

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA  
DEL PRETENSADO

INSTITUTO EDUARDO TORROJA  
DE LA CONSTRUCCION Y DEL  
CEMENTO

COSTILLARÉS - CHAMARTÍN  
MADRID - 16

# HORMIGÓN

**y acero**

**n. 96**

## MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

**CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A.** — Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.  
**CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L.** — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.  
**CONSTRUCCIONES CARLOS ERROZ.** — Avda. Carlos III, 50. Pamplona (Navarra).  
**ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA).** — Apartado 553. La Coruña.  
**FORJADOS DOMO.** — General Mola, 31. Madrid-1.  
**INTEMAC, S. A.** — Monte Esquinza, 30. Madrid-4.  
**MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A.** — Apartado 34. Benicarló (Castellón).  
**NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.** — P.º de Pereda, 32. Santander.  
**PACADAR, S. A.** — Castelló, 48. Madrid-1.  
**PREFABRICACION PESADA Y PRETENSADOS.** — Comandante Zorita, 2. Madrid-20.  
**PROCEDIMIENTOS BARREDO.** — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.  
**PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL.** — General Perón, 20. Madrid-20.  
**S. A. ECHEVARRIA.** — Apartado 46. Bilbao-8.  
**S.A.E. BBR.** — Rosellón, 229. Barcelona-8.  
**SICOP, S. A.** — Princesa, 24. 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.

## Nuevos miembros correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

En la sesión del Consejo Técnico Administrativo de este Instituto Eduardo Torroja, celebrada el día 22 de abril del presente año 1970, se trató sobre los deseos de estrechar los lazos de unión con el I.E.T.c.c., expresados por el Departamento Técnico y Laboratorios de Aproveche, Caracas.

En este sentido, el Consejo hizo constar el especial interés y cariño con que acoge los deseos de dicho Departamento en la seguridad del positivo beneficio que reportará toda acción encaminada a fortalecer las relaciones entre ambas instituciones.

En consecuencia, y por unanimidad, se tomó el acuerdo de conceder al Departamento citado, a todos los efectos de colaboración a que pueda dar lugar, el título de miembro correspondiente del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

## son instituciones miembros correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

*La Pontificia Universidad Católica de Chile.*  
*La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (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.*  
*La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.*  
*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.*  
*La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia.*  
*La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco, México.*  
*El Departamento Técnico y Laboratorios de Aproveche, Caracas.*

**ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO**

**h**ormigón **y** **a**cero

**n. 96**

**3.º trimestre 1970**

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO. — COSTILLARES — CHAMARTIN — MADRID-16

Depósito Legal: M 853-1958  
Tipografía Artística. - Madrid.

**ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO**

**h**ormigón y **a**cero

**n. 96**

**3.º trimestre 1970**

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.—COSTILLARES—CHAMARTIN—MADRID-16

Depósito Legal: M 853-1958  
Tipografía Artística. - Madrid

# asociación técnica española del pretensado

CUOTA ANUAL	ESPAÑA	EXTRANJERO
	Pesetas	Dólares
Socios protectores .....	5.000	100,—
Socios colectivos .....	2.000	40,—
Socio individual, no adherido al I. E. T. c. c. ....	600	12,—
Socio individual, 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.

## hormigón y acero n. 96

### índice

Páginas

#### 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>457-8-35</b>	<b>Ensayo y análisis de una viga mixta de hormigón y acero, con sección metálica aligerada y pretensada.</b> . . . . . Essai et analyse d'une poutre mixte en béton et en acier, à section métallique allégée et précontraints. Test and analysis of a compound girder of concrete and steel, with prestressed lightened metal section. J. Martínez Calzón y Norberto Cubría.	9
<b>457-2-13</b>	<b>Cálculo de láminas parabólicas largas, pretensadas.</b> . . . . . Calcul des voiles paraboliques longs, précontraints. Design calculation of prestressed, long parabolic thin shells. G. D. Nasser.	49
	<b>VI Congreso Internacional de la F. I. P. — Praga, 7 al 13 junio 1970</b> . . . . . VI <sup>ème</sup> Congrès International de la F. I. P. — Prague, 7 au 13 juin 1970. VI International FIP Congress, Prague, 7-13 June, 1970.	61
<b>591-2-42</b>	<b>Puentes construidos en España (1966-70).</b> Ponts construits en Espagne (1966-70). Bridges constructed in Spain (1966-70). C. Fernández Casado.	65
<b>591-1-12</b>	<b>El hormigón pretensado en la arquitectura española.</b> . . . . . Le béton précontraint dans l'architecture espagnole. Prestressed concrete in Spanish architecture. F. Cassinello.	81
<b>591-9-26</b>	<b>Estructuras especiales de hormigón pretensado construidas en España entre 1966-70.</b> . . . . . Structures spéciales en béton précontraint, construites en Espagne entre 1966 et 1970. Special prestressed concrete structures made in Spain between 1966 and 1970. J. A. Torroja.	91
<b>591-5-18</b>	<b>Proyecto, construcción y comportamiento de los pavimentos de hormigón pretensado de la CN-II (Madrid-Barcelona).</b> . . . . Projet, exécution et comportement des revêtements routiers en béton précontraint de la RN-II (Madrid-Barcelona). Design, construction and behaviour of prestressed concrete pavements on the CN-II roadway (Madrid-Barcelona). C. Kraemer.	99

**PORTADA:** **Ensayo de vías para el nuevo tren vertebrado Gaiçoechea.**

**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).  
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.  
AGUSTI, S. L. — Gerona.  
ARION, S. A. — Barcelona.  
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.  
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.  
BAGANT. — Castellón.  
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.  
BUTSEMS, S. A. — Madrid.  
BUTSEMS, S. A. — Valencia.  
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA. — Valladolid.  
CAMINOS Y PUERTOS, S. A. — Madrid.  
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.  
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.  
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).  
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.  
CIMACO, S. A. — Madrid.  
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.  
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.  
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid.  
CIA. DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — HIDROCIVIL. — Madrid.  
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao.  
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid.  
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.  
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid.  
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.  
COTECOSA. — Bilbao.  
CUPRE. — Valladolid.  
DIREC. GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS.—MINIST. DEL EJERCITO.—Madrid.  
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.  
EDES, S. A. — Madrid.  
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.  
ENAGA, S. A.— Madrid.  
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.  
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.  
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.  
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.  
EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE CONSTRUCCION. — EXCO. — Madrid.  
FABRICADOS PARA L' CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.  
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.  
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.

FERROLAND, S. A. — Valencia.  
FORJADOS “DOL”. — Esquivias (Toledo).  
FORMO, S. A. — Barcelona.  
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. — MINIST. DE O. P. — Madrid.  
GUARNER Y TRIGO, S. L. — Madrid.  
HEREDIA Y MORENO, S. A. — Madrid.  
HIDAQUE, S. A. — Granada.  
HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — HIFORCEM. — Sevilla.  
HORPRESA, S. A. — Madrid.  
HORSA, S. A. — Barcelona.  
HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.  
IDEAM, S. A. — Madrid.  
INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A. — Zaragoza.  
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. — VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).  
INDUSTRIAS DEL HORMIGON. — INHOR. — Madrid.  
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.  
INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZACION. — Madrid.  
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — INTECSA. — Madrid.  
INUGARA, S. A. — Burgos.  
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE VALENCIA. — Valencia.  
3.<sup>a</sup> JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.  
3.<sup>a</sup> JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE MATERIALES. — Bilbao.  
5.<sup>a</sup> JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.  
JOSE MARIA ELOSEGUI. — CONSTRUCCIONES. — San Sebastián (Guipúzcoa).  
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.  
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.  
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.  
MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).  
MATERIALES PRETENSADOS, S. A. — MATENSA. — Madrid.  
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.  
MATUBO, S. A. — Madrid.  
J. MIRO TREPAT, CONSTRUCCIONES, S. A. — Barcelona.  
OTAISA. — Sevilla.  
OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.  
V. PEIRO, S. A. — Valencia.  
PIEZAS MOLDEADAS, S. A. — PIMOSA. — Barcelona.  
PREFABRICACION DE ELEMENTOS PARA LA CONSTRUCCION. — PRELCONSA. — San Claudio (Oviedo).  
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA. — Vitoria (Alava).  
PREFABRICADOS DE CEMENTOS, S. A. — PRECESA. — León.  
PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada (Pamplona).  
PREFABRICADOS POUASA, S. A. — Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).  
PREFABRICADOS STUB. — MANRESANA DE CONSTRUC., S. A. — Manresa (Barcelona).  
PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona (Navarra).

PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.  
 PRODUCTOS PRETENSADOS, S. A. — POSTENSA. — Bilbao.  
 REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Madrid.  
 RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).  
 S. A. E. M. — Valencia.  
 SAINCE. — Madrid.  
 SALTOS DEL SIL, S. A. — Madrid.  
 SECOTEC. — Madrid.  
 SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).  
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.  
 SISTEMAS TAU, S. A. — Madrid.  
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.  
 SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.  
 SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS,  
 SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).  
 SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES. — OBRASCON. — Córdoba.  
 TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).  
 TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).  
 TEPESA. — Tarrasa (Barcelona).  
 TOSAM, S. L. — Segovia.  
 TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Santa María de Barbará (Barcelona).  
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. — TYPSA. — Madrid.  
 UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.  
 VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.  
 VIAS Y OBRAS PROVINCIALES. — San Sebastián (Guipúzcoa).  
 VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).  
 VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.  
 VIGUETAS BORONDO. — Madrid.  
 VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla.  
 VIGUETAS FERROLAND, S. A. — Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).  
 VIGUETAS NUÑEZ. — Salamanca.

### EXTRANJERO

CACERES & PIAGGIO, CONTRATISTAS GENERALES, S. A. — Lima (Perú).  
 COMISION MIXTA ARGENTINO-BOLIVIANA. — Buenos Aires (República Argentina).  
 EMPRESA DE CONSTR. CIVIS E INDUSTRIAIS, LDA. — Lourenço Marques (Mozambique).  
 ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Univ. Católica de Valparaíso. Valparaíso (Chile).  
 FACULTAD DE INGENIERIA (BIBLIOTECA). — Buenos Aires (Rep. Argentina).  
 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 (Prov. de Buenos Aires), República Argentina.  
 NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND ANVENTION. — Londres (Inglat.).  
 UNIVERSIDAD DE CHILE. — AREA DE ARTE Y TECNOLOGIA (Departamento Tecnológico. — Valparaíso (Chile).  
 UNIVERSIDAD DE CHILE — FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS — DEPARTAMENTO DE O. C. — (Biblioteca Central). — Santiago de Chile (Chile).  
 UNIVERSIDAD MAYOR SAN ANDRES — FACULTAD DE INGENIERIA. — La Paz (Bolivia).  
 UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO (Biblioteca). — Mayaguez (Puerto Rico).

**sobre el editorial**  
**«hoy hace treinta y cinco años»**  
**publicado en el n.º 90 de «hormigón y acero»**

El Ingeniero D. Enrique García Reyes, residente en Bogotá (Colombia), que estuvo íntimamente vinculado al antiguo Instituto Técnico de la Construcción y Edificación, creado en 1934, y a la primitiva revista HORMIGÓN Y ACERO que dicho Instituto publicaba, ha tenido la gentileza de enviar a los miembros del Comité de Redacción, una amable y emotiva carta agradeciendo la publicación de dicho editorial.

Por la nobleza de sus comentarios y la aportación de interesantes datos históricos que en la misma se incluyen, una vez recabada la necesaria autorización de su autor, a continuación nos honramos reproduciendo el texto íntegro de la citada carta:

Bogotá, 30 de marzo de 1970.

“Queridos compañeros y amigos:

He tenido una gran emoción con la lectura del número 90 de su revista HORMIGÓN Y ACERO.

El editorial “Hoy hace treinta y cinco años” lo atribuyo dirigido a recordar al inolvidable Eduardo Torroja (q. e p. d.) y también, orgullosamente, a mí mismo. Alternando el Destino misteriosamente lo que hubiera sido más útil para la Humanidad en general y para la gloria de España desapareció Eduardo y yo quedé como sobreviviente. Por eso a mí me corresponde el privilegio de enviarles estas líneas que si hubieran sido escritas por Torroja habrían constituido una página magistral, una más de las que en su vida ejemplar produjo.

Sus nobles comentarios sobre la primitiva revista HORMIGÓN Y ACERO, y la vista de las portadas del primero y del último número de aquella publicación, han renovado los recuerdos de aquella época feliz en que tan cerca estuve de Eduardo Torroja y me fue dado apreciar su maravillosa inteligencia y sus dotes humanas de ser superior.

El trabajo en aquel modesto piso de la calle del Marqués de Cubas se hacía dentro de una compenetración y una armonía completa entre nosotros. Pero Eduardo supo dar a la revista la altura social y la utilidad técnica que fue su principal ejecutoria, al crear en octubre de 1934 el Instituto Técnico de la Construcción y Edificación con personalidades que tenían las mismas inquietudes y que fue la base del actual Instituto Eduardo Torroja. Nuestra publicación fue el órgano del Instituto y sirvió para difundir las primeras conferencias que se dieron en aquella modesta sede, haciendo unas separatas de aquellas disertaciones de ilustres ingenieros y arquitectos. El Comité Ejecutivo del Instituto quedó constituido así: Presidente, don Modesto López Otero; Vicepresidente, don Alfonso Peña Boeuf;

Vocales: don Manuel Sánchez Arcas, don José María Aguirre, don Gaspar Blein y don José Petreirena; Secretario, don Eduardo Torroja.

Al mismo tiempo, Torroja creó los llamados Centros de Estudios para la fijación de normas sobre temas técnicos concretos. Los Centros que funcionaron desde el principio fueron los de Normas de Ascensores, Instalaciones Eléctricas de Edificación, Pavimentos de Edificación, Cálculo de Presas Bóvedas, Condiciones de la Vivienda Obrera y Estructuras Soldadas.

En esta forma, HORMIGÓN Y ACERO quedó vinculada a una organización técnica todavía incipiente que más tarde, el genio de Torroja convirtió en el actual Instituto que lleva su ilustre nombre, gloria de la técnica española actual y ejemplo de organización al servicio de la ingeniería y de la arquitectura.

Cuando en el último ejemplar publicado del antiguo HORMIGÓN Y ACERO, en junio de 1936, leo el sumario de "Nuestro próximo número", siento la emoción de aquel esfuerzo no continuado.

"Y empezaron los aceros do acabaron las palabras."

No he tenido la fortuna de seguir aquella obra maravillosa al lado de Torroja. Dios se llevó pronto a su lado a este su hijo predilecto. Eduardo Torroja dejó una obra inmortal, y para mí la posibilidad de admirarla, aunque de lejos, constituye la mejor justificación de haberle sobrevivido.

Mil gracias, queridos compañeros y amigos, por la nobleza de sus palabras en la pequeña parte que me corresponde de ellas, mi cordial felicitación por esa magnífica publicación, que tan alto pone el nombre de la técnica española, y mi más ferviente deseo de que puedan seguir como hasta ahora, y con tan elevado criterio técnico, el camino que Torroja inició hace veintiséis años.

Les saluda muy cordialmente,

Enrique GARCIA-REYES."

# **ensayo y análisis de una viga mixta de hormigón y acero, con sección metálica aligerada y pretensada**

**JULIO MARTINEZ CALZON**

*Doctor Ingeniero*

*Con la colaboración del Arquitecto Uruguayo*

**NORBERTO CUBRIA**

## **1. GENERALIDADES**

Dentro del Curso CEMCO-68, y simultáneamente como ejercicio práctico final del mismo y complemento al programa de estructuras mixtas en él desarrollado, fue realizado el ensayo completo de una viga mixta de hormigón y acero aligerada y pretensada.

La sección transversal de la viga mixta, adoptada para el ensayo, estaba constituida por:

— Una cabeza de compresión de hormigón armado, de 60 cm de ancho y 12 cm de canto, con una armadura longitudinal de acero ordinario, 8  $\varnothing$  10, y una transversal formada por cercos,  $\varnothing$  5, cada 12 cm (fig. 1).

— Una sección metálica compuesta por medios perfiles, IPN 14 e IPN 20 (cortados de manera de formar una viga Boyd asimétrica y soldados posteriormente entre sí), y un angular L 80.80.8 que formaba el alvéolo, en el que se introducía la armadura de pretensar (fig. 2).

— Una armadura de pretensar formada por cuatro alambres,  $\varnothing$  7, anclados en los extremos, aisladamente, mediante procedimiento CCL (fig. 1).

— Conexión de dos tipos: rígida en la mitad izquierda, constituida por cuadrillos de 30.30, de 100 mm de longitud, alternados cada dos de ellos con redondo,  $\varnothing$  16 mm; semielástica en la derecha, formada por chapas soldadas en forma de T, de 60.8 mm (fig. 2). Los dos tipos de conexión fueron adoptados para estudiar la repercusión de su comportamiento en el conjunto.

Debido a que los alambres de pretensado estaban dispuestos dentro del alvéolo formado por el perfil angular (figs. 1 y 2), que por sus dimensiones permitía un desplazamiento considerable de los cables dentro del mismo, se tomó la precaución de arriostrar la pieza metálica al encofrado por medio de tornapuntas (perfiles T de 30 mm) en tres

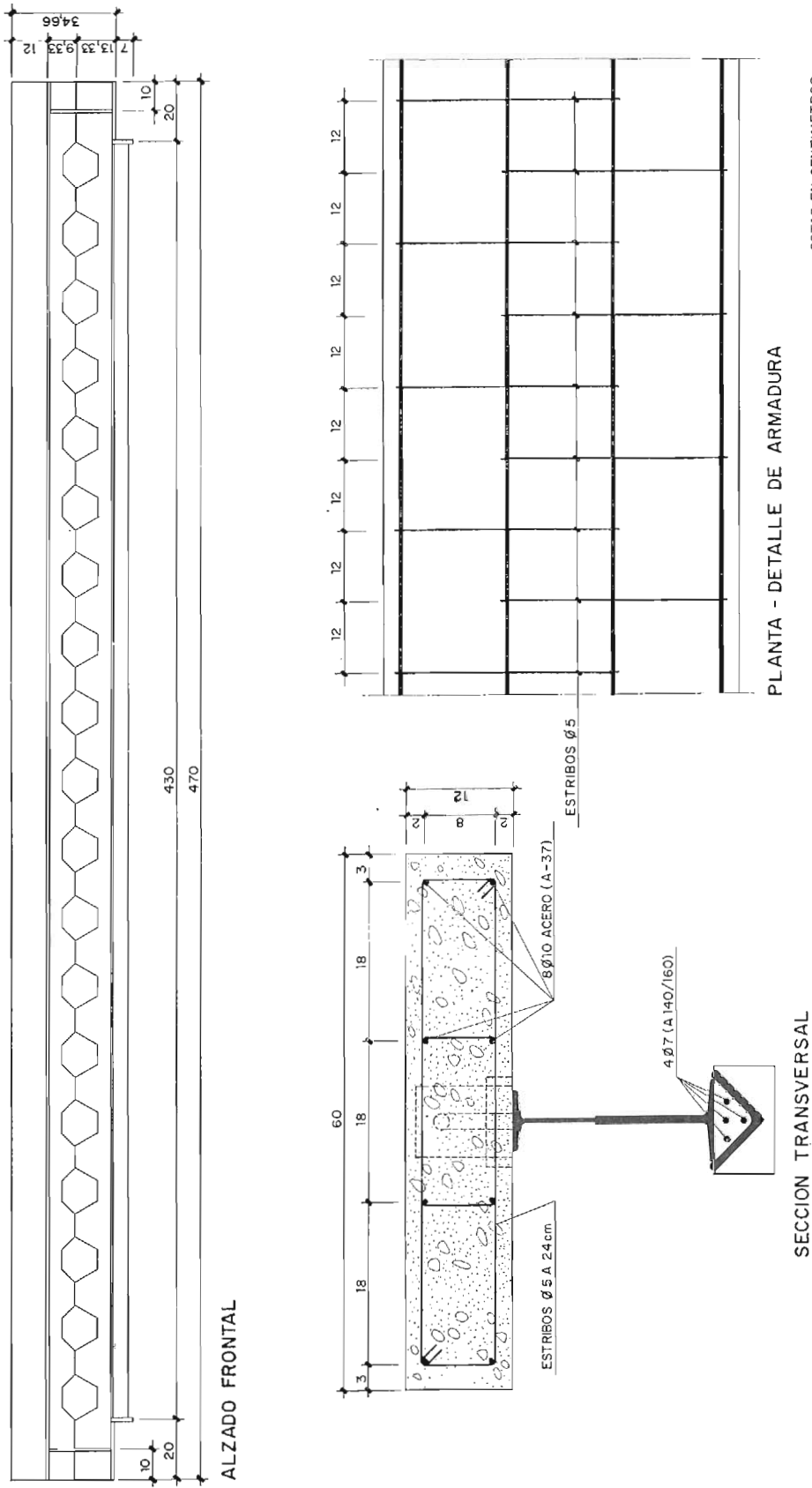
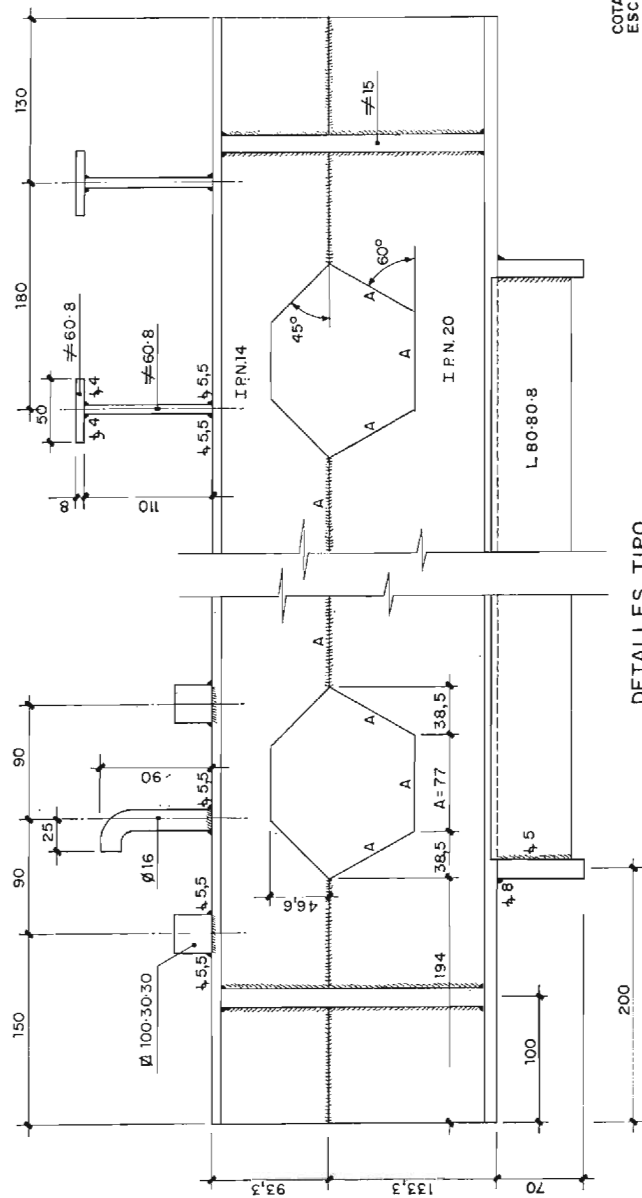
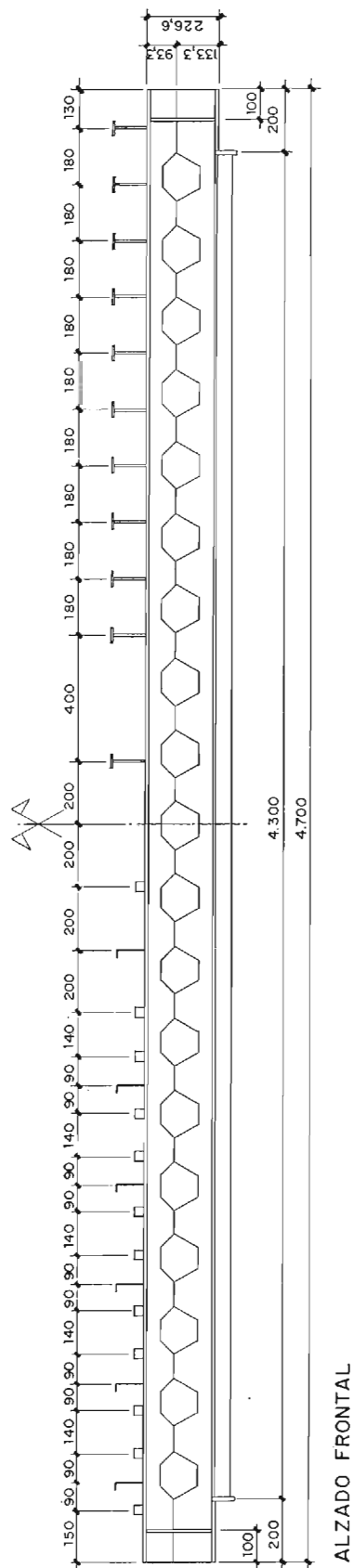


Fig. 1. — Características de la sección de hormigón.



COTAS EN MILIMETROS  
ESCALAS 1:15 Y 1:40

Fig. 2. — Características de la pieza metálica.

puntos, situados a los cuartos de su longitud (fig. 3) para impedir el pandeo lateral de la pieza, que provocaría una deformación que, si bien no sería de importancia (la deformación no podría ser mayor que lo que pudieran desplazarse los cables dentro del hueco), era conveniente evitarla en lo posible en orden a conseguir una mayor precisión en los resultados de los ensayos.

Posteriormente al pretensado se procedió a hormigonar la cabeza de compresión. El hormigonado se realizó en posición invertida para lograr una compactación mejor de las fibras que estarían más comprimidas y un control más eficaz del mismo de las zonas en contacto con los conectadores.

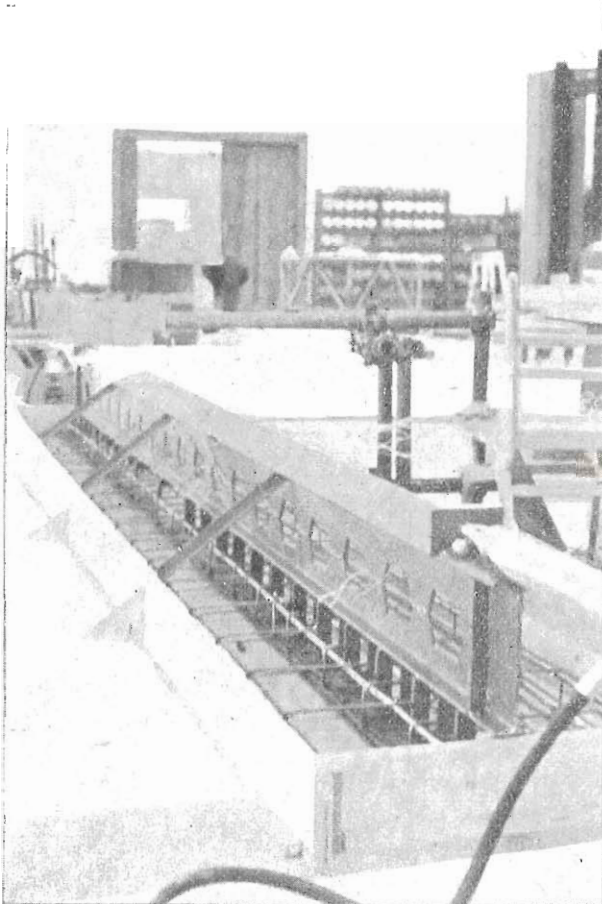


Fig. 3. — Operación de pretensado.

El primer control efectuado fue el de la operación de pretensado, que fue realizado en dos etapas. La fuerza total fue de 18.400 kg, comunicándose a cada cable de 7 mm, 4.600 kg.

La flecha medida en la pieza metálica, por efecto del pretensado, fue muy próxima a la calculada para una viga prismática de inercia media entre la máxima y mínima real. El valor así medido resultó igual a 4 mm, aproximadamente (valor teórico, 4,3 mm).

Las deformaciones se controlaron por medio de bandas extensométricas y bases de elongómetro. Una vez hormigonada la cabeza de compresión fueron colocadas, además, bases de elongómetro para controlar la retracción.

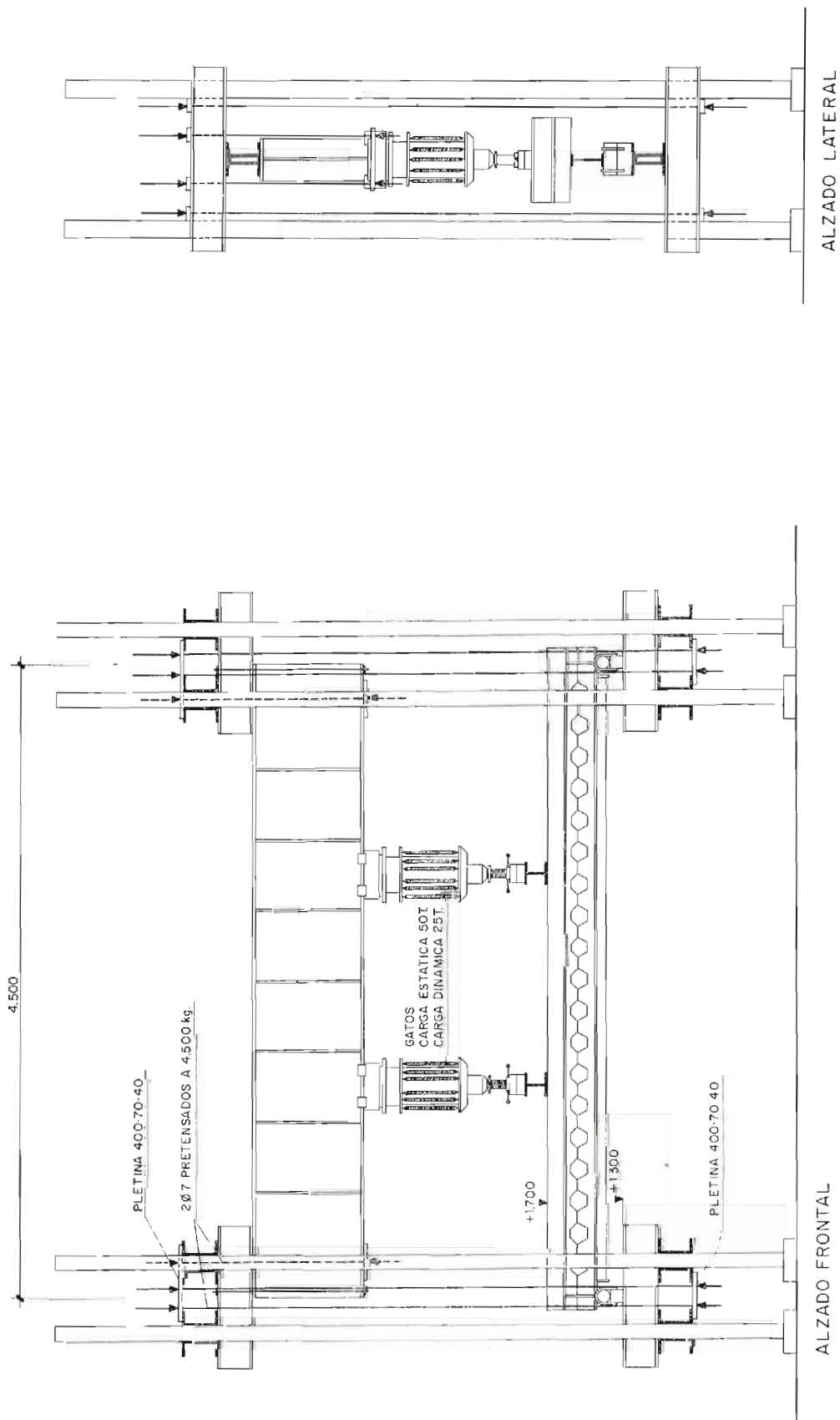


Fig. 4. — Disposición del ensayo.



Al cabo de cuatro días de haberse realizado el hormigonado, la pieza fue situada en el lugar del ensayo, simplemente apoyada en sus extremos, con una luz de 4,50 m y con dos elementos de carga, situados a los tercios de la luz, consistentes en dos gatos Amsler de 50 t para carga estática, y 25 t para carga dinámica (fig. 4).

Seguidamente se procedió al montaje de los diferentes aparatos de medida.

## 2. APARATOS COLOCADOS

Se colocaron bases de 40 cm en varias zonas de la cabeza de hormigón, tanto en la cara superior como en los laterales, para comprobar la distribución de deformaciones en las secciones.

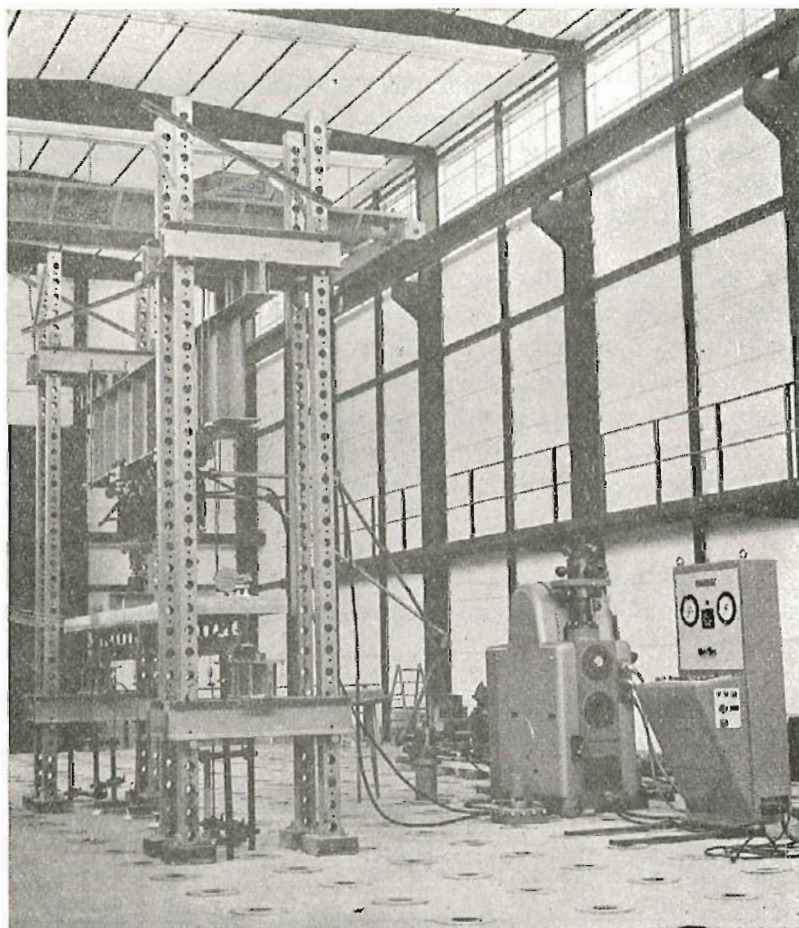


Figura 6.

Las bandas extensométricas utilizadas fueron colocadas, fundamentalmente, en la parte metálica. En varios puntos estaban pegadas en forma de rosetas. Se situaron en la sección central (flexión pura) y secciones laterales (flexión y cortante), tanto en zonas llenas como aligeradas. En tres puntos de la cabeza de compresión se colocaron bandas sumergidas en la masa del hormigón.

Fueron empleados flexímetros para medir flechas, movimientos de apoyo y deslizamientos entre hormigón y acero a lo largo de las zonas extremas de la pieza.

Se emplearon dos clinómetros, uno en cada apoyo, para el control del giro de los mismos.

En la figura 5 se señala la disposición exacta de todos los aparatos colocados, y en la figura 6 un aspecto de la pieza antes de los ensayos.

### 3. DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS

A los siete días de haberse realizado el hormigonado se procedió a someter la estructura a un primer ensayo, consistente en aplicar a la viga la carga que producía el momento de servicio teórico calculado (9 t). Esta carga fue realizada en tres escalones de unos treinta minutos de duración, durante los cuales se mantenía la carga aplicada y se efectuaba la lectura de los diferentes aparatos.

Terminado este primer ciclo se procedió a la descarga de la pieza y la consiguiente lectura de los valores remanentes. Al día siguiente, la pieza fue sometida a un ensayo de carga dinámica, consistente en una sollicitación pulsatoria de frecuencia igual a 250 ciclos por minuto, que se mantuvo prácticamente durante veinticuatro horas hasta alcanzar los 300.000 ciclos.

Esta carga pulsatoria presentaba como valor mínimo (4,5 t), aquel para el cual la tensión de compresión introducida por el pretensado en el borde inferior de la sección metálica se anulaba y que podía considerarse a efectos prácticos como carga permanente, y como valor máximo la considerada como carga de servicio (9 t). De esta manera no se presentaba en ninguna fibra de la zona central, alternancia de signo de la tensión, y en los extremos, los cambios eran en zonas del alma muy limitadas y con valores muy reducidos, consiguiéndose de esta forma que los fenómenos de fatiga no se vieran especialmente agravados.

A los diez días del hormigonado se procedió a un nuevo ensayo de carga estática semejante al primeramente realizado, continuándose hasta alcanzar la rotura de la pieza (16,4 t).

En el cuadro siguiente se detalla el orden de fases del ensayo completo, que incluye los tres casos de carga descritos.

