fue de  $389 \text{ kp/cm}^2$ .

Se dispusieron tres pequeñas ventanas, a lo largo de la viga, para dejar accesibles en ellas los tendones y poder cortarlos.

Los tendones iban alojados en conductos flexibles de 14 cm de diámetro y estaban formados por cordones de baja relajación (estabilizados), de 1,3 cm de diámetro que se tesaron por un solo extremo al 80 por 100 de su carga de rotura. Los tendones se tesaron cuando el hormigón llegó a los sesenta y un días de edad, procediéndose a su inyección un día después de tesados, con una lechada que contenía un aditivo capaz de proporcionar una alta viscosidad tixotrópica aparente, y una elevada capacidad de retención de agua.

Se determinó la longitud de transmisión, midiendo las deformaciones unitarias del hormigón a lo largo del tendón, antes y después de realizar los cortes. Al efectuar el corte los acortamientos elásticos que experimenta el hormigón al ser comprimido, se recuperan en mayor o menor grado, según la magnitud de la descompresión; y de aquí se deduce la longitud de transmisión. Los tendones se cortaron a los treinta y dos días de haber sido tesados; y después de efectuadas las mediciones se dedujo que el valor aproximado de la longitud necesaria para transferir el 76 por 100 de la carga unitaria de rotura por tracción garantizada del tendón era de unos 3,1 m, teniendo en cuenta la relajación del cordón.

## **LA ECONOMIA DE LAS ESTRUCTURAS DE LOS PUENTES DE HORMIGON PRETENSADO**

Las cifras que más adelante se dan, relativas a la economía obtenida en la construcción de puentes de hormigón pretensado, han sido tomadas del Boletín de Información de la S.T.U.P. Estas cifras se refieren concretamente al puente de Meules, un gran puente que se construirá sobre el río Sena, y que ha sido adjudicado recientemente a la firma "Camponon Bernard Europa".

La estructura tendrá 1.300 m de longitud y 20 m de anchura, con tres tramos principales de 140, 320 y 140 metros. Como soluciones para la estructura principal se prepararon dos proyectos oficiales, ambos basados en el tipo de puente alirantado por cables, uno de hormigón y otro metálico, con los accesos para ambas soluciones en hormigón.

Los resultados de las licitaciones pueden resumirse así:

Solución metálica: Se recibieron 10 ofertas cuyo costo oscilaba entre 68 y 74 millones de francos franceses.

Solución en hormigón: Se presentaron cuatro ofertas. Su precio oscilaba entre 60 y 65 millones de francos franceses.

Propuesta alternativa basada en una solución mixta de estructura metálica con tablero de hormigón: 60 millones.

Propuesta alternativa de solución en hormigón: de 52,9 a 56 millones.

La empresa Camponon Bernard Europa propone una superestructura de hormigón, pretensada con cables 12 T 15, a base de una viga cajón de 19,2 m de anchura por tres metros de canto, con almas inclinadas. La estructura principal se ha de sustentar en dos pilas centrales, de 62 m de altura, con tirantes constituidos por cables S.T.U.P. 37 T 15, anclados en el tablero cada 6 metros.

Es probable que puedan darse más detalles sobre la construcción de este puente en posteriores números de las notas de la F.I.P.

## **DIGESTORES DE CIENOS, DE FORMA OVOIDAL, PRETENSADOS, EN HOLANDA**

Una nueva planta depuradora, cerca de la ciudad de Hengelo (Holanda), ha sido terminada a finales de 1973.

La característica más interesante de este proyecto es el hecho de que los tanques de digestión de cienos, de forma ovoidal, están divididos, por juntas de construcción verticales, en seis secciones.

Este sistema constructivo únicamente es viable si se aplica el pretensado.

Cada tanque tiene 19 m de diámetro y 31 m de altura.

Su capacidad es de 4.000 m<sup>3</sup>, lo que significa que cada tanque es adecuado para tratar el cieno correspondiente a una ciudad de 230.000 habitantes.

El proceso de tratamiento se realiza por mezcla y calentamiento hasta una temperatura de 35° C.

Para facilitar el acceso a los mezcladores, válvulas, etc., las partes superiores de los tanques están unidas por pasarelas prefabricadas, pretensadas.

# ALAMBRES DE ACERO HEVA PARA HORMIGON POSTENSADO



Las estructuras postesas de hormigón con alambre de acero Heva «STABILIZED», proporcionan una mayor seguridad en los climas cálidos y en las aplicaciones específicas para Centrales Nucleares, por su menor relajación, combinada con una mayor resistencia a la tracción a elevadas temperaturas.

Consúltenos.

**FABRICADOS BAJO EL COMPROMISO QUE RIGE EN  
HEVA, LA CIUDAD DEL ACERO:**

**Contrastada la calidad,  
nuestro lema es el servicio.**



SOCIEDAD ANONIMA  
**ECHEVARRIA**  
BILBAO





HEVA, LA CIUDAD DEL ACERO, ha editado numerosas documentaciones técnicas sobre las características y aplicaciones de sus Aceros Especiales.

Todas ellas se relacionan en el Catálogo de Publicaciones HEVA.

Solicítelo al Departamento de Publicidad de S. A. ECHEVARRIA (Alda. Urquijo, 4. Bilbao-8) y, con base en él, pidanos las publicaciones que sean de su interés.

S. A. ECHEVARRIA, fabricando el acero especial para cada aplicación, continúa colaborando al desarrollo tecnológico del acero.

# Pida



DELEGACION ZONA NORTE - ACEROS HEVA - ALAMEDA DE UPOUSO, 4 - BILBAO-8  
 ALMACEN ZONA NORTE - ACEROS HEVA - FABRICA BASAURI - SAN MIGUEL DE BASAURI - VIZCAYA  
 ALMACEN ZONA ALAVESA - ACEROS HEVA - BADIAYA, 10 - VIZCAYA  
 DISTRIBUIDOR ZONA ARNERA - LA IRONITEL, S. R. C. - SAN JUAN, 19 - EIBAR  
 DISTRIBUIDOR ZONA ASTURIANA - SUMINISTROS MENTREYA - MARQUES DE SAN ESTEBAN, 84 - GIRON  
 DELEGACION ZONA ARAGON - ACEROS HEVA - CARRETERA MADRID-RUN, KM. 444 - PRUSA - TOLOSA  
 DELEGACION ZONA CATALUNA - ACEROS HEVA - AVENIDA FRANCISCO CARRILERO, 31 - ZARAGOZA  
 ALMACEN DISTRIBUIDOR BALEARES - LA INDUSTRIAL Y AGRICOLA GOCIAS Y ROSELLO - CALLE HERPES DE MANACOR, 33-35 - PALMA DE MALLORCA  
 DELEGACION ZONA NOROCCIDENTE - ACEROS HEVA - CARRETERA DE BEND (LA MOURAI) - LA CORUNA  
 ALMACEN DISTRIBUIDOR PONTEVEDRA - IORRES Y SARZ, S. R. C. - AVENIDA MADRID, 6 N - VIGO  
 DELEGACION ZONA CASTILLA LA RYIA - ACEROS HEVA - CARRETERA DE MADRID, KM. 186 - VALLADOLID  
 DELEGACION ZONA CENTRO - ACEROS HEVA - ANTONIO LOPEZ, 215 - MADRID-26  
 DELEGACION ZONA LEVANTE - ACEROS HEVA - CARRERA DE MAJALLA, 79 - VALENCIA-13  
 ALMACEN DISTRIBUIDOR MURCIA - VIGACEROS, S. A. - SAN ANDRES, 9 - MURCIA  
 DELEGACION ZONA SUR - ACEROS HEVA - AVENIDA SANTA CLARA DE CUBA, 8 N - IPUJOLINO INDUSTRIAL - CARRETERA AMANILAT - SEVILLA

**ACEROS  
HEVA**

SOCIEDAD ANONIMA  
**ECHEVARRIA**  
BILBAO



La forma que tienen estos tanques fue elegida, entre otras soluciones, debido a sus ventajas técnicas para realizar el tratamiento, muy superiores a las de los tanques cilíndricos normales con cubierta cónica.

## **PUENTES DE MEDIANA LUZ, EN AUSTRALIA**

Siguiendo la pauta de las actividades que últimamente viene desarrollando la F.I.P., próximamente se celebrará un importante acontecimiento: el doble simposio que tendrá lugar en Sidney, Australia, durante la primera semana de septiembre de 1976.

Los dos temas elegidos son: la utilización del pretensado en las obras de edificación y el proyecto y construcción de puentes de mediana luz. Como exponente del significado e importancia que este tema tiene en Australia, a continuación se describen los puentes construidos para un ramal del ferrocarril de Queensland. Los datos han sido tomados de una publicación de la Cement and Concrete Association.

### **Treinta y siete puentes para una línea férrea destinada a transportar el mineral de níquel, en Australia.**

Recientemente se ha terminado un nuevo ferrocarril, de 225 km que enlazará las explotaciones a cielo abierto de mineral de níquel de Greenvale, en Queensland, Australia, con la planta de tratamiento del mineral de Yabulu, en la costa, exactamente al norte de Townsville. La línea del ferrocarril cruza la bahía de Hervey, el río Burdekin y numerosos riachuelos y torrentes.

Para la construcción de esta línea férrea se han necesitado treinta y siete puentes. Ocho de ellos, que constituyen las mayores estructuras, poseen tramos de luces variables entre 18,3 y 36,6 m; los restantes puentes presentan tramos de luces comprendidas entre 4,6 y 14,3 metros. La suma de las longitudes de todos estos puentes es de 2.860 m. Su costo de construcción ha ascendido a 6,5 millones de dólares australianos.

### **Tipos de puentes.**

Por razones de economía y rapidez de construcción, la intención era tipificar, siempre que ello fuera posible, las obras de superestructura, las dimensiones de las secciones de las subestructuras y las cimentaciones. Se realizó un estudio muy amplio sobre las posibilidades de aplicación de distintos tipos de diseño y se hicieron estimaciones del costo de las superestructuras, tanto para soluciones metálicas como de hormigón.

Este estudio condujo a la adopción de vigas cajón, rectangulares, de hormigón pretensado, con huecos internos, para tramos de hasta 14,3 m; vigas en I prefabricadas, totalmente pretensadas, con tableros construidos in situ, para tramos de 18,3 a 24,4 m y vigas cajón constituidas por dovelas, con partes hormigonadas en obra para luces de 36,6 metros.

Los puentes están calculados para dar paso a las riadas que se producen una vez cada cien años. Las cotas de nivelación del tablero vienen también influenciadas por las pendientes longitudinales admisibles en las líneas de ferrocarril, que son de un 1 por 100 para los trenes cargados y de un 2 por 100 para los trenes vacíos. Debido a estas dos condiciones restrictivas, muchos de estos puentes están constituidos por estructuras muy altas, teniendo algunos de ellos pilas de 26 metros de altura.

## **El puente del río Burdekin.**

Este puente ferroviario, de hormigón pretensado, es el más largo de Australia. Consiste de ocho tramos de 24,4 m y seis de 36,6 metros. Aunque se trata de una estructura de mucha altura, los estudios realizados señalan la posibilidad de que algunas riadas lo lleguen a rebasar. En consecuencia, el puente se calculó para que pueda quedar sumergido y resistir el empuje de las aguas. La máxima velocidad de la corriente es de 6,2 m por segundo.

Las pilas principales situadas en el cauce se apoyan sobre pilotes construidos in situ, de 1,5 m, hincados como mínimo 1,3 m en una roca arenisca silíceo ligeramente meteorizada. El peso de la pila de mayor tamaño alcanzó las 90 toneladas. Los grupos de pilotes para cada pila variaron de quince, en estribos, a veintidós, en las pilas situadas en medio del cauce.

La sección circular que se adoptó para los pilotes probó ser económica, con bajo coeficiente de socavación para la carga de caudal. También resultó ser una sección eficaz para resistir las más desfavorables combinaciones de las solicitaciones a flexión biaxial que resultan de la carga de caudal y del remanso longitudinal.

Debido a las dificultades de acceso y transporte, las vigas de sección en I, para los tramos de 24,4 m, estaban constituidas por tres dovelas que se ensamblaron in situ mediante pretensado con armaduras postesas. Las piezas se situaron en posición mediante grúas móviles. Los tramos se rigidizaron mediante diafragmas construidos in situ y situados a los tercios de la luz y una losa superior hormigonada también in situ y que trabajaba solidariamente con las vigas.

Las vigas de 252 toneladas, para los tramos de 36,6 m, se montaron primeramente como dos vigas en I independientes, utilizando para ello una viga armada como cimbra. A continuación se realizó el tesado en dos etapas. En cada viga de sección en I se postearon tres cables, para con ello equilibrar y poder sustentar el peso propio de la viga, un cierto volumen de hormigón vertido in situ y una pequeña sobrecarga.

Se utilizaron barras de alta resistencia para el pretensado de los diafragmas. A continuación, las vigas en I se transformaron en vigas cajón, hormigonando una banda de un metro de ancho entre las alas superiores y otra entre las alas inferiores. Los bordillos también se construyeron in situ. Entonces se procedió a la segunda etapa de tesado, realizándose éste, alternativamente, desde cada extremo.

### **Efectos de las riadas.**

Durante la estación lluviosa de 1973-74, cuando los puentes se encontraban virtualmente terminados, se produjeron desbordamientos en Queensland. Se registraron las riadas más altas y los mayores desbordamientos en una zona que no había experimentado tales inundaciones durante muchos años. Esto supuso un severo ensayo de comprobación de los cálculos hidráulicos, del proyecto estructural y de la construcción. Realmente ningún puente quedó bajo las aguas en ningún momento. No se produjeron daños, excepto algo de socavación en aquellas estructuras, en las que las obras de protección a base de piedras no habían sido totalmente rematadas.

## **LA PRESA DE ZARDEZAS, EN ARGELIA**

La presa de Zardzas, que originalmente se proyectó y construyó en 1945 como una presa de gravedad, de 37 m de altura, ha sido recrecida recientemente, hasta alcanzar los 50 m, sin ensanchamiento de la base, utilizándose únicamente anclajes en la roca para conseguir una fuerza estabilizadora adicional.

Se realizó el hormigonado adicional y se colocaron 111 cables, ligeramente inclinados, para el enclaje en la roca. Estos cables tienen de 57 a 107 m de longitud, y la porción de cable introducida en la roca varía de 15 a 20 m. Los anclajes consisten en cables 36 T 15, tesos inicialmente a 700 toneladas por medio de tres gatos 12 T 15, que trabajaron simultáneamente, rebajándose después la tensión hasta alcanzar las 600 toneladas. Teniendo en cuenta los procesos de fluencia y relajación se obtuvo una tensión final de 515 toneladas. Las tensiones de todos los cables se comprobaron al cabo de un mes de haberse tesado y además se sigue efectuando una comprobación a lo largo del tiempo por medio de calibradores de cuerda vibrante embebidos en la viga de hormigón, sobre la cual se apoyan los anclajes.

La parte de los cables de anclaje que quedaba libre se introdujo en unos tubos impermeables, que se rellenaron después del tesado con una resina, lo suficientemente fluida como para permitir el retesado de los cables. Los anclajes embebidos en la roca se sellaron con alquitrán de epoxi, y las colas salientes de los cables, necesarias para poder efectuar el retesado, se protegieron con grasa y una caperuza de acero.

### **SEMINARIO SOBRE BARCOS DE HORMIGÓN, EN ESTADOS UNIDOS**

En un curso intensivo, de cinco días de duración, que habrá de celebrarse en la Universidad de California, en Berkeley (U.S.A.), del 15 al 19 de septiembre de 1975, se van a exponer las nuevas técnicas y los nuevos materiales que actualmente se vienen utilizando para la construcción de barcos de hormigón.

Las lecciones serán impartidas por eminentes ingenieros especialistas en el tema de renombre mundial, entre los cuales se encuentran: Ben C. Gerwick, Jr., presidente de la F.I.P. y profesor de Ingeniería Civil de la Universidad de Berkeley; T. Y. Lin y J. M. Raphael, profesores de Ingeniería Estructural, y J. Randolph Paulling, Jr., profesor de Arquitectura Naval.

Se estudiarán temas relacionados con las siguientes técnicas: hormigón pretensado, construcción por dovelas, estructuras laminares y métodos modernos para el lanzamiento y ensamble de piezas. Se prestará especial atención a los materiales, a los problemas estructurales y de arquitectura naval, a los requisitos de calidad que deben satisfacer estas estructuras, a las condiciones que deben reunir desde el punto de vista del usuario y a la optimización del proyecto y cálculo de los cascos para barcos de hormigón.

El curso va dirigido a ingenieros, constructores, miembros de las entidades dedicadas al control de calidad, organismos aseguradores y representantes de las industrias posibles usuarias de estos barcos, tales como compañías petrolíferas, transportistas de materiales a granel, etc.

Los interesados en recibir mayor información sobre el tema deberán ponerse en contacto con:

Continuing Education in Engineering.  
University of California.  
Extension 2223 Fulton Street.  
Berkeley C. A. 94720 (Estados Unidos).

### **XXV ANIVERSARIO DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO**

N. del T.—En estas notas de la F.I.P. número 54 se incluye una amplia reseña de la solemne sesión académica celebrada el 12 de junio del pasado año 1974 por nuestra Aso-

ciación Técnica Española del Pretensado para conmemorar el XXV aniversario de su fundación.

Como quiera que de estos actos se ha tratado ya ampliamente en los números 112 y 114 de nuestra revista **HORMIGÓN Y ACERO** consideramos innecesario volver a tratar del tema y omitimos dicha reseña para no repetimos.

## **CURSO ESPECIAL SOBRE TECNOLOGIA ACTUAL DEL HORMIGON**

El curso de seis semanas de duración que organiza la Cement and Concrete Association sobre "Tecnología actual del hormigón", comenzó a impartirse en 1968 con el objeto de conseguir que los técnicos con experiencia en hormigones se convirtieran en reconocidos especialistas en este campo". Durante los últimos siete años han participado en este curso especial técnicos procedentes no sólo de Inglaterra, sino también de otros países de Europa, de Estados Unidos, Canadá, Africa y Oriente Medio.

El curso se divide en dos partes, cada una de tres semanas de duración. El próximo está programado para las fechas del 6 al 24 de octubre de 1975 y del 3 al 21 de mayo de 1976. Se celebrará en el Fulmer Grange Training Centre, de la Cement and Concrete Association, situado a unos 30 km al oeste de Londres. El plazo para la recepción de inscripciones terminará el 12 de junio del año actual. Durante el período de seis meses, comprendido entre la primera y segunda parte del curso, es deseable que los participantes continúen sus estudios y realicen proyectos de obras elegidas como las más afines con el campo en el que normalmente vengán desarrollando sus actividades.

Una vez concluido el curso se hace un corto repaso y una serie de exámenes que son juzgados por un organismo independiente de la Cement and Concrete Association: The City and Guilds of London Institute. Los candidatos que superen estas pruebas recibirán un diploma del C.G.L.I. en Tecnología Actual del Hormigón y serán designados miembros de la Asociación de Tecnólogos del Hormigón, una organización especial, con miembros repartidos por todo el mundo, que agrupa a todos aquellos que consideran que la tecnología del hormigón debe ser reconocida como una disciplina científica independiente.

Los preceptores y profesores del curso pertenecen a la Research and Development Division y a la Training Division de la Cement and Concrete Association. También colaboran en él prominentes especialistas no pertenecientes a la Cement and Concrete Association. La dirección del curso está encomendada al profesor A. M. Neville, presidente de la Sociedad del Hormigón, una autoridad mundial en tecnología del hormigón y autor de, entre otros textos, "Características del hormigón" y "Fluencia del hormigón".

Con el objeto de que los participantes obtengan los mejores frutos de su labor diaria están programadas numerosas actividades prácticas. En cursos anteriores se han desarrollado proyectos relativos a investigaciones sobre el curado acelerado del hormigón, últimas técnicas sobre ensayos acelerados y varias aplicaciones especiales del hormigón, entre ellas el empleo del mismo en centrales nucleares.

Los que han pasado ya por estos cursos han subrayado lo valiosas que resultan las reuniones y cambios de ideas con otros técnicos de la misma especialidad que la suya, entre los que siempre se encuentran especialistas en cada una de las principales ramas de la tecnología del hormigón.

Los participantes han de ser técnicos calificados en alguna de las ramas o ciencias relacionadas con los materiales utilizados en el hormigón y tienen que haber ejercido, al menos durante cuatro años, un cargo de responsabilidad en alguna empresa dedicada a la fabricación del hormigón o a la construcción o en algún centro de investigación. Tam-



bién pueden admitirse en los cursos personas que, aunque no cumplan los anteriores requisitos, acrediten una amplia experiencia en alguno de los campos de la tecnología del hormigón.

El importe de la matrícula, incluyendo derechos de examen y alojamiento, para el curso completo, asciende a £ 250 (+ £ 41,60 de impuestos VAT). Los impresos de inscripción y programas detallados (incluidos amplios resúmenes de los temas que serán estudiados) deben solicitarse a la siguiente dirección:

The Registrar, Cement and Concrete Association.  
Conference and Training Centre.  
Fulmer Grange, Fulmer, Slough SL2 4QS  
(Inglaterra).