Fase del ensayo	P-1	I	II	III	P-2	D	P-3	1	2	3	4	5	6	7	8
Carga en t. por punto	—	3	6	9	—	$\frac{4,5}{9}$	—	3	6	9	10,5	12	13,5	15	16,4
Momento flector (m.t.) máximo	—	4,5	9	13,5	—	$\frac{6,75}{13,5}$	—	4,5	9	13,5	15,75	18	20,25	22,5	24,6
Observaciones	Peso propio	Primer ciclo de carga			Peso propio	Ensayo dinámico	Peso propio	Segundo ciclo de carga							Rotura

#### 4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

En dos de las probetas se obtuvieron, mediante bandas extensométricas, los diagramas de tensión-deformación que se muestran en la figura 7. Las diez restantes fueron ensayadas a compresión simple, obteniéndose los siguientes resultados:

Cinco probetas rotas a los siete días (194, 224, 204, 206 y 246 kp/cm<sup>2</sup>):

Resistencia media ... ..	215 kp/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica ... ..	199 kp/cm <sup>2</sup>
Dispersión (error medio cuadrático) ... ..	18 kp/cm <sup>2</sup>

Cinco probetas rotas a los diez días (240, 240, 209, 227 y 215 kp/cm<sup>2</sup>):

Resistencia media ... ..	226 kp/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica ... ..	212 kp/cm <sup>2</sup>
Dispersión (error medio cuadrático) ... ..	13 kp/cm <sup>2</sup>

En otras dos probetas rotas a los siete días se obtuvieron para los tanteos aproximados los módulos de elasticidad dinámicos, obteniéndose los valores: 320.000 y 311.000 kp/cm<sup>2</sup>, que traducido a estáticos pueden aproximarse a 208.000 y 202.000 kp/cm<sup>2</sup>.

Con estos resultados a la vista se consideró un módulo de elasticidad de 212.000 kp/cm<sup>2</sup> y una resistencia de 225 kp/cm<sup>2</sup> a los diez días.

Para las características del acero empleado en los perfiles y en las armaduras introducidas en el hormigón se aceptan las propiedades corrientemente admitidas para este tipo de acero:  $E = 2.100.000$  kp/cm<sup>2</sup>;  $\sigma_e = 2.400$  kp/cm<sup>2</sup>.

El acero empleado en el pretensado era del tipo 140/160, pero no fue realizada comprobación alguna de sus características.

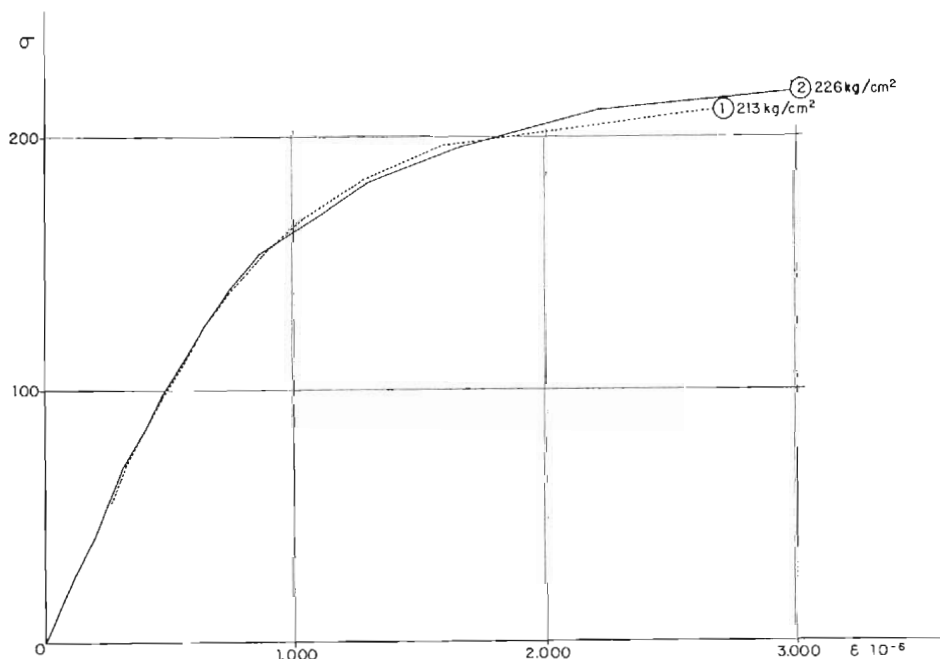


Figura 7.

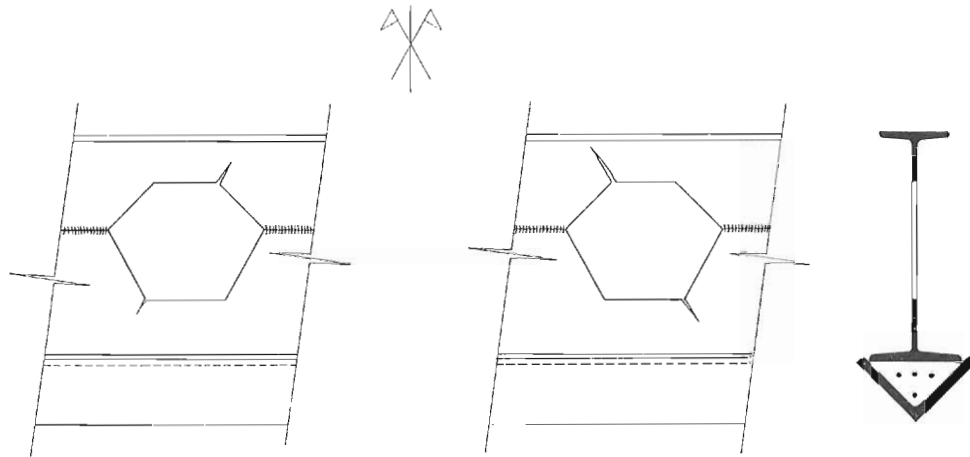


Fig. 8. — Formación aproximada de fisuras en el alma de la sección.

## 5. OBSERVACIONES GENERALES DURANTE EL ENSAYO

Colocada en su posición, la viga mixta presentaba a simple vista una ligera curvatura negativa, consecuencia de la acción del pretensado. Con la aplicación de las cargas, esa curvatura se fue eliminando, salvo en las cercanías de los apoyos, en donde la curvatura negativa prevaleció perfectamente visible hasta el final del ensayo.

A lo largo de los dos ciclos de ensayo estático se comprobó que la deformada que tomaba la estructura era asimétrica, siendo las flechas de la zona en donde la conexión era elástica mayores que donde era rígida. Esta asimetría fue incrementándose hasta el instante de la rotura de la viga.

En la fase 5 ( $P = 12$  t) del segundo ciclo de carga fueron apreciadas fisuras en la sección metálica, en toda la zona comprendida entre la carga y el apoyo derechos. Estas fisu-

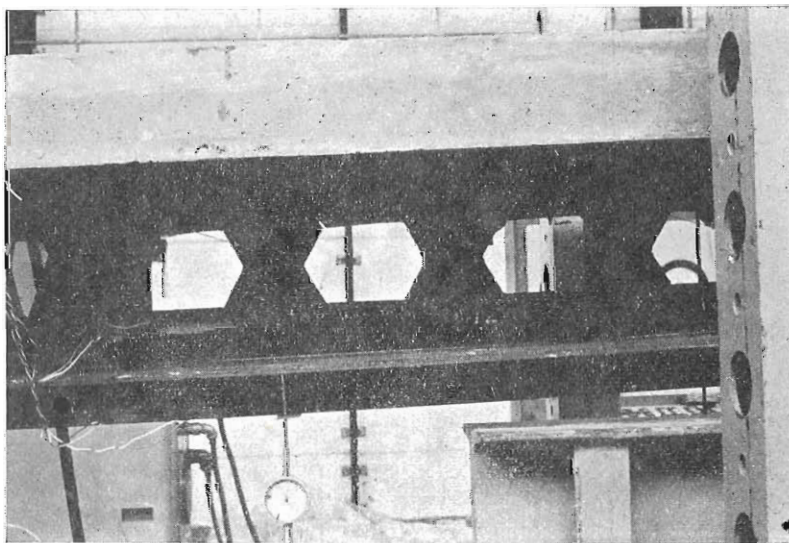


Fig. 9. — Detalle de fisura en sección metálica.

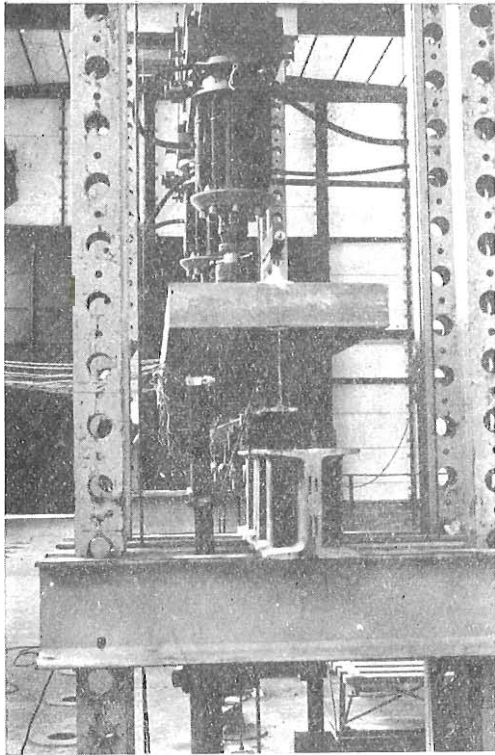


Fig. 10. — Ensayo dinámico y estático.

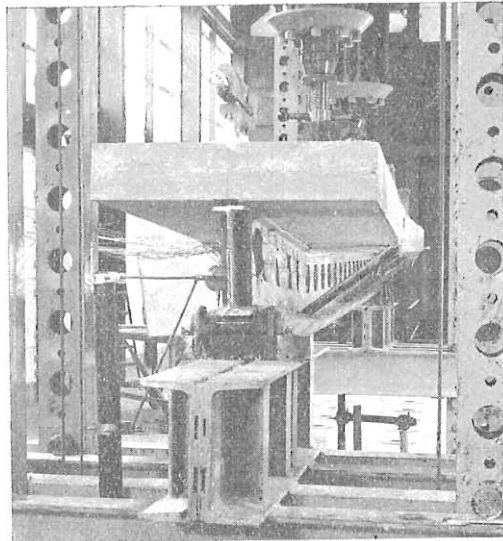


Figura 12.

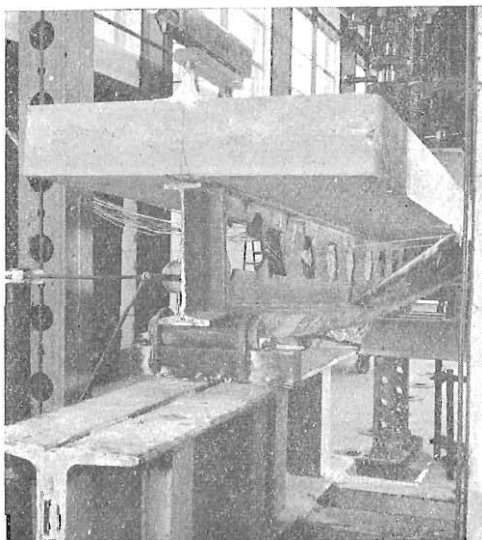


Figura 11.

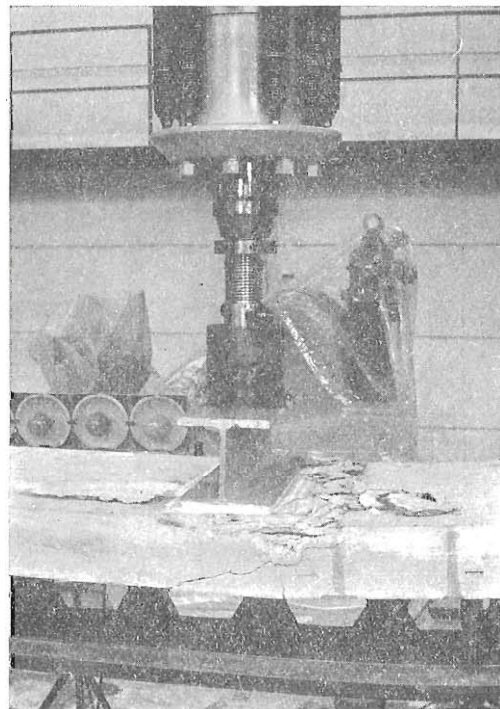
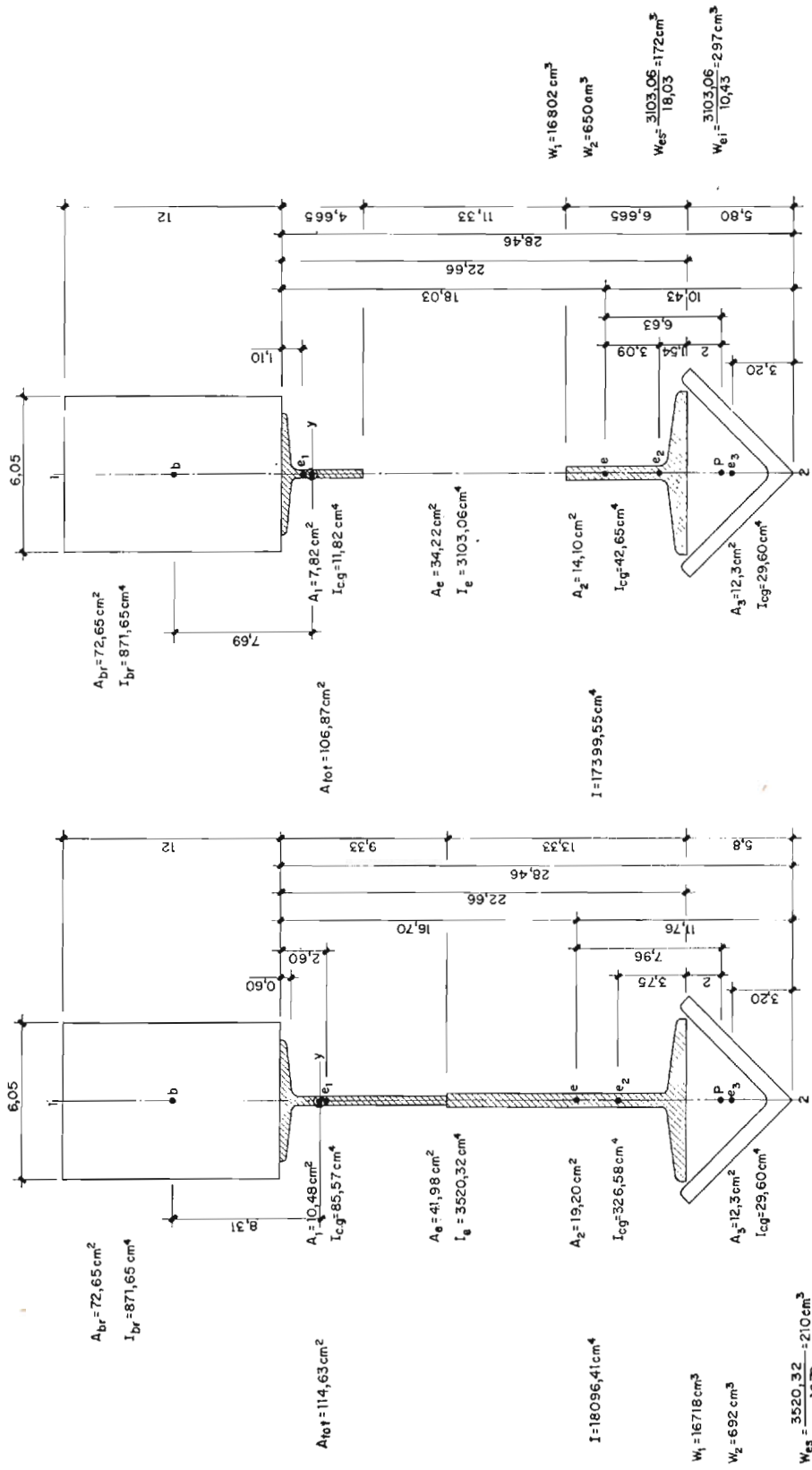


Figura 13.

n=13,22



COTAS EN CENTIMETROS  
ESCALA 1:25

Figura 14.

ras aparecieron en ángulos opuestos de los huecos de aligeramiento y seguían inclinaciones aproximadas de  $45^\circ$  (figs. 8 y 9). En esta fase comenzó también a apreciarse visualmente el deslizamiento entre hormigón y acero en esta parte derecha de la viga.

En la fase 7 ( $P = 15 \text{ t}$ ) comenzaron a aparecer las mismas fisuras antes descritas en el extremo izquierdo de la pieza (conexión rígida).

El agotamiento de la viga sobrevino a alcanzarse la carga  $P = 16,4 \text{ t}$  ( $M_{\text{máx}} = 24,6 \text{ mt}$ ), produciéndose la rotura del hormigón en la parte contigua a la carga derecha (zonas de máximo momento y máximo cortante combinados) como consecuencia de las grandes deformaciones que la parte metálica había tomado (figs. 10, 11, 12 y 13).

## 6. ANALISIS DEL ENSAYO

El valor medio aproximado de la influencia de la retracción señaló una deformación máxima en la fibra inferior de hormigón del orden de  $-100 \cdot 10^{-6}$ , y en la fibra inferior de acero fue apreciada una deformación,  $80 \cdot 10^{-6}$ , equivalente a  $168 \text{ kp/cm}^2$ .

El análisis de los ensayos estáticos se centralizó en dos aspectos fundamentales: análisis de los movimientos (flechas, giros y deslizamientos) y análisis de las deformaciones y tensiones a lo largo de la pieza. Este estudio se redujo, fundamentalmente, al comportamiento de la pieza en su etapa elástica y a la comparación de los valores teóricos con los resultados medidos en el instante de agotamiento de la estructura.

En la figura 14 se detallan las características geométricas y mecánicas consideradas en el cálculo teórico.

### 6.1. Análisis de los movimientos.

En las figuras 15, 16 y 17 se representan gráficamente los valores de las flechas medidas en los ciclos de carga primero y segundo, respectivamente.

Del análisis de estos gráficos se deducen claramente tres particularidades fundamentales:

- La forma asimétrica que tomó la pieza en su deformada.
- Una deformación mayor que la prevista teóricamente por flexión como pieza prismática.
- Un aparente comportamiento anelástico a partir de la fase 3 (fase muy alejada del agotamiento teórico por flexión y del agotamiento real  $16,4 \text{ t}$ ).

La explicación de estas diferencias está en que:

a) La pieza no es exactamente prismática, como se supuso en el cálculo teórico, ya que se trata de una viga cuya alma está aligerada.

b) En el cálculo teórico no fueron tenidos en cuenta los deslizamientos entre hormigón y acero que incrementan las flechas (hecho notorio por la asimetría de la deformada debido a las diferencias de conectadores).

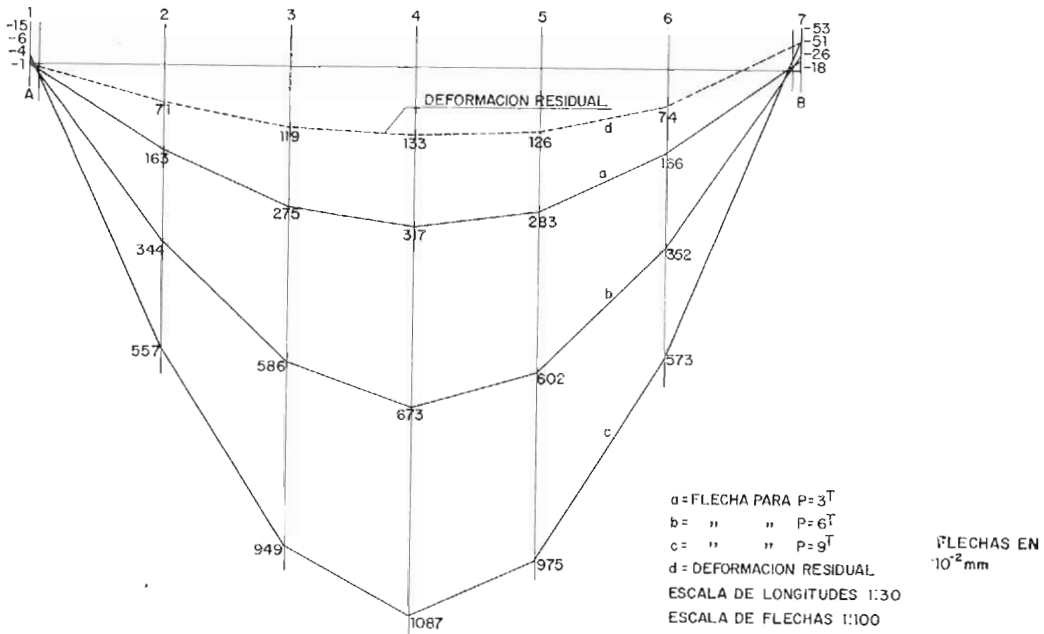


Fig. 15. — Flechas en el primer ciclo de carga.

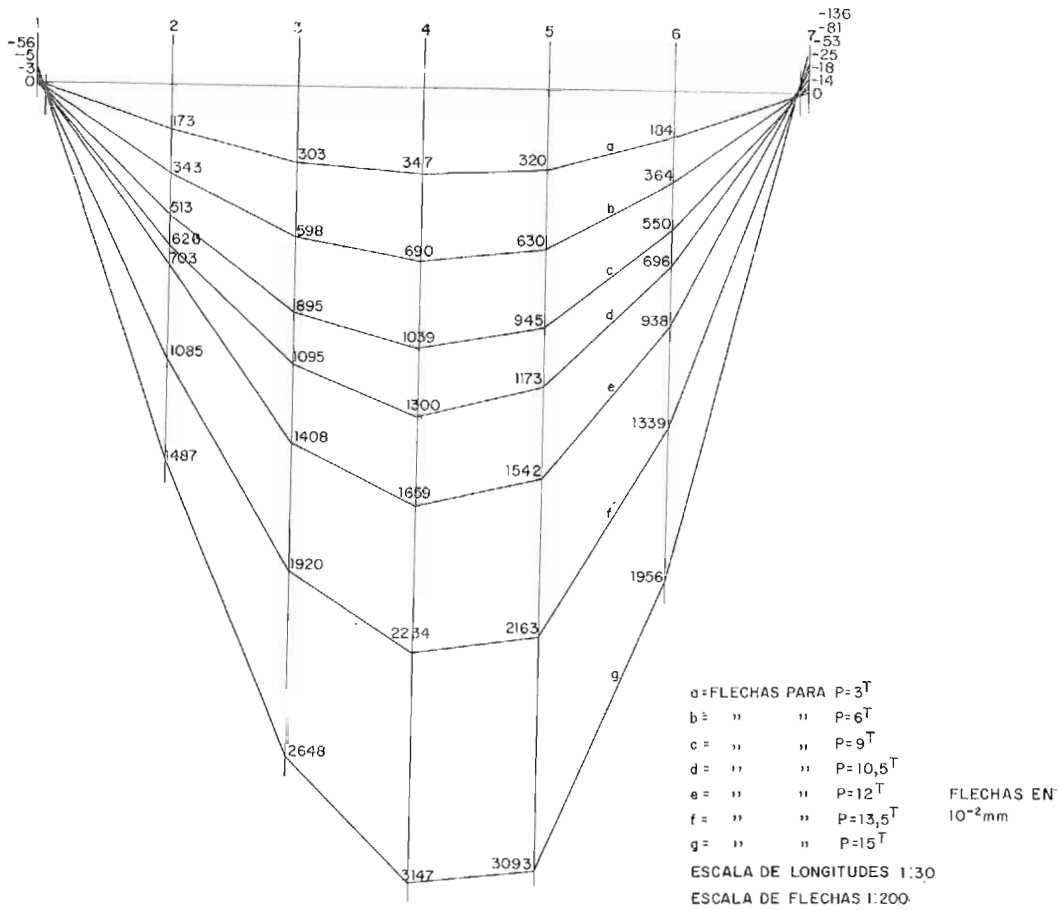


Fig. 16. — Flechas en el segundo ciclo de carga.

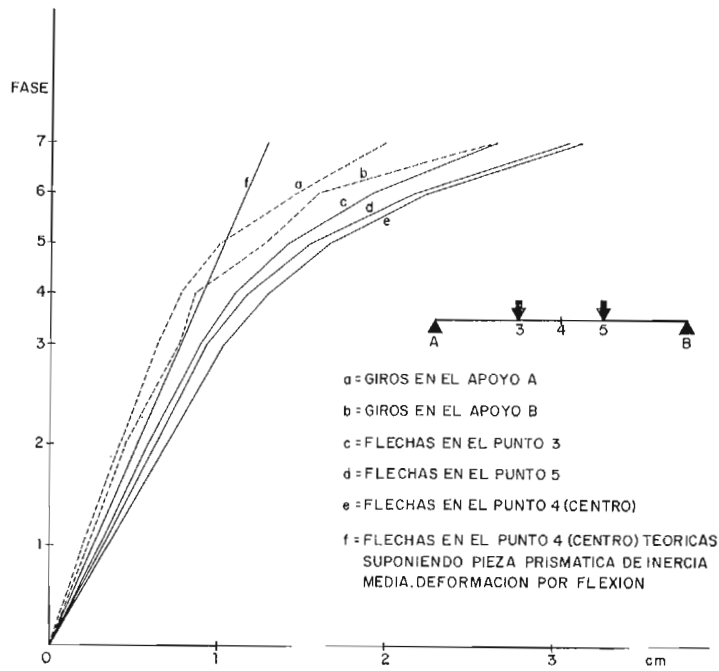


Fig. 17. — Movimientos de la viga.

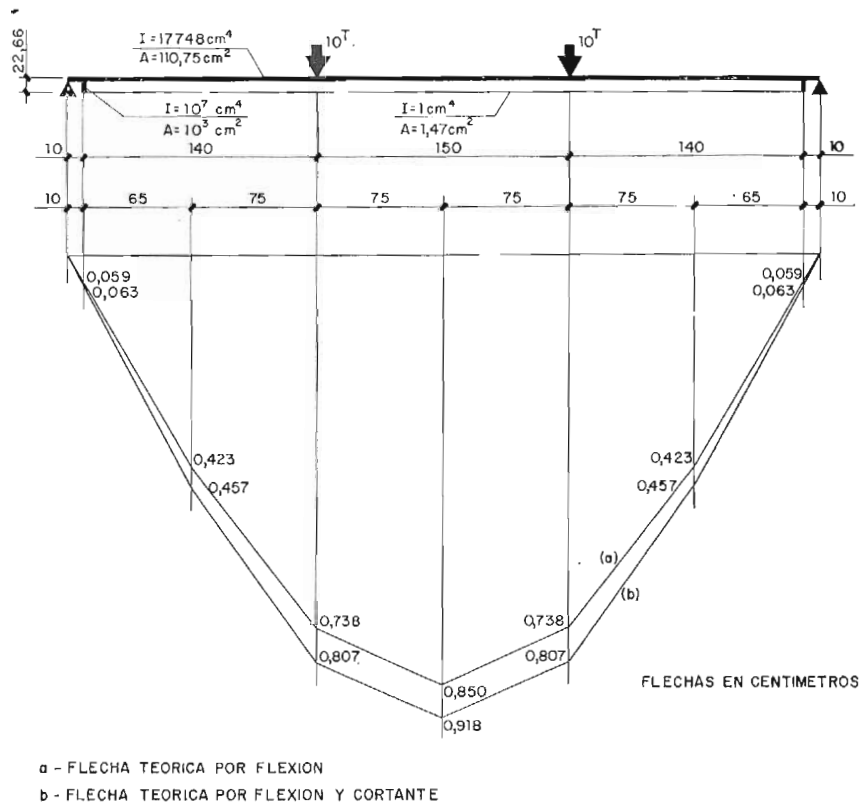


Fig. 18. — Deformadas teóricas de la viga.

c) No se tuvo en cuenta en el cálculo teórico, el incremento debido a las deformaciones por esfuerzo cortante en una pieza en la que, su forma de rotura señala que es un factor de importancia.

En base a estas consideraciones fueron calculados los incrementos teóricos de las flechas que determinan las deformaciones de cortante y los deslizamientos medidos entre hormigón y acero en el ensayo.

Este estudio fue realizado, únicamente, para las 5 primeras fases, ya que en esta última se presentaron las fisuras en la pieza metálica y su influencia obliga a considerar el problema en base a consideraciones de otro tipo.

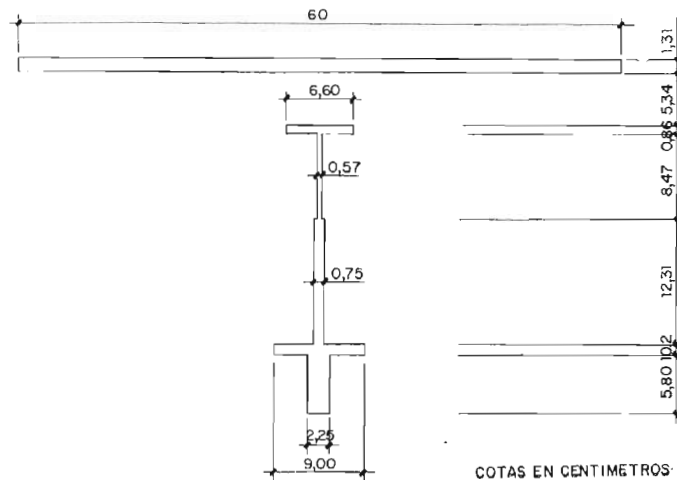


Figura 19.

Los valores de la deformada teórica de la viga, debida únicamente a la flexión, fueron obtenidos considerando la pieza indicada en la figura 18, y los resultados obtenidos se indican en la misma figura (curva *a*).

La deformada, considerando la influencia del esfuerzo cortante (curva *b*), se calculó a partir de la expresión:

$$K_1 \frac{P L^3}{E I} + K_2 \frac{f P^2}{G A}$$

en la cual el coeficiente de forma (*f*) toma el valor dado por la fórmula:

$$f = \frac{A}{I^2} \int_A \frac{S^2}{b^2} d A$$

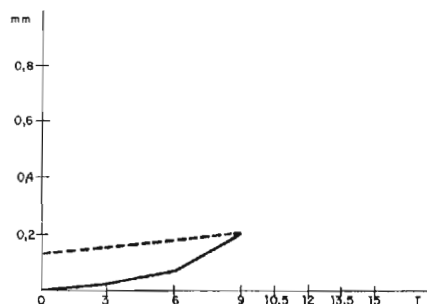
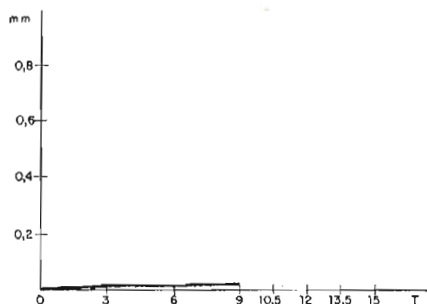
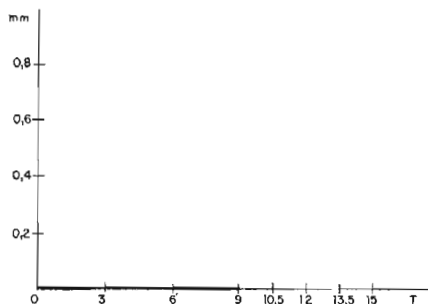
A los efectos de la determinación de *f* se consideró un perfil simplificado como el que indica la figura 19, en donde se puede observar que la homogeneización de la cabeza de compresión se realizó manteniendo *b* constante y disminuyendo su altura.

Se tomó:

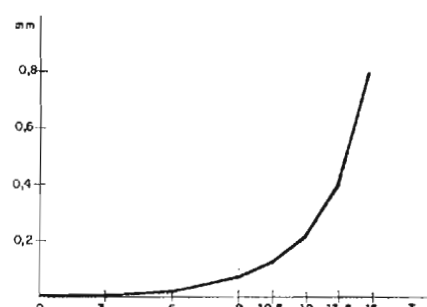
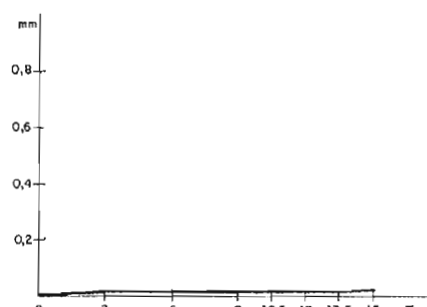
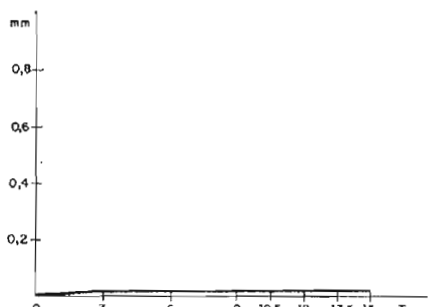
Para la sección llena :  $f = 4,05$

Para la sección aligerada:  $f = 4,00$

PRIMER CICLO DE CARGA



SEGUNDO CICLO DE CARGA

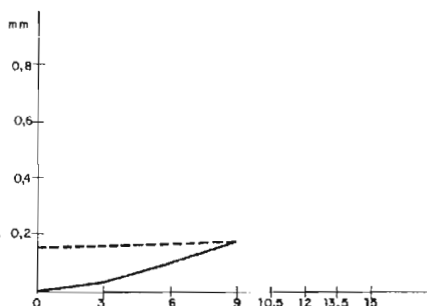
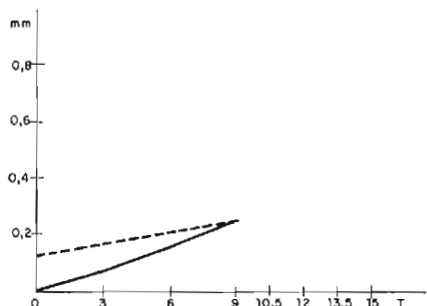
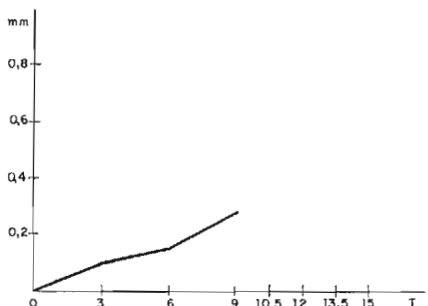


FLEXIMETRO-8

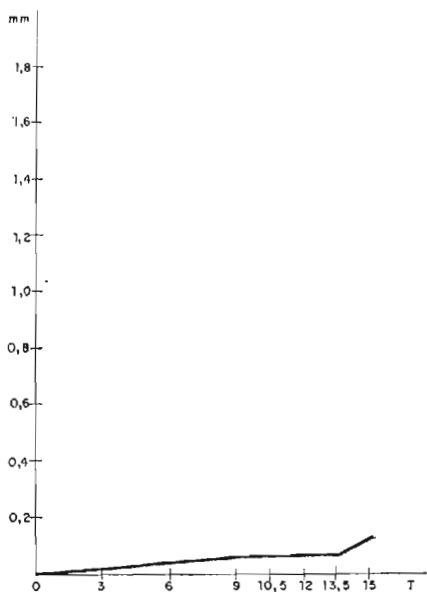
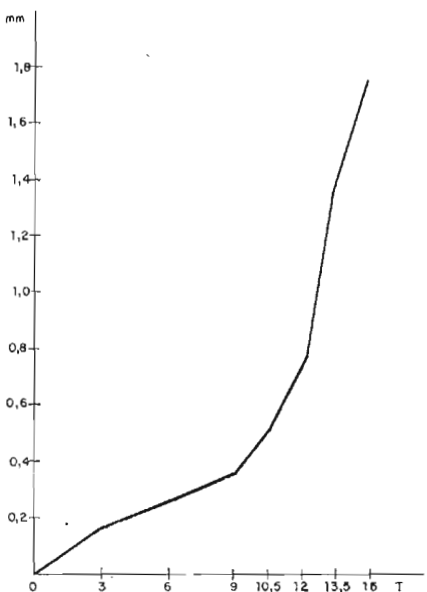
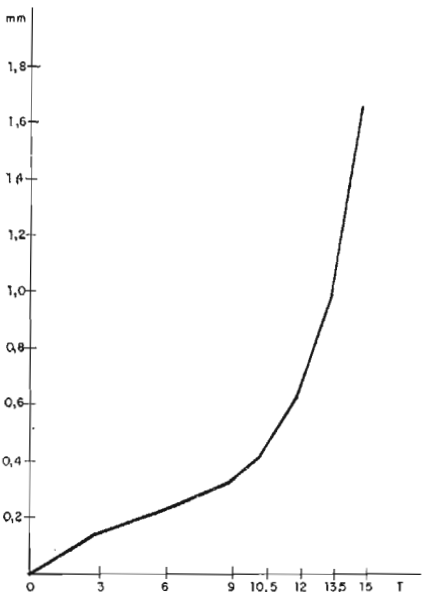
FLEXIMETRO-9

FLEXIMETRO-10

PRIMER CICLO DE CARGA



SEGUNDO CICLO DE CARGA



FLEXIMETRO-11

FLEXIMETRO-12

FLEXIMETRO-13

Fig. 20. — Deslizamientos entre acero y hormigón.

Se consideró un módulo de elasticidad del acero  $2.100.000 \text{ kp/cm}^2$  y un módulo de Poisson de 0,3.

La influencia del deslizamiento entre hormigón y acero en la flecha es necesario estudiarla fase por fase, ya que este deslizamiento no guarda ninguna regularidad en cada una de las mismas.

El comportamiento de la conexión resulta de gran importancia, y así puede verse cómo en la zona de conexión elástica, debido a la menor capacidad para impedir los deslizamientos entre hormigón y acero, se produjeron flechas superiores a las de la zona de conexión rígida, y posteriormente el colapso de la estructura, para una carga inferior a la conseguida en caso de haberse dispuesto conexión más rígida en esta zona.