Traducido por  
C. SÁNCHEZ CASTRO.

# última publicación

## de la Asociación Técnica Española del Pretensado

Con motivo del VII Congreso Internacional de la F.I.P. últimamente celebrado en Nueva York, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha publicado un libro titulado:

### **HORMIGON PRETENSADO. REALIZACIONES ESPAÑOLAS**

#### **T o m o I I**

en el que se describen las principales obras pretensadas construidas en nuestro país durante los últimos cuatro años.

Consta de más de 300 páginas, con numerosas fotografías, planos y láminas y está editado en papel couché, encuadernado en tela y con sobrecubierta plastificada en color. Su precio es de 750,00 pesetas cada ejemplar (para el extranjero, 15.00 dólares).

Para su descripción, las distintas obras aparecen agrupadas en los siguientes apartados:

**Puentes.**

**Edificación.**

**Obras hidráulicas y marítimas.**

**Obras especiales.**

Los interesados en adquirir este libro, que es continuación del primer tomo, publicado con ocasión del anterior Congreso de la F.I.P., celebrado en Praga en 1970, pueden cursar sus pedidos a la Secretaría de la A.T.E.P. o al Instituto Eduardo Torroja, apartado 19.002, Madrid-33.

# **nota de la asociación técnica española del pretensado**

## **intercambio de publicaciones**

Dentro del programa de intercambio de publicaciones, organizado por la F.I.P., entre las diversas asociaciones nacionales que la integran, hemos recibido últimamente las que a continuación se mencionan. En ellas aparecen, entre otros, los trabajos que en esta nota se comentan, relacionados con la técnica del hormigón pretensado.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se han traducido al español.

Recordamos a todos los asociados que estas publicaciones se encuentran a su disposición, para consulta, en nuestros locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares, Chamartín, Madrid-33.

### **Publicaciones enviadas por la Verkoopassociatie Nederlands Cement, Holanda.**

Revista: *Cement*, núm. 5, 1973.

1. "Silo construido con piezas prefabricadas de hormigón", por C. T. HART (en holandés).

Sinopsis: Para el almacenamiento de forrajes con un alto contenido de humedad, para el ganado, se necesitan silos con paredes impermeables a los gases.

Los silos presentados en el artículo fueron construidos originalmente en Estados Unidos y posteriormente en Inglaterra.

Las dimensiones máximas de esta estructura son: 9 m de diámetro y 30 m de altura.

Su construcción se realiza con piezas pequeñas, prefabricadas, de hormigón, que se ensamblan con juntas verticales, de media caña.

Al colocar los primeros elementos sobre la cimentación se disponen zunchos perimetrales de acero galvanizado.

Durante la ejecución se emplea un andamio sostenido por un mástil central de acero, alojado en el interior del silo.

Revista: *Cement*, núm. 6, 1973.

2. "Influencia de los fenómenos de retracción y fluencia en puentes atirantados y posibilidades de eliminar ambos", por L. C. MENZELAAR y D. R. SMIT (en holandés).

Sinopsis: En el artículo se presentan los resultados de un estudio de los fenómenos de retracción y fluencia en puentes atirantados, exponiendo las ventajas que supone una estructura formada por pilones rígidos y jácenas flexibles.

No solamente las consecuencias de la retracción y fluencia serán menos desfavorables, sino también menor la influencia de las cargas móviles, temperaturas y asentamientos del subsuelo.

Este estudio puede aplicarse a otros tipos de puentes.

Revista: *Cement*, núm. 7, 1973.

3. "Estudio de la consistencia del hormigón", por J. G. PEETERMAN.

Sinopsis: En este artículo, redactado por el autor en alemán, se señalan las causas determinantes de las alteraciones de la docilidad del hormigón.

La rápida hidratación del cemento, por ejemplo, puede tener consecuencias desfavorables, así como las pérdidas de agua por evaporación y por absorción de los áridos de tipo poroso, empleados en el hormigón ligero.

La erosión de los áridos blandos puede aumentar la fracción de finos, modificando la granulometría.

Las adiciones de agua o plastificantes, durante la puesta en obra, pueden ocasionar también alteraciones.

Revista: *Cement*, núm. 12, 1973.

4. "El endurecimiento acelerado del hormigón", por W. BUIST (en holandés).

Síntesis: El autor desarrolla un método para investigar el endurecimiento acelerado del hormigón, que ha sido realizado, por la Stichting Beton Research, de las industrias holandesas del cemento.

Se presenta una discusión sobre los motivos de esta investigación, la exposición del problema y aspectos estadísticos del mismo analizándose los resultados obtenidos.

Se comparan las fórmulas elaboradas con las correspondientes a diferentes trabajos de investigación.

Aunque las nuevas fórmulas en cuestión son utilizables, en la práctica no son totalmente exactas. Se pone de relieve el esfuerzo actual para conseguir una mayor precisión.

Revista: *Cement*, núm. 3, 1974.

5. "Cálculo plástico de estructuras formadas por elementos de hormigón armado", por H. A. Ph. ROOSMADEN (en holandés).

Síntesis: En el artículo se describe un programa para el cálculo de estructuras por medio de ordenador.

Según dos artículos de J. Blaauwendraad, que se publicaron en *Cement*, núms. 11, 1972 y número 1, 1973, se ha confeccionado un programa modificado, en el cual las fuerzas axiales y las propiedades de los materiales han sido incluidas en los cálculos realizados por el método plástico.

El programa ha sido diseñado de manera que la estructura se pueda representar por un sistema de barras planas.

Se parte de un diagrama de seguridad de tensión-deformación, con el fin de evitar que una carga determinada pueda producir deformaciones inadmisibles.

Se expone el proceso de cálculo en forma detallada.

Revista: *Cement*, núm. 5, 1974.

6. "La contaminación orgánica de la arena", por J. G. M. DE JONG (en holandés).

Síntesis: Se presentan en el artículo los resultados de una investigación sobre la estabilización de terrenos arenosos por medio del empleo del cemento, habiéndose desarrollado un amplio estudio de la contaminación producida por la presencia de materia orgánica en la arena.

Este estudio ha servido de base para analizar la influencia de los ácidos orgánicos sobre la resistencia del hormigón.

En el artículo se indican algunas pruebas efectuadas para evaluar la contaminación orgánica de los hormigones.

Revista: *Cement*, núm. 6, 1974.

7. "El puente Kalle, en Wiesbaden", por J. C. WALRAVEN (en holandés).

Síntesis: Para establecer la unión de la planta industrial Kalle, ubicada en Wiesbaden Bietrich, con una isla del Rin, donde se proyectó la construcción de una estación depuradora de aguas residuales, fue necesario la construcción de un puente de 230 m, con un perfil de 85 metros de longitud situado a 10 m de altura para permitir la navegación.

El puente presta servicio al tráfico y tiene sección de canal para alojar líneas y conducciones de servicio. Está dividido en tramos de 65, 105 y 65 m.

Los vanos están formados por dos vigas de idéntica longitud, tesadas conjuntamente.  
El hormigón ligero pretensado utilizado para las vigas fue de la clase LB-300.  
El artículo describe detalladamente la prefabricación de las vigas y su colocación en obra.

Revista: *Cement*, núm. 8, 1974.

8. "Rápida evaluación de la resistencia del hormigón", por A. MOMMENTS (en holandés).

Sinopsis: El autor describe un procedimiento para predecir la resistencia a compresión del hormigón a veintiocho o cincuenta y seis días, a partir de un ensayo de endurecimiento acelerado. Los resultados obtenidos han sido verificados para hormigones fabricados con áridos de una misma remesa y para los fabricados con partidas diferentes, procedentes de un mismo origen. En el primer caso la resistencia puede ser evaluada con una precisión de  $\pm 10$  por 100 y en el segundo de  $\pm 15$  por 100.

Revista: *Cement*, núm. 9, 1974.

9. "Estructuras de hormigón pretensado", por Mg. P. NELISSEN (en holandés).

Sinopsis: El artículo presenta el panorama actual, en relación con la construcción de puentes de hormigón pretensado, dedicando especial atención a los puentes de grandes luces. La información procede de las contribuciones técnicas para el Congreso de la F.I.P., celebrado en Nueva York, en mayo de 1974.

Revista: *Cement*, núm. 10, 1974.

10. "La trayectoria de los cables en los elementos pretensados, calculada por el método de equilibrio de carga", por J. C. KUIPER (en holandés).

Sinopsis: En el artículo el autor desarrolla un método de cálculo, considerando la fuerza de pretensado como carga exterior, que debe ser determinada de forma que actúe del modo más favorable posible. A partir de este método se puede calcular la posición de los cables de pretensado. Su aplicación se efectúa en forma de instrucción programada, obteniéndose resultados aproximados, por un procedimiento iterativo de cálculo.

Revista: *Cement*, núm. 11, 1974.

11. "Estudio del reparto de temperaturas en una viga cajón de hormigón", por G. M. H. BEYERS (en holandés).

Sinopsis: El departamento de carreteras y Transportes de la Universidad Técnica de Delft, en cooperación con el Departamento de Física de la Construcción, han desarrollado dos métodos sencillos para estudiar el reparto de temperaturas en el tablero de un puente de hormigón, con su correspondiente capa protectora bituminosa.

Ambos métodos se fundamentan en la analogía que existe entre la transmisión del calor, a través de una estructura, y el paso de una corriente eléctrica por un conductor.

Utilizando esta analogía se pueden determinar las variaciones de temperatura en una estructura, a consecuencia de cambios bruscos en la temperatura del aire y en la radiación solar. Se pueden, asimismo, calcular las tensiones de origen térmico y las dilataciones.

Revista: *Cement*, núm. 12, 1974.

12. "Estructuras gigantes de hormigón, en el Mar del Norte", por Chr. J. Vos (en holandés).

Sinopsis: La construcción de plataformas de hormigón, para la extracción de crudos de petróleo, en el Mar del Norte, ha supuesto un dilatado desarrollo industrial y, asimismo, un considerable progreso de la ingeniería civil.

Desde el Simposio de Tbilisi (Rusia), en 1972, para la promoción de las construcciones marítimas de hormigón, se construyen actualmente 14 plataformas de este tipo.

Después de hacer mención de diferentes proyectos, en fase de construcción, el artículo presenta una detallada descripción de la estructura que la empresa ANDOC realiza en Rotterdam.

Revista: *Cement*, núm. 1, 1975.

13. "Algunos aspectos de las aplicaciones del hormigón armado con fibras", por A. H. VERHAGEN (en holandés).

Sinopsis: El artículo trata de las distintas propiedades y características del hormigón armado con fibras, según los estudios e investigaciones efectuados por el autor.

Se dedica una atención particular al empleo de las fibras de acero.

Se hace un detallado estudio sobre la docilidad, así como de la adherencia de las fibras de acero con el hormigón.

Finalmente, se citan algunas aplicaciones para pavimentos industriales, carreteras y pistas de aterrizaje, estructuras que deben soportar grandes impactos, siendo este último punto cuestión fundamental en los proyectos de los reactores nucleares.

Revista: *Cement*, núm. 2, 1975.

14. "La construcción de un puente, en Sumatra", por W. F. SLER (en holandés).

Sinopsis: La estructura del primer puente en hormigón pretensado construido en Indonesia ha sido proyectada por una oficina técnica holandesa. Una de las condiciones impuestas era la de salvar el río con un solo tramo, por lo que se eligió el sistema constructivo de voladizos sucesivos. El puente consta de un tramo central de 120 m de luz y dos laterales de 40 m.

Revista: *Informes CUR*, núm. 61.

15. "Recomendaciones para el proyecto y el cálculo de cimentaciones de maquinaria", por J. A. VERBRUGGEN y otros (en holandés).

Sinopsis: En el artículo se exponen recomendaciones para el cálculo de estructuras de cimentación para maquinaria.

Estas recomendaciones que fueron completadas en 1972, han sido revisadas y adaptadas por el Comité CUR a 20 "problemas dinámicos en construcción".

Se incluyen cinco secciones que abarcan las siguientes materias:

Sección I: "Notaciones, unidades, definiciones".

" II: "Datos suministrados por el proveedor de maquinaria".

" III: "Datos previos de la estructura".

" IV: "Condiciones que deben cumplir las cimentaciones".

" V: "Construcción".

Revista: *Informes CUR*, núm. 64.

16. "Resistencia del hormigón a las heladas", por E. M. THEISSING y otros (en holandés).

Sinopsis: Se han realizado un conjunto de ensayos para determinar la influencia de la composición, con o sin empleo de aditivos, sobre algunas de las propiedades del hormigón fresco y endurecido, especialmente en relación con la resistencia a las heladas del hormigón de poca edad. La resistencia de las heladas se determinó por medio del ensayo al hielo y deshielo ASTM C290, empleándose también la observación microscópica.

El grado de daños sufridos se estimó de acuerdo con la variación de masa, cambios dimensionales, módulo dinámico de elasticidad, resistencia absoluta y relativa, después del ensayo de congelación y por apreciación visual. Se llegó a las siguientes conclusiones:

a) La adición de aireantes aumentó siempre la resistencia a las heladas.

b) Tiene gran importancia la distribución del aire ocluido en la masa del hormigón.

c) Se puede valorar la resistencia a las heladas por medio del examen microscópico del hormigón.

Revista: *Informes CUR*, núm. 65.

17. "Esfuerzo cortante de punzonamiento", por A. W. VAN IJSSELDIJK y otros (en holandés).

Sinopsis: Con el fin de conseguir una mayor comprensión del fenómeno de rotura por punzonamiento, en la unión entre elementos placa-pilar y con la finalidad de establecer fórmulas para

el cálculo de dicha unión, se han realizado una serie de estudios teóricos y experimentales, cuyos resultados y conclusiones se describen en este artículo.

### **Publicaciones enviadas por el Prestressed Concrete Development Group, Inglaterra.**

Revista: *Precast Concrete*, vol. 4, núm. 11, noviembre 1973.

18. "Curado acelerado del hormigón por calor", por G. H. HUMMELSHOJ.

Sinopsis: El autor expone un procedimiento para resolver algunos problemas que se presentan en el curado tradicional del hormigón por calor, indicando una solución que consiste en inyectar vapor en la masa del hormigón fresco, antes de ser vertido en los moldes.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 5, núm. 1, enero 1974.

19. "Puente finalista en el Concurso del PCI, celebrado en 1973, construido con elementos de hormigón pretensado, en Nueva Escocia", anónimo.

Sinopsis: Entre los finalistas del concurso del PCI de 1973 figura un puente sobre el Bear River, de construcción segmentada, en Nueva Escocia, realizado con elementos prefabricados de hormigón pretensado.

En el artículo se hace un comentario sobre las ventajas de este tipo de estructuras, relativamente modernas, en Norteamérica.

20. "Estructuras compuestas a base de elementos prefabricados de hormigón y de elementos realizados in situ", anónimo.

Sinopsis: Se hace un comentario sobre el edificio del Congress Hotel de 38 pisos en Augsburgo, que ha sido construido con soportes de hormigón, realizados in situ y forjados prefabricados de hormigón.

La elección de este tipo de estructura compuesta permitió al constructor levantar una planta en cuatro días y completar la estructura en nueve meses. El hotel consta de 17 pisos.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 5, núm. 2, febrero 1974.

21. "Erección rápida de un nuevo edificio para el Politécnico de Portsmouth", anónimo.

Sinopsis: El nuevo edificio del Departamento de Geografía del Politécnico de Portsmouth está constituido por un bloque principal de cuatro plantas y otro anexo de seis, construidos con elementos prefabricados de hormigón.

La superficie total es de 4.029 m<sup>2</sup>, con dimensiones en planta de 49,5 m por 17,5 m.

La estructura fue construida en diecisiete días. La rapidez en la erección se debe no sólo a una eficaz organización, sino también a un cálculo meticuloso de la estructura y esmerada fabricación de las piezas de hormigón.

Se presenta una detallada descripción del método empleado.

22. "La mayor conducción por tuberías de Australia", anónimo.

Sinopsis: En el artículo se exponen detalles de la construcción del South-Eastern Outfall, la mayor de las cloacas de salida construidas en Australia, en las proximidades de Melbourne.

Tiene una longitud de 33 km, empleando en su construcción tuberías de hormigón pretensado de 2,5 m de diámetro y 14 t de peso.

Se indican los resultados de los ensayos de las tuberías y aspectos en relación a la fabricación de las mismas.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 5, núm. 3, marzo 1974.

23. "El trabajo de dirección en los procesos de producción de elementos prefabricados de hormigón", por J. G. RICHARDSON.

Sinopsis: Han sido numerosas las publicaciones en relación con la actividad directiva en los procesos de producción en general.

Son escasas, sin embargo, las que se refieren a los procesos de fabricación de elementos prefabricados de hormigón.

El autor hace una exposición de sus ideas sobre el tema, de acuerdo con su experiencia de Director y sus frecuentes contactos con la industria.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 5, núm. 4, abril 1974.

24. "Estructuras prefabricadas de hormigón para la ampliación del aeropuerto de Mánchester",  
Sinopsis: La apertura oficial, en marzo de 1974, de la nueva terminal para reactores Junbo en el aeropuerto de Mánchester ha podido efectuarse en la fecha indicada, gracias al empleo de las más modernas tecnologías del mundo en materia de construcción y a la estrecha colaboración que han prestado tres importantes empresarios británicos dedicados a prefabricados, edificación e instalaciones eléctricas y mecánicas.  
Se destaca la importancia de las técnicas utilizadas, indicándose cómo se han realizado sus aplicaciones en las diferentes etapas de la construcción.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 5, núm. 5, mayo 1974.

25. "Fabricación de armaduras para tuberías prefabricadas de hormigón", anónimo.  
Sinopsis: En el artículo se presenta una máquina para fabricación de armaduras de acero, con destino a la producción de tuberías prefabricadas, de hormigón de gran diámetro, destacando el alto nivel logrado en el proceso de automatización.  
Asimismo, se analizan conceptos para la realización de la soldadura de las armaduras.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 5, núm. 6, junio 1974.

26. "Informe de la Comisión de Prefabricación de la F.I.P., en el Congreso de Nueva York", por K. G. BERNANDER.  
Sinopsis: Se consideran los recientes avances en sistemas de juntas, exponiendo también un breve resumen de métodos de prefabricación y técnicas de construcción con elementos prefabricados, empleados en Francia, Noruega, Rumania, Rusia, Japón, Canadá y Estados Unidos.  
Al final se hace referencia a una publicación de Lacey, Breen y Burns, aparecida en *Journal of PCI* (septiembre-octubre 1971), que describe algunos puentes realizados con dovelas prefabricadas, así como distintos tipos de juntas.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 5, núm. 7, julio 1974.

27. "Informe sobre la rotura de vigas de hormigón en una estructura de cubierta", anónimo.  
Sinopsis: Se estudian las causas que determinaron la rotura de dos vigas de la estructura de cubierta, de una piscina, en un centro educativo de Inglaterra.  
El Dr. Bate, Jefe de la División de Proyectos Estructurales del B.R.E. que llevó a cabo el estudio, indica que las pérdidas de resistencia fueron superiores a las especificadas, para el tipo de cemento empleado, señalando como posibles las siguientes causas:
- a) Exceso en la relación agua-cemento.
  - b) Temperatura excesiva durante el primer día, después del moldeo.
  - c) Utilización de agregados conteniendo feldespato y mica.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 5, núm. 8, agosto 1974.

28. "Tornapuntas prefabricados para su empleo en minas de carbón", por C. D. POMEROY y H. P. J. TAYLOR.  
Sinopsis: En la industria de la minería del carbón se ha utilizado tradicionalmente la madera para el control de los movimientos de los estratos.  
Recientemente se han realizado algunas experiencias para lograr piezas y elementos de hormi-



gón con características de resistencia y propiedades análogas a las construidas con apeos de madera.

En el artículo se exponen sus características, así como diferentes soluciones estructurales y experiencias realizadas.

29. "Informe de la Comisión de Prefabricación de la F.I.P. (Nueva York, 1974)".

Síntesis: En este trabajo se exponen una serie de consideraciones sobre los ensayos realizados para estudiar el comportamiento de elementos compuestos formados por vigas prefabricadas de hormigón pretensado, sobre las que se han moldeado, in situ, placas de hormigón cuando se somete el conjunto a flexión, teniendo esencialmente en cuenta la transferencia de esfuerzos cortantes en el plano de unión de ambos elementos para calcular las necesarias conexiones entre los mismos.

Revista: *Concrete*, febrero 1974.

30. "Comportamiento estructural de juntas de unión en vigas de hormigón armado", por W. L. MONKS.

Síntesis: En el artículo se presentan los resultados de una serie de ensayos, realizados con 40 vigas de  $15 \times 28$  cm de sección transversal y 4,20 m de longitud, constituidas por elementos de hormigón armado, para definir el comportamiento de las juntas de unión entre elementos, comparando los valores resultantes y los obtenidos con vigas monolíticas de idénticas dimensiones.

Revista: *Concrete*, vol. 8, núm. 2, febrero 1974.

31. "Influencia del método de ejecución de la obra sobre el cálculo, costes y rendimientos, de una construcción en hormigón pretensado", por D. J. DOWRICK.