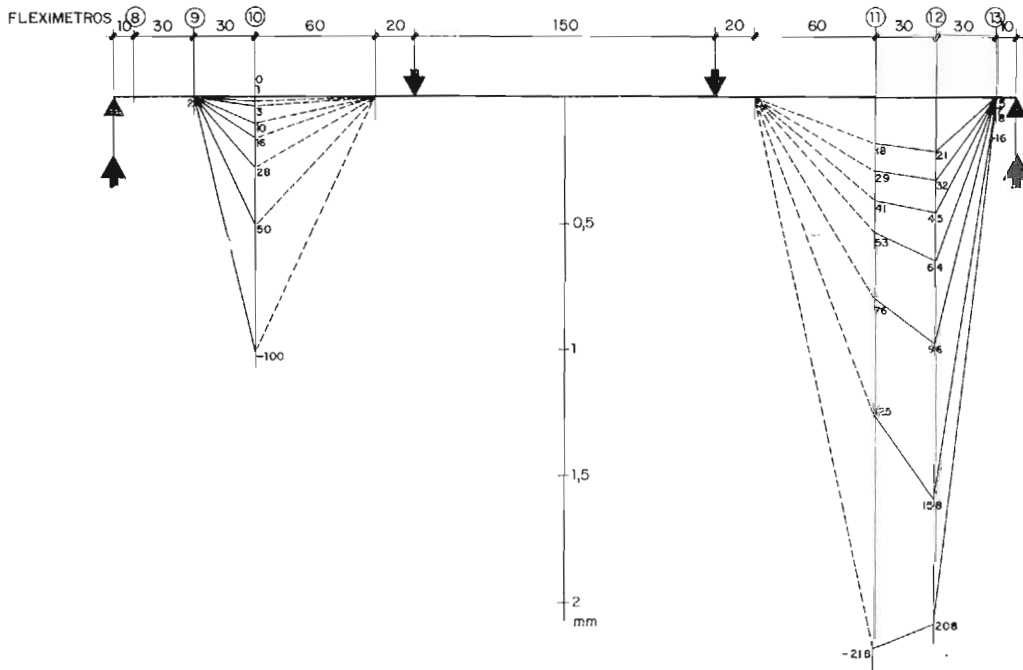


Fig. 21. — Deslizamiento entre acero y hormigón.

Los valores que arrojaron los flexímetros 8 al 13 indican directamente los deslizamientos habidos entre hormigón y acero (el error que, por giro de la sección y posición del flexímetro con relación a la superficie de contacto entre ambos materiales, se produce en la lectura se ha despreciado, ya que es del orden del 4 por 100). En la figura 20 se muestran los movimientos medidos, a través de los cuales se puede observar a primera vista:

- Una acusada diferencia en los deslizamientos permitidos por ambos tipos de conexión, diferencia que se hace mucho mayor en las últimas fases del segundo ciclo de ensayo.
- La recuperación de los deslizamientos producidos en el primer ciclo de ensayo estático es muy pequeña, no obstante lo cual, el comportamiento de los conectadores en el segundo ensayo es similar al anterior.

Las zonas cercanas a los apoyos sufren desplazamientos menores que las inmediatas interiores.

De acuerdo con las características de la pieza, y con el sistema de cargas a que fue sometida, entre los puntos de aplicación de las cargas no existió deslizamiento alguno ( $Q = 0$ ). A partir de esos puntos y hasta los apoyos respectivos, el cortante es constante y toma el valor de la carga ( $Q = P$ ). Dada esta circunstancia, teóricamente el deslizamiento unitario debería ser constante, con lo cual los deslizamientos acumulados deberían haber sido 0 en el punto de aplicación de la carga e incrementarse en forma constante (recta) hasta el apoyo, en donde tomarían el máximo valor.

Las medidas realizadas en el ensayo no concuerdan con este razonamiento teórico. En efecto, como puede apreciarse en el gráfico de la figura 21, los deslizamientos acumulados no crecen a medida que se acercan al apoyo, sino, por el contrario, disminuyen.

La causa de esta anomalía se debe a que en la realidad, tanto la carga concentrada como la reacción transmitida por el apoyo, crean una zona localizada en donde existe un gran esfuerzo de rozamiento entre hormigón y acero, lo cual se opone (además de la conexión) al deslizamiento en estos puntos; es decir, su acción equivale a la de un conector singular muy rígido.

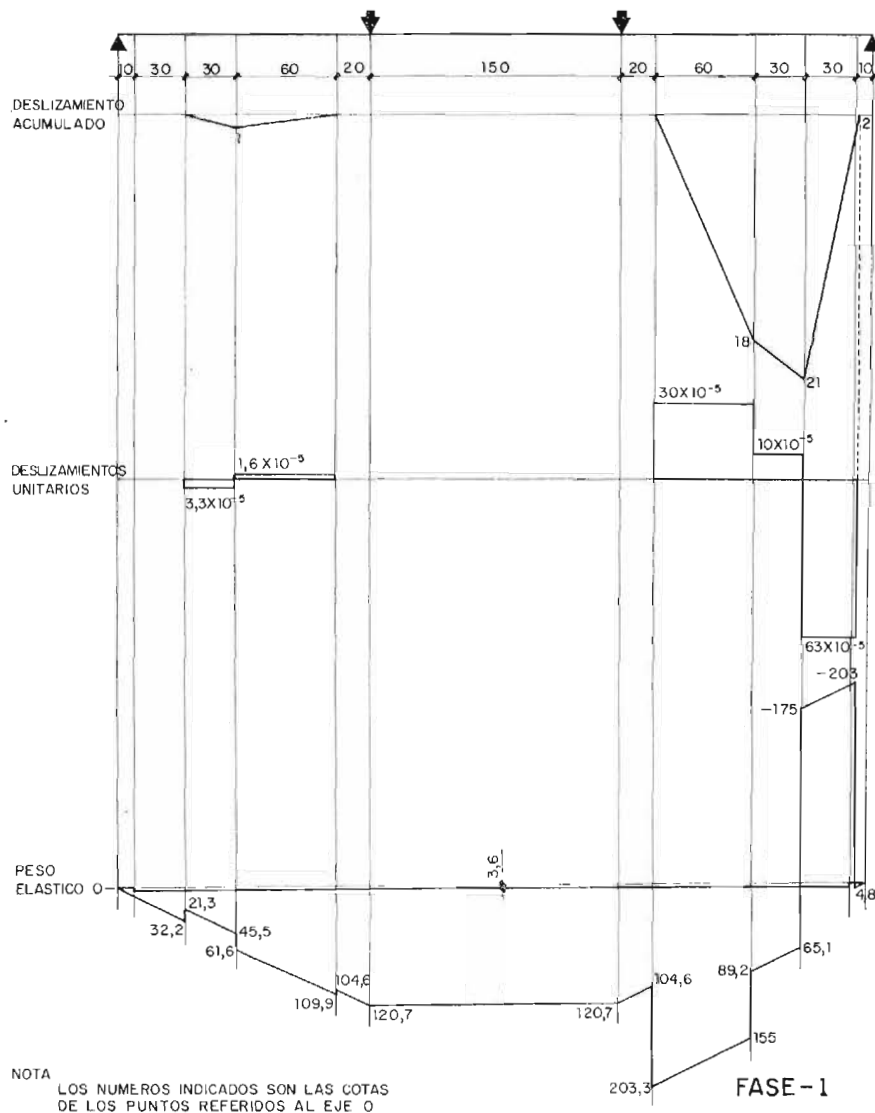


Figura 22-1.

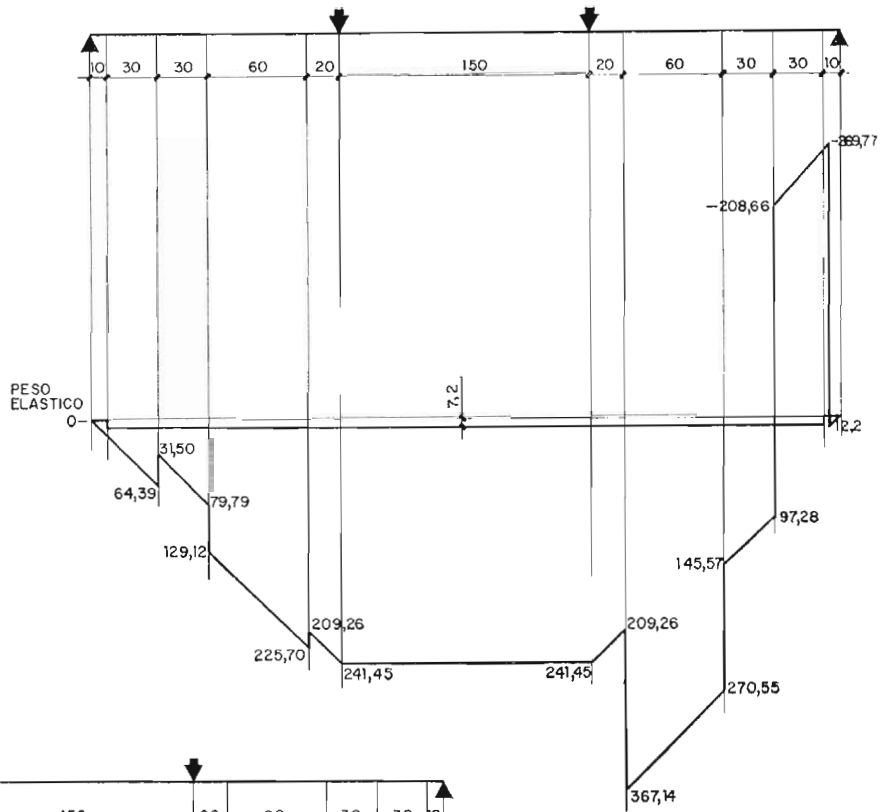
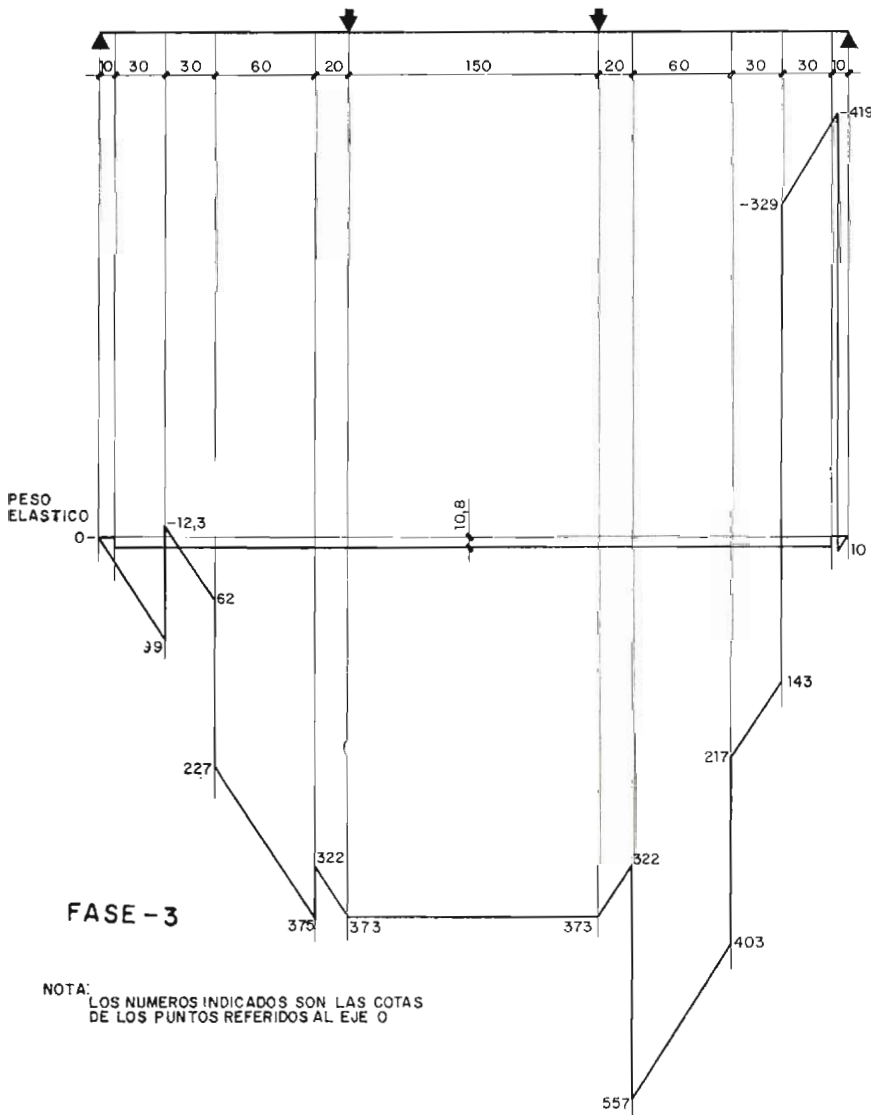


Figura 22-2.



**FASE - 2**

NOTA: LOS NUMEROS INDICADOS SON LAS COTAS DE LOS PUNTOS REFERIDOS AL EJE O

Figura 22-3.

NOTA: LOS NUMEROS INDICADOS SON LAS COTAS DE LOS PUNTOS REFERIDOS AL EJE O

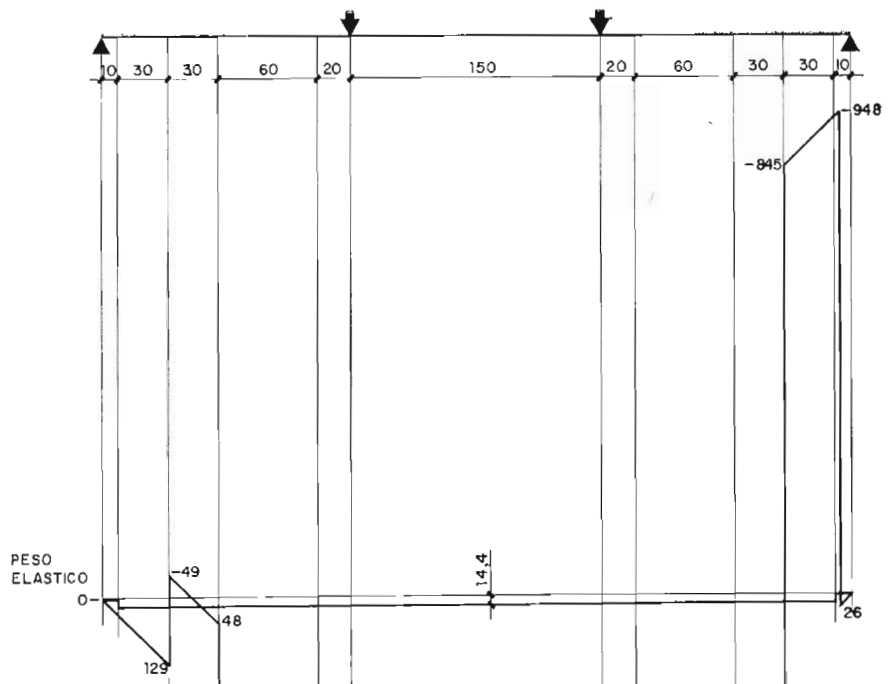
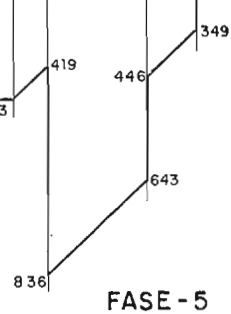
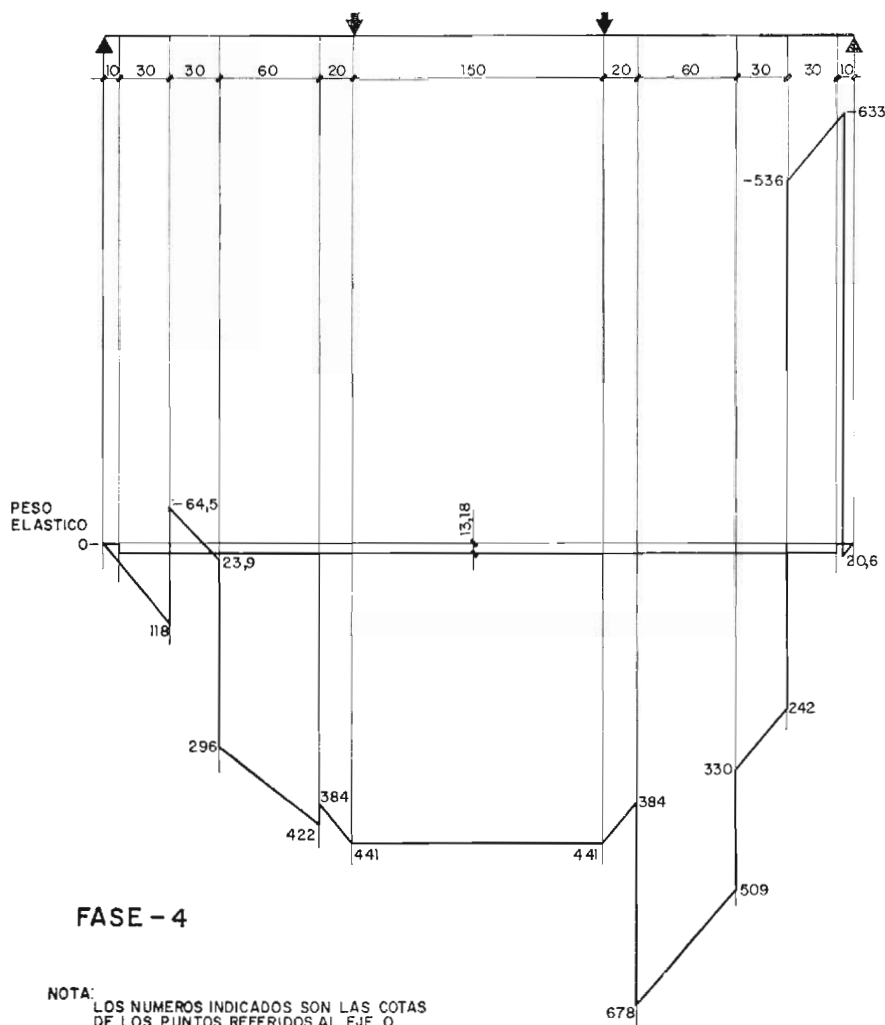


Figura 22-4.



FASE - 5

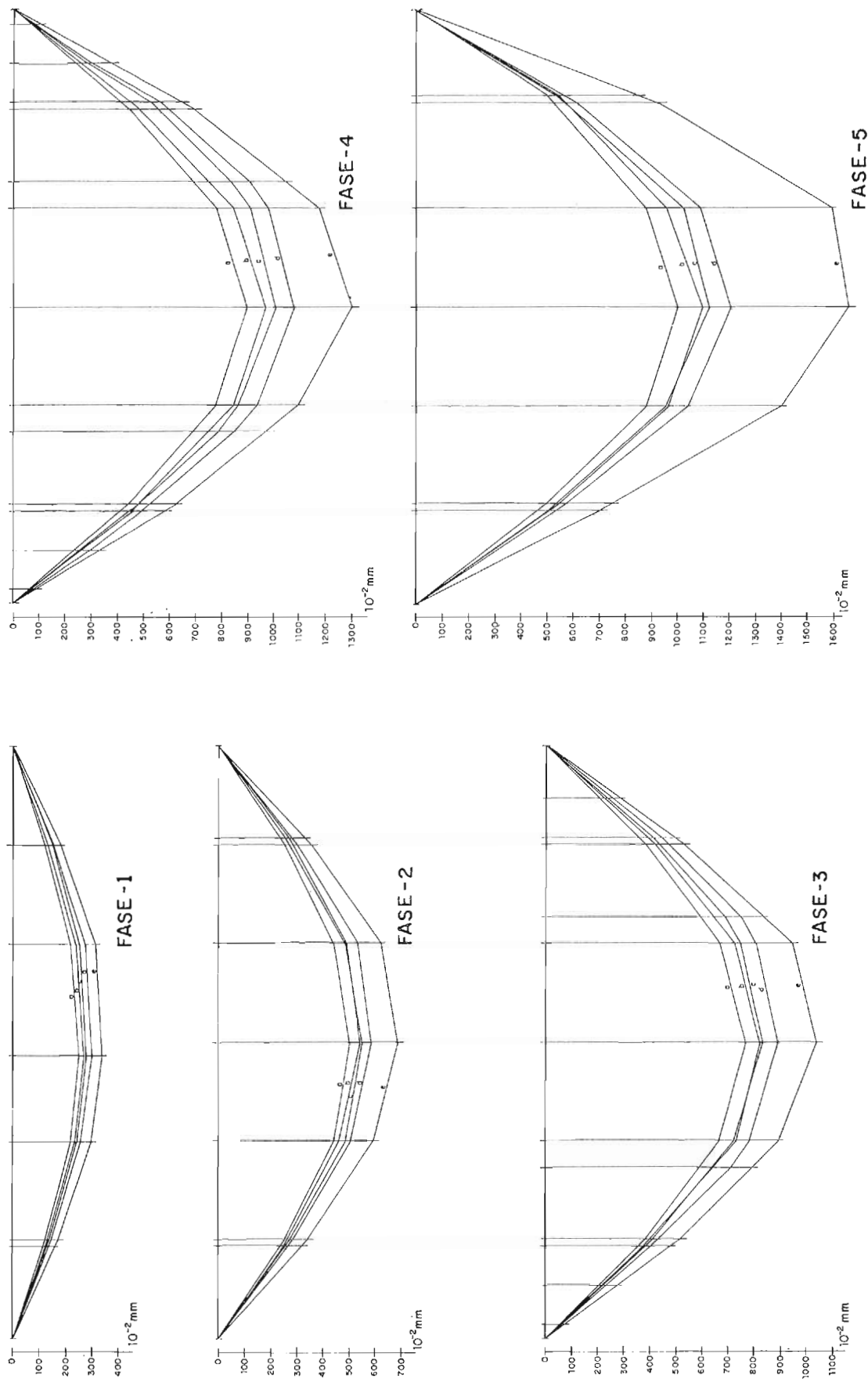
NOTA:  
LOS NUMEROS INDICADOS SON LAS COTAS  
DE LOS PUNTOS REFERIDOS AL EJE O



FASE - 4

NOTA:  
LOS NUMEROS INDICADOS SON LAS COTAS  
DE LOS PUNTOS REFERIDOS AL EJE O

Figura 22-5.



a = DEFORMADA POR FLEXION (TEORICA)  
 b = DEFORMADA POR FLEXION + CORTANTE (TEORICA)  
 c = DEFORMADA POR FLEXION + DESLIZAMIENTO (TEORICA)  
 d = DEFORMADA POR FLEXION + DESLIZAMIENTO + CORTANTE (TEORICA)  
 e = DEFORMADA REAL

Fig. 23. — Deformadas de la pieza en el segundo ciclo de carga.

Así, pues, para analizar la influencia de los deslizamientos se hace necesario efectuar alguna simplificación: se ha supuesto que entre los puntos en que se toman medidas, la variación del deslizamiento acumulado es lineal (deslizamiento unitario constante entre punto y punto) y que el deslizamiento comienza a 10 cm del punto límite de aplicación de la carga 20 cm del eje de ésta). Estas dos simplificaciones se han realizado a la vista de que: si la variación del deslizamiento no es lineal, el fenómeno no cambiará sustancialmente, y por otro lado de las mediciones realizadas se deduce que el deslizamiento es cero antes de llegar al apoyo, lo que hace suponer que será también cero a una distancia semejante del punto en que termina la aplicación de la carga.

Planteado el problema así puede apreciarse que en la zona en que el deslizamiento acumulado se incrementa, el deslizamiento unitario será el que corresponde al signo del cortante que actúa (se llamará deslizamiento unitario positivo); por tanto, el deslizamiento sufrido tenderá a aumentar las curvaturas de la pieza en esa zona y, como consecuencia, a aumentar las flechas; por el contrario, cuando el deslizamiento acumulado va disminuyendo indica un cambio de signo en el deslizamiento unitario (impuesto por la mayor inmovilidad entre hormigón y acero en las zonas cercanas a los apoyos), por lo que la curvatura de la pieza tenderá a disminuir (e incluso a cambiar de signo) y las flechas serán menores. Los dos efectos superpuestos (como se verá en el análisis que sigue) provocan un incremento de las flechas, ya que la zona de deslizamiento unitario positivo está más al centro de la pieza (fenómeno ya contrastado en las medidas) y una tendencia a la inversión de la curvatura en la zona cercana a los apoyos que se superpone a la curvatura negativa que impone el pretensado.

Mirando el problema desde el punto de vista de las sollicitaciones de la estructura se puede decir que en la zona de deslizamiento positivo, al desvincularse el hormigón y el acero, éstos se descargan de sus esfuerzos axiales e incrementan los momentos a que están sometidos (lo que aumenta la flecha y curvatura); por el contrario, en la zona de deslizamientos unitarios negativos, el hormigón y el acero resisten mayor esfuerzo directo (el hormigón se comprime más y el acero se tracciona más) y se reducen los momentos.

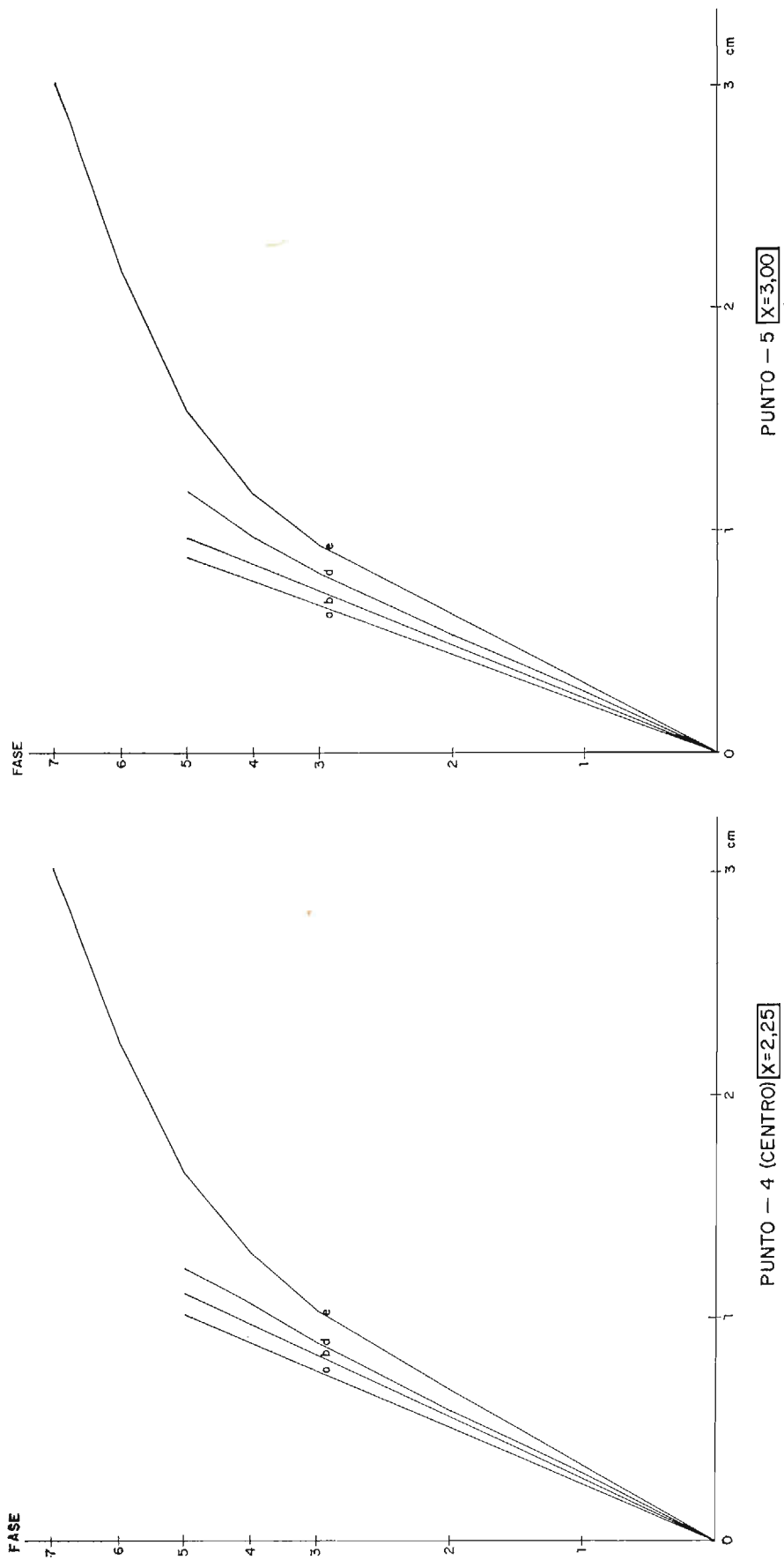
Para llegar al análisis cuantitativo del fenómeno (determinación de las flechas) se ha realizado el estudio de las deformadas que toma la pieza, sometida a unas sollicitaciones calculadas en base a la repartición de momentos reales entre hormigón y acero cuando se producen los deslizamientos entre ambos materiales.

Las ecuaciones de los esfuerzos distribuidos para un deslizamiento unitario  $\mu$  resultan:

$$\begin{aligned} N_a &= M_a \frac{S}{I_a} - \frac{E_a S}{b_e} \mu & N_b &= -M_b \frac{S}{I_b} + \frac{E_b S}{b_e} \mu \\ M_a &= (M + \mu E_a S) \frac{I_a}{I} & M_b &= (M + \mu E_b S) \frac{I_b}{I} \end{aligned}$$

ecuaciones en las cuales se puede apreciar que para  $\mu = 0$  coinciden con las fórmulas comunes de cálculo de piezas mixtas, y también que, cuando  $M > 0$ , para  $\mu > 0$  los valores absolutos  $N_a$  y  $N_b$  disminuyen y aumentan los de  $M_b$  y  $M_a$ , y por el contrario para  $\mu < 0$  aumentan  $N_a$  y  $N_b$  y disminuyen  $M_a$  y  $M_b$ , de acuerdo con lo anteriormente señalado.

La determinación de las flechas teóricas, teniendo en cuenta el deslizamiento, se ha realizado, estudiando, fase por fase, la deformación de la pieza metálica, calculando los esfuerzos distribuidos en la misma en función de  $M$  en la forma señalada anteriormente.



- a = FLECHAS CALCULADAS POR FLEXION
- b = FLECHAS CALCULADAS POR FLEXION Y CORTANTE
- d = FLECHAS CALCULADAS POR FLEXION, CORTANTE Y DESLIZAMIENTO
- e = FLECHAS REALES

Fig. 24-1. — Flechas en los puntos de la viga (2.º ciclo de carga).

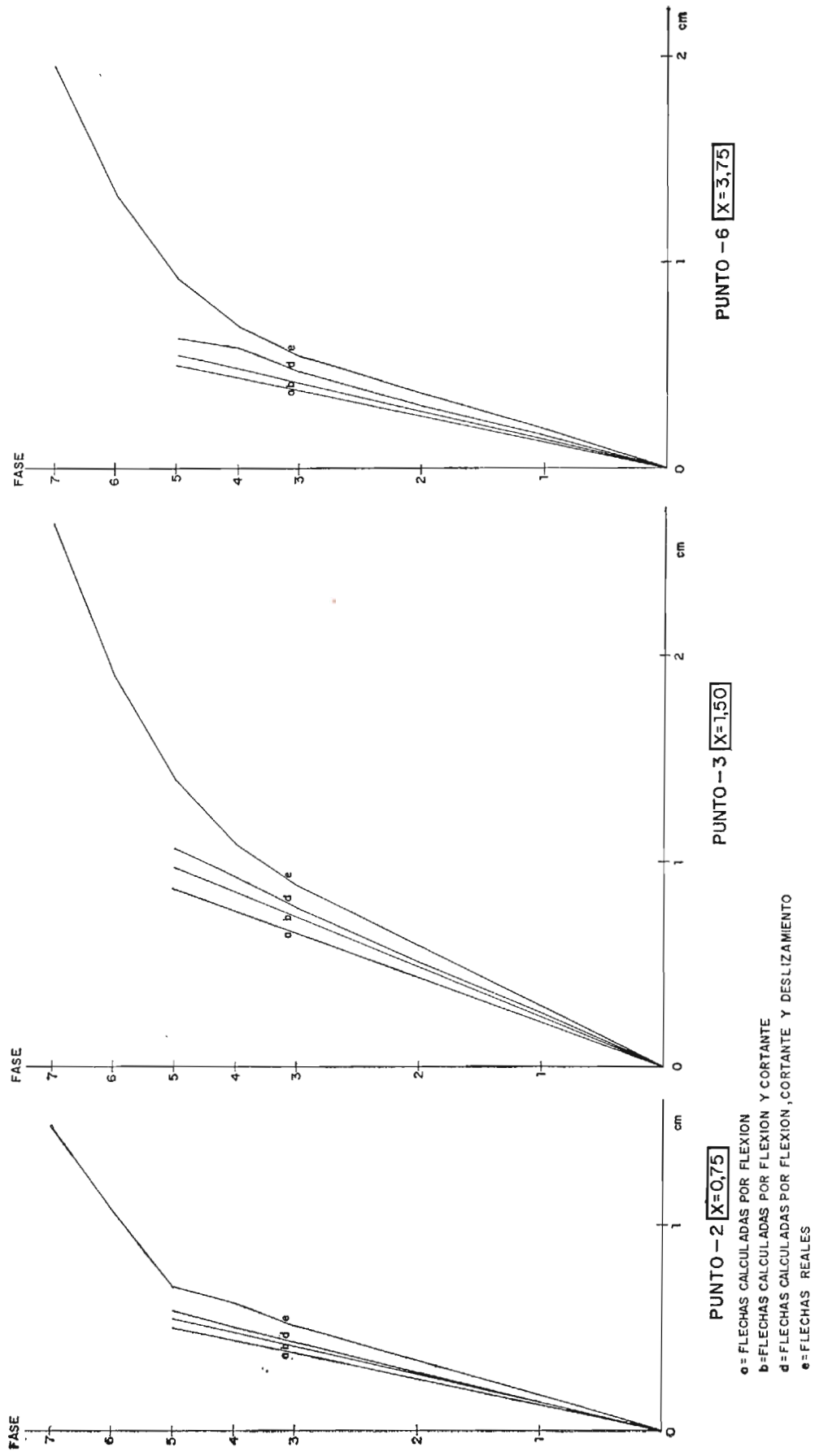


Fig. 24-2. — Flechas en los puntos de la viga (2.º ciclo de carga).

De esta manera se determinaron los diagramas de pesos elásticos que aparecen en la figura 22 para las diferentes fases, con las cuales se obtuvieron las deformadas (curvas *c*) de la figura 23, que representa la deformada teórica, teniendo en cuenta todos los fenómenos y suponiendo la pieza como prismática y de características promedio entre la sección llena y la aligerada.

Como se puede apreciar a través de las anteriores figuras, las formas de las curvas *d* son prácticamente homotéticas de las *c* (deformadas reales), con lo que queda perfectamente explicado el fenómeno de la deformación asimétrica como consecuencia directa de los deslizamientos habidos entre hormigón y acero.

Las diferencias entre la deformada *d* y la real, que puede verse con detalle en la figura 24 en diversos puntos de la pieza, pueden ser causadas por la suposición que se ha hecho de que la pieza se comporta como prismática. La existencia de los huecos se traduce así en unas deformaciones superiores en un 13 por 100 en la fase 1, que llega a un 16 por 100 en las fases 4 y 5. Se podría suponer, a efectos prácticos de determinación de las flechas, que se trata de una pieza prismática con una inercia de  $I \approx 0,86 \times 17.747 = 15.262 \text{ cm}^4$ , pero sería una suposición inválida para ser generalizada, ya que, por un lado, resulta una inercia menor que la que tiene la real en la zona aligerada, y por otra parte se esta-

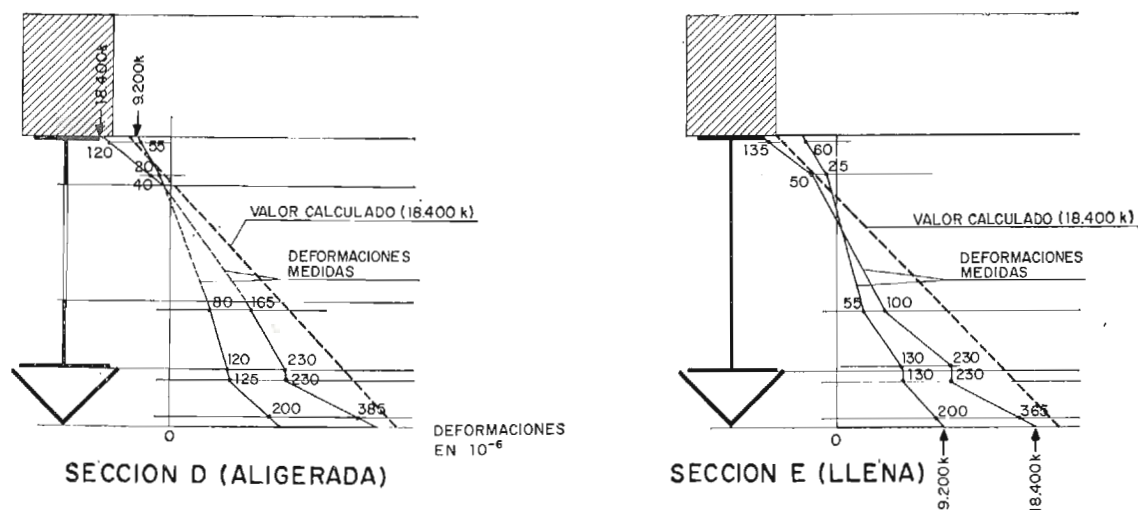


Fig. 25. — Deformaciones debidas al pretensado.

ría despreciando la influencia real de los huecos, que no es igual en una pieza corta (como la presente), en donde el cortante tiene importancia que en una pieza larga, en la que por el predominio del momento flector, el funcionamiento de la viga sería más cercano al de una pieza prismática. Este problema se verá más claramente al analizar el reparto de tensiones.

Los porcentajes de diferencia entre las flechas reales y las calculadas se mantienen semejantes a lo largo de la pieza, y en las tres primeras fases son del mismo orden para incrementarse ligeramente a partir de entonces.

Esto parece señalar que la pieza se va apartando del régimen elástico, apareciendo, con seguridad, en algún punto de la viga tensiones superiores al límite elástico.

## 6.2. Análisis del reparto de tensiones.

### 6.2.1. Pretensado.

La comprobación de tensiones debidas al pretensado se realizó, suponiendo la viga como pieza prismática de área e inercia promedios. En el gráfico de la figura 25 aparecen superpuestos los valores medidos y calculados. En ellos se puede apreciar cómo la forma del diagrama real de deformaciones no se aleja sustancialmente del teórico, notándose que aparecen discontinuidades en los puntos en donde se produce un cambio brusco en el perfil de la sección (concentración de tensiones) y que el hueco queda reflejado en la deformación de las secciones no sólo de la parte aligerada, sino también de la llena, aun cuando la no existencia de cortante reduce la importancia de los huecos en el alma de la pieza.

Dadas las características de la sollicitación de pretensado ( $M \approx \text{cte}$ ) no se analizó ningún otro punto de la viga, ya que, salvo ligeras particularidades locales, los valores serían semejantes.

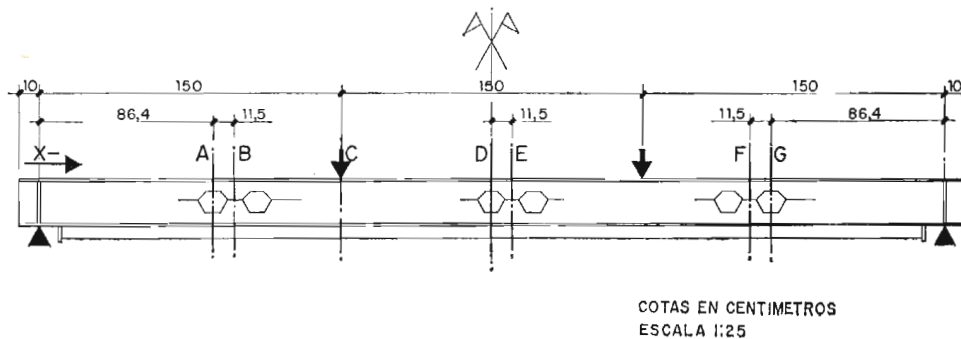


Figura 26.

En los ensayos de carga, en cambio, el problema es diferente. El comportamiento de las secciones entre las dos cargas, en donde  $Q = 0$  es muy diferente al de las zonas entre las cargas y los apoyos, en donde el cortante es una sollicitación importante. Por esta razón se estudia primero el comportamiento en las secciones centrales (secciones D y E) (figura 26) y después en las secciones en donde predomina el cortante (secciones A, B, F y G).

### 6.2.2. Ensayo estático de la pieza mixta. Comportamiento de las secciones centrales ( $Q = 0$ ).

Los valores de deformaciones unitarias arrojados por el primer ciclo de ensayo aparecen representados en la figura 27 en sus tres fases. Se puede apreciar a través de ellas, el comportamiento claramente elástico de las deformaciones (ya observado en el análisis de las flechas), en donde, además, las secciones se mantienen visiblemente planas en su deformación.

La influencia del hueco, como se puede apreciar, es absolutamente despreciable, y la coincidencia con los valores calculados como viga prismática muestra claramente que para secciones de este tipo, con variaciones suaves o valores constantes del momento flector, puede ser empleado el método con toda seguridad.

Es interesante señalar cómo el ajuste de las deformaciones es más perfecto que en el caso del pretensado, aun cuando en ambos casos  $Q = 0$ . El hecho concreto es que las proporciones de los huecos influyen más en la sección de acero sola que cuando cuenta con la cabeza de hormigón.

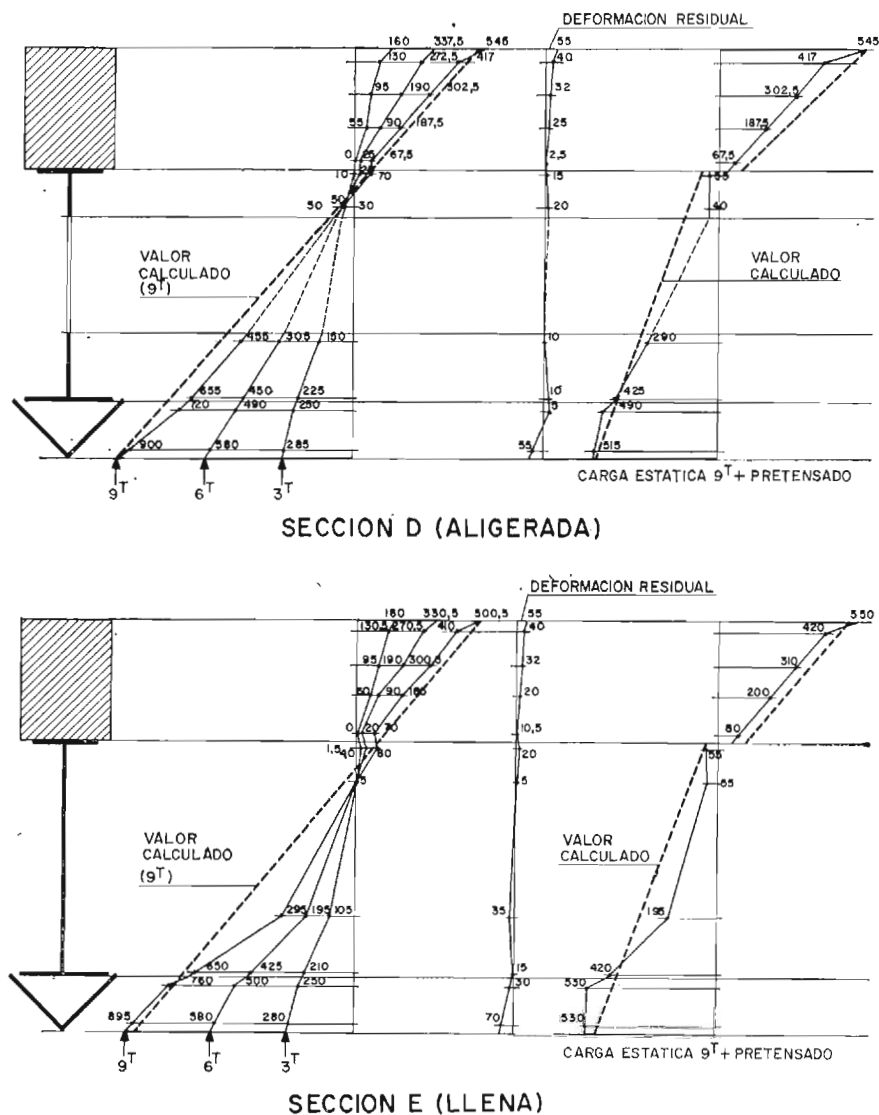


Fig. 27.—Deformaciones de la viga en el primer ciclo de carga.

La superposición de los estados de flexión y de pretensado calculados teóricamente, coinciden con mucha aproximación con el que indican las medidas del ensayo.

En el segundo ciclo, ensayo a rotura, el proceso de las deformaciones unitarias es del mismo tipo. Como puede apreciarse en la figura 28, las deformaciones indican un comportamiento perfectamente elástico de la pieza, tanto en la zona aligerada como en la llena. La forma de los diagramas se mantiene análoga hasta la última carga medida, y con una coincidencia muy grande a la calculada teóricamente considerando a la pieza como prismática.

Esto indica claramente la influencia de la zona con predominio del cortante en la comportamiento general de la pieza, ya que en la zona central, aun en el colapso, no se ha superado prácticamente el límite elástico del acero (fig. 29) y no se ha llegado a tensiones importantes en el hormigón.

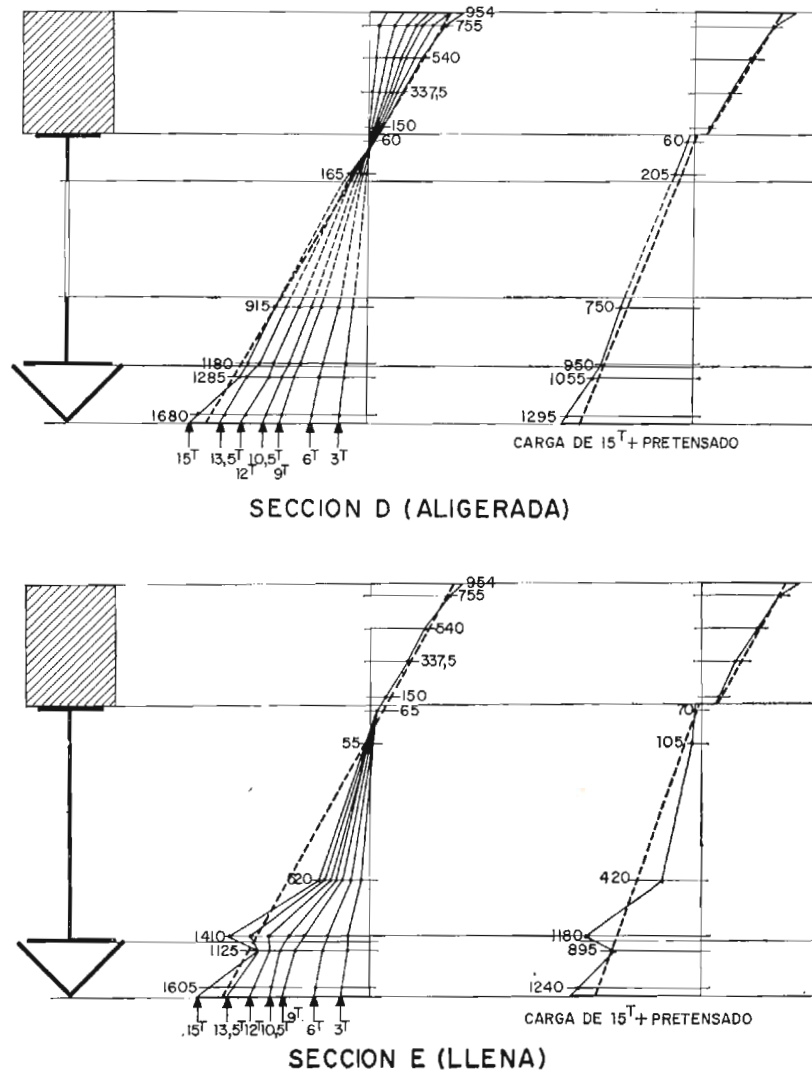


Fig. 28. — Deformaciones de la viga en el segundo ciclo de carga.

En la figura 30 se han superpuesto las deformaciones unitarias para la sección central para una carga de 9t, calculadas según una viga Vierendel y según una viga prismática y las deformaciones medidas en el ensayo. Se puede ver cómo las simplificaciones necesarias para estudiar esta pieza como viga Vierendel hacen que el diagrama de tensiones que de ese análisis se obtiene se aparte de la realidad, tanto o más que el simple cálculo como pieza prismática, en secciones en la que, como ésta, no tiene influencia el cortante.

CARGA DE 15<sup>T</sup> + PRETENSADO

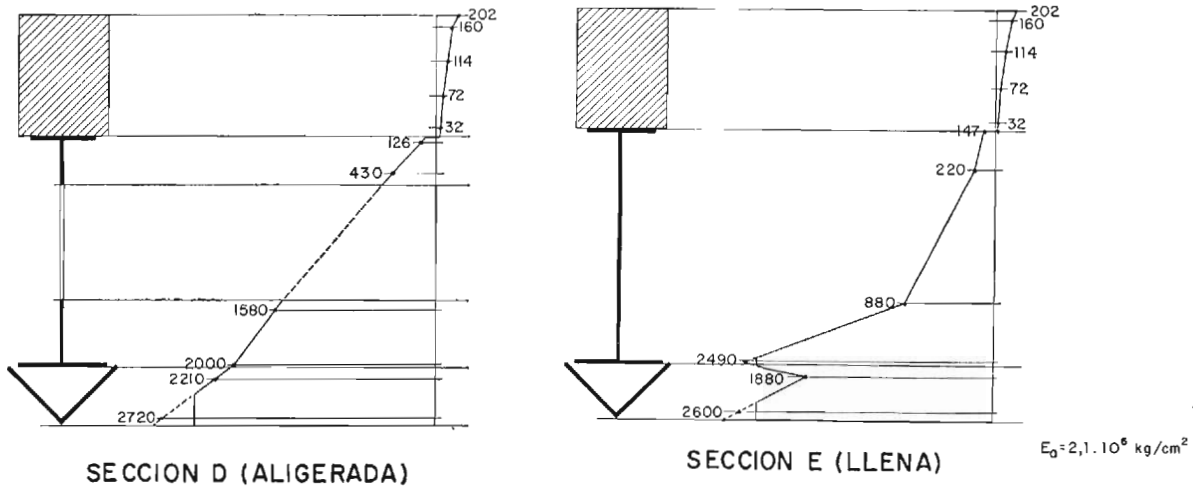


Fig. 29.—Diagrama de tensiones normales en la fase 7 (15 T).

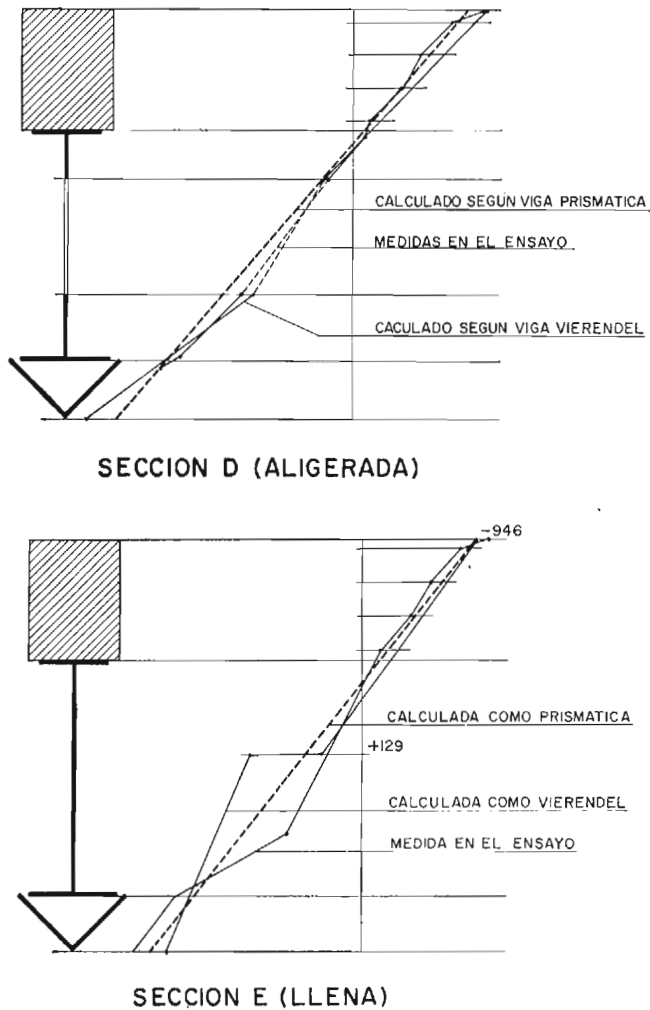


Fig. 30.—Comparación de deformaciones en la zona central.

6.2.3. Ensayo estático de la pieza mixta. Comportamiento de las secciones laterales ( $Q \neq 0$ ).

El análisis de estas secciones, en base a la consideración simplificada de tomar la viga como pieza prismática, no explica el funcionamiento real de la pieza. En efecto, en función de esa suposición, la repartición de las tensiones tangenciales en las secciones A y B

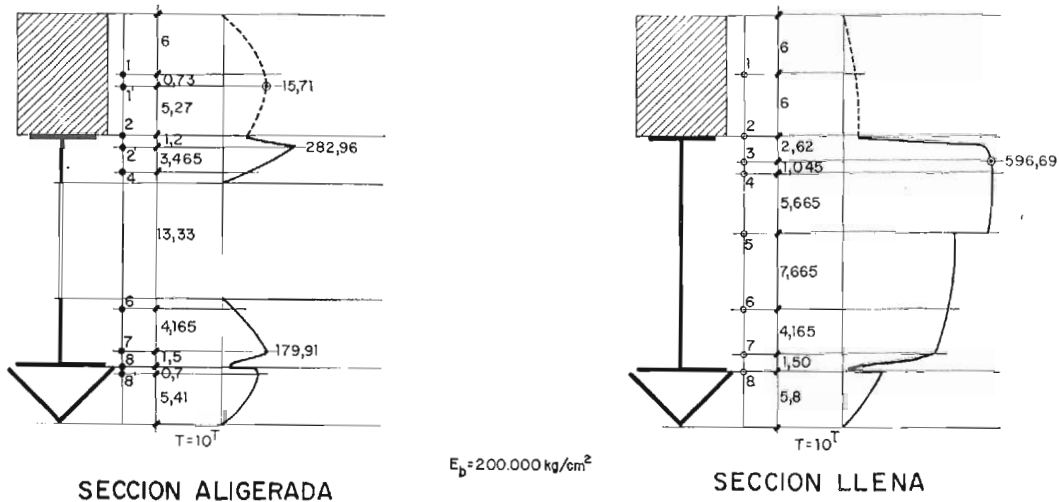


Fig. 31. — Tensiones tangenciales teóricas para  $Q = 10 T$ .

(aligerada y llena) sería la que se indica en la figura 31, en donde se puede apreciar que los valores máximos para  $P = 12 t$ , no explican la aparición de fisuras en el alma de la viga, salvo por consideraciones de fatiga debidas al ensayo dinámico realizado.

Como método de mayor aproximación se procedió al estudio de la viga como pieza Vierendel.

Este criterio es el empleado para el análisis de las piezas metálicas aligeradas, para las cuales da resultados satisfactorios; pero las simplificaciones y transformaciones que

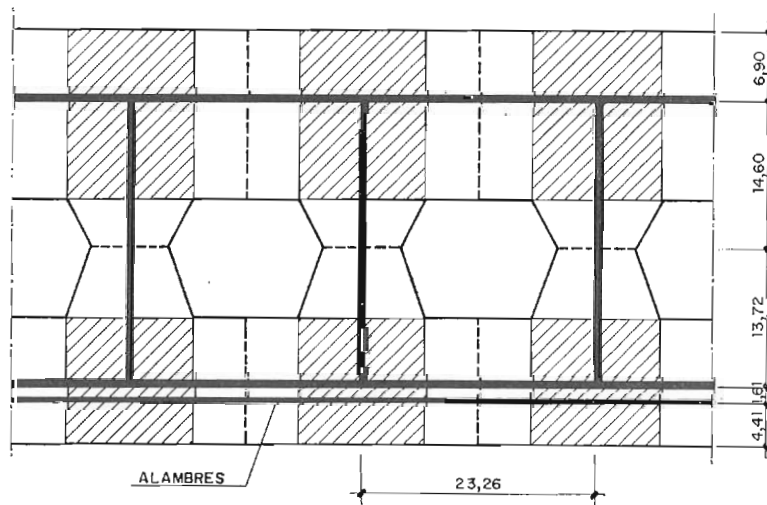


Figura 32.

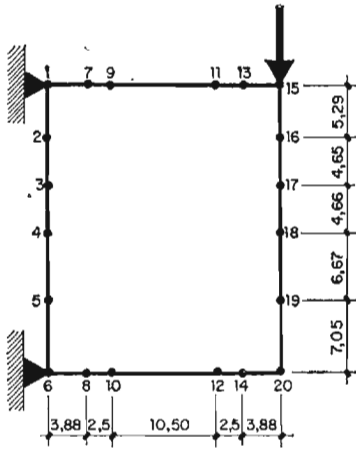
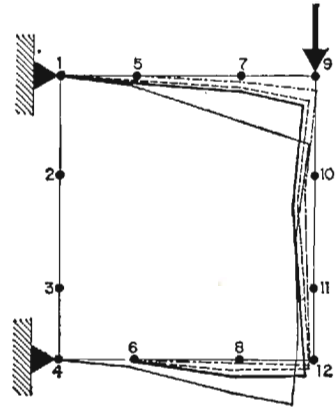


Figura 33.



FLECHAS

— I  
 - - - 10 I  
 - · - 100 I  
 — I ESTRUCTURA SIMPLIFICADA

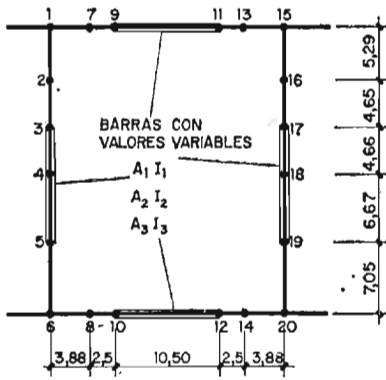
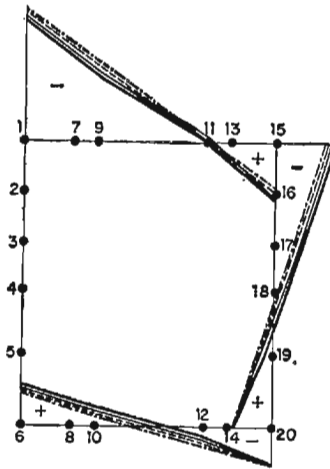


Figura 34.



MOMENTOS

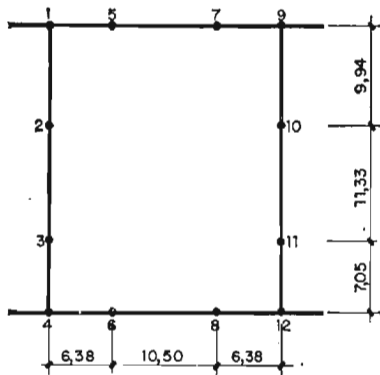
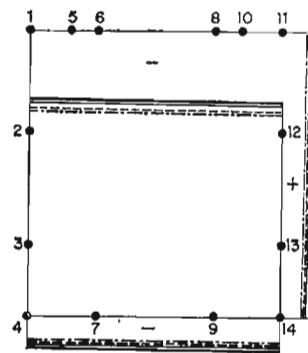


Figura 35.



CORTANTES

Figura 36.

esto implica, en el caso de las vigas mixtas (debido a las proporciones de los elementos) obliga a un análisis previo para calibrar el alcance válido de los resultados.

En la figura 32 se indican, superpuestas, las formas de la viga real y de la Vierendel considerada para la determinación de las características de las barras en los diferentes puntos de esta viga; no ofrece dudas en los tramos que corresponden a las zonas aligeradas, pero es de muy difícil determinación en las zonas que en la figura 32 aparecen rayadas, es decir, en los nudos y trozos comunes de barras.

Para estudiar la influencia que un posible error en la determinación de las características de estas zonas pudiera suponer en los resultados finales, se estudiaron previamente cuatro estructuras elementales, formadas por un recuadro de la pieza Vierendel dispuesto en ménsula (fig. 33), y sometido a una carga puntual en el vértice superior.

En estas cuatro estructuras, las inercias en los tramos 3-4, 4-5, 9-11, 10-12, 17-18 y 18-19 eran las reales determinadas en la viga, y en los restantes se consideraron variaciones importantes:

*Estructura 1.*—Inercia y áreas calculadas considerando como secciones de las barras las comprendidas en las zonas rayadas de la figura 32. Valores  $I_1$  y  $A_1$  dispuestos en la forma que señala la figura 34.

*Estructura 2.*—Valores de las inercias y áreas anteriores multiplicadas por 10.

$$I_2 = 10 I_1 \quad ; \quad A_2 = 10 A_1$$

*Estructura 3.*—Valores de la primera estructura multiplicados por 100.

$$I_3 = 100 I_1 \quad ; \quad A_3 = 100 A_1$$

*Estructura 4.*—Se considera la estructura simplificada de la figura 35, tomando como valores de las inercias y áreas de las barras de las esquinas, los promedios de las correspondientes barras de la figura 34.

En la figura 36 se señalan los valores de los esfuerzos y flechas obtenidos del análisis de estas cuatro estructuras. De los mismos se desprende que, a efectos de los momentos y esfuerzos cortantes locales, la consideración de una u otra hipótesis de las características de las barras de esquina, apenas tiene influencia apreciable (5 por 100); pero para las flechas la variación resulta sensible, si bien cuando  $I \lesssim I_2 \leq 10 I_1$ , las diferencias no llegan a ser preponderantes.

En función de todo lo observado, se procedió al estudio de la viga Vierendel de la figura 37, a través de la cual se analizó el reparto de tensiones en las secciones A, B, F y G.

Para la carga  $P = 10$  t, las sollicitaciones en estas secciones aparecen gráficamente en la figura 38. En función de ellas se calcularon los valores de las tensiones normales y tangenciales en distintas secciones (figs. 39 y 40).

Se puede observar a través de estas figuras, cómo las tensiones normales no son de importancia en el centro de las zonas aligeradas, pero que toman valores altos en las secciones cercanas a los nudos, fundamentalmente en los montantes, en donde se puede ver que para cargas menores de 10 t ya se había superado el límite elástico (2.650 kp/cm<sup>2</sup>, secciones V y VII), lo que explica las fisuras aparecidas en las entalladuras en la fase 5 (12 t). Las tensiones tangenciales, también en esa sección, toman valores importantes (1.530 kp/cm<sup>2</sup>).

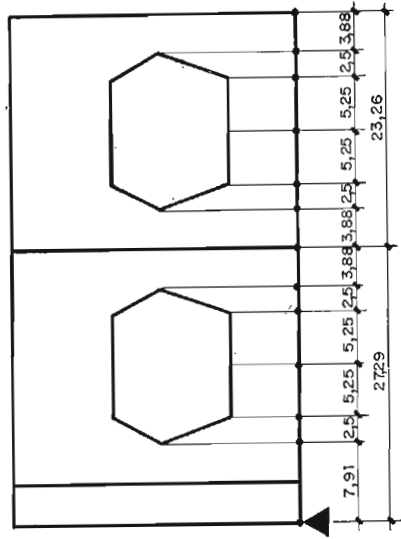
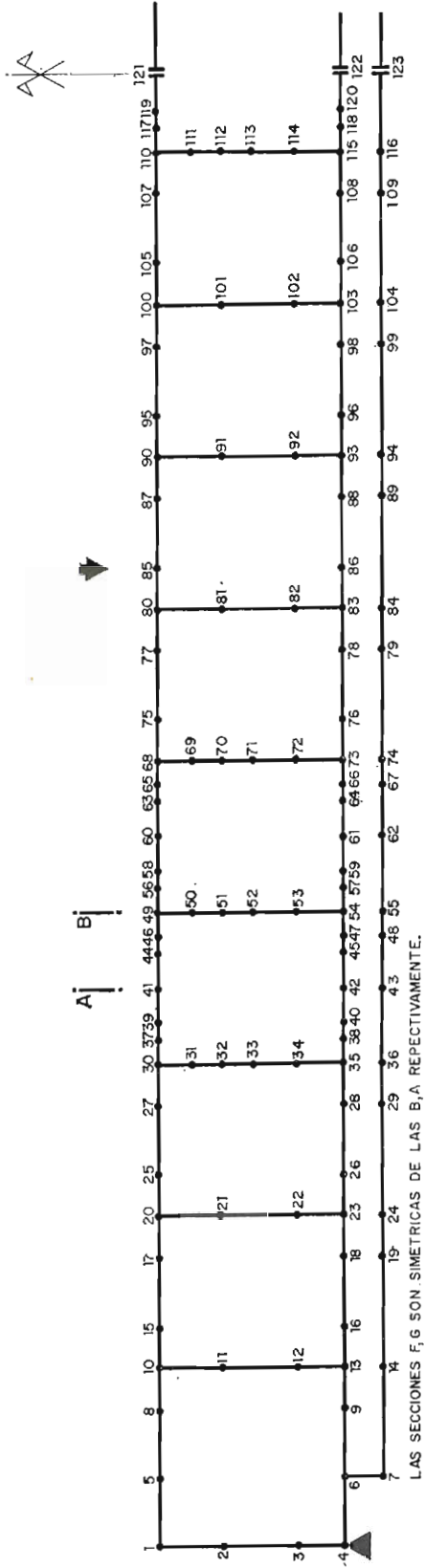


Figura 37.

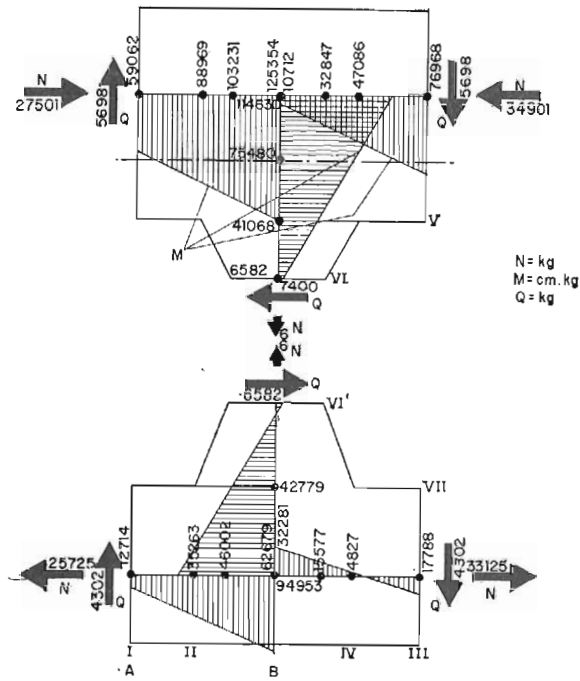


Fig. 38. — Esfuerzos en la zona de secciones A y B de la pieza.

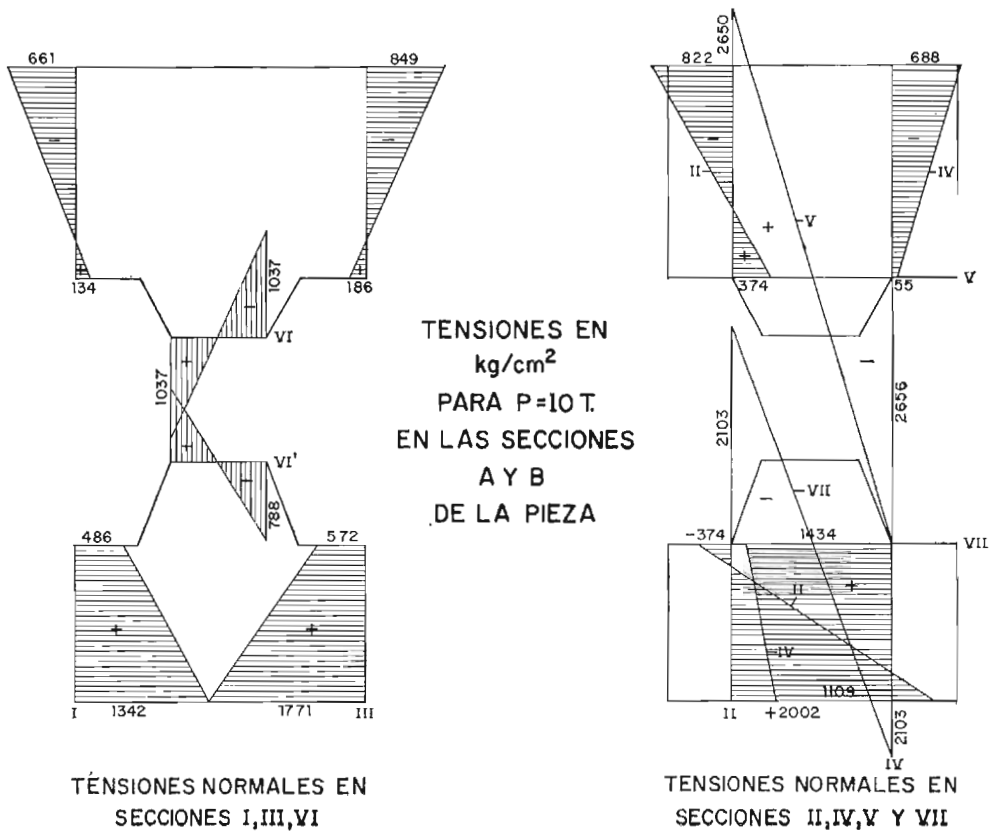


Figura 39.

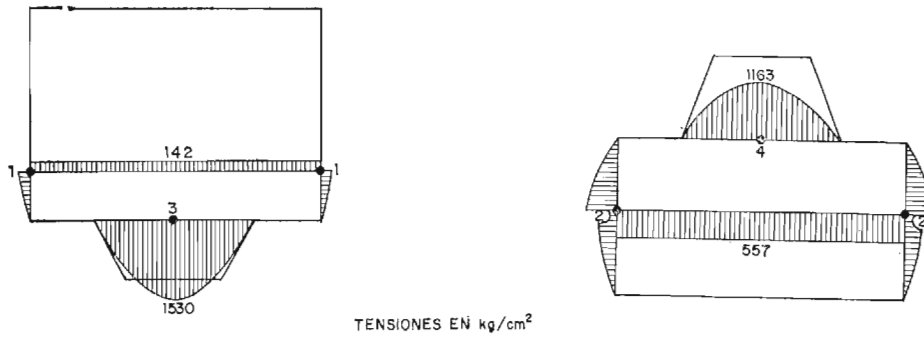


Fig. 40. — Tensiones tangenciales en la zona de secciones A y B de la viga.

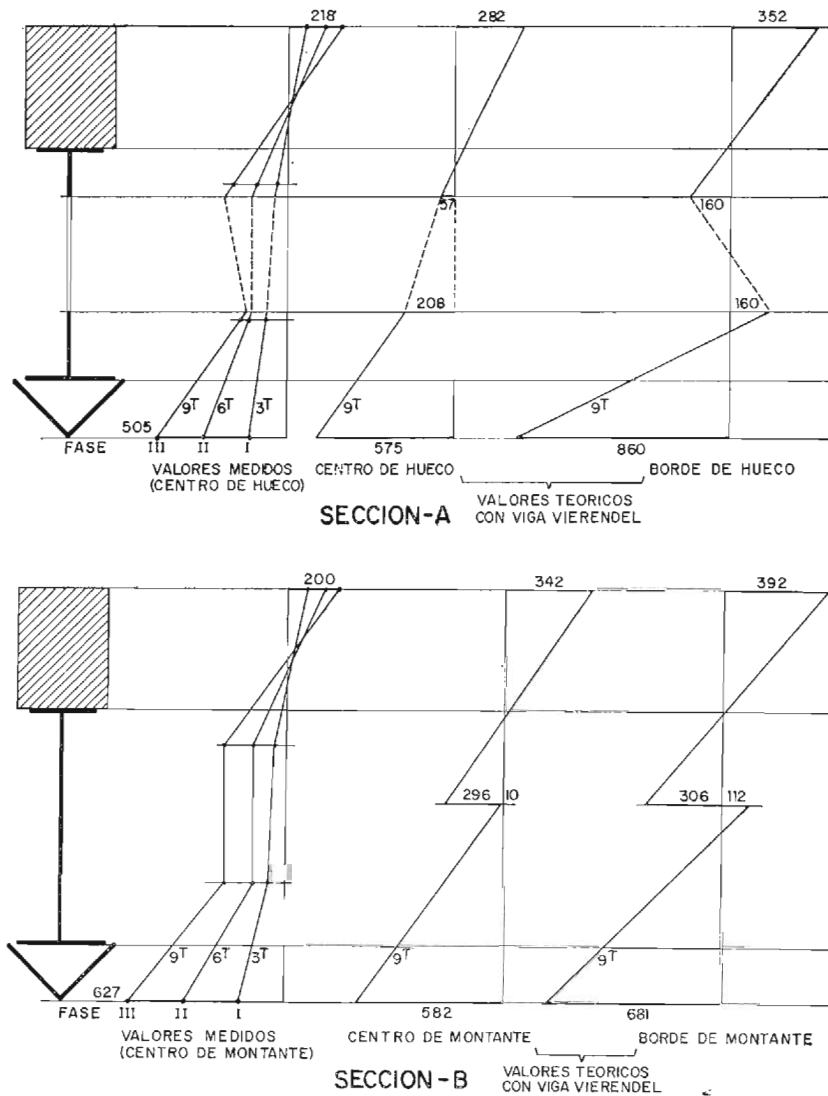


Fig. 41. — Deformaciones medidas y teóricas en sección A y B (primer ciclo de carga).

Las tensiones normales horizontales, en las secciones A, B, F y G no toman valores de importancia frente a los que alcanzan en los montantes. De todas formas es interesante señalar algunas particularidades.

En las figuras 41 y 42 se muestran gráficamente las deformaciones medidas en los ensayos a siete y diez días, respectivamente, a través de los cuales se puede señalar:

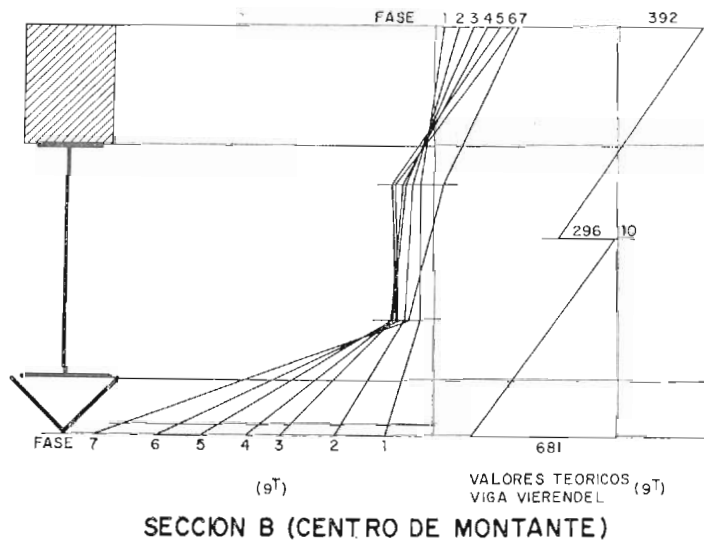
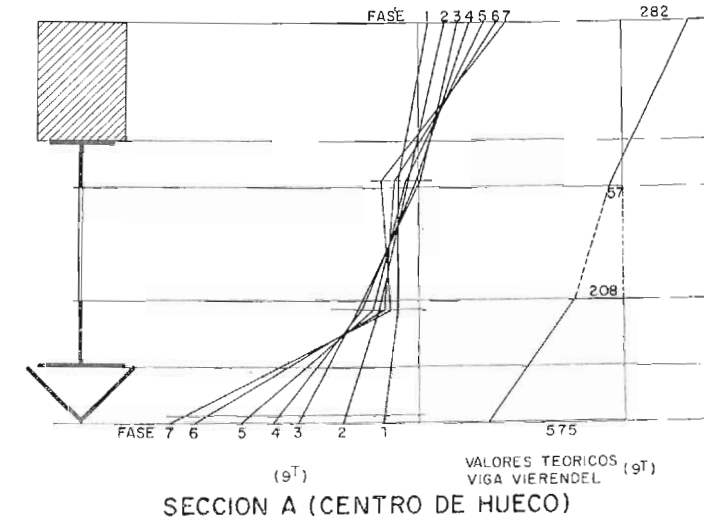


Fig. 42. — Deformaciones medidas y teóricas en secciones A y B (segundo ciclo de carga).