Síntesis: Para lograr el éxito en la realización de un proyecto, es necesario adoptar un método de ejecución de la obra adecuado.

Lejos de intentar exponer con amplitud este tema en el artículo, se indican varios puntos interesantes relativos al cálculo, costes y rendimientos para la ejecución de obras de hormigón pretensado.

Revista: *Concrete*, vol. 8, núm. 3, marzo 1974.

32. "El cálculo a torsión del hormigón armado. Comparación de las normas CP 110 y ACI 318", por C. D. GOODE.

Síntesis: El artículo trata del cálculo a torsión, de elemento de hormigón armado, comparando la nueva norma CP 110 con ACI Building Code (318-71).

Su aplicación se ilustra con un ejemplo.

Revista: *Concrete*, vol. 8, núm. 4, abril 1974.

33. "Puentes de hormigón pretensado 1970-74", por P. A. BROWN.

Síntesis: Los Congresos de la F.I.P. proporcionan la oportunidad de comprobar, cada cuatro años, el progreso alcanzado en la construcción de puentes de hormigón pretensado.

La tarea desarrollada, en los cuatro años siguientes al Congreso de Praga, ha sido no menos meritoria, aunque el número de las estructuras realizadas sea menor.

En el artículo se hacen comentarios sobre algunos de los aspectos más importantes relativos a la evolución de los puentes de hormigón pretensado en Inglaterra durante esta etapa.

Revista: *Concrete*, vol. 8, núm. 5, mayo 1974.

34. "Estudio de la compatibilidad de las fibras de acero con el hormigón", por P. S. MANGAT y R. N. SWAMY.

Sinopsis: Al utilizar las fibras de acero es preciso tener presente su compatibilidad con el hormigón, pues su proporción influye en la compactación del hormigón fresco, y en la resistencia a flexión una vez endurecido.

El volumen de las fibras debe ser adecuado, a fin de conseguir una docilidad específica y también una distribución uniforme, evitando la formación de haces de fibras.

En el artículo se expone un estudio de este tema.

Revista: *Concrete*, vol. 8, núm. 6, junio 1974.

35. "El enigma de los tendones adherentes y no adherentes en las vasijas de hormigón pretensado de los reactores nucleares", por Y. BANGASH.

Sinopsis: Se incluyen recomendaciones para el empleo de tendones adherentes y no adherentes para depósitos de presión de hormigón pretensado para reactores nucleares.

Se ha aplicado un método de cálculo por elementos finitos para determinar la adherencia de distintos tendones con el hormigón.

En el artículo se indican una serie de datos de investigaciones para estudiar la adherencia de tendones. No se ha podido llegar a ninguna conclusión definitiva sobre la conveniencia de inyectar o no los conductos de los tendones, en el caso concreto de los reactores nucleares.

Revista: *Concrete*, vol. 8, núm. 7, julio 1974.

36. "Cálculo de cortantes para elementos de hormigón pretensado, según CP 110", por I. A. SMITH.

Sinopsis: La aparición de la norma CP 110 ha tenido una especial acogida entre los proyectistas, pues los nuevos métodos para el cálculo de los cortantes, en vigas pretensadas, presentan amplias diferencias con las experiencias de cálculo precedentes.

La norma es aún incompleta, señalándose algunas de sus limitaciones, para el cálculo a flexión, teniendo en cuenta la existencia o la carencia de fisuras.

Revista: *Concrete*, vol. 8, núm. 8, agosto 1974.

37. "Nuevas técnicas de construcción prefabricada", por R. TAYLOR.

Sinopsis: Las ventajas de las vigas prefabricadas de hormigón son bien conocidas. Sin embargo, las vigas de gran longitud presentan inconvenientes de transporte y colocación.

Estas desventajas se pueden salvar empleando dovelas de hormigón armado, las cuales son posteriormente empalmadas in situ por pretensado, formando una sola unidad capaz de absorber los momentos flectores.

En el artículo se dan detalles de este método.

Revista: *Concrete*, vol. 8, núm. 9, septiembre 1974.

38. "Sistema de encofrado perdido para la construcción de forjados y cubiertas", anónimo.

Sinopsis: En el artículo se presenta un nuevo sistema para la construcción de forjados de hormigón armado, proyectado por el arquitecto inglés Ronald Fox. Se trata de unos paneles de fibra de vidrio de forma arqueada fijados a presión a los bordes inferiores de las viguetas sin necesidad de herramientas adecuadas y mano de obra especializada, que sirven como encofrado perdido.

Estas piezas quedan embebidas en la obra y permiten la fijación de falsos techos, ubicar las conducciones de aire acondicionado y electricidad, dentro de la sección arqueada de la placa.

Se indican sus características más importantes y se describe el sistema constructivo.

Revista: *Concrete*, vol. 9, núm. 1, enero 1975.

39. "Demolición de estructuras de hormigón pretensado con armaduras postesas", por P. LINDSELL.

Sinopsis: Son escasos los trabajos publicados referentes a la demolición de obras de hormigón pretensado, si bien es cierto que en un próximo futuro el alcance de este problema será de dominio común.

En el artículo se hace una exposición detallada de los trabajos efectuados para la demolición parcial y reparación de vigas defectuosas de algunos puentes pretensados.

### Publicaciones enviadas por el Prestressed Concrete Institute, Estados Unidos.

Revista: *Journal of PCI*, vol. 18, núm. 5, septiembre-octubre 1973.

40. "Anteproyecto para la construcción de una estructura utilizada conjuntamente para el paso de oleoductos y vías de comunicaciones", por G. D. NASSER.

Sinopsis: Detallada descripción de un proyecto del Prof. T. Y. Lin, para la construcción de un complejo de oleoducto y vías de comunicación, a base de elementos tubulares prefabricados de hormigón. Tendrá 800 millas de longitud, y atravesará Alaska de norte a sur.

41. "Procedimiento de alargar las vigas AASHTO-PCI de los tipos III y IV para puentes carreteros de grandes luces", por A. R. ANDERSON.

Sinopsis: En Norteamérica, y en la última década, la solución adoptada en los pasos carreteros consistía en un puente apoyado en los estribos, en un pilar central y en otros dos intermedios. Actualmente, ante las nuevas normas de seguridad para evitar colisiones, estos pilares intermedios no son admisibles. En consecuencia, no es posible utilizar los tipos de vigas AASHTO-PCI de los tipos III y IV. En el presente trabajo se indica un procedimiento para poder emplear tales vigas si se utilizan en forma de dovelas, que posteriormente se pretensan, mediante armaduras postesas, en el propio lugar de la obra. El autor facilita un procedimiento de cálculo para tales puentes de dovelas. Dos ejemplos numéricos, completamente desarrollados, sirven para demostrar la utilidad de este método. En diferentes tablas y ábacos se facilita el proceso de diseño.

42. "Perfeccionamiento de las operaciones de prefabricación utilizando hormigón", por P. KLUCHERT.

Sinopsis: En este artículo se presenta la primera información documentada sobre las experiencias obtenidas al utilizar la técnica del hormigón calentado en una instalación de prefabricados de hormigón en Norteamérica. Después de dar una explicación de los fines básicos de la producción del hormigón caliente, el autor hace consideraciones referentes a las técnicas utilizadas en el moldeo, acabado y curado del hormigón fresco. Recalca la importancia de elegir un equipo que reúna los adecuados requisitos. Por ejemplo, la producción de vapor y el costo para la obtención de este vapor son factores muy significativos y que es preciso tener muy en cuenta cuando se adquiera la hormigonera. Por último, hace algunos oportunos comentarios sobre los problemas de funcionamiento y conservación. Señala también que en Europa esta técnica viene empleándose con éxito desde hace unos diez años.

43. "Cubierta laminar de hormigón pretensado de grandes dimensiones de tipo paraboloide hiperbólico para el Coliseum Ponce, en Puerto Rico", por T. Y. LIN y otros.

Sinopsis: Esta cubierta laminar, con forma de paraboloide hiperbólico para el Coliseum Ponce de Puerto Rico, representa un avance significativo en el cálculo de cubiertas laminares. Los voladizos de 42 m de longitud (medidos a lo largo de las vigas de borde) son los mayores del mundo para este tipo de láminas.

El pretensado con armaduras postesas fue empleado tanto en la cubierta como en las vigas de borde para controlar las deformaciones y las tensiones.

Los pilares situados a los lados opuestos de la cubierta fueron pretensados con armaduras postesas por su parte inferior (debajo del nivel del terreno) para resistir de esta forma los empujes horizontales.

Se utilizó el método de los elementos finitos para calcular el comportamiento de la estructura y, asimismo, los momentos y deformaciones, las tensiones de la lámina y de las vigas de borde. El artículo describe las técnicas de cálculo y construcción utilizadas en la realización de esta obra.

44. "Cálculo y fabricación de elementos de hormigón pretensado con sección en L para construcción de graderíos", por J. B. KELLY y otros.

Sinopsis: Los elementos para graderíos, así como otros con sección asimétrica, pueden llegar a soportar tensiones de distribución complicada si no se tiene en cuenta en el cálculo que las cargas aplicadas no son perpendiculares a los planos de flexión.

En este artículo se sugiere un procedimiento para determinar las tensiones de una forma real y situar las fuerzas de pretensado que es preciso emplear para contrarrestar estas tensiones. También se describe la fabricación, manipulación, transporte y montaje de estas piezas.

45. "Estudio experimental del hormigón pretensado bajo los efectos combinados de torsión, flexión y esfuerzo cortante", por A. E. McMULLEN y H. R. WOODHEAD.

Sinopsis: Se presentan los resultados obtenidos al ensayar 26 vigas de sección rectangular, de hormigón, pretensadas excéntricamente y que se sometieron a varias combinaciones de torsión, flexión y esfuerzo cortante. Con objeto de investigar el efecto de la presencia de estribos de forma rectangular, las restantes vigas no se dotaron de tales estribos. También se investigaron otras variables: el grado de pretensado, la separación de estribos y las relaciones  $T/(Vb)$  y  $T/M$ . Se proponen unas ecuaciones que establecen una relación mutua entre el cortante por parte de torsión y el momento de torsión para ambas vigas (con y sin estribos).