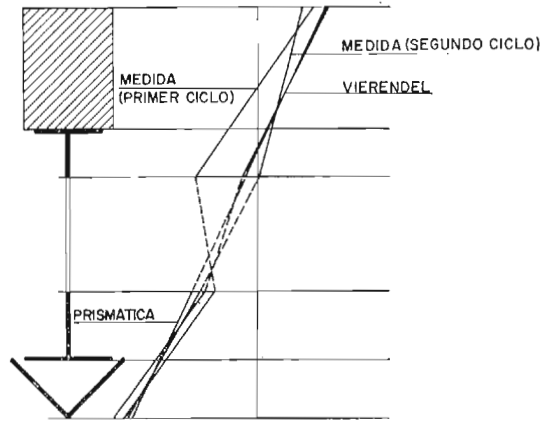
a) Las deformaciones indican que las secciones no se mantienen planas, sino que son afectadas por los huecos, tanto en la zona aligerada como en la llena.

b) A partir de la fase 4, es decir, cuando zonas de los montantes han entrado en fluencia, se acentúa más dicho efecto.

c) Del análisis de la pieza como viga Vierendel se deduce un diagrama de deformaciones tipo, que concuerda en líneas generales con las deformaciones medidas en el ensayo.

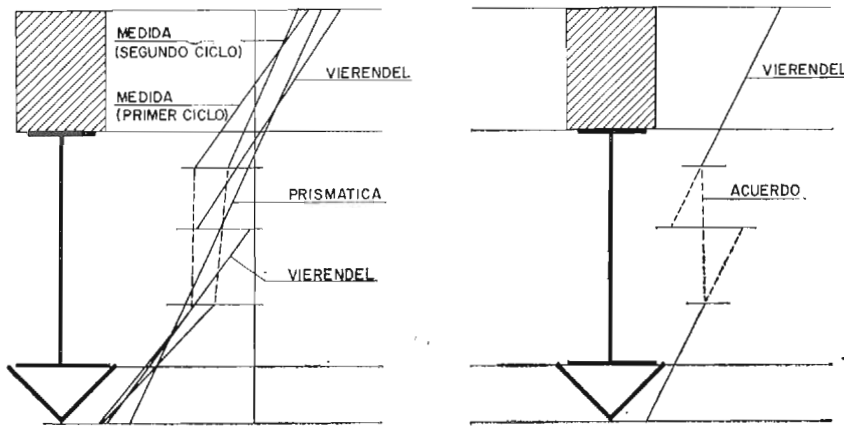
En la figura 43 se han superpuesto las deformaciones medidas en los ciclos de ensayos, con las determinadas por el análisis de la viga Vierendel y de la viga primitiva para  $P = 9 t$ . La coincidencia de los resultados permite admitir con suficiente aproximación los resultados de uno y otro cálculo teórico.

Las deformaciones que se obtienen a partir de la estructura como Vierendel en la sección llena, presentan una discontinuidad imposible en la zona central de la sección, consecuencia de haber considerado secciones independientes a un lado y otro de la unión de



SECCION A (CENTRO DE HUECO)

Figura 43.



SECCION B (CENTRO DE MONTANTE)

Fig. 44. — Comparación de deformaciones.

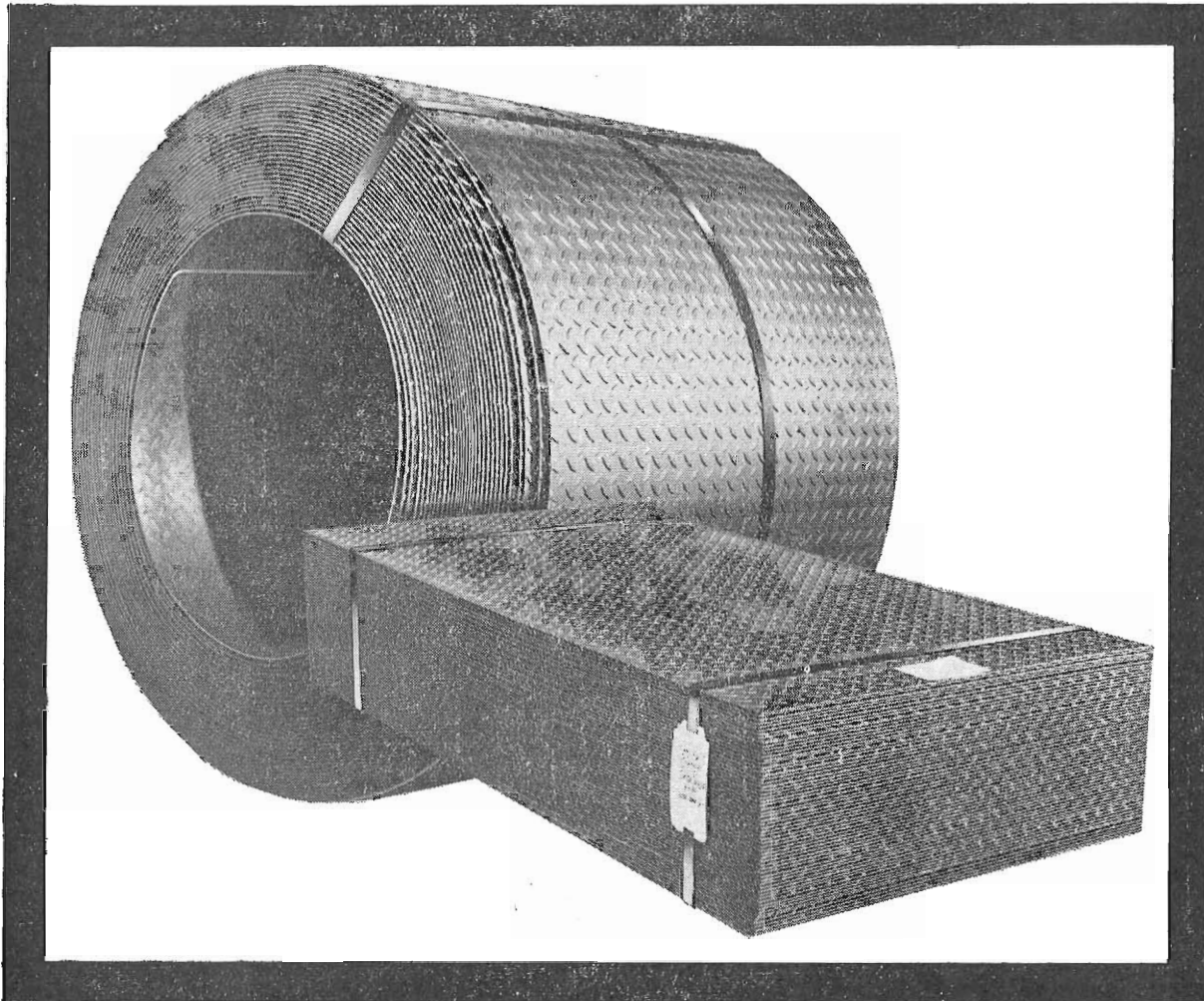
los dos perfiles I. En los ensayos no fue posible realizar la medida de las deformaciones en esa zona, ya que la soldadura entre medios perfiles impedía la colocación de aparatos. De todas formas, dadas las características de los valores medidos, es de suponer que las deformaciones reales tomen una forma tal que acuerde las deformaciones de una y otra zona (fig. 44).

## 7. CONSECUENCIAS

Como resumen de todo lo observado en este ensayo, y sin que pueda, debido a su carácter aislado, darse a estas consecuencias un carácter general, pueden señalarse las siguientes precauciones a considerar, debidamente cuantificadas en función de las características propias de la pieza de que se trate:

- En las zonas de esfuerzos cortantes reducidos no es preciso ninguna consideración especial, sino que las hipótesis de pieza prismática son tanto o más aproximadas que las más complejas de viga aligerada, Vierendel, etc.
- En las zonas de cortantes importantes puede efectuarse el cálculo con arreglo a las condiciones de pieza prismática con unas características reducidas de las constantes mecánicas, incluso inferiores a las de la zona aligerada, que para el caso analizado son: 0,85 de las de la zona llena, y 0,88 de las correspondientes a la aligerada.
- Es importante también tener en cuenta que en las zonas de cortantes grandes separadas de apoyos y puntos de carga puntual dos veces el canto aproximadamente, se presentan situaciones de tensiones tangenciales bastante superiores a las que un cálculo simplificado determina (del orden de 2,5 veces), y que aunque esto no llegue sino a producir zonas locales plastificadas, su influencia puede dar lugar a fisuras en las entallas si las sobrecargas son vivas y presentan alguna condición de fatiga. Reducir a la mitad aproximadamente la tensión tangencial admisible en estas zonas para el cálculo simplificado puede ser un control fácil y adecuado.
- Que si bien la conexión semielástica es adecuada para piezas cuya rigidez a cortante sea grande, su influencia puede ser desfavorable en las que dicha rigidez se vea reducida por aligeramientos; resultando adecuado en estos casos la disposición de conexiones prácticamente rígidas.

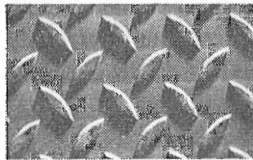
# Otro nuevo producto de Altos Hornos:



## CHAPA LAGRIMADA

De acuerdo con nuestro objetivo de ofrecerle nuevas y más altas calidades de acero, nuevos y más útiles productos, tenemos el placer de comunicarle el lanzamiento de nuestra CHAPA LAGRIMADA, producto que reúne las máximas ventajas para la construcción de: escaleras, pasillos, plataformas, pasarelas, muebles, etc.

La chapa lagrimada proporciona una gran adherencia en todas las direcciones. Está especialmente indicada para cualquier superficie donde el tráfico a pie o



rodado requiera un buen agarre. Por su relieve de dibujo discontinuo, permite realizar una fácil limpieza, evitando con ello, que se acumulen sobre la superficie residuos (sólidos o líquidos) que originen su corrosión.

La disposición del relieve está estudiada de tal manera, que da una continuidad, disimulando de una forma limpia y perfecta, las uniones del mismo.

Para una mayor información le rogamos se dirija a cualquiera de nuestras delegaciones comerciales.

“la siderúrgica integral plenamente dedicada a la fabricación de calidades”



**Altos Hornos de Vizcaya S.A.**

APARTADO 116 · BILBAO · TELEX 32044-45 · TELEFONO 25 00 00

TIEMPO/SYNERGIE-BILBAO

59.

# cálculo de láminas parabólicas, largas, pretensadas

G. D. NASSER

(Traducción del artículo publicado en el Vol. 2, n.º 4 de abril de 1968, de la Revista "CONCRETE", de Inglaterra, recibida a través del servicio de intercambio de publicaciones organizado por la F. I. P.)

Sinopsis: Se hace un estudio de las solicitaciones transversales que se originan en las láminas largas, pretensadas, en las cuales los cables quedan embebidos en el espesor de la lámina. Se deducen las ecuaciones aplicables al cálculo de las componentes de los esfuerzos normales y cortantes producidos por el pretensado en el caso de láminas parabólicas. Se comprueba que los máximos momentos transversales se presentan, en la clave, y no en el centro del tramo si no en las proximidades de los apoyos. Como aclaración al método de cálculo propuesto se incluye, al final del artículo, un ejemplo numérico de aplicación práctica.

\* \* \*

Cuando se coloca un cable pretensado dentro de una lámina cilíndrica de sección constante, se ejerce sobre el hormigón una presión transversal variable (fig. 1) [1]. Esta presión transversal, que puede ser bastante fuerte, se reduce ventajosamente en el caso de láminas parabólicas. Se debe esto a que, en tales láminas, los cables de pretensado tienen menos curvatura, comparativamente, que en las secciones circulares o elípticas (fig. 2).

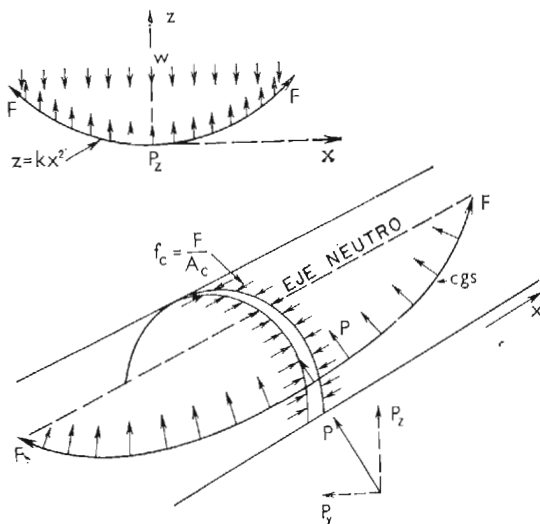


Fig. 1. — Cubierta laminar cilíndrica, bajo la acción del pretensado longitudinal, con indicación de los esfuerzos transversales originados.

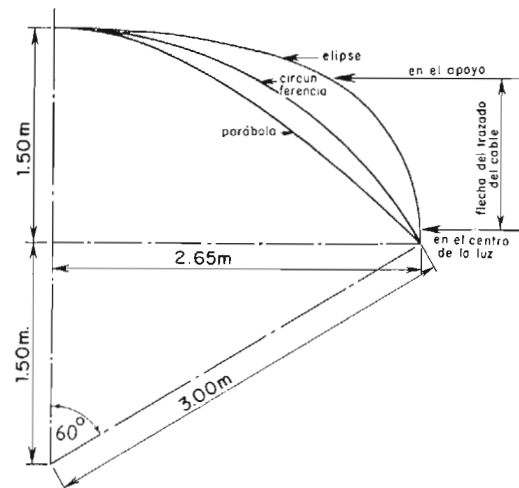


Fig. 2. — Comparación de diferentes secciones de cubiertas laminares. Obsérvese que, a consecuencia de la curvatura transversal, las tensiones son más importantes en las láminas elípticas y menos en las parabólicas.

## LAMINA NO PRETENSADA

Se empleará para el cálculo el método de "analogía de la viga". Este método implica la determinación de cuatro valores (fig. 3) que son: la tensión longitudinal  $T_x$ , la tensión cortante  $S$ , la tensión normal transversal  $T_\phi$  y la tensión transversal de flexión  $M_\phi$ . Los dos primeros valores se llaman esfuerzos de "viga" y los dos últimos se obtienen mediante

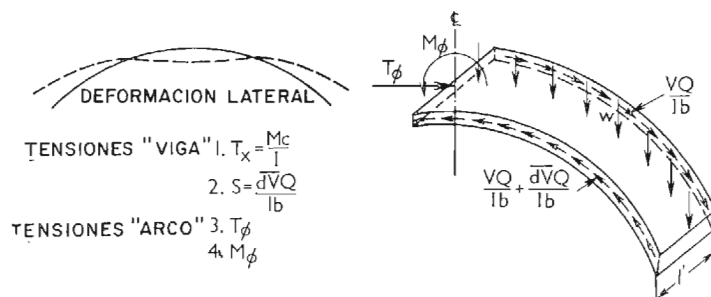


Fig. 3. — El método de cálculo "analogía de viga".

un cálculo de "arco". Los métodos para la determinación de estos valores aparecen perfectamente explicados en los trabajos de Turner [2], Chinn [3], ASCE Manual 31 [4] y varios Bulletins del PCA [5, 6]. Únicamente es necesario hacer dos observaciones importantes:

En una lámina larga no pretensada, los esfuerzos de "viga" originados por la flexión longitudinal y el esfuerzo cortante son los críticos. Las tensiones transversales  $T_\phi$  y  $M_\phi$  son relativamente pequeñas (aunque tienen una influencia importante sobre las flechas).

En una lámina larga no pretensada, al analizar una sección transversal crítica se supone que las tensiones transversales son constantes a lo largo de la lámina (excepto en las proximidades de los diafragmas de los extremos). Sin embargo, en láminas pretensadas, las tensiones transversales pueden ser considerables y variar notablemente en sentido longitudinal. El pretensado se usa para reducir las tensiones longitudinales, las flechas y la fisuración, cuando los esfuerzos de "viga", especialmente los que originan pandeo, se hacen excesivos. El pretensado puede introducirse también en las vigas de borde y así se ha hecho frecuentemente, con éxito; sin embargo, este método es estructuralmente menos eficiente que el pretensado introducido en el interior de la lámina y puede también no ser conveniente desde el punto de vista arquitectónico.

## LAMINA PRETENSADA

La aplicación de un esfuerzo de pretensado  $F$ , en el interior de la lámina (fig. 1) produce unas tensiones longitudinales uniformes, paralelas al eje neutro e iguales a  $\frac{F}{A_c}$  donde  $A_c$  es el área de la sección transversal recta de la lámina. Sin embargo, debido a la componente de la curvatura del cable, existe también un esfuerzo transversal variable  $P$ , que actúa hacia el interior.

Este esfuerzo se puede descomponer en sus dos componentes vertical y horizontal  $P_z$  y  $P_y$  (fig. 1). En una lámina simplemente apoyada, en la mayor parte de su longitud

este esfuerzo transversal tiende a incrementar el radio de curvatura de la sección, mientras que la concarga y la sobrecarga tienden a disminuirlo (fig. 4). Es decir, las dos acciones



Fig. 4.— Curvaturas originadas por el pretensado y la concarga más sobrecarga.

tienden a anularse mutuamente y la distribución de tensiones se ajusta mejor a la supuesta en la teoría "viga" que en el caso de las láminas no pretensadas. Suponiendo que la curva del cable es parabólica (que es lo más usual), el esfuerzo vertical creado por el pretensado  $P_z$  puede hacerse igual a la concarga unitaria uniformemente distribuida,  $w$ , en cualquier sección, de tal forma que bajo la acción de la concarga y el pretensado no habrá ni flexiones longitudinales, ni esfuerzos cortantes verticales. Escogiendo el punto más bajo

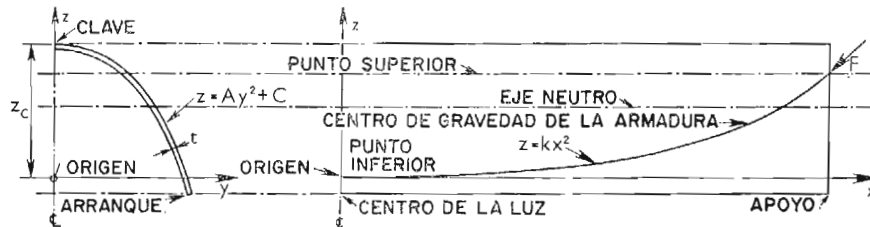


Fig. 5.— Sistema de coordenadas y notación.

del trazado del cable (en la mitad de la luz) como origen (fig. 5) y considerando la mitad de la sección transversal de la lámina y la mitad de su longitud, la ecuación de la curva del cable es:

$$z = k \cdot x^2 \quad (1)$$

Por lo tanto, el momento que actúa en cualquier sección vertical es:

$$M = (h - k \cdot x^2) \cdot F \quad (2)$$

donde  $h$  es la sagita máxima del trazado del cable.

Derivando, se obtiene la componente vertical del esfuerzo cortante originado por el trazado del cable:

$$V_z = 2k \cdot x \cdot F \quad (3)$$

y el esfuerzo vertical, hacia arriba, ejercido por el cable:

$$P_z = 2k \cdot F \quad (4)$$

Este esfuerzo es constante y puede fijarse de tal forma que equilibre la carga que actúa sobre la lámina. En lo que sigue, se equilibra únicamente su peso propio (es decir,  $P_z = w$ ); el resto de la carga actuará como si se tratase de una lámina no pretensada (2-5). Si  $w$  es el peso propio uniformemente distribuido de la lámina, el esfuerzo de pretensado necesario para equilibrarlo será:

$$F = \frac{W}{2k} \quad (4a)$$

### LAMINA DE SECCION PARABOLICA

En la figura 5 se ve que cualquier punto de la sección transversal de una lámina parabólica puede definirse por:

$$z = A \cdot y^2 + C \quad (5)$$

Eliminando  $z$  entre las ecuaciones (1) y (5) se obtiene la ecuación de la curva del cable en planta:

$$y^2 = \frac{1}{A} (k \cdot x^2 - C) \quad (6)$$

### COMPONENTES TRANSVERSALES

Derivando, sucesivamente, con respecto a  $x$ , se obtiene la componente horizontal del cortante originado por el trazado del cable:

$$V_y = \frac{dy}{dx} F = \frac{k \cdot x}{A \cdot y} F \quad (7)$$

y la componente horizontal del esfuerzo ejercido por el cable:

$$P_y = \frac{d^2y}{dx^2} F = \frac{k}{A \cdot y} \left( 1 - \frac{k \cdot x^2}{A \cdot y^2} \right) F \quad (8)$$

A la mitad de la luz, donde  $x = 0$ , este esfuerzo horizontal vale:

$$P_y = \frac{k \cdot F}{A \left( -\frac{C}{A} \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (8a)$$

En esta expresión la constante dimensional  $A$  es negativa. Para un caso determinado se pueden representar gráficamente las ecuaciones (3), (4), (7) y (8) (como se hace en el ejemplo).

La acción de "viga" y las ecuaciones anteriores no son aplicables en las proximidades de los apoyos; sin embargo, las ecuaciones (3) y (7) dan, respectivamente, las componentes vertical (hacia abajo) y horizontal (hacia afuera) en los apoyos de los cortantes producidos por el cable. Expresiones análogas se pueden obtener en el caso de secciones circulares y elípticas. Cuando la forma de la sección es más complicada, o variable el espesor de la lámina, puede usarse el método gráfico de derivación.

## MOMENTOS TRANSVERSALES

En las figuras 6 y 7 se muestran, esquemáticamente, los diagramas de las solicitaciones que actúan en las cubiertas laminares, simples y múltiples, pretensadas. En el caso de una lámina simple pretensada, para calcular los momentos transversales bastan las ecuaciones

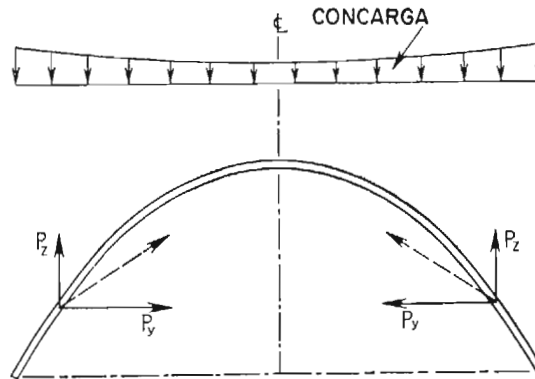


Fig. 6. — Lámina simple, pretensada.

de la estática, pero si se trata de una lámina múltiple, simétricamente cargada, para resolver el problema se requieren dos ecuaciones elásticas adicionales.

La variación de los momentos flectores transversales, debidos al pretensado, entre el punto más bajo del cable y la clave de la lámina es:

$$M_p = P_y \cdot z_1 - P_z \cdot y_1 \quad (9)$$

donde  $z_1$  e  $y_1$  son las distancias vertical y horizontal medidas desde el centro de gravedad del cable a la sección considerada de la lámina.

Para una lámina simple pretensada, el momento transversal en clave debido al pretensado y la concarga es:

$$M = P_y (z_c - z) - P_z \cdot y + w \cdot \bar{y} \quad (10)$$

donde  $z_c$  es la distancia entre el punto más bajo del cable y la clave,  $w$  es el peso total de la sección de la lámina e  $\bar{y}$  es la distancia del centro de gravedad de la semisección transversal de la lámina al eje  $z$  (ver apéndice).

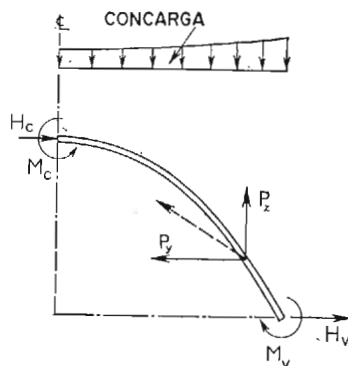


Fig. 7. — Lámina múltiple, pretensada.

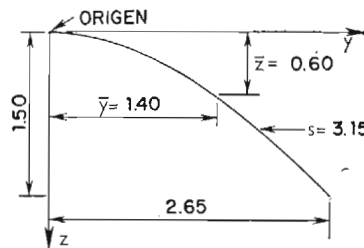


Fig. 7-a. — Características de la sección de la lámina parabólica.

Haciendo uso de las ecuaciones (9) y (10) se pueden dibujar los diagramas de momentos flectores para diversas secciones transversales. Estos momentos varían considerablemente desde arranques a clave y también desde el centro de la luz longitudinal a los apoyos. En general, los momentos transversales máximos aparecen en las proximidades de los apoyos. Estos momentos transversales se hacen todavía mayores cuando el trazado del cable se prolonga por encima del eje neutro como, por ejemplo, en las láminas con voladizo (ver ejemplo). Al proyectar láminas pretensadas es prudente disponer diafragmas macizos en los apoyos para anular el incremento de los momentos transversales.

### EJEMPLO (\*)

Se trata de una lámina parabólica pretensada, simplemente apoyada, de 7,5 cm de espesor, 37 m de luz y un voladizo, en cada extremo, de 11 m. La semicuerda de la sección transversal es de 2,65 m y la flecha de la misma 1,5 m (fig. 8).

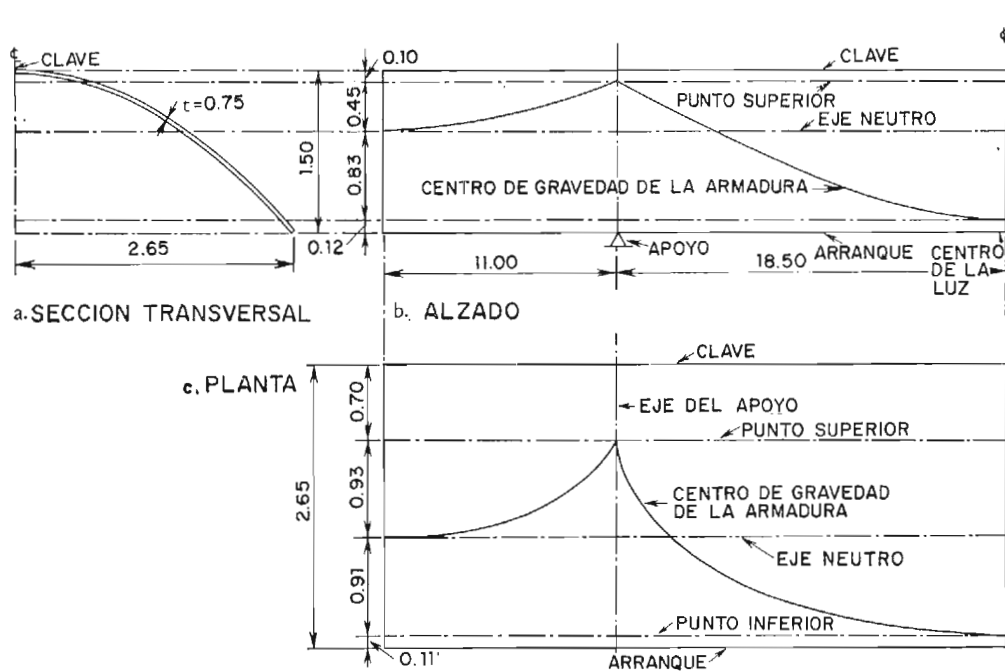


Fig. 8. — Secciones del ejemplo de cálculo.

Se supone que los cables cuelgan sobre los apoyos (de un modo análogo a los de un puente colgante), con el mismo esfuerzo de pretensado a lo largo de toda la luz, y que cualquier sobrecarga actuante puede tratarse como en una lámina no pretensada (2-5).

### PRETENSADO LONGITUDINAL

Para equilibrar la carga en el voladizo, el centro de gravedad del acero de pretensado, en el extremo, debe coincidir con el de la sección de hormigón, y el trazado de los cables tener tangente horizontal en ese punto.

(\*) *Observación.* — En el artículo original todos los valores utilizados en el ejemplo y los que figuran en los gráficos, vienen expresados en el sistema inglés de unidades. Para mayor comodidad de nuestros lectores, aquí se han pasado al sistema métrico, redondeándolos adecuadamente.

No es conveniente tampoco que exista momento en el extremo. El menor valor del esfuerzo de pretensado requerido se obtiene cuando la excentricidad sobre el apoyo es máxima, es decir, en este caso, 0,45 m (descontando los 10 cm que quedan por encima del punto superior del trazado del cable, en alzado). Haciendo uso de los datos calculados en el Apéndice y teniendo en cuenta la figura 8, se obtiene:

$$P_z = w = 2.400 \times 0,075 \times 3,15 \times 1 = 567 \text{ kp por m. l. de lámina.}$$

El esfuerzo de pretensado efectivo necesario (según la ecuación 4 a), es:

$$F = \frac{P_z}{2k} = \frac{567}{\frac{2 \times 0,45}{11 \times 11}} = 76.000 \text{ kp}$$

Este es el esfuerzo total de pretensado necesario en el centro de gravedad de los cables correspondientes a una de las mitades longitudinales de la lámina. En la otra mitad se necesita un esfuerzo de pretensado idéntico. El esfuerzo transversal originado por el pretensado puede reducirse abriendo en abanico el trazado de los cables de forma que se ajusten, aproximadamente, a las líneas de tensiones principales de tracción en la lámina (fig. 9).

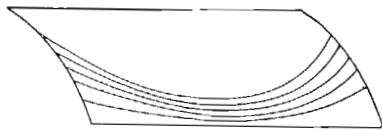


Fig. 9. — Trazado de los cables.

Para equilibrar la concarga en el centro de la luz, con el mismo esfuerzo de pretensado de 76.000 kp antes deducido, la flecha de la parábola del trazado de los cables, en alzado, debe ser:

$$h = \frac{w \cdot x^2}{2 \cdot F} = \frac{567 \times 18,5 \times 18,5}{2 \times 76.000} = 1,28 \text{ m.}$$

Bajo la acción de la concarga y del pretensado, el hormigón estará en este caso sometido a una compresión axial uniformemente distribuida de:

$$f_c = \frac{F}{A_c} = \frac{76.000}{3,15 \times 0,075} = 322.000 \text{ kp/m.}^2 = 32,2 \text{ kp/cm.}^2$$

Una compresión de más de 35 kp/cm<sup>2</sup> podría causar un acortamiento elástico, no conveniente.

## REACCIONES DE LOS CABLES

La componente vertical del esfuerzo cortante originado por los cables (fig. 10) sobre

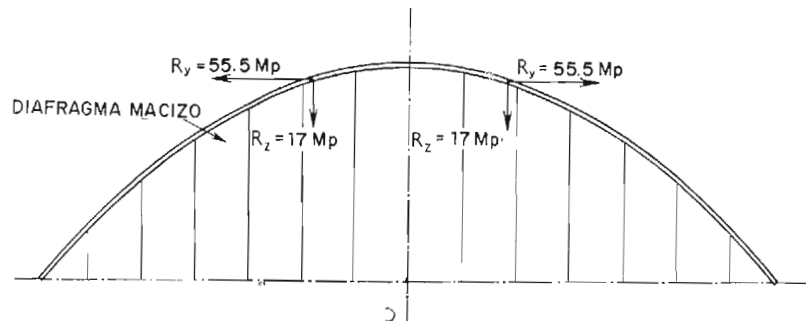


Fig. 10. — Reacciones de los cables sobre el apoyo.

el apoyo, depende tanto del trazado de los cables en el tramo central como en el voladizo. Utilizando la ecuación (3) se deduce:

$$R_z = [2 k_1 \cdot x_1 + 2 k_2 \cdot x_2] F = \left[ \frac{2 \times 1,28 \times 18,5}{18,5 \times 18,5} + \frac{2 \times 0,45 \times 11}{11 \times 11} \right] F =$$

$$= [0,138 + 0,982] F = 16.700 \text{ kp} \approx 17 \text{ Mp (hacia abajo)}$$

Análogamente, aplicando las ecuaciones (6) y (7) se obtiene la componente horizontal del cortante del cable sobre los apoyos:

$$R_y = \left[ \frac{k_1 \cdot x_1}{A \cdot y_1} + \frac{k_2 \cdot x_2}{A \cdot y_2} \right] F$$

donde  $A = -\frac{1,5}{2,65^2} = -0,214$ . De la ecuación (6) se deduce:  $C_1 = 1,38 \text{ m}^*$  para la luz central, y  $C_2 = 0,55 \text{ m}$  para el voladizo.

$$(*) y^2 = \frac{1}{A} (k \cdot x^2 - C) \Rightarrow 0,7^2 = \frac{1}{-0,214} \left( \frac{1,28 \times 18,5 \times 18,5}{18,5 \times 18,5} - C_1 \right) \Rightarrow C_1 = 1,28 + 0,214 \times 0,7^2 = 1,38 \text{ m.}$$

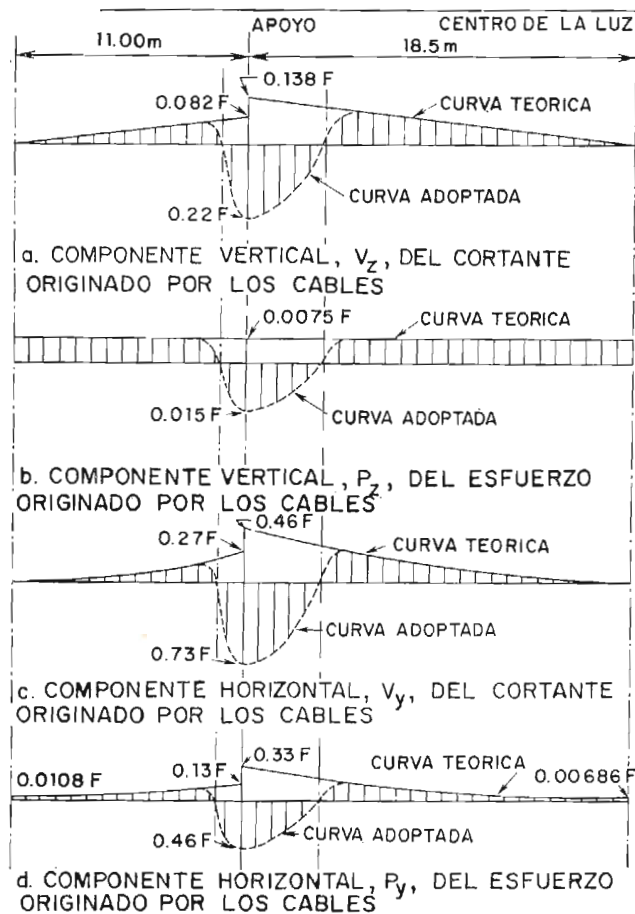


Fig. 11. — Diagramas de los valores teóricos (línea llena) y adoptados (línea de trazos) de las componentes de los esfuerzos originados por los cables.

Por tanto:

$$R_y = \left[ \frac{1,28 \times 18,5}{-0,214 \times 18,5 \times 18,05 \times 0,7} + \frac{0,45 \times 11}{-0,214 \times 11 \times 11 \times 0,7} \right] F =$$

$$= [0,46 + 0,27] F = 0,73 \times 76.000 = 55.500 \text{ kp} = 55,5 \text{ Mp (hacia fuera)}$$

Componentes de los cortantes y de los esfuerzos originados por los cables.

Los diagramas de las componentes horizontal y vertical de los cortantes pueden dibujarse aplicando las ecuaciones (3) y (7) para las condiciones del caso particular en estudio (fig. 11). Del mismo modo, los diagramas de las componentes horizontal y vertical  $P_y$ ,  $P_z$ , del esfuerzo ejercido por el cable se deducen utilizando las ecuaciones (4) y (8).

En el centro de la luz, la componente horizontal del esfuerzo debido al cable (ecuación 8-a) es:

$$P_{y, \text{centro}} = \frac{1,28}{18,5 \times 18,5 (-0,214) \left( -\frac{1,38}{-0,214} \right)^2} F = 0,00686 F = 522 \text{ kp por m. l. de lámina.}$$

Estas ecuaciones no son válidas en las proximidades de los apoyos. En teoría, si al llegar a los apoyos todos los cables parabólicos se concentrasen en un punto, entonces la resultante de las componentes horizontales y verticales de los esfuerzos originados por el pretensado estaría aplicada en el apoyo. Sin embargo, en la práctica, los cables se van curvando gradualmente al ir alcanzando los apoyos, de tal modo que, en algún punto cerca de éstos (muy aproximadamente al décimo de la luz) se invierte la curvatura del cable.

En la figura 11 se indican los valores adoptados para las componentes originadas por la acción del cable y, superpuestos, sus valores teóricos.

## MOMENTOS FLECTORES TRANSVERSALES

En la figura 12 se representan los diagramas de los momentos transversales debidos al

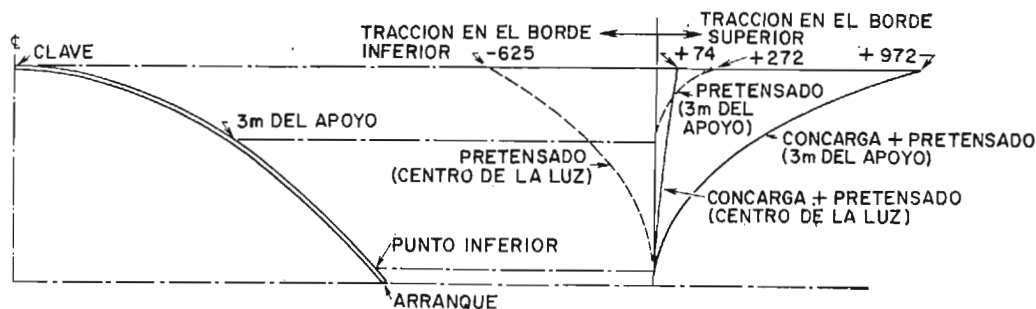


Fig. 12. — Momentos flectores transversales en el centro de la luz y en las proximidades de los apoyos.

pretensado sólo, calculados aplicando la ecuación (9), para las secciones del tramo central situadas en el centro de la luz y a 3 m del apoyo. En la sección central, el momento transversal en clave debido al pretensado y al peso de la lámina viene dado por la ecuación (10):

$$M = (522 \times 1,38) - (567 \times 2,54) + (567 \times 1,4) = 74 \text{ kp. por m. l. de lámina (tracción en el borde superior).}$$

En las figuras 12 y 13 puede verse que, para las dimensiones y cargas consideradas, el máximo momento transversal en clave aparece, no en el centro de la luz, sino cerca de los apoyos.

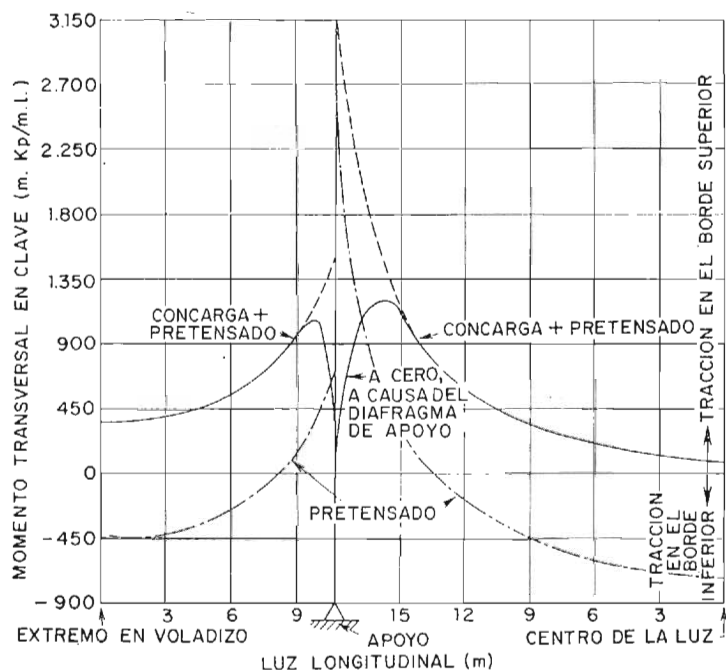


Fig. 13. — Momentos transversales, en clave, a lo largo de la luz.

## APENDICE: CARACTERISTICAS DE LA SECCION

Longitud de la parábola.

De la figura 7-a se deduce:

$$z = k \cdot y^2 \quad (A 1)$$

$$z' = 2k \cdot y \quad (A 2)$$

$$y' = \frac{1}{2k \cdot y} \quad (A 3)$$

Longitud de la parábola:

$$s = \int_0^{2,65} \sqrt{1 + (z')^2} \cdot dx \quad (A 4)$$

$$s = \int_0^{2,65} \sqrt{1 + (k \cdot y)^2} \cdot dx = \frac{1}{4k} [2k \cdot y \sqrt{4k^2 \cdot y^2 + 1} + \log_e (2k \cdot y + \sqrt{4k^2 \cdot y^2 + 1})]_0^{2,65} = 3,15 \text{ m.}$$

Centro de gravedad de la sección parabólica:

$$\bar{y} \cdot s = \int_0^{1,5} y \sqrt{1 + (y')^2} \cdot dz = \frac{1}{2k} \int_0^{1,5} \sqrt{1 + 4k \cdot z} \cdot dz = \frac{1}{12k^2} [(1 + 4k \cdot z)^{3/2}]_0^{1,5} = 4,4 \quad (A 5)$$

Por consiguiente:

$$\bar{y} = \frac{4,4}{3,15} = 1,4 \text{ m}$$
$$\bar{z}_s = \int_0^{2,65} z \sqrt{1 + (z')^2} \cdot dy = \frac{1}{64 k} \left[ 4 k \cdot y \sqrt{(4 k^2 \cdot y^2 + 1)^3} - 2 k \cdot y \sqrt{4 k^2 \cdot y^2 + 1} - \right. \\ \left. - \log_e (2 k \cdot y + \sqrt{4 k^2 \cdot y^2 + 1}) \right]_0^{2,65} = 1,9$$

Y por tanto:

$$\bar{z} = \frac{1,9}{3,15} = 0,6 \text{ m.}$$

## REFERENCIAS

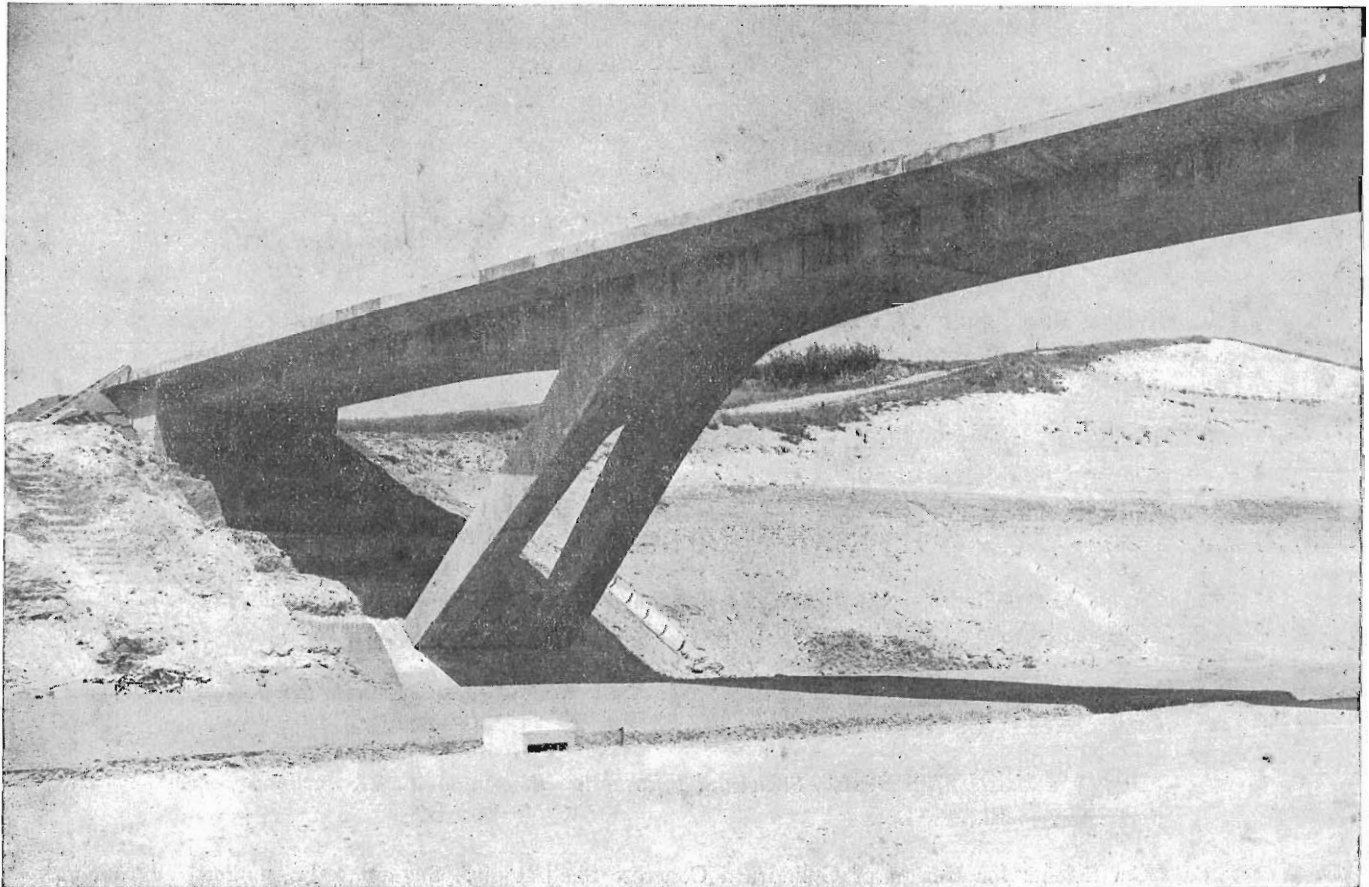
1. NASSER, R. y JOHNSON, C.: "Semigraphical Analysis of Long Prestressed Concrete Vaulted Shells". *ACI Journal, Proceedings*, vol. 59, núm. 5, mayo, 1962. *Discusión, Proceedings*, vol. 59, núm. 12, diciembre, 1962.
2. TURNER, F. H.: "Simplified Design of Cylindrical Shell Roofs". *Concrete and Constructional Engineering*, vol. 58, núms. 10, 11 y 12, octubre, noviembre y diciembre, 1963 (publicado también en *Design of Non-Planar Roofs*, por J. S. Terrigton y F. H. Turner, Concrete Publications Ltd. 1964).
3. CHINN, J.: "Cylindrical Shell Analysis Simplified by Beam Method". *ACI Journal, Proceedings*, vol. 55, núm. 10, mayo, 1959.
4. "Design of Cylindrical Concrete Shell Roofs". *ASCE Manual* núm. 31, American Society of Civil Engineers, New York, N. Y., 1956.
5. "Design of Barrel Shell Roofs". *Structural Information Bulletin*, núm. 77. Portland Cement Association, Chicago Ill., 1954.
6. "Coefficients for Design of Cylindrical Concrete Shell Roofs". Segunda edición. Portland Cement Association, Chicago, Ill., 1959.

**estudios y proyectos  
suministros de anclajes  
trabajos de tensión e inyección  
vigas de lanzamiento  
hormigonado en avance  
placas de apoyo en neopreno  
gatos planos, etc.**



PROCEDIMIENTOS

DE HORMIGON PRETENSADO



**P. S. AUTOPISTAS CATALANAS (A. C. E. S. A.)  
Construye: S. A. T. O.**



**SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAÎNTE. - PARIS**

**AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA**

**PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.**

**INGENIEROS CONSULTORES**

**ERCILLA, 24, 2.º - TEL. 24 34 19 - BILBAO-11**

**OFICINAS EN MADRID: Avda. General Perón, 20, 1.º - Teléfono 233 36 17 - Madrid - 20**

## **VI congreso internacional de la F.I.P.**

**PRAGA, 7-13 junio 1970.**

Durante los días 7 al 13 de junio de 1970, ambos inclusive, se ha celebrado en Praga (Checoslovaquia), en el Palacio del Parque Julius Fucik, el VI Congreso Internacional de la F.I.P., al cual han asistido 2.300 representantes de prácticamente todos los países del mundo. Los participantes españoles fueron 52.

El programa técnico del Congreso estaba dividido en cuatro tipos distintos de actividades:

- Conferencias sobre investigación, cálculo y desarrollo del hormigón pretensado.
- Informes sobre los trabajos de las Comisiones de la F.I.P.
- Informes de los distintos Grupos Nacionales afiliados a la F.I.P., sobre las estructuras en hormigón pretensado, más destacadas, construidas en los diferentes países a partir del anterior Congreso celebrado en 1966.
- Comunicaciones técnicas.

Se celebraron ocho Sesiones. Durante las Sesiones I y IV pronunciaron ocho conferencias especializadas los señores R. Baus, R. C. Gerwick, Y. Guyon, V. Kristek, F. Leonhardt, V. V. Mikhailov, A. F. Milovanov y Ch. Ostefeld.

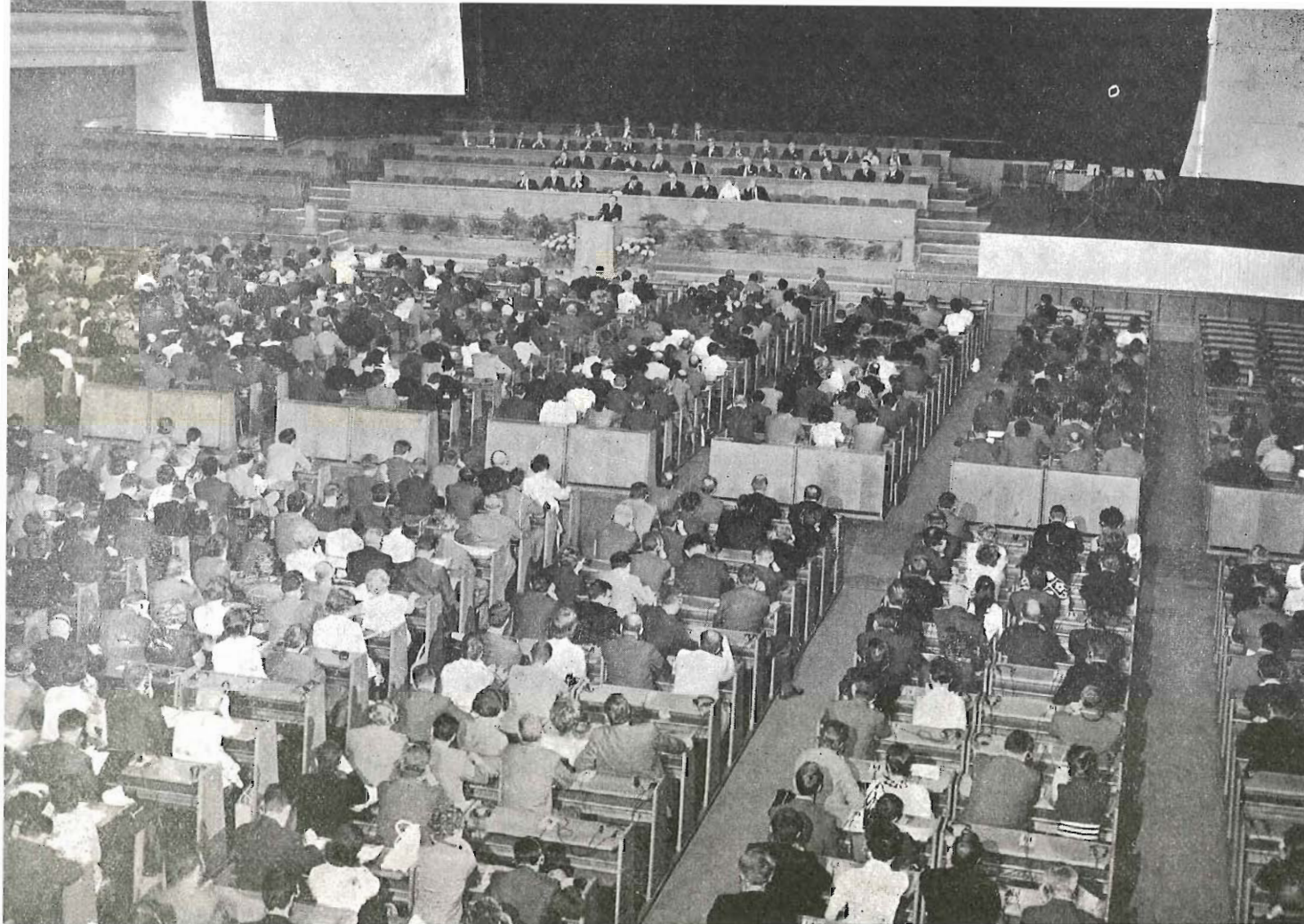
La Sesión II se dedicó a la presentación y discusión de la propuesta de "Recomendaciones internacionales para el cálculo y la ejecución de estructuras de hormigón" preparadas por el Comité Mixto F.I.P./C.E.B. Al final de la Sesión, fue aprobada la citada propuesta que tendrá una repercusión fundamental para la preparación de las diversas Normas nacionales.

En la III Sesión presentaron sus Informes las Comisiones siguientes:

- Durabilidad de las estructuras de hormigón pretensado.
- Aceros para pretensado.
- Prefabricación.
- Estructuras antisísmicas.
- Hormigón ligero pretensado.
- Resistencia al fuego de las estructuras en hormigón pretensado.
- Hormigones de muy alta resistencia.

Las Sesiones V, VI y VIII se dedicaron a la presentación de los informes preparados por los distintos Grupos nacionales sobre las estructuras más destacadas por ellos realizadas.

Las Comunicaciones Técnicas se presentaron en cuatro Sesiones simultáneas, en francés, inglés y alemán, y el resumen de las comunicaciones más interesantes leídas en estas



cuatro Sesiones se hizo por los correspondientes Ponentes Generales en la VII Sesión del Congreso.

Además, durante los días del Congreso estuvo abierta una exposición de equipos y materiales utilizados en la técnica del pretensado y se proyectaron varias películas. Se organizaron también diversas visitas a obras pretensadas o instalaciones de prefabricación, en Praga o sus alrededores.

La víspera de la apertura del Congreso se celebró la Asamblea General de la F.I.P., en la cual, entre otros, fueron adoptados los siguientes acuerdos:

- Nombrar nuevo Presidente de la F.I.P. al Dr. Ing. Janssonius, de Holanda, para el período 1970-1974.
- Nombrar Vicepresidente General de la F.I.P. a Mr. Ben Gerwick, de Estados Unidos, para el mismo período.
- Conceder las medallas Freyssinet a los Sres. Esquillan, de Francia; Finsterwalder, de Alemania Occidental, y Morandi, de Italia.
- Conceder las medallas de la F.I.P. a los Sres. D. H. New, de Inglaterra; P. Xercavins, de Francia; Prof. Branko Zezelj, de Yugoslavia.
- Conceder el título de Miembros de Honor de la F.I.P. a los Sres. Prof. C. Guidi, de Italia; Gooding, de Inglaterra; Dr. Minetti, de Alemania Occidental, y Dr. Ostensfeld, de Dinamarca.

También fueron aprobados los nuevos Estatutos de la F.I.P.

La representación española aportó al Congreso las siguientes publicaciones:

- El libro “Hormigón pretensado. Realizaciones españolas”, de cerca de 600 páginas, con numerosas fotografías, láminas y planos, en el que se recogen las diversas obras construidas en hormigón pretensado, en nuestro país, hasta diciembre de 1968.
- Un folleto titulado “Hormigón pretensado. Realizaciones españolas 1966-1970”, en el que se describen las obras pretensadas más destacadas construidas en España a partir del anterior Congreso de la F.I.P.
- La versión en español de la Propuesta de las “Recomendaciones internacionales C.E.B./F.I.P. para el cálculo y la ejecución de obras de hormigón”.

Además, el Sr. Fernández Casado presentó una Comunicación técnica con el título “La construcción de puentes de tramos rectos, en voladizos sucesivos, mediante dovelas prefabricadas”, y el Sr. Kraemer otra titulada “Proyecto, construcción y comportamiento del pavimento de hormigón pretensado de la Carretera Nacional II (Madrid-Barcelona)”.

Por otra parte, el Sr. Fernández Casado presentó el Informe de Grupo español sobre los principales puentes construidos desde 1966; el Sr. Cassinello, el Informe relativo a “Estructuras de edificios” y el Sr. Torroja el correspondiente a “Otros tipos de estructuras”.

Como final, debe señalarse que desde el punto de vista técnico este Congreso ha resultado realmente interesante y que la aportación al mismo del Grupo español tuvo una acogida muy favorable.

# publicaciones del i.e.t.c.c.

## PLACAS

**K. Stiglat y H. Wippel**

Drs. Ingenieros

Traducción de **Juan Batanero**

Dr. Ingeniero de Caminos

con la colaboración de

**Francisco Morán**

Ingeniero de Caminos

Este libro, cuidadosa y magníficamente editado, reúne, quizá, la más completa colección conocida de tablas para placas, por los numerosos casos de vinculación y de carga estudiados y por la abundancia de relaciones de dimensión y de datos ofrecidos, que cubren prácticamente todo el campo de las losas en edificación. Permite desarrollar, con comodidad, rapidez y una aproximación suficiente, los cálculos de dimensionamiento y comprobación, obviando las dificultades que, como es sabido, presenta el desarrollo numérico de los métodos de cálculo de estos elementos, evitando enojosas operaciones.

Trata la obra sobre "Zonas de Placas", "Placas sobre apoyos puntuales", "Placas apoyadas en dos, tres y cuatro bordes" y "Placas apoyadas elásticamente", tipos que en la actualidad disponían de una documentación, incompleta o nula, para la determinación de esfuerzos. Los corrimientos de la placa, como valores previos para la determinación de los momentos, han sido obtenidos por medio del Cálculo de Diferencias, método que se ha comprobado como suficientemente satisfactorio, aun en su forma simple, aplicado con un cierto control.

**Un volumen encuadernado en tela, de 30,5 × 23,5 cm., compuesto de 92 páginas. Madrid, 1968.**

**Precios: España, 925 ptas.; extranjero, \$ 18.50.**

## puentes construidos en españa (1966 - 70)

C. FERNANDEZ CASADO

Vamos a pasar una revista rápida a los diferentes tipos de puentes que se construyen actualmente en España.

En la construcción de puentes para carreteras normales se está ultimando la sistematización hasta luces de 40 m para construir principalmente por prefabricación de vigas, pero se utilizan también soluciones particulares, de las cuales damos las dos siguientes como ejemplo.

**Puente de Castilla sobre el Genil, en Granada**, con luces de  $12 + 36 + 12$  en tramos ménsulas, solución que tiene las ventajas de la continuidad y el isostatismo. Esto último obligado por la dificultad de las cimentaciones con yesos. Proyecto de mi oficina con los ingenieros Manterola y Fernández Troyano. Construcción: Vías y Obras. Pretensado: C. C. L. (fig. 1).

**Puente para acceso a la central eléctrica de Susqueda sobre el Ter**. Pórtico en TT con pilares inclinados. Luz, 46 m. Longitud total, 60 m. Sección transversal con 5 vigas rectangulares de altura variable. Proyecto: Rebollo. Construcción: Hidroeléctrica de Cataluña. Pretensado: C. C. L. (figs. 2 y 3).

El récord de luz corresponde al **puente de Castejón sobre el Ebro, en Navarra**, con luces principales de  $25 + 101 + 50$  y tramos de acceso en continuidad de 30 y 28 m. El proceso constructivo fue de avance por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas de 8 toneladas, moldeadas en la orilla y transportadas por blondín. Es para dos carriles, pero se ampliará a cuatro en el futuro. Proyecto de mi grupo. Construcción: Agromán. Pretensado: Freyssinet (figs. 4 y 5).

Otro puente construido por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas es el **puente de Sevilla sobre el Guadalquivir** con dos vanos centrales de 56 m en continuidad con los tramos de acceso. El tablero dividido en dos mitades longitudinales cada una para 3 carriles. Se han utilizado dovelas de 80 toneladas, construidas en un muelle del puerto, transportadas por el río y manejadas con grúa flotante de 90 toneladas. Proyecto de mi grupo. Construcción: Dragados. Pretensado: C. C. L. (figs. 6 y 7).

En las autopistas se han construido por prefabricación numerosos viaductos entre los cuales:

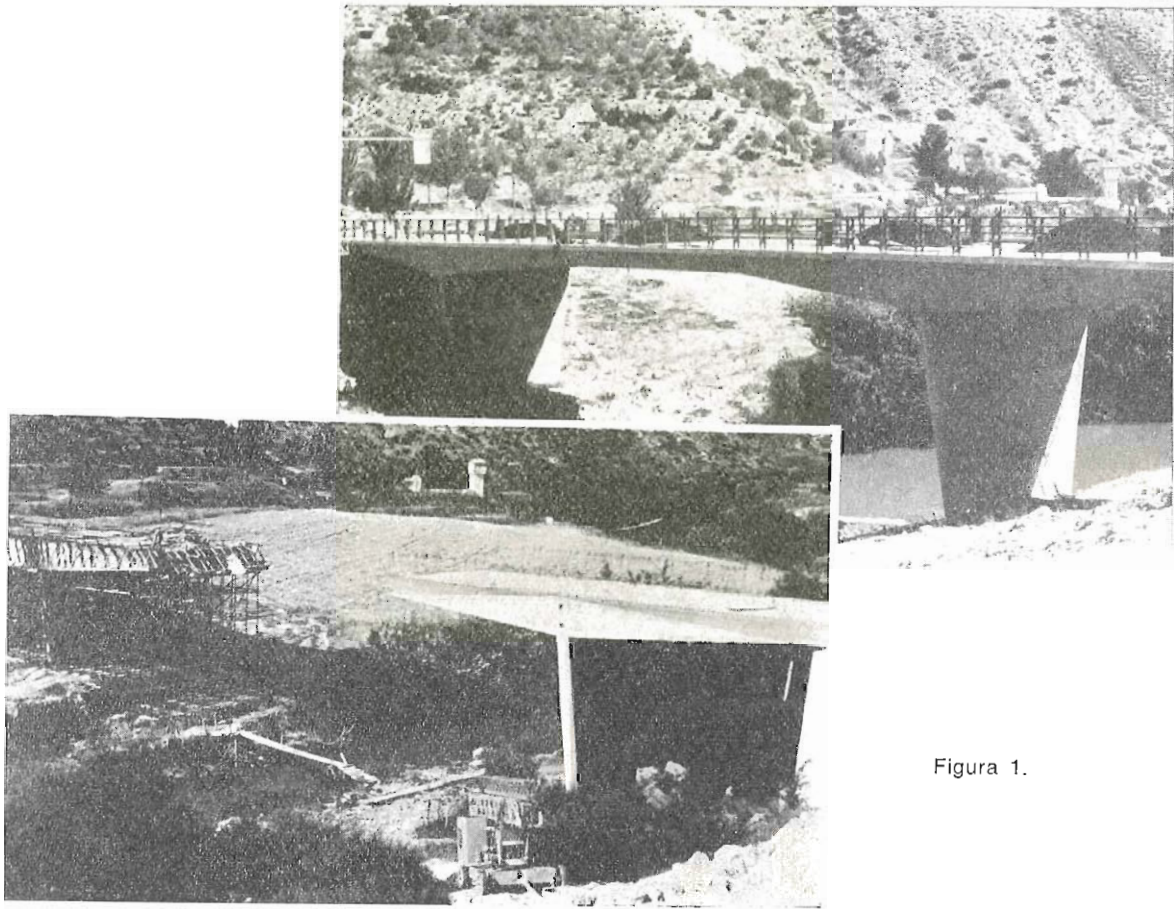


Figura 1.

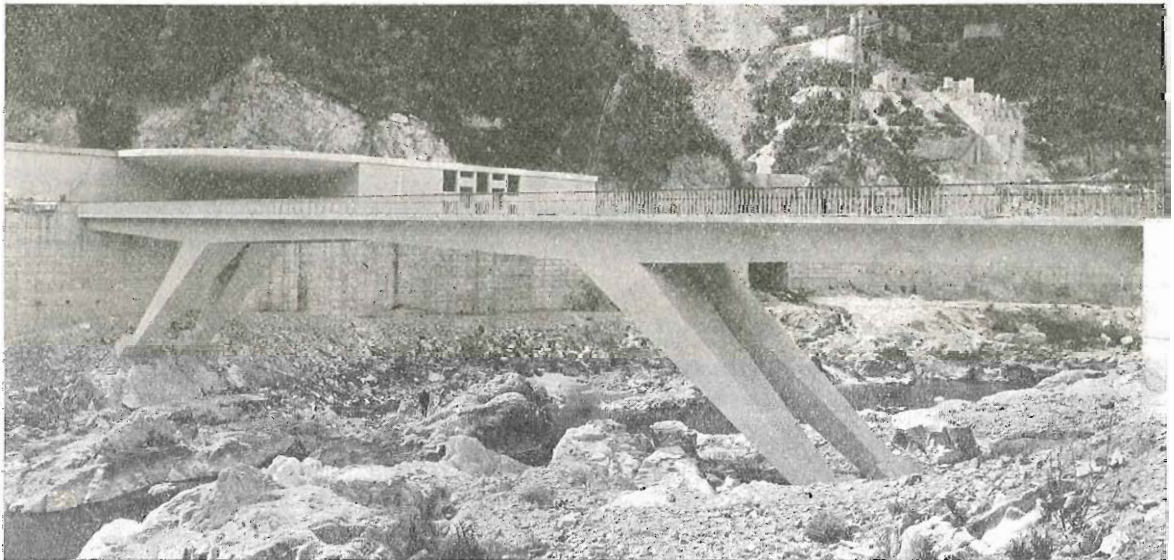


Figura 2.

Figura 3.

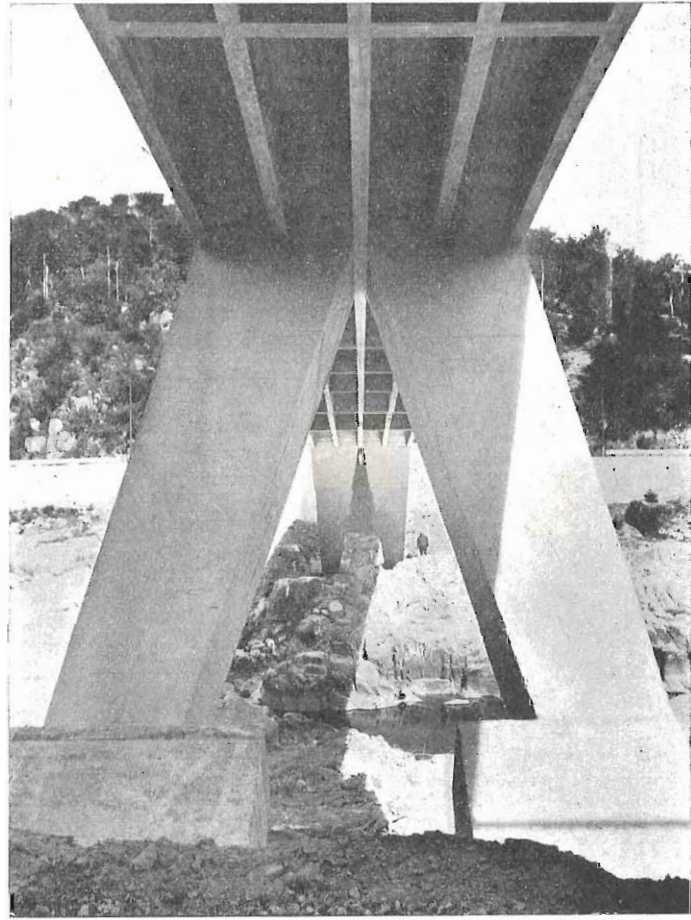


Figura 4.



Figura 5.

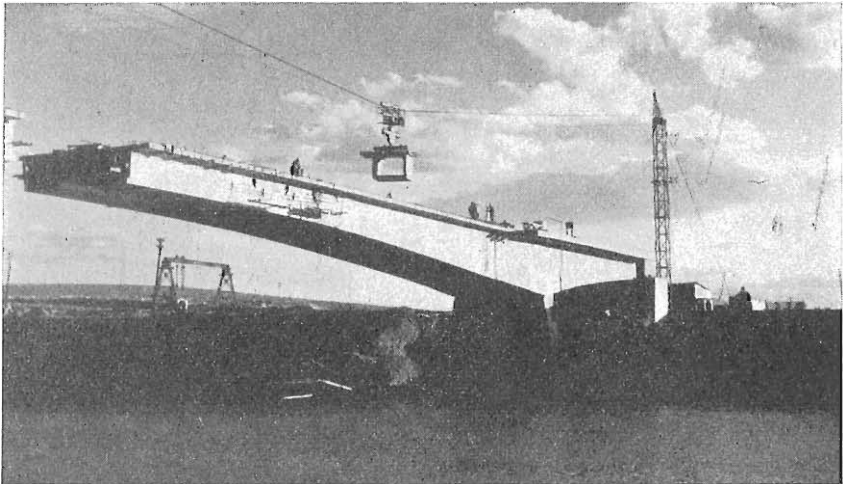


Figura 6.

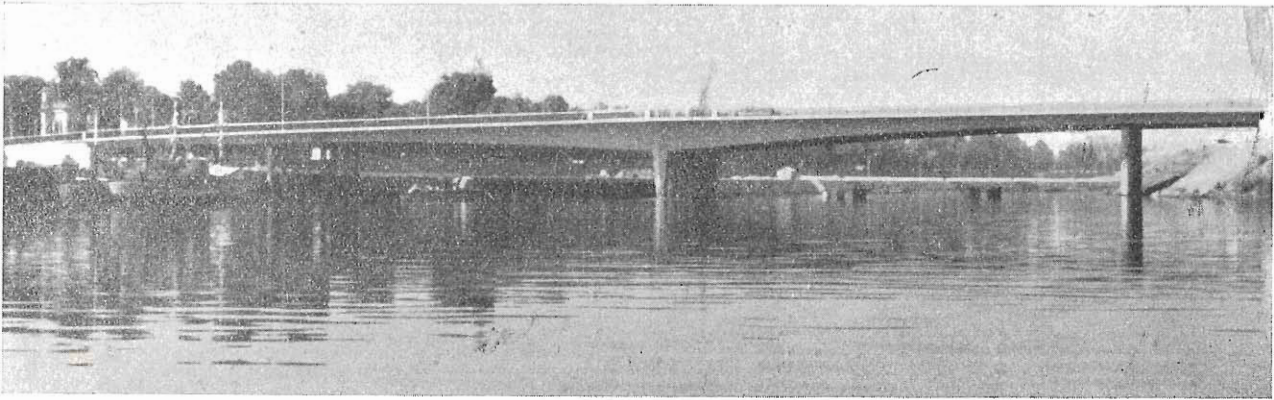


Figura 7.

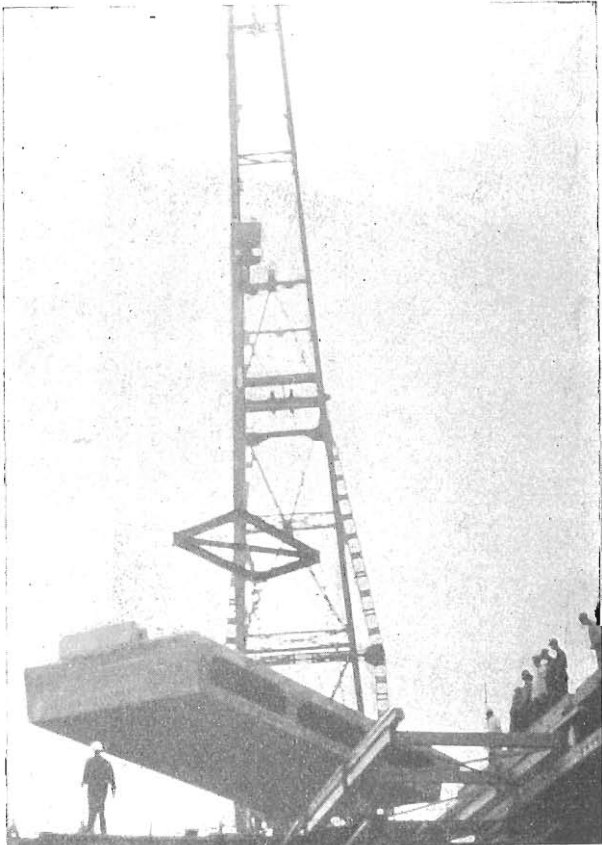
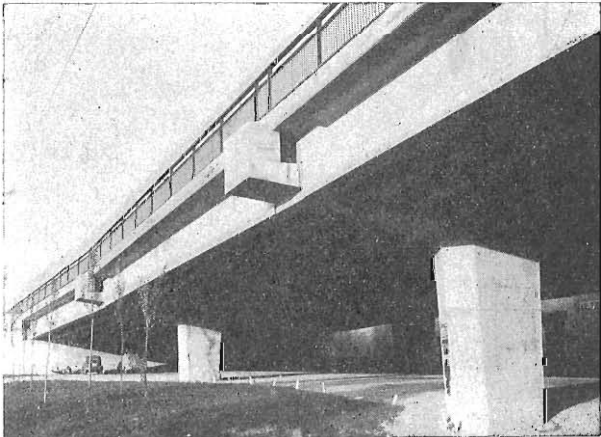


Figura 8.



**Viaducto de Villaverde** en la autopista de Andalucía, obra duplicada con 16 tramos independientes de 28 m de luz. Anchura del tablero, 12 m con 8 vigas de sección T prefabricadas en número total de 256. Proyecto: Del Pozo. Construcción: Cubiertas y Techados. Pretensado: Freyssinet (fig. 8.)

**Viaducto de Moncada** en la autopista de peaje de Barcelona-Francia. Obra desdoblada con 22 tramos independientes de 37 m. Longitud total, 803 m. Anchura del tablero, 17,30, organizado en vigas V prefabricadas, 352 en total, lanzadas longitudinalmente y solidarizadas por losa superior de hormigón armado moldeada en el sitio. Para cruzar el ferrocarril con gran oblicuidad se ha recurrido a pórtico transversal intermedio. Proyecto: Páez. Construcción: ADECA. Pretensado: C.C.L. (figs. 9 y 10).

**Viaducto de Torre Baró** en la misma autopista. Obra duplicada con 11 tramos de 35 a 51,60 m de luz. Se prefabricaron únicamente dos tipos de vigas en doble T con longitudes de 35 y 40 m. El vano de 51,60 m correspondiente al cruce del ferrocarril se ha solucionado con las vigas de 40 m y una expansión del pilar en capitel de  $13,50 \times 15,40$ . Hay cinco vigas por tablero, habiéndose suprimido las riostras intermedias y el pretensado transversal. Proyecto de mi grupo. Construcción: ETHUA. Pretensado: BBRV (Figuras 11 y 12).

**Puente de la bahía de Cádiz** (fig. 13) con 29 tramos independientes de 45 m de luz y tramo metálico móvil al centro. Tablero para dos carriles con 6 vigas sección T, en total 174 vigas. Cimentaciones sobre pilotes Raymond de 1,37 m que se prolongan en pilares. Todos los elementos de este puente: pilotes, vigas cabezal, longitudinales, se han prefabricado en un taller eventual de gran importancia, que ha servido también para el puente sifón del Odiel y para el **puente del río Tinto** (figs. 14 y 15).

Este último puente, con dos tableros independientes para carretera de 4 carriles (17,40 m) y ferrocarril de doble vía (9,80 m). Son 32 tramos independientes de 30,75 m de luz con 11 y 9 vigas doble T, respectivamente, para carretera y ferrocarril. Proyecto: López Jamar. Construcción: Dragados. Pretensado: C. C. L.

Un cambio de criterio se está produciendo en el momento actual en nuestro país, con respecto a los puentes de tramos independientes, en relación con las juntas permanentes en el tablero, tan costosas y molestas para el tráfico y para la conservación del pavimento.