46. "Punto pretensado para el ferrocarril, en Australia, construido con dovelas prefabricadas". Sinopsis: Se hace una descripción del proyecto y construcción de un puente ferroviario, de doble vía, de 339 m construido cerca de Sydney (Australia), por un procedimiento consistente en pretensar dovelas prefabricadas de hormigón. El puente está constituido por 7 tramos simplemente apoyados de 48,46 m, lo cual da una longitud total de 339 m. La superestructura está constituida por vigas gemelas cajón prefabricadas, pretensadas con armaduras postensas. Cada uno de los 14 tramos está compuesto por 6 segmentos de unos 2 m de ancho por 3,80 m de canto. El tablero está formado por placas en voladizo, moldeadas in situ, pretensadas y con cables postesos. Debido a las malas condiciones del lecho, la cimentación tuvo que realizarse con 92 pilotes oblicuos de 50,6 m de longitud, sobre los que se asentaban las pilas del puente. Las pilas consisten en perfiles en H, de acero, de  $30,5 \times 30,5$  cm, que van unidos para formar el resto de la pila, que es de hormigón pretensado.

Revista: *Journal of PCI*, vol. 18, núm. 6, noviembre-diciembre 1973.

47. "Análisis de los elementos estructurales resistentes a las cargas laterales", por J. V. CHRISTIANSEN.

Sinopsis: La estructura de los edificios de hormigón de excepcional altura es un complejo sistema tridimensional de vigas, columnas, muros transversales y placas. Este complejo de elementos estructurales lineales y planos debe estar interconectado y dispuesto de tal manera que asegure la estabilidad de la estructura cuando ésta se ve sometida a las fuerzas de la naturaleza, como, por ejemplo, los vientos y terremotos. El autor de este artículo hace un estudio de las acciones a que se puede ver sometido un edificio, en este caso concreto de 22 plantas, por efecto primero del viento y después de los terremotos. Aplicados ambos al citado edificio, que está construido con piezas prefabricadas y que constituye un complicado sistema, llega a determinadas conclusiones sobre su comportamiento, valiéndose para ello de un análisis de los esfuerzos.

48. "Estructuras postensadas en el aeropuerto de Dallas Ft-Worth", por E. A. LAMBERSON, P. E.

Sinopsis: La primera fase de este aeropuerto gigante fue terminada en septiembre de 1973.

Para construir los cuatro edificios de las terminales, pasos elevados y superficies de aparcamiento, fue necesario el empleo de piezas prefabricadas de hormigón armado y pretensado con superficies de acabado de diferentes tonalidades, desbastadas por chorro de arena.

Fueron necesarios unos 12.000 elementos prefabricados de hormigón para la construcción de edificios y 8.000 en los pasos elevados de carreteras.

Los edificios de las terminales son de planta semicircular y fueron erigidos a base de módulos de dos pisos constituidos por soportes prefabricados, vigas pretensadas, forjados y muros prefabricados de hormigón con sistemas de unión por soldadura.

La construcción de esta primera fase excede de 700 millones de dólares.

En el artículo se describen las técnicas de realización de la torre de control, de las estructuras para embarque y desembarque y construcción de aparcamientos.

49. "Construcción del puente Río Colorado", por T. Y. LIN y F. KULKA.

Sinopsis: Se describe la construcción de un puente de 146,4 m de luz, ubicado en las proximidades de San José (Costa Rica). Este económico y funcional puente es una muestra del empleo ingenioso de las técnicas y principios y teorías del arco, de las estructuras suspendidas y del voladizo. Sobre los estribos se construyeron unas piezas verticales, que posteriormente se hicieron girar 30 grados para formar voladizos a ambas laderas. Desde estos voladizos arranca

una estructura colgante, que sirve como plataforma para levantar unos pilares, que son los que sustentan el tablero del puente. Determinados elementos prefabricados de este puente se pretensaron mediante armaduras postesas.

50. "Cálculo de la resistencia al fuego del hormigón pretensado", por A. H. GUSTAFERRO.

Sinopsis: Se presentan métodos para calcular la resistencia al fuego de estructuras de hormigón pretensado.

Se indican, asimismo, métodos corrientes para ensayos de resistencia al fuego, y se detalla cómo se han desarrollado los mismos, utilizando las experiencias de laboratorio.

Se hace una estimación de esta resistencia para placas y vigas continuas, simplemente apoyadas. También se estudia la transmisión del calor a través de los forjados y placas de cubiertas.

Revista: *Journal of PCI*, vol. 19, núm. 2, marzo-abril 1974.

51. "Cálculo a torsión del hormigón pretensado", por P. ZIA y W. D. MCGEE.

Sinopsis: Se presentan algunas recomendaciones prácticas para el cálculo a torsión de elementos de hormigón armado, las cuales han sido incluidas en el *ACI Building Code*, 318-71.

Estas recomendaciones no son aplicables al hormigón pretensado.

Teniendo en cuenta un extenso número de investigaciones en relación con el cálculo de elementos pretensados sometidos a torsión, en este artículo se propone una ampliación del Código ACI con la finalidad de incluir en el mismo el cálculo a torsión para el hormigón pretensado.

Se presentan fórmulas para calcular la tensión nominal de torsión y una ecuación para determinar la resistencia a torsión de las piezas de hormigón armado, continuando con una discusión sobre la relación de interacción torsión-cortante teniendo en cuenta el efecto de la fuerza de pretensado.

Los procedimientos propuestos están ilustrados con un ejemplo de cálculo de una viga pretensada con sección en L utilizada en una estructura de cubierta, estando sometida a torsión, flexión y cortante combinados.

Se considera que el procedimiento propuesto es razonablemente conservador, siendo susceptible de una ulterior mejora a medida que la investigación sea más completa.

52. "Consideraciones de proyecto para un edificio de apartamentos a base de prefabricados pretensados", por E. P. HOLLAND y otros.

Sinopsis: Este trabajo aparece en varios números de la Revista PCI. En total comprende ocho trabajos, en los que se indican las distintas etapas, tanto en lo que se refiere a proyecto, cálculo y ejecución. Los ocho trabajos a que se hace referencia son: Problemas de Cálculo. Análisis de los elementos resistentes a las cargas laterales. Cálculo de los paneles de muro prefabricados resistentes a las cargas. Cálculo de elementos secundarios para suelos. Cálculo de la estructura. Cálculo de pilares de cimentación de hormigón pretensado. Cálculos para las consideraciones de montaje y disposiciones para evitar el colapso progresivo.

53. "Aplicaciones del pretensado a estructuras dañados", por A. K. KAR.

Sinopsis: Los principios del pretensado pueden ser aplicados eficazmente en la restauración de estructuras destruidas. El autor describe tres aplicaciones diferentes del pretensado para la reconstrucción de tres estructuras distintas: 1. Un puente carretero. 2. un pilar de cimentación. 3. Una viga en celosía de madera.

54. "Los adhesivos epoxi en la construcción con prefabricados de hormigón pretensado", por F. HUGENSCHMIDT.

Sinopsis: Aunque los adhesivos se vienen empleando desde hace muchos años en la industria de la construcción, actualmente sus aplicaciones en la industria de los prefabricados de hormigón son cada vez más numerosas, especialmente en la construcción de puentes por dovelas. El autor, después de hacer una revisión de las propiedades de los adhesivos estructurales, señala los criterios para seleccionar los adhesivos a base de epoxi. Recalca la importancia de obtener valores verdaderos sobre la deformación por fluencia, la estabilidad ante el calor y la resistencia a la humedad, indicando que las propiedades de las epoxi vienen influenciadas notablemente por las variaciones de temperatura. Se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio realizados para determinar el comportamiento a la fluencia. Se sugieren unas especificaciones para la aplicación de estos adhesivos. También se hacen algunas sugerencias referentes a ensayos a pie de obra. Finalmente, se señalan dos aplicaciones específicas a puentes pretensados.

55. "Comportamiento de la unión entre columna y placa plana pretensada con armadura postesa", por S. W. SMITH y N. H. BURNS.

Sinopsis: Tres piezas de ensayo constituidas por placas planas, postesadas, de forma cuadrada (con 3 m de lado) y por un soporte simple, empotrado en su centro y con diferentes cuantías de acero, fueron sometidas a carga hasta la rotura.

Se obtuvieron datos de la resistencia a cortante y flexión, así como del comportamiento de la zona de unión entre pilar y placa.

Los resultados fueron comparados con las especificaciones de cálculo del actual ACI Building Code (318-71), así como los datos resultantes de otros ensayos.

Las armaduras dispuestas en las uniones mejoran, en general, el comportamiento de las piezas ensayadas, lográndose un menor fisuramiento y resistencias más elevadas.

Este estudio constituye la primera fase de un programa de investigaciones sobre placas pretensadas con armaduras postesas.

56. "Ensayo a rotura de un puente de hormigón pretensado", por E. G. BURDETTE y D. W. GOODPASTURE.

Sinopsis: El artículo describe un ensayo a rotura de dos tramos de un puente de hormigón pretensado y un estudio comparativo de las curvas de carga-deformación obtenidas empleando programación por ordenador.

La deformación de las placas del tablero produjo una separación entre vigas y placas, resultando, por tanto, una pérdida de la acción combinada y, en consecuencia, la rotura por cortante de las vigas.

Se ponen de relieve algunas consideraciones relativas a los conocimientos actuales sobre el comportamiento de puentes, de vigas múltiples, de hormigón pretensado.

57. "Ensayo de carga de rotura de una viga doble T, de hormigón pretensado, construida por dovelas", por S. E. MOUSTAFA.

Sinopsis: Se presentan los resultados de los ensayos de una viga en doble T, para puentes de hormigón pretensado, construida por dovelas. La viga de este ensayo se construyó con dovelas prefabricadas pequeñas, que se ensamblaron y pretensaron por medio de cables postesos. Seguidamente, sobre la parte superior de la viga, se moldeó el tablero del puente. La viga de 28 m de longitud se construyó con nueve dovelas de 2,43 m y dos piezas en sus extremos de 3 m. Todo el conjunto se pretensó con dos tendones adherentes postensados. La viga se completó con un tablero de puente moldeado in situ de 21,24 cm de espesor y 1,80 m de ancho. Una vez terminada se sometió a carga, predominantemente a ensayo de flexión, anotándose y haciéndose un informe de su comportamiento en condiciones de trabajo, fisuración a carga de rotura. Se ha obtenido la conclusión de que las características de esta viga, construida por dovelas, tanto en condiciones de servicio, como bajo carga de rotura, son comparables a las de una viga monolítica.

58. "Tensiones y fuerzas en vigas de gran canto pretensadas con cables rectos", por M. SERGIOUS y G. TADROS.

Sinopsis: En las vigas de gran canto, cuando éste tiene una dimensión mayor o igual a las tres cuartas partes de la luz, las distribuciones de las tensiones debidas a la carga, así como las originadas por el pretensado, son de carácter no lineal. En estos casos, no es aplicable la teoría de la viga para calcular las tensiones y es preciso utilizar en los análisis los métodos numéricos.