En un plazo próximo se van a construir puentes continuos desde construcción que se realizará por cimbra encofrado deslizante de la longitud de un vano, o se va a dar continuidad para servicio a tramos prefabricados y lanzados.

En las obras de cruce para vías a distinto nivel, existen soluciones más variadas como se ve a continuación:

**Autopista de Molíns del Rey-Barcelona:** Pasos de tres vanos continuos:  $15 + 40 + 15$  m en caso normal. Cinco obras construidas. Tableros de 9,50 m con sección cajón tricelular de altura 1,50 m. Ingeniero: Torroja. Pretensado: Freyssinet (fig. 16).

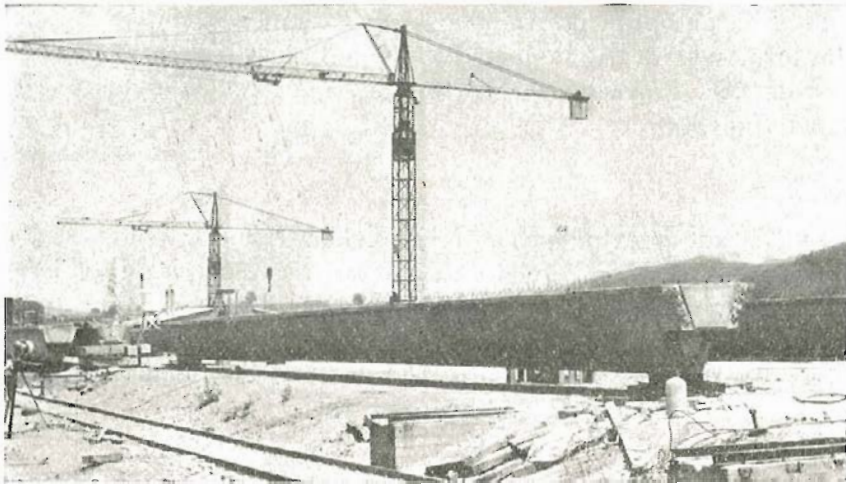


Figura 9.

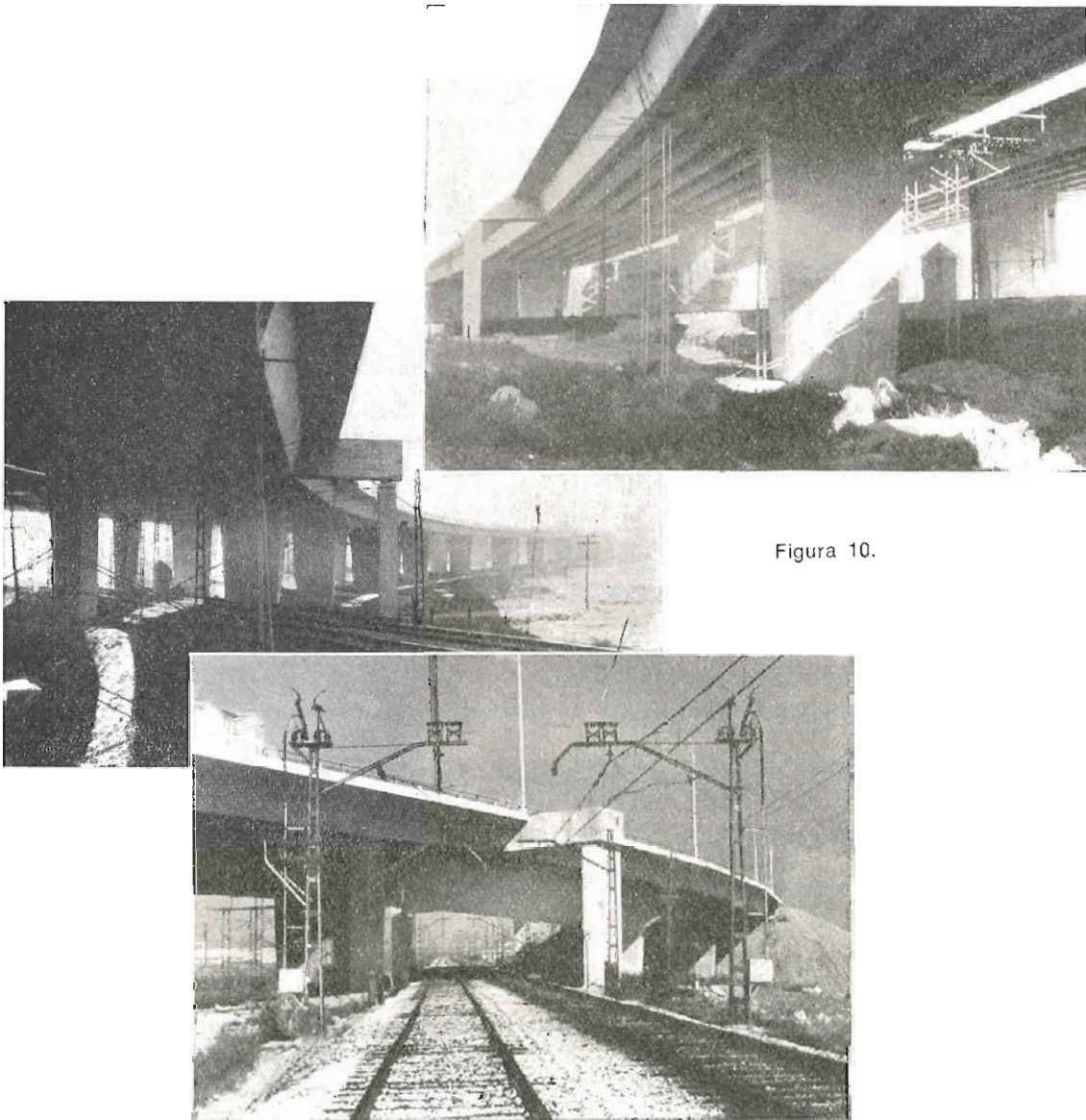


Figura 10.

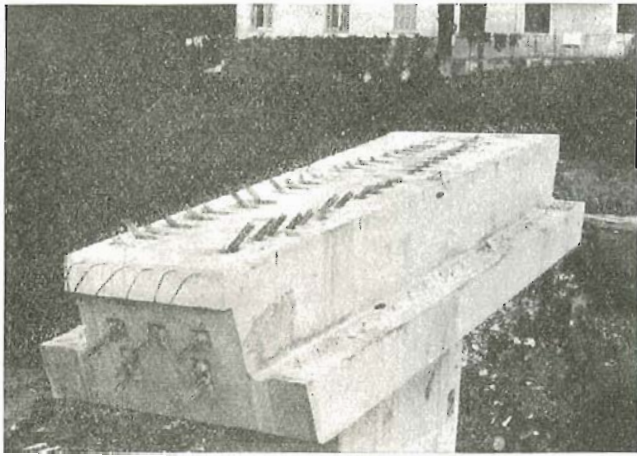


Figura 11.

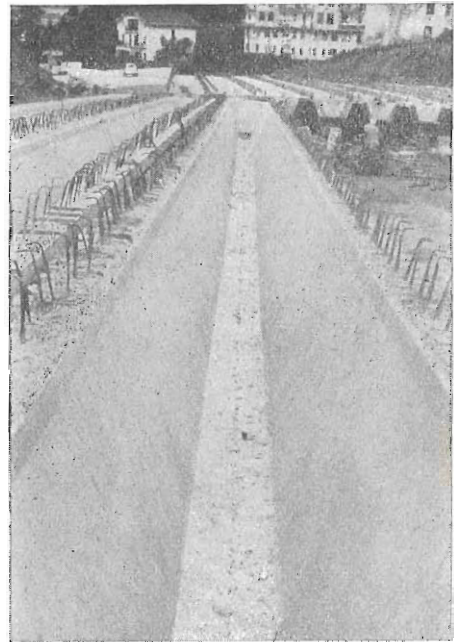


Figura 12.

Figura 13.





Figura 14.

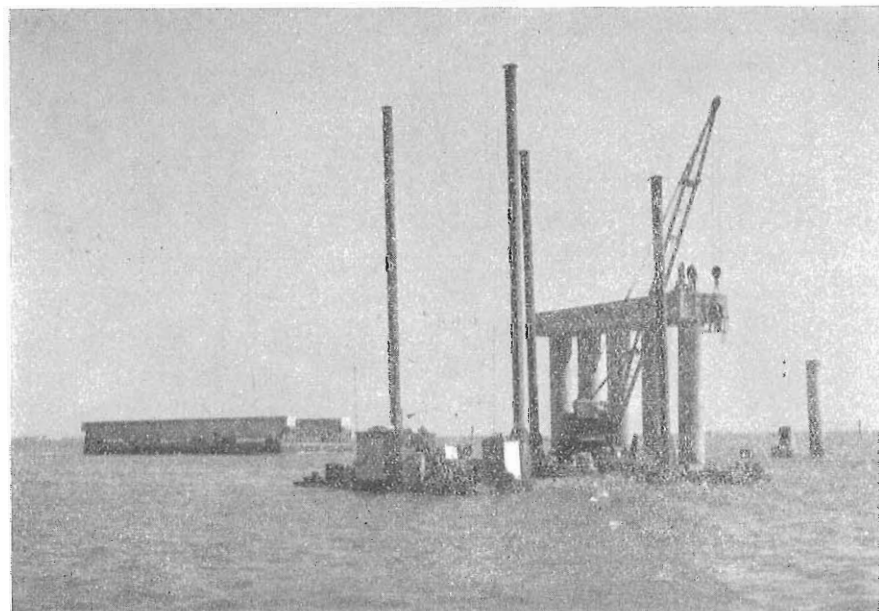


Figura 15.

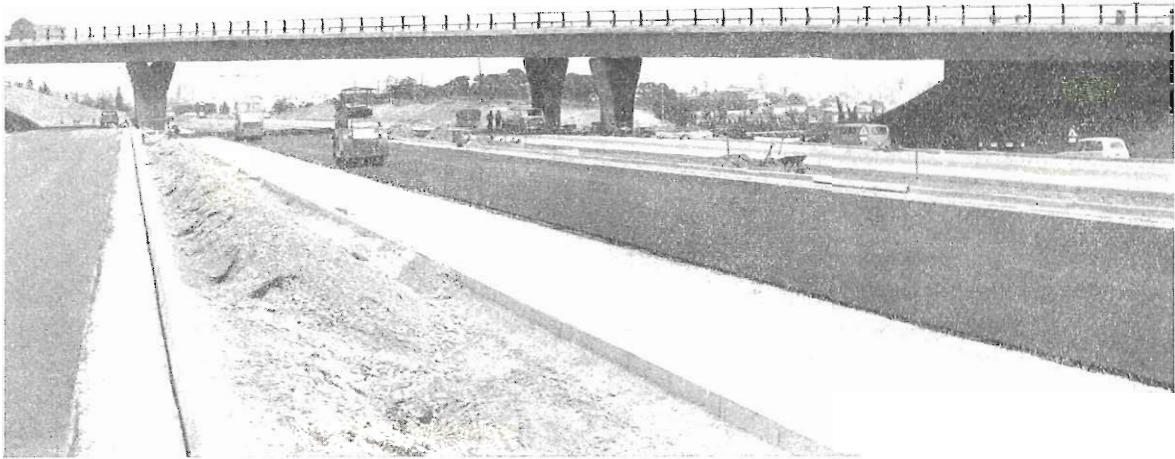
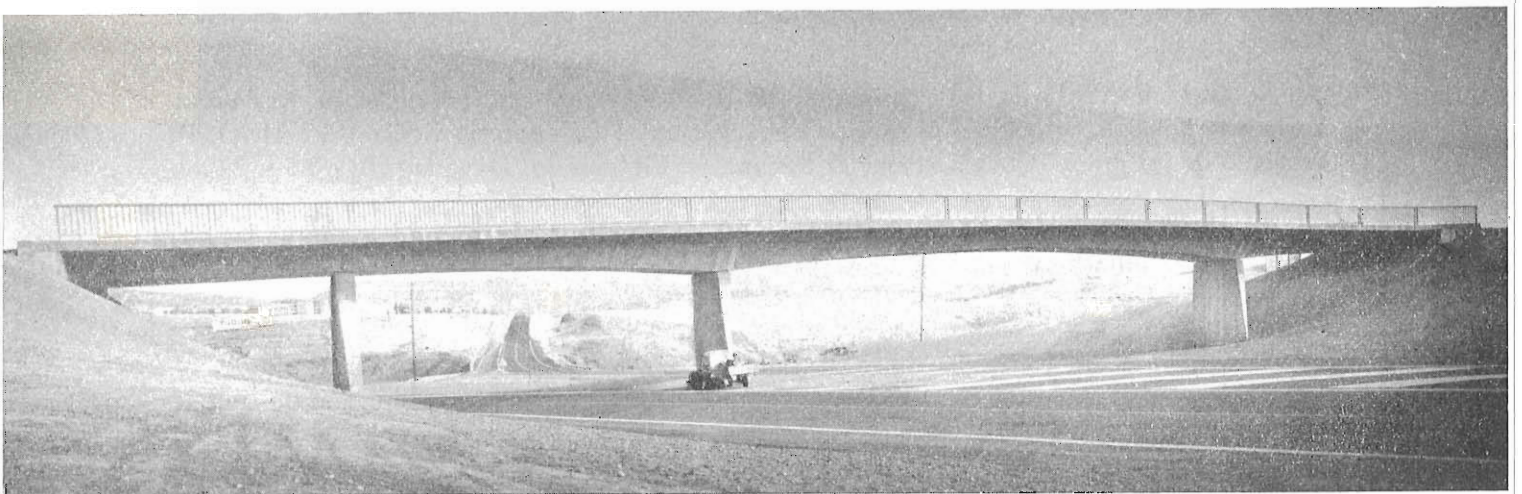


Figura 16.



Figura 17.

Figura 18.



**Autopista Madrid-S. Agustín:** Pasos del RACE con tramo continuo  $14 + 30 + 14$ , y de San Agustín  $12 + 30 + 14 + 8$ . Anchura, 10 m. Sección transversal en núcleo trapezoidal aligerado con vuelos transversales de 2,85 m. Construidos sobre andamios de tubo. Proyecto de mi grupo. Construcción: Dragados. Pretensado: Freyssinet (figs. 17 y 18).

**Paso de Moratalaz** en la salida hacia Valencia. Pórtico articulado con pilares inclinados. Luces  $21,25 + 47,20 + 21,25$ . Anchura total, 20,20 m en dos obras gemelas. Sección de tablero y pilares cajón del mismo ancho con voladizos laterales en aquél. Proyecto: Puyal. Construcción: Agromán. Pretensado: Freyssinet (fig. 19).

En pasos urbanos tenemos el **viaducto de Cuatro Caminos**, en Madrid, con 7 vanos continuos de  $16 + 2 \times 22 + 32 + 2 \times 22 + 16$  y latitud de 16,00 m. La sección transversal muy afinada para obtener gran diafanidad, con núcleo central de 1,20, aligerado por tres alvéolos circulares de 0,80 y dos alas transversales. Pilares en fila única de perfil trapezoidal 0,90 espesor. Articulaciones en neopreno y teflón. Proyectoado por mi grupo. Construcción: Huarte. Pretensado: C. C. L. (fig. 20).

Se han reunido tres puentes importantes para servicio hidráulico y de carretera, el de mayor envergadura el **del Loriguilla**, para dos carriles y dos tubos de conducción de agua de 1,80 m de diámetro. Latitud del tablero, 7,60 m. Tramo continuo de tres luces:  $39 + 100 + 39$ . Altura de pilas, 26 m. El vano central se ha construido por voladizos sucesivos con carro partiendo de cada una de las pilas. Proyecto: Puyal y Vilanova. Construcción: Cominsa. Pretensado: Barredo (fig. 21).

**Puente sifón del Odiel** con 80 tramos de 20 m y anchura de tablero de 12,40 m. consta de 4 vigas cajón con alvéolo cilíndrico obtenido por la camisa metálica del sifón. Cementación sobre pilotes Raymond hasta profundidades de 50 m, que se prolongan hasta el tablero formando pila. Ingenieros: Murga y López Jamar. Construcción: Dragados. Pretensado: C. C. L. (fig. 22).

**Puente sifón de Bembézar.** Tramo continuo de  $6 \times 35$  m. Tablero de dos carriles (10 m), altura constante 1,50 m. Dos tubos de sifón de diámetro 1,20 y 2,5 atm. Altura constante 1,50 m. Cuatro vigas prefabricadas, dos con cajón de alvéolo circular y dos de doble T. Prefabricadas en tramos independientes para dar continuidad posterior mediante pretensado longitudinal y transversal.

Se hizo un estudio fotoelástico de la sección transversal para obtener el verdadero reparto de tensiones debido a la presión del agua en el Laboratorio Central del M. O. P. Proyecto de mi grupo. Construcción: Entrecanales. Pretensado: Dywidag (figs. 23 y 24).

El último grupo de cuatro puentes que tienen el mismo objetivo de restaurar las comunicaciones inundadas por embalses.

Los puentes **del Cardenal, sobre el Tajo** (fig. 25), y **el del Huso** (fig. 26), ambos correspondientes al embalse de Alcántara. Están constituidos por la combinación de tramos

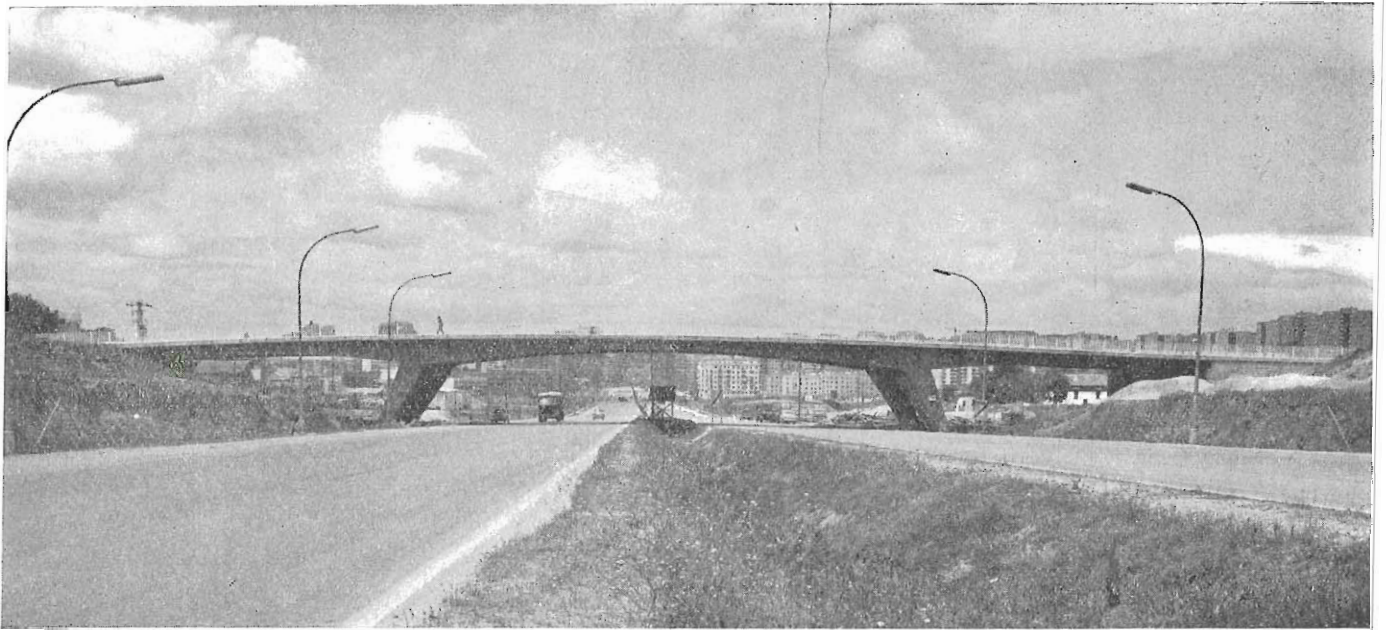


Figura 19.

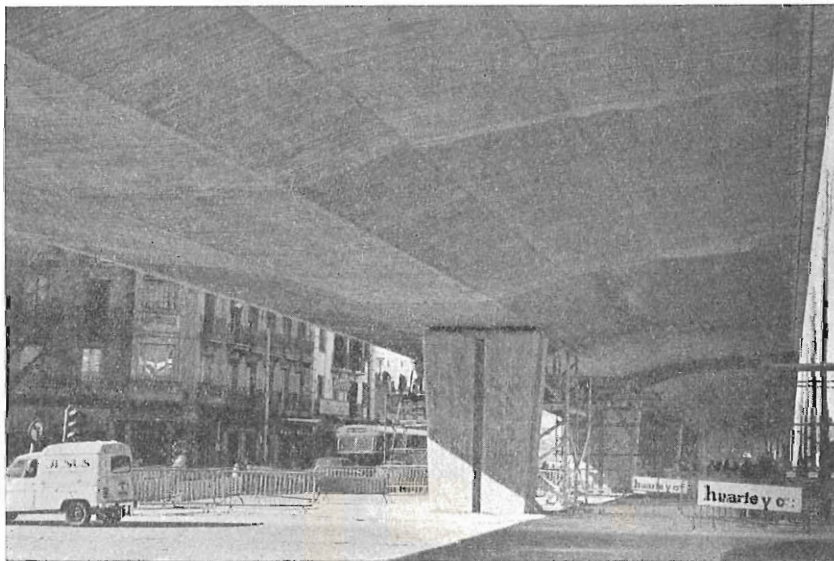
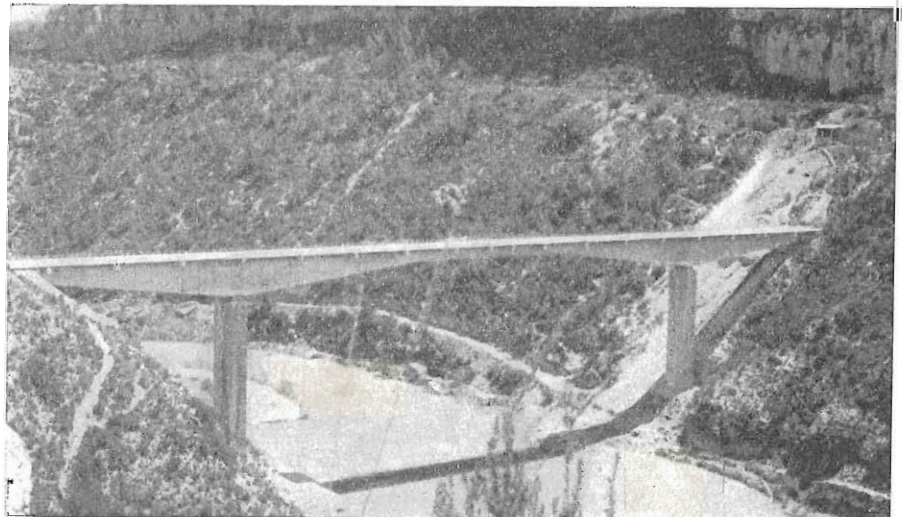


Figura 20.

Figura 21.



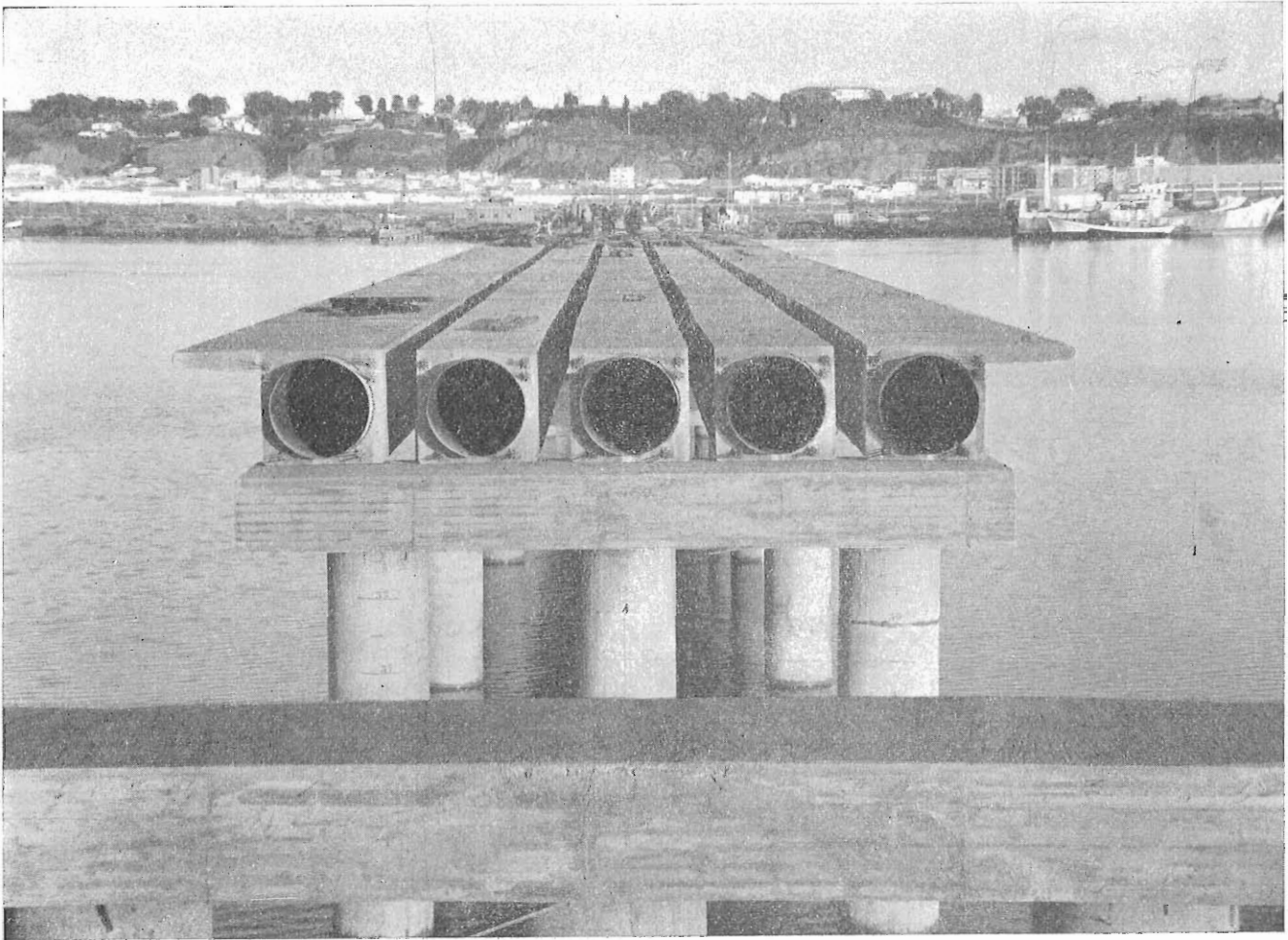


Figura 22.

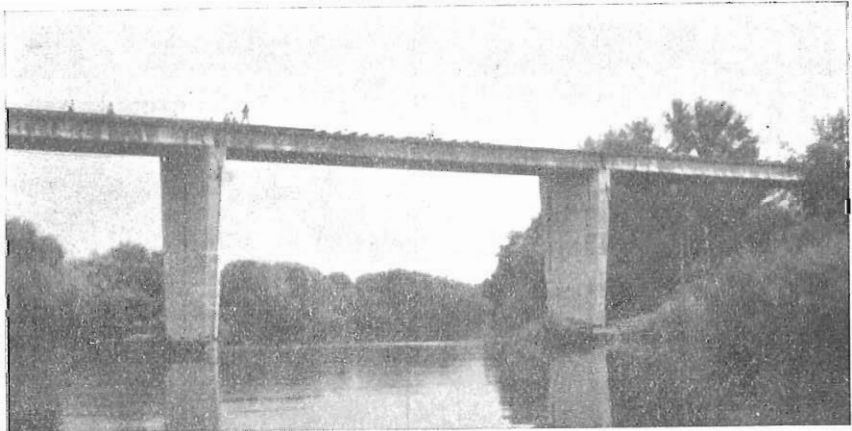


Figura 23.

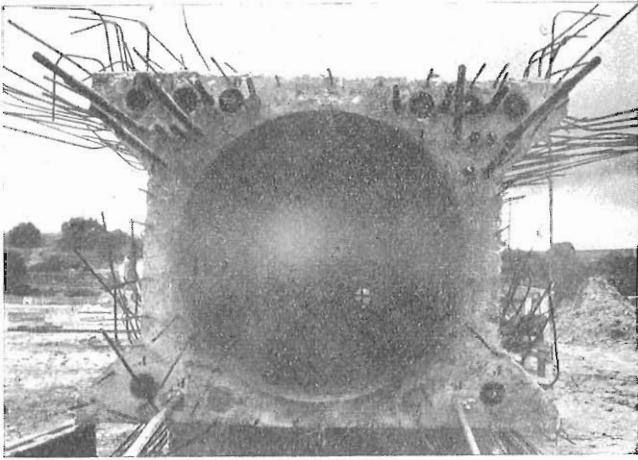


Figura 24.

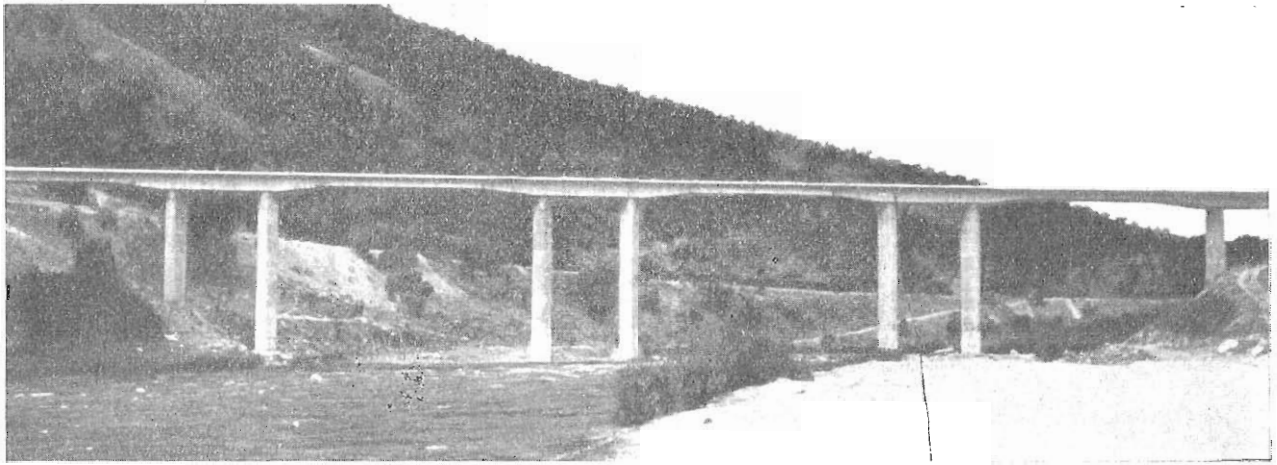
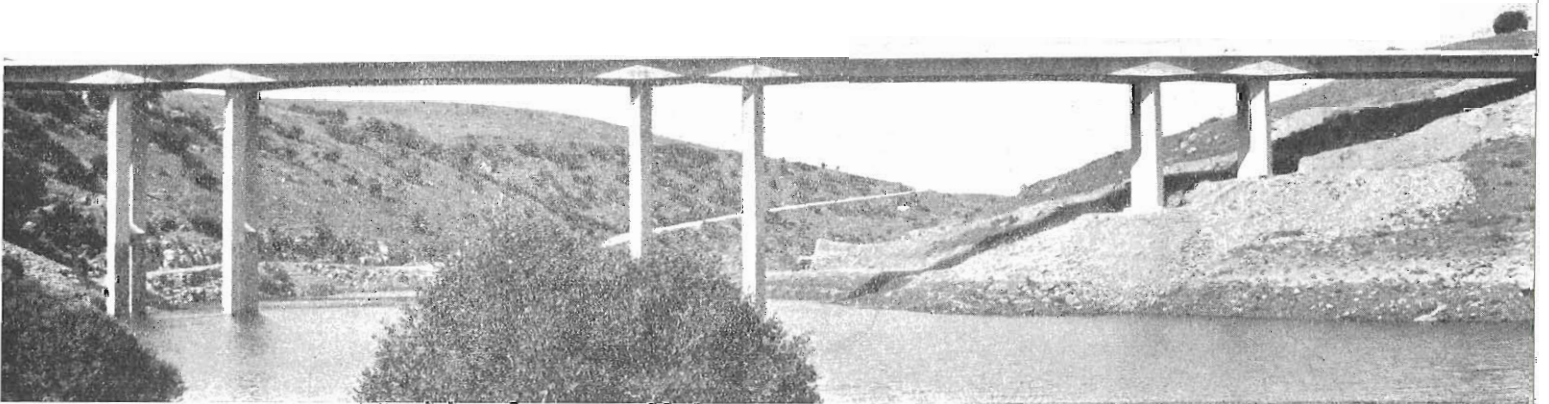


Figura 25.

Figura 26.



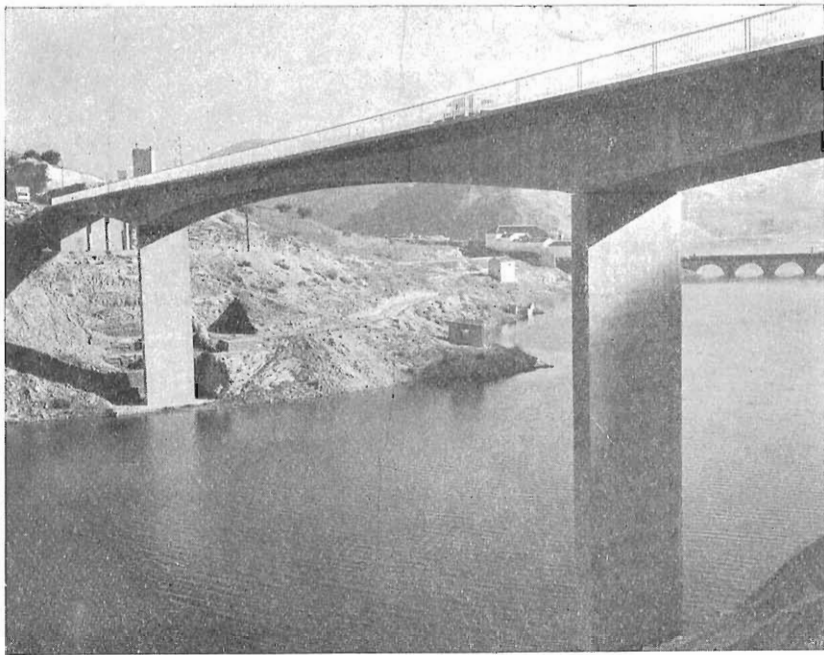


Figura 27.

Figura 23.



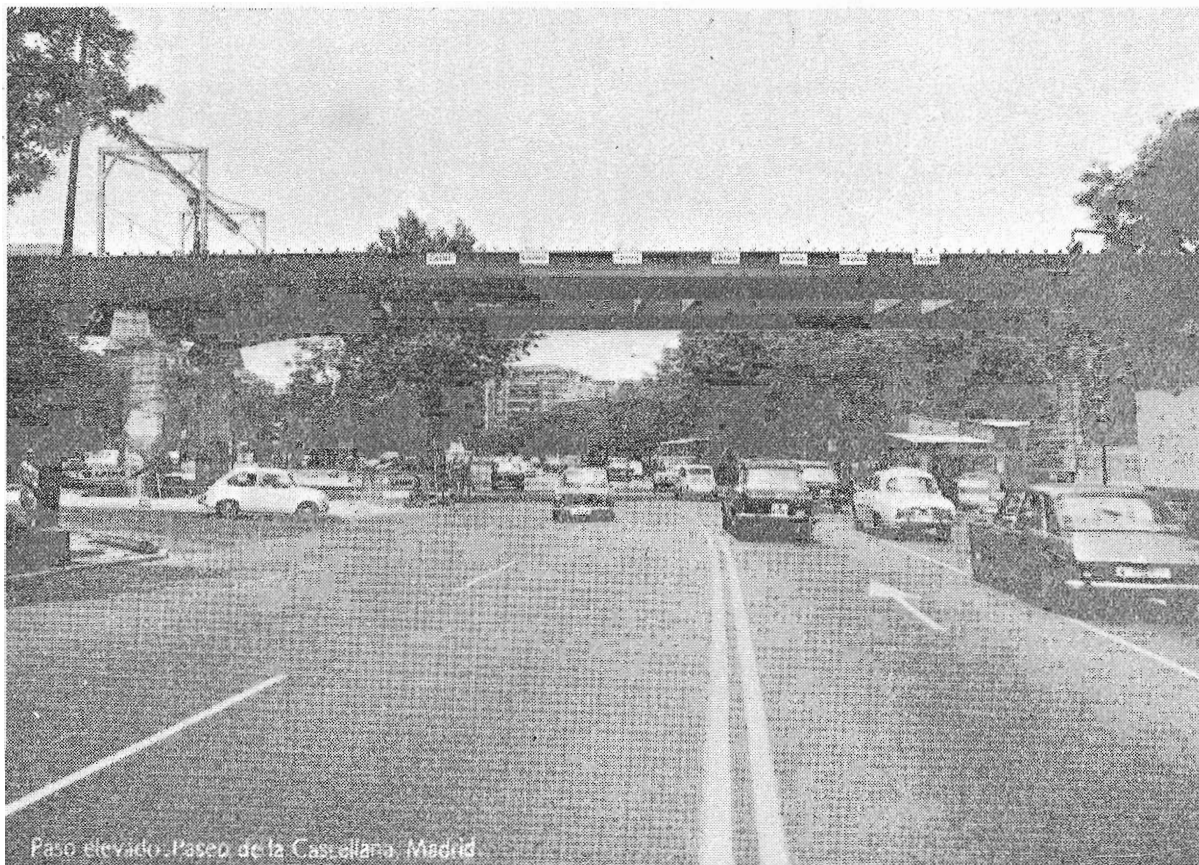
de dos ménsulas sobre pila doble que soportan en sus extremidades otros simplemente apoyados. Aquellos se construyeron *in situ* y éstos se prefabricaron y lanzaron longitudinalmente. En el primero se han obtenido luces de 18 m y 52,60 m, salvo las extremas, de 42,10 m, y en el segundo, de 11,10 m, 49,50 m y 31,50 m. Proyecto: Martínez Santonja. Construcción: Cintec. Pretensado: C. C. L. y Dywidag.