Cuando las vigas de gran canto se someten a grandes cargas verticales, se producen tensiones de tracción y altas fuerzas de tracción en la parte inferior de la viga. Por otra parte, si estas cargas son concentradas, en la parte próxima a la parte superior de la viga tienden a formarse tensiones de hendidamiento y fuerzas de tracción. En este artículo se estudia el caso de una viga de gran canto, pretensada, simplemente apoyada y sometida a una carga aplicada en el centro de la parte superior de la misma. También se estudia una viga con una relación canto/luz igual a uno y pretensada con un cable recto, considerándose cuatro casos de carga. Además, se analizan otras tres vigas más de gran canto, con diferentes relaciones canto/longitud. Los resultados se presentan en forma de diagramas, acompañados de un ejemplo numérico.

59. "Resistencia al fuego de elementos prefabricados de hormigón armado empleados en edificación". por A. GUSTAFERRO.

Sinopsis: Este informe, que ha sido preparado por el Comité del PCI de lucha contra el fuego y la División de Prefabricados de Hormigón, proporciona una amplia información sobre la resistencia al fuego de elementos prefabricados de hormigón armado utilizados en edificación. Se presentan datos para calcular espesores de distintas clases de muros, asegurando un tiempo de exposición de una, dos, tres y cuatro horas.

Se incluyen tablas y ábacos para determinar el espesor de paneles sencillos, dobles, nervados y *sandwich*.

Se ofrecen soluciones para el tratamiento de juntas entre paneles, protección de uniones y, asimismo, aislantes contra el fuego para suelos y muros. También contiene un apartado que trata de la resistencia al fuego de pilares de hormigón pretensado y de sus recubrimientos protectores.

60. "Empalme de pilotes prefabricados de hormigón pretensado (parte 1.<sup>a</sup>). Examen y realización de las uniones", por R. N. BRUCE y D. C. HERBERT.

Sinopsis: El empalme de pilotes de hormigón pretensado realizado eficazmente puede reducir e incluso eliminar multitud de problemas relacionados con la hinca de pilotes de gran longitud. Un procedimiento eficaz de unión evita la necesidad de cálculos complicados y facilita el aumento de la longitud del pilote en caso necesario.

La primera parte del artículo presenta distintos métodos para empalmar pilotes, que se emplean en diferentes países.

Revista: *PCI Tems*, núm. 319.

61. "Distinguidos proyectistas, profesionales, otorgan 17 recompensas".

Sinopsis: La celebración del XI Concurso del PCI, para la entrega de premios a los distintos proyectos de estructuras realizadas con elementos prefabricados de hormigón armado y pretensado, tuvo lugar en Chicago el 2 de agosto de 1973.

El extenso y distinguido Jurado otorgó 17 premios, correspondiendo 10 a edificios y 7 a puentes.

En el artículo se muestran las fotografías de los proyectos premiados.

Revista: *PCI Tems*, núm. 320.

62. "Empleo de piezas prefabricadas de hormigón pretensado en la construcción de hoteles y moteles".

Sinopsis: Se presentan métodos que significan un avance importante en la forma de construir hoteles y moteles mediante el empleo de piezas prefabricadas de hormigón pretensado.

Se señala especialmente en el artículo la compatibilidad de uso de estos elementos con otros materiales de construcción y otros sistemas constructivos.

Revista: *PCI Tems*, núm. 321.

63. "Ventajas económicas a corto y a largo plazo empleando elementos de hormigón pretensado en la construcción de edificios comerciales".

Sinopsis: Se comenta en este breve artículo que cuando se construye con elementos prefabricados de hormigón pretensado se logra disminuir el tiempo de erección de las obras, lo que supone una reducción de los gastos de financiación.

Su elevada resistencia al fuego permite un eficaz cumplimiento de las normas contra incendio en edificios comerciales, consiguiéndose por tanto un ahorro permanente al satisfacer primas menores de los seguros de incendio.

64. "Ventajas de los elementos prefabricados de hormigón pretensado en la construcción de estadios".  
Sinopsis: Las ventajas de utilización de elementos prefabricados de hormigón pretensado se ponen de relieve en la construcción de estructuras para graderíos, tanto en los campos de deportes de las pequeñas escuelas como en la construcción de estadios para grandes competiciones profesionales.  
La rápida erección, economía, resistencia y otras características de este material determinaron su elección en cada uno de los proyectos presentados en este artículo.

Revista: *PCI Tems*, núm. 323.

65. "Los elementos prefabricados de hormigón pretensado ofrecen multitud de posibilidades para construir bloques de viviendas plurifamiliares".  
Sinopsis: Dada la gran variedad de estructuras utilizadas para construir bloques de viviendas plurifamiliares, los promotores y constructores encuentran las mejores soluciones constructivas dentro del vasto campo de aplicaciones que ofrecen los elementos prefabricados de hormigón pretensado.  
En el artículo se hace alusión a las principales cualidades de los mismos, mostrándose ejemplos.

Revista: *PCI Tems*, núm. 324.

66. "Los elementos prefabricados de hormigón pretensado en la construcción de piscinas y gimnasios".  
Sinopsis: El desarrollo de las actividades de educación física implica la necesidad de disponer de amplios espacios.  
El empleo del hormigón pretensado en las estructuras de forjados y cubiertas para edificios destinados a estos fines proporciona entramados de grandes luces y economía de costes.  
En el artículo se señalan también otras ventajas importantes, y se presentan algunas fotografías de gimnasios y piscinas.

#### **Publicaciones enviadas por la Japan Prestressed Concrete Engineering Association, Japón.**

Revista: *Journal of Japan Prestressed C.E.A.*, vol. 15, núm. 4.

67. "Cálculo y construcción de pilotes de hormigón pretensado de gran diámetro", por T. ENDO (en japonés).  
Sinopsis: En la construcción de la estación de Musashino, de los Ferrocarriles Nacionales Japoneses, debido a la escasez de resistencia del terreno, fue necesario profundizar más de 40 metros para efectuar la cimentación, empleándose en la misma pilotes de gran diámetro de hormigón pretensado, que fueron previamente tratados en autoclave.  
Se exponen los métodos de realización de la cimentación.
68. "Vigas continuas pretensadas, con armaduras postesas, provistas de piezas intermedias de unión de hormigón armado", por Y. ITO (en japonés).  
Sinopsis: Se presenta un estudio de vigas continuas, realizado por Expressway Research Foundations of Japan, en 1973, provistas de piezas de unión de hormigón armado, cuya finalidad es reducir el número de juntas de expansión, que determinan irregularidades en la superficie de rodadura y frecuentes gastos de mantenimiento.
69. "Cálculo y construcción del puente de Kamikurotani", por S. SAIKI y otros (en japonés).  
Sinopsis: El puente fue construido en Kamikurotani, próximo a la ciudad de Wakayama. Consiste de cuatro tramos continuos de vigas cajón pretensadas empleando el sistema Diwydag. Esta obra se completó en marzo de 1973.  
En el artículo se describe el proyecto y construcción de este puente.



70. "Cálculo y construcción de una chimenea de equilibrio para la Central Hidroeléctrica de Yanaginata", por K. OHHASHI y otros (en japonés).

Sinopsis: El depósito fue construido en las inmediaciones de la ciudad de Hita, Oita Prefecture. Se trata del mayor de los depósitos de agua construidos, en el Japón, y el primero dentro de la modalidad de las chimeneas de equilibrio. En el artículo se presenta su construcción y los ensayos de vibración realizados.

71. "Complementos para el cálculo a rotura por flexión de secciones de hormigón pretensado", por S. INOMATA (en japonés).

Sinopsis: Una reciente revisión de normas para hormigón pretensado y de curvas de deformación para hormigón y acero ha puesto de manifiesto la necesidad de un método más directo de cálculo de la resistencia máxima, a flexión, de secciones de hormigón pretensado.

El método indicado en el artículo es de aplicación sencilla, proporcionando resultados con una precisión comparable a la obtenida con métodos más extensos.

Los cálculos quedan simplificados con la utilización de ábacos.

Revista: *Journal of Japan Prestressed C.E.A.*, vol. 16, núm. 1.

72. "Presente y futuro de los aceros para hormigón pretensado", por S. MORITA (en japonés).

Sinopsis: El hormigón pretensado se comenzó a utilizar en el Japón hace más de veinte años, destacando durante este período un notable avance en la evolución de los aceros de pretensado. En este artículo se describe el nivel técnico alcanzado y los problemas que se plantean al utilizar los aceros de pretensar, señalándose los nuevos horizontes que se vislumbran en los aceros para hormigón pretensado.

73. "Características de tendones sometidos a tensión durante un año para depósitos de presión de hormigón pretensado", por Y. HISATOMI y otros (en japonés).

Sinopsis: Formando parte de diversos estudios experimentales sobre vasijas de presión en hormigón pretensado, se sometieron a ensayo tendones de pretensar en un modelo a escala reducida, de forma y dimensiones similares al prototipo PCRV.

En este artículo se exponen los resultados acerca de las pérdidas de pretensado de los tendones durante el período del 25 de agosto al 15 de septiembre de 1972. Las características de relajación se determinaron con tendones tesados por un período de un año.

Los ensayos fueron satisfactorios, pero los autores reconocieron la necesidad de estudios más extensos antes de que el sistema fuese adoptado para calcular y construir estos depósitos.

Revista: *Journal of Japan Prestressed C.E.A.*, vol. 16, núm. 2.

74. "Cálculo de la resistencia a rotura de estructuras hiperestáticas de hormigón pretensado. Resistencia a rotura de pórticos de hormigón pretensado, doblemente articulados", por S. KAMIYAMA (en japonés).

Sinopsis: La finalidad del artículo es presentar un método práctico para el cálculo, de pórticos de hormigón pretensado, doblemente articulados, en el estado límite.

Se discute el cálculo del momento resistente, capacidad de giro, localización de rótulas plásticas y resistencia máxima de este tipo de pórticos.

Se hicieron una serie de ensayos, sometiendo los pórticos a cargas verticales y horizontales reversibles, para calcular la resistencia máxima, y el comportamiento de las armaduras, sin tesar, a fin de mejorar las características de los momentos de giro, en las rótulas plásticas que se forman.

75. "Investigación sobre la resistencia a flexión calculada a prerrotura de un puente de hormigón pretensado", por el COMMITTEE of JSCE (en japonés).

Sinopsis: El método de cálculo para el estado límite que fue recomendado en el FIP-CEB Joint Committee's: "Guide for Design and Execution of Concrete Structures", no ha sido adoptado en el Japón.

El artículo presenta el resultado de una investigación sobre los "estados límite" de algunos puentes que se calcularon teniendo en cuenta las Normas Japonesas y de acuerdo con las hipótesis de la Norma FIP-CEB.

Revista: *Journal of Japan Prestressed C.E.A.*, vol. 16, núm. 3.

76. "Cálculo y construcción del puente Shiozu", por M. KUBOTA y H. OKAJIMA (en japonés).  
Sinopsis: El puente fue terminado en octubre de 1973, para servir al ferrocarril, empleando en su construcción vigas pretensadas por el sistema Dywidag.  
En la estructura se emplearon amortiguadores de choque, con el fin de distribuir las cargas horizontales entre los pilares durante un terremoto.  
Se hace una descripción total de la construcción del puente, dedicando especial atención a las características mecánicas de unos amortiguadores especiales denominados "detenedores".
77. "Cálculo y ejecución del puente Horomoc Oohashi por el método de empuje", por K. MIZUSAWA y otros (en japonés).  
Sinopsis: El puente consta de tres tramos continuos, de sección en cajón, y fue construido sobre el río Jinya, en la ciudad de Mururoa. Lo fundamental de este puente lo constituye el método de construcción. El tablero fue realizado en la margen del río, en la parte posterior del estribo, hormigonando la viga en longitudes comprendidas entre 10 y 15 m. Simultáneamente se realizó el lanzamiento mediante empuje. El artículo presenta el plan y su ejecución.

Revista: *Journal of Japan Prestressed C.E.A.*, vol. 16, núm. 4.

78. "Construcción de un puente para el nuevo aeropuerto Omura", por K. IMAMURA y otros (en japonés).  
Sinopsis: Este puente fue erigido sobre el mar para unir el nuevo aeropuerto de Omura en las islas Mino y la ciudad Omura.  
Tiene una longitud de 970 m y 7,5 m de ancho, y se realizó con vigas de hormigón pretensado con armaduras postesas.  
En el artículo se hace una descripción de los trabajos de construcción en el mar.

#### **Publicaciones enviadas por el New Zealand Prestressed Concrete Institute, Nueva Zelanda.**

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 17, núm. 1.

79. "Sistema Unispan, de forjados prefabricados", por C. J. BUSCK.  
Sinopsis: Se describe en el artículo el Sistema Unispan de forjados prefabricados de hormigón pretensado, indicando sus características mecánicas, térmicas y acústicas, así como sus aplicaciones en la construcción de escaleras, cubiertas y terrazas, destacando su economía de coste.
80. "Pasos elevados en el aeropuerto internacional de San Francisco, con piezas prefabricadas pretensadas", por Y. C. YANG y KAM-SHING LO.  
Sinopsis: Se presenta un método de construcción por módulos, que ha sido aplicado en las obras de los pasos elevados para el aeropuerto internacional de San Francisco.  
Para la erección se utilizaron elementos prefabricados de hormigón pretensado, con forma de T invertida.  
Se comentan las dificultades que se presentaron, entre las que se señalan las severas limitaciones impuestas por el tráfico, por lo que fue necesario adoptar métodos especialmente adecuados para efectuar los trabajos.

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 17, núm. 4.

81. "Edificios para oficinas de hormigón armado", editorial.  
Sinopsis: En el artículo se presentan fotografías de algunos edificios de oficinas construidos en Nueva Zelanda y los comentarios de tres arquitectos que expresan sus puntos de vista acerca de la importancia del hormigón como material de construcción, en un próximo futuro, para realizar este tipo de edificios.
- Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 17, núm. 6.
82. "El Complejo Deportivo Queen Elizabeth Park, por W. J. LOVELL SMITH.  
Sinopsis: Se hace una descripción del complejo Queen Elizabeth Park, que cubre un área de 4.897 m<sup>2</sup>, con capacidad para 39.000 espectadores. Para conseguir un plazo de tiempo reducido y la máxima economía en su construcción se emplearon elementos prefabricados de hormigón

armado en la estructura, los muros perimetrales exteriores y de hormigón pretensado en los forjados.

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 18, núm. 1.

83. "Hormigón armado con fibras", anónimo.

Sinopsis: Hasta hace poco tiempo el único material fibroso utilizado ampliamente en combinación con el cemento era el amianto. Por esta circunstancia, la industria del fibrocemento alcanzó un alto nivel de desarrollo, produciendo una gran variedad de elementos.

Aunque continúa ocupando un lugar de importancia, existe un creciente interés por la utilización de otros materiales fibrosos, habiéndose realizado un extenso trabajo de investigación.

El propósito del artículo es mostrar el panorama actual de estos materiales, tales como las fibras de polipropileno, de vidrio, acero, carbono, etc.

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 18, núm. 2.

84. "El bombeo del hormigón", por J. C. MACKERSEY.

Sinopsis: El empleo de bombas para trasegar hormigón constituye uno de los aspectos más importantes dentro del proceso de colocación del hormigón en las obras.

Partiendo de un estudio profundo de la demanda y la utilización de estas unidades de bombeo, se han desarrollado métodos eficaces de colocación del hormigón.

Aunque el tema es de sobra conocido, en el artículo se insiste en que el éxito de su empleo reclama constantemente nuevos conocimientos prácticos y tecnológicos.

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 18, núm. 3.

85. "Nuevo método para disminuir el deslizamiento en las carreteras de hormigón", por J. WEAVER.

Sinopsis: El *record* de accidentes en carretera producidos por deslizamiento durante el año 1966 arrojó la cifra de un 17 por 100 en pavimentos secos, y aproximadamente el doble sobre pavimentos húmedos.

En el artículo se presenta un nuevo método de tratamiento de pavimentos de hormigón, desarrollado por un equipo de investigación de la Cement and Concrete Association y dirigido por el autor del artículo.

### Publicaciones enviadas por el Grupo de la República Democrática Alemana.

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, febrero 1974.

86. "Análisis de los fenómenos producidos por los gases de combustión sobre el hormigón", por W. TISCHER (en alemán).

Sinopsis: En las chimeneas de hormigón armado que conducen gases de combustión se produce un fenómeno de agresividad debido al carácter ácido de los gases, que atacan a las sustancias alcalinas del hormigón. Los gases calientes a medida que ascienden por la chimenea se enfrían hasta alcanzar el punto de rocío, condensándose. Una vez estudiado este fenómeno de agresividad se indican las medidas que es posible adoptar para evitar el deterioro, tanto en la chimenea como en otras conducciones por las que circulan los gases de combustión.

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, marzo 1974.

87. "Influencia de la variación de la fuerza de pretensado sobre la propensión a la rotura frágil del acero de las armaduras", por J. OLDEN y H. POLSTER (en alemán).

Sinopsis: Con el fin de observar la influencia del pretensado sobre la tendencia a la rotura frágil de los aceros de la armadura, se han efectuado ensayos electroquímicos sobre dichos aceros con electrolitos que corresponden a las condiciones de fabricación del hormigón pretensado en lo que respecta a su composición y temperatura.

La información que se facilita en este artículo se refiere únicamente a la fase de los fenómenos de corrosión superficial y a la fisuración del acero bajo diferentes tensiones de pretensado.

El tema de la investigación ha sido el de los efectos de diferentes grados de pretensado, los valores del pH del medio corrosivo y la temperatura, tanto sobre la corrosión como sobre la respuesta a rotura frágil de los aceros de pretensar.

Basándose en los resultados obtenidos, se ha podido comprobar que el factor pH ejerce una influencia más decisiva sobre la tendencia a la corrosión de los aceros de pretensar en las condiciones normales de fabricación que el grado de pretensado y la temperatura.

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, marzo 1974.

88. "Cálculo de la retracción y fluencia en secciones de hormigón pretensado con un eje de simetría", por W. KRUGER (en alemán).

Sinopsis: Se deducen fórmulas prácticas para el cálculo de tensiones en el hormigón y en el acero de pretensar que se producen en un momento  $t$ . Estas están referidas a secciones de hormigón pretensado con un eje de simetría y armadura doble o sencilla para resistir la flexión y la tensión longitudinal. La deducción de estas fórmulas se ha efectuado considerando la deformación por fluencia y retracción, así como un módulo de elasticidad para el hormigón, variable con el tiempo. El cálculo de las secciones se refieren únicamente a la del hormigón en contraste con los procedimientos de cálculo usuales. Para la determinación de los valores numéricos de la fluencia y retracción se han construido unos ábacos.

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, junio 1974.

89. "El hormigón ligero moldeado con encofrados deslizantes", por R. BARTKE y O. M. NEUMANN. (en alemán).

Sinopsis: Se describe una obra, realizada con encofrados deslizantes, en la que se utilizó un hormigón de arcillas dilatadas. Se facilitan datos sobre la granulometría de los áridos empleados, dosificaciones del hormigón, temperaturas durante las operaciones de hormigonado, etc.

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, septiembre 1974.

90. "Selección de aireantes económicos para el hormigón", por W. BURKERT (en alemán).

Sinopsis: Se estudia la influencia de diversos aireantes sobre las características de los hormigones obtenidos. Se aplicaron en hormigones en masa destinados a obras hidráulicas. En general, se observó una ligera disminución de las resistencias a compresión a los veintiocho días. Las pruebas se relizaron con diversos tipos de cementos, entre los que se encontraba un cemento puzolánico.

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, agosto 1974.

91. "El empleo del hormigón pretensado en edificios de altura en la República de Bulgaria", por C. ROMANOV (en alemán).

Sinopsis: Se describe un sistema constructivo en el que la estructura del edificio está realizada con elementos de hormigón pretensado. En muros y paredes de este edificio se han empleado piezas prefabricadas de hormigón ligero celular.

92. "Cálculo del fisuramiento. Peculiaridades en placas de hormigón armado", por G. RICKENSTORF y P. LIEBAU (en alemán).

Sinopsis: Basándose en normas y procedimientos de cálculo ya existentes, el autor facilita un nuevo procedimiento para dimensionar placas de hormigón armado.

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, diciembre 1974.

93. "Estudio de la presión del hormigón fresco según la perpendicularidad al encofrado", por S. RÖHLING (en alemán).

Sinopsis: Se estudia la influencia sobre el hormigón en masa de la compresión ejercida verticalmente una vez vertido en el propio encofrado. Se observa una mayor compacidad a medida que aumenta la temperatura de la masa de hormigón. También se ha observado el empuje que han de soportar las paredes del encofrado como consecuencia de tal compresión.

Traducido por J. M. SOLANCE

## ***Son Instituciones Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento***

- La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).
- La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Cali (Colombia).
- El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).
- La Facultad de ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima).
- La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).
- La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).
- La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).
- El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).
- El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).
- La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).
- La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).
- El Departamento Técnico y Laboratorios de Aproveche, Caracas (Venezuela).
- El Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).
- El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.
- El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).
- El Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).
- El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. - YMCIC (México).
- La Escuela Técnica de Ingenieros de la Comandancia General del Ejército. Quito (Ecuador).



**asociación técnica  
española del pretensado**