**El puente de Priego**, sobre el embalse de Iznájar, con 4 vanos de  $10 + 25 + 70 + 25$  y anchura de 9,50 m, sección transversal de altura variable en cajón rectangular y voladizos. Pilas rectangulares de altura máxima 25 m. El vano central se ha construido por avance en voladizos sucesivos simétricos desde las pilas mediante carro sistema Dywidag.

Proyecto de mi grupo. Constructor: Fernández. Pretensado: Dywidag (fig. 27).

**Puente de Iznájar** sobre el mismo embalse. Tablero continuo con una sola articulación deslizante en el vano central de 85 m de luz, las otras luces van de 20 m a 55 m, dando una longitud total de 415 m. Las pilas están formadas por elementos cilíndricos de 1,80 m, en grupos de dos o cuatro, con altura máxima de 71 m, construido con encofrado deslizante. Los tramos laterales se han construido independientes dándoles luego continuidad por prolongación de armaduras activas. Los tres vanos principales se han construido por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas de 8 toneladas en simetría a partir de las pilas centrales. Proyecto de mi grupo. Constructor: Agromán. Pretensado: Freyssinet (fig. 28).

# ¿conoce las posibilidades de las nuevas calidades de acero ...



Paso elevado Paseo de la Castellana, Madrid

## ... de alto límite elástico y baja aleación?

**ACERO EX-TEN 50.** De acuerdo con nuestro objetivo de ofrecerle nuevas y más altas calidades, nos complacemos en anunciar el lanzamiento de dos nuevos aceros de alto límite elástico y baja aleación.

El acero Ex-Ten 50 es un acero de alta resistencia y perfecta soldabilidad. Su alto límite elástico  $36 \text{ kg/mm}^2$ — permite obtener importantes reducciones en el peso y espesor de los materiales, dando lugar a una notable economía de los costos.

Laminado en chapa media y gruesa, estructurales, etc., ofrece inmejorables condiciones para la construcción de puentes, chasis de vehículos, maquinaria, etc.

**ACERO RESISTENTE A LA CORROSION.** A las características fundamentales del acero Ex-Ten 50, este acero aporta la importantísima cualidad de ser resistente a la corrosión evitando con ello todo gasto de mantenimiento. Expuesto a la intemperie adquiere una pátina de óxido sumamente densa y adherente que le protege eficazmente de corrosiones posteriores. Dicha capa de óxido toma un color ocre oscuro que adquiere una gran belleza con el transcurso del tiempo.

Sus principales aplicaciones son la edificación, obras públicas y transportes.

Para una mayor información sobre estos aceros diríjanse a nuestras delegaciones comerciales.

“la siderúrgica integral plenamente dedicada  
a la fabricación de calidades”



**Altos Hornos de Vizcaya S.A.**  
APARTADO 116 BILBAO - TELEX 32044-45 - TELEFONO 25 00 00

TEL. AYMERICH BILBAO

# el hormigón pretensado en la arquitectura española

F. CASSINELLO

La aplicación del hormigón pretensado en la edificación comienza, por razones exclusivamente económicas, en la construcción de forjados. Pero las primeras soluciones de viguetas de sección transversal en doble T, por similitud con las formas utilizadas en hierro o en hormigón armado, son sustituidas por la sección en T invertida, en T de gran ala, en pi y en landa. Este último tipo de sección en landa o y griega corresponde a las formas de viguetas prefabricadas por dovelas de la Casa Barredo que se pueden ver en la cubierta del libro de las realizaciones españolas en hormigón pretensado, publicado con motivo de este VI Congreso. Yo he hecho el proyecto arquitectónico, con la colaboración del Ing. Carlos Barredo.

Pero todas estas soluciones son ya conocidas por todos, y por esta razón este tema no constituye el objeto de mi comunicación que tratará sobre las piezas huecas. La forma de la sección transversal de estas piezas huecas comienza por aceptar las soluciones en cajón rectangular o de tubos circulares. Pero en el curso de estos últimos años, los arquitectos españoles adoptan la posibilidad de proyectar nuevas formas, más libres, que se adapten mejor a las exigencias constructivas, funcionales y plásticas de sus realizaciones. Tales son los casos de sección: oval, el "boumerang", en sigma o similares a la de un hueso. Y es posible haber llegado a la realización de todas estas formas, gracias a los nuevos métodos de encofrados de piezas huecas, creados en España. Veamos algunos ejemplos:

## 1. DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES

Arquitecto: Ramos.

Constructor: Dragados y Construcciones.

Piezas de hormigón pretensado: Vicente Peiró.

Este primer ejemplo corresponde al edificio administrativo de la empresa constructora Dragados y Construcciones, cuya fachada está protegida por "brise-soleil" de piezas prefabricadas huecas, de hormigón pretensado, de sección transversal oval (figuras 1 y 2).

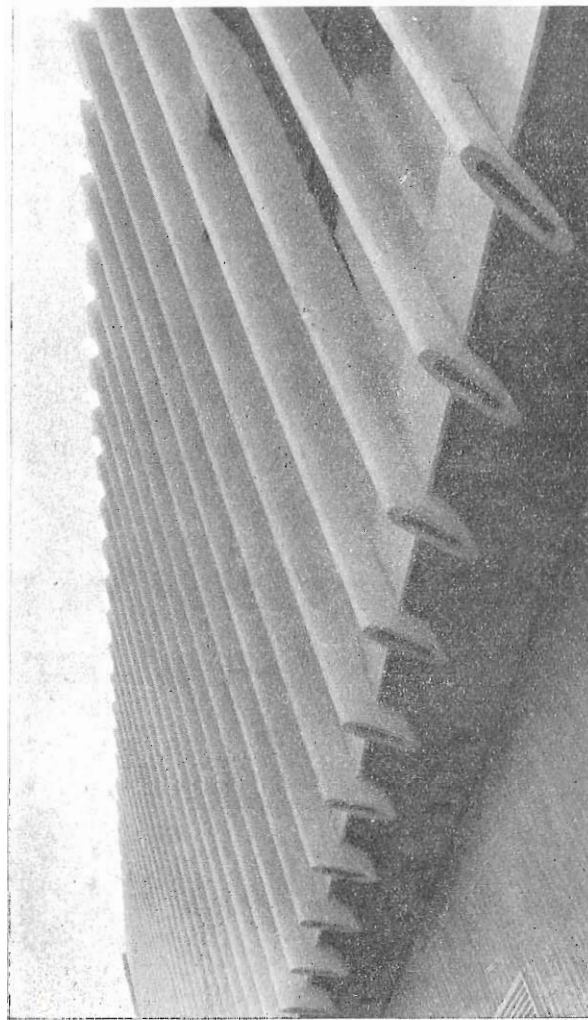
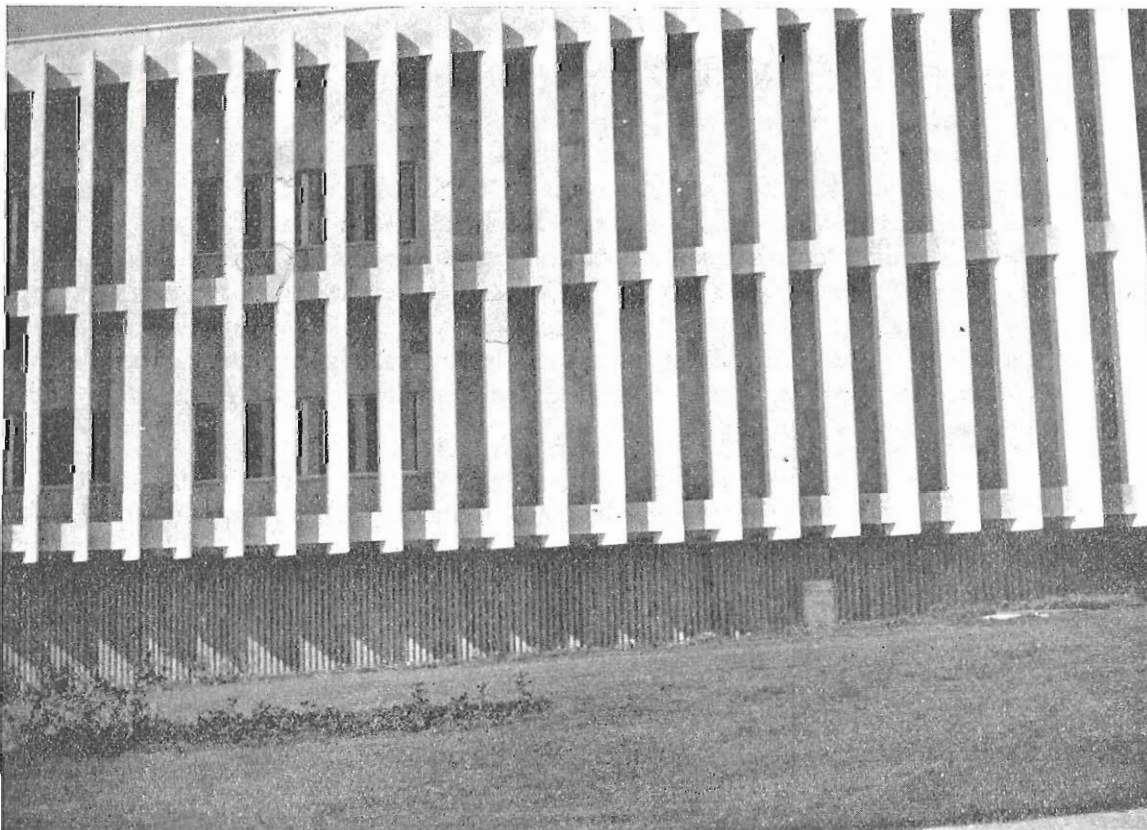


Figura 1.

Figura 2.



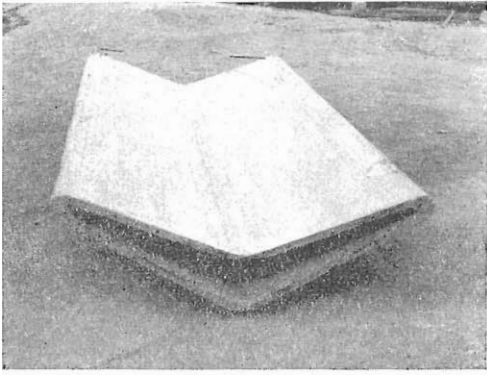


Figura 3.

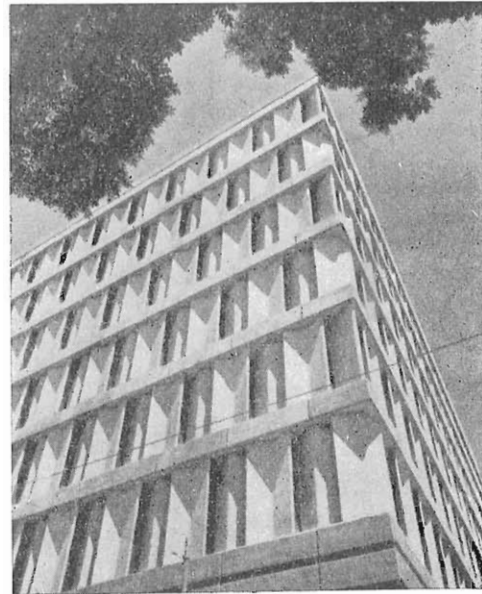


Figura 4.

## 2. IBM

Arquitecto: Miguel Fisac.

Ingenieros: Argüelles y Badell.

Constructor: Jotsa.

Piezas en hormigón pretensado: Vicente Peiró.

Sistema: Forpret.

Este edificio constituye la sede central en Madrid de la firma americana de ordenadores electrónicos IBM. La fachada se compone de piezas prefabricadas huecas de hormigón pretensado con sección transversal en forma de "bumerang", dispuestas alternativamente hacia el interior y el exterior para permitir la fijación de ventanas (figs. 3 y 4).

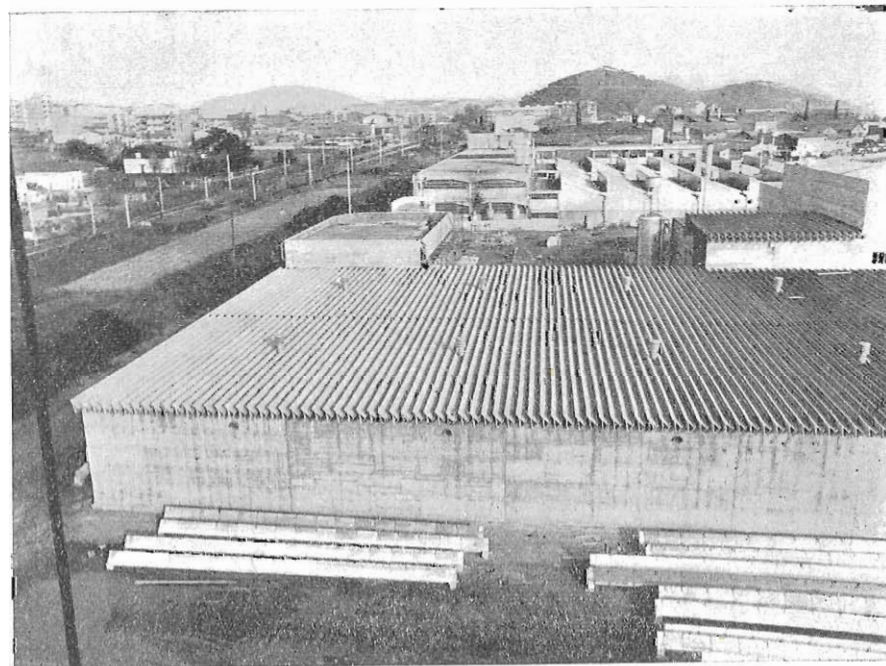


Figura 5.

Figura 6.



### 3. FABRICAS DE PRODUCTOS EN CUERO EN MONTURELO

Arquitecto: Miguel Fisac.

Ingenieros: Casacuberta y Carlos Barredo.

Constructor: Julia-Aluny, S. A.

Sistema de pretensado: Barredo.

Esta fábrica ha sido construida en Barcelona con pórticos de hormigón armado y cubierta de viguetas prefabricadas por dovelas postesas, con sección transversal en sigma. Esta solución corresponde a una nueva concepción de las cubiertas en "shed", con el objeto de asegurar una iluminación cenital uniforme, con sus vidrieras a norte que, en este caso, son bandas continuas de plástico (figs. 5 y 6).

#### 4. LABORATORIOS JORBA

Arquitecto: Fisac.

Ingenieros: Argüelles y Badell.

Constructor: Jotsa.

Piezas en hormigón pretensado: Vicente Peiró.

Sistema: Forpret.

Este edificio, como los siguientes que vamos a ver, constituyen ejemplos de aplicación de forjados de gran luz, realizados en hormigón pretensado, con piezas huecas de sección transversal similar a la de un hueso de un animal vertebrado. En primer plano, el pequeño voladizo de forjado de la cubierta hace resaltar las formas transversales de sus viguetas. Al fondo la torre, con sus paraboloides hiperbólicos en hormigón armado constituye el elemento publicitario en forma de moderna pagoda china (fig. 7).



Figura 7.

## 5. COLEGIO DE LA ASUNCION

Arquitecto: Fisac.

Ingenieros: Argüelles y Badell.

Constructor: Fersa.

Piezas en hormigón pretensado: Vicente Peiró.

Sistema: Forpret.

Este colegio femenino ha sido construido en Madrid con muros de hormigón armado tratado a cara vista y forjados del mismo tipo descrito anteriormente. En su capilla, algunas de las viguetas de la cubierta han sido parcialmente cortadas en sus alas para crear la iluminación natural cenital del centro atractivo del espacio arquitectónico (figs. 8 y 9).

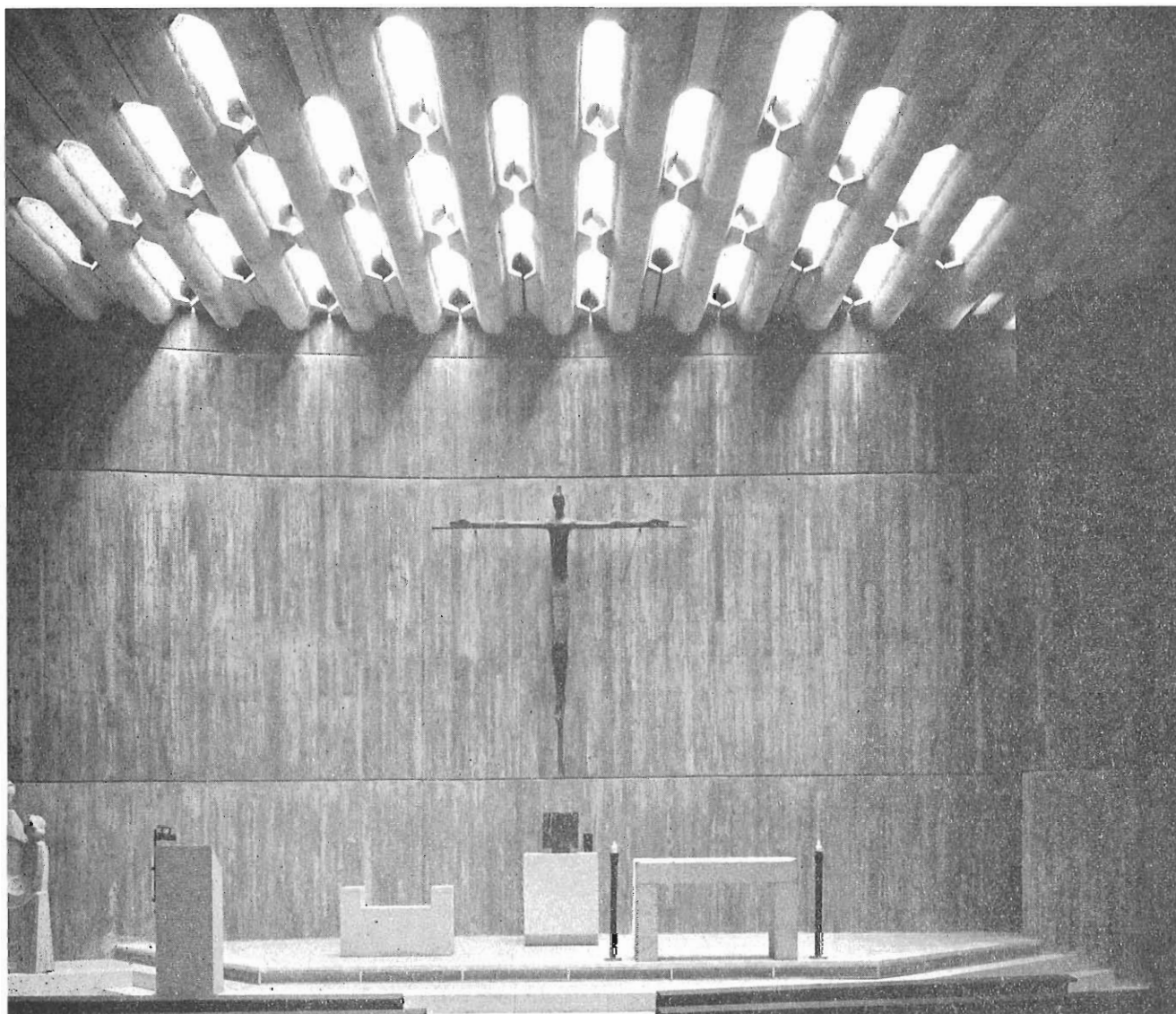


Figura 8.



Figura 9.

## 6. IGLESIA DE SANTA ANA

Arquitecto: Fisac.

Ingenieros: Argüelles y Badell.

Piezas en hormigón pretensado: Vicente Peiró.

Sistema: Forpret.

Esta iglesia, construida en un nuevo barrio en los alrededores de Madrid, adopta la misma solución de cubierta con viguetas huecas, como podemos ver en los voladizos del patio o en el interior de la iglesia (figs. 10 y 11).

Figura 10.

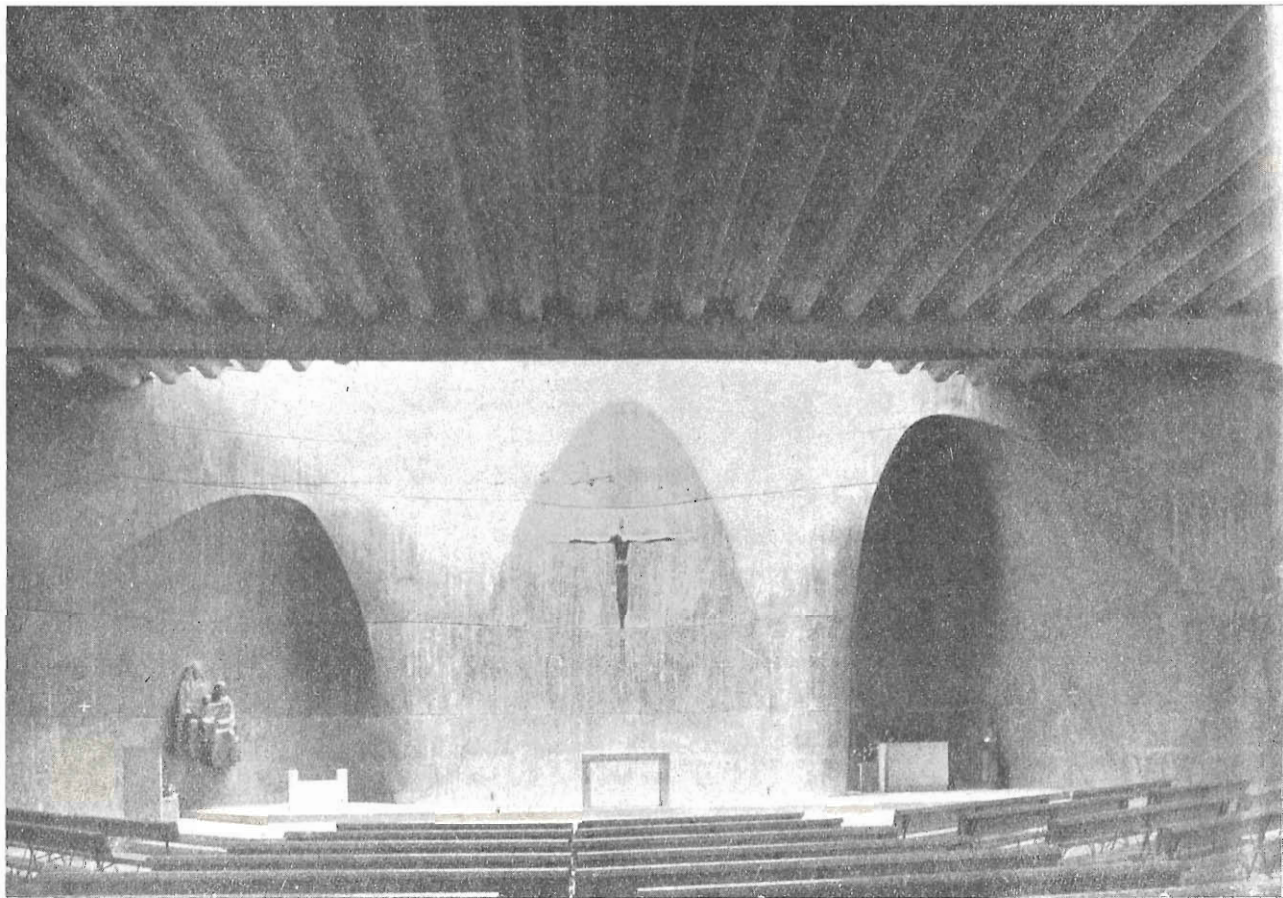




Figura 11.

Es claro, después de todo lo expuesto, que el hormigón pretensado es capaz de ofrecer soluciones muy variadas, plenas de valores constructivos y plásticos, que sólo exigen de las manos expertas de técnicos y artistas para realizar una nueva arquitectura, en la cual el hombre pueda vivir, trabajar, estudiar o rogar a Dios por un mundo futuro en paz y mejor...

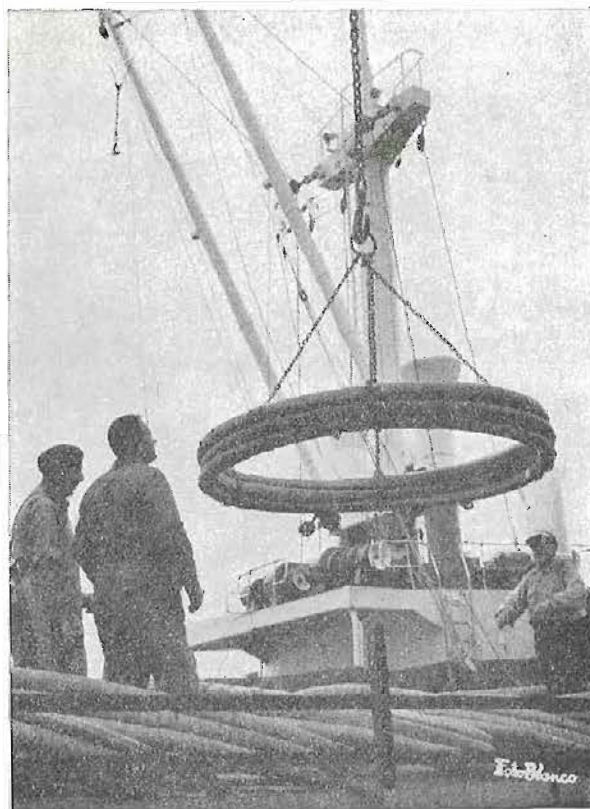
Gracias por vuestra atención.

# ACEROS

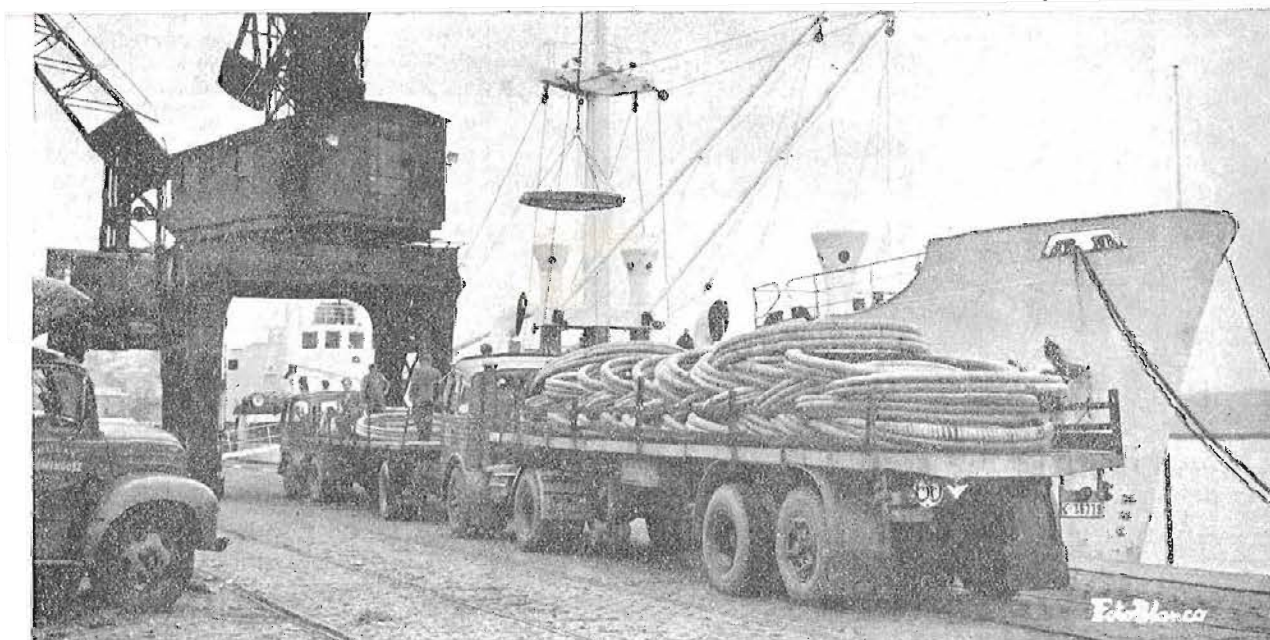
# EMESA

especiales para  
armaduras de  
hormigón

Pretesado  
y  
Postesado



Embarques de expediciones de nuestros aceros con destino a la exportación.



ELABORADOS METALICOS, S. A. "EMESA" LA CORUÑA

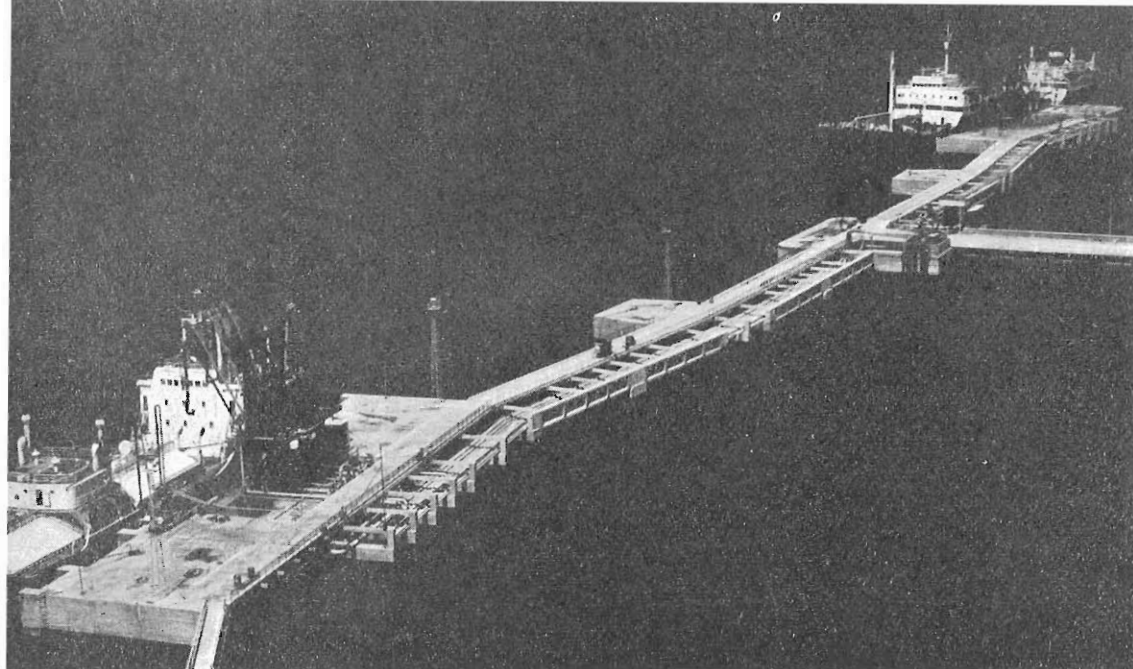


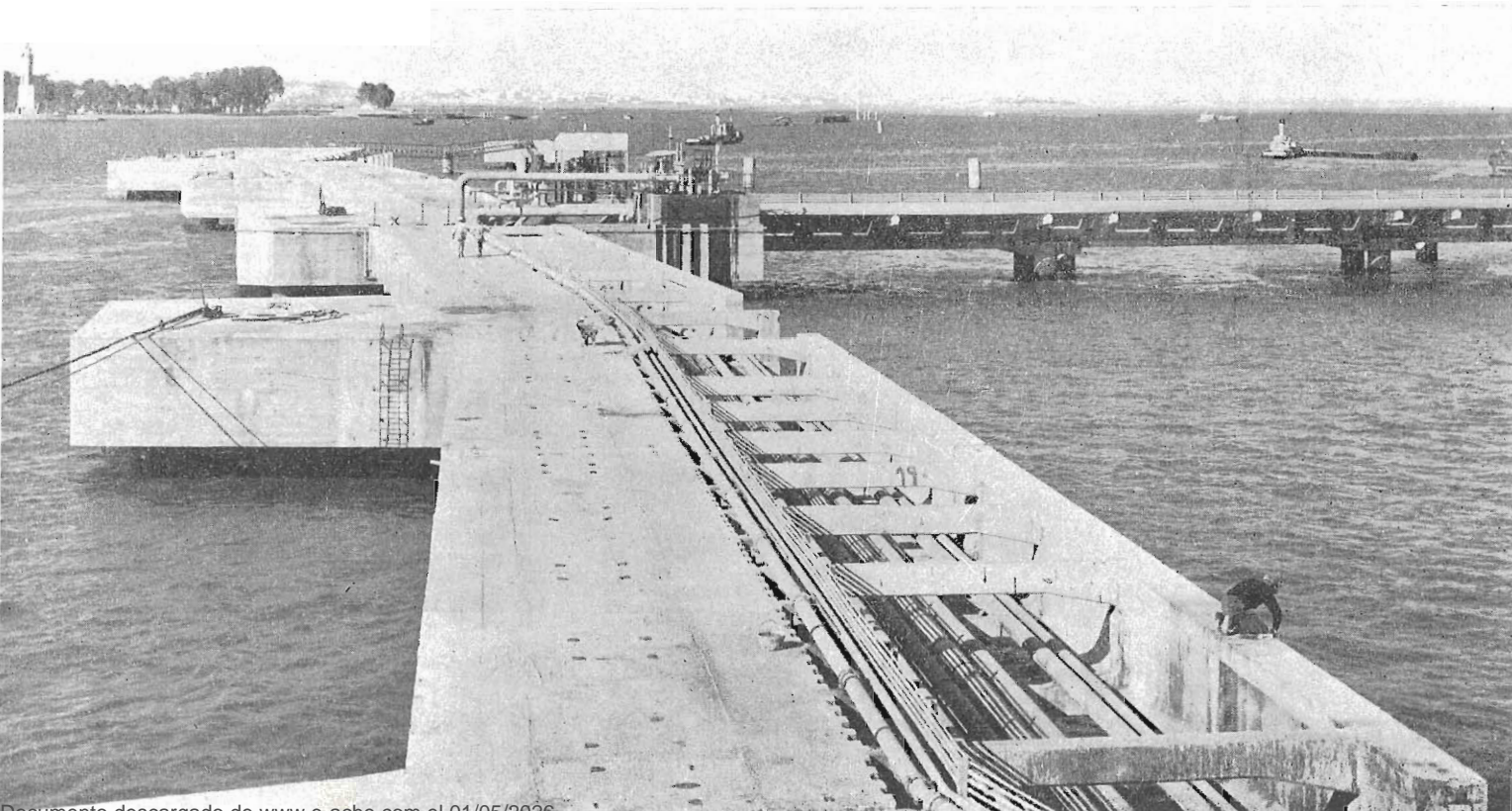
Figura 1.

## **estructuras especiales de hormigón pretensado construidas en España entre 1966-70**

**J. A. TORROJA**

Se han construido en España varios muelles de atraque de petroleros con estructura pretensada. El que se ve en la figura 1 corresponde al puerto de la Rábida, y está constituido por cuatro plataformas de atraque y descarga de petróleo (fig. 2), unidas por tramos formados, al igual que los de acceso, por vigas de sección en T de 30 m de luz, postensadas mediante el procedimiento C.C.L.

Figura 2.



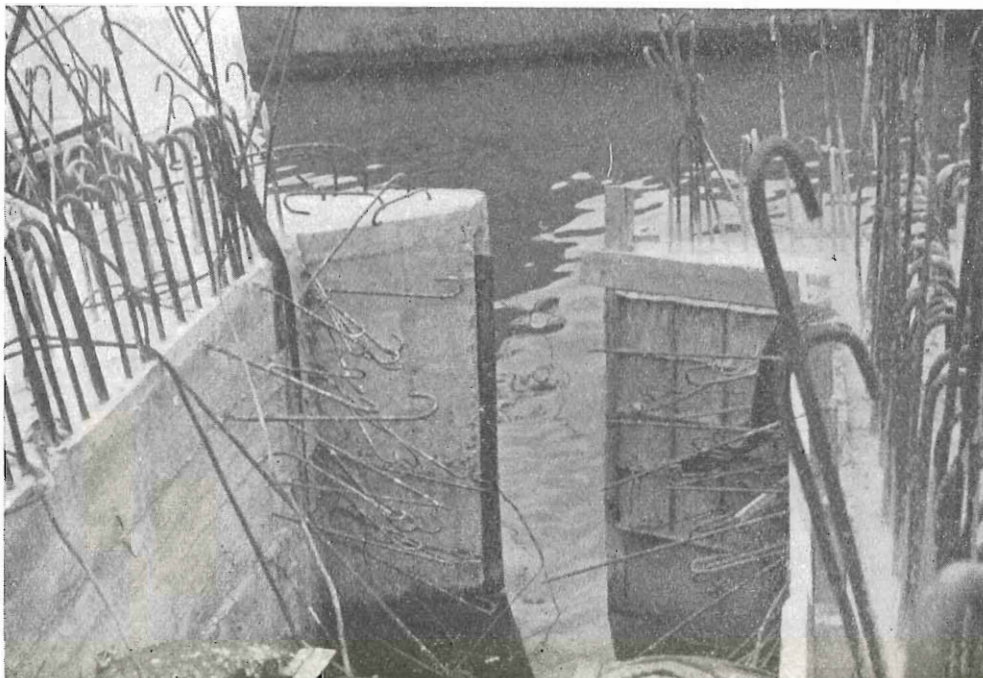


Figura 3.

Las cimentaciones de las plataformas están formadas por pilotes circulares huecos, tipo Raymond, de 35 a 45 m de longitud, pretensados con cables de 12 alambres de 7 mm, anclados, en situación definitiva, por adherencia a través de una inyección especial a alta presión en los conductos.

El proyecto es de los Sres. Gonzalo y Vara y López Jamar y la construcción ha sido realizada por Dragados y Construcciones, S. A.

Se han construido algunos diques secos de hormigón armado, y en el de la figura 3,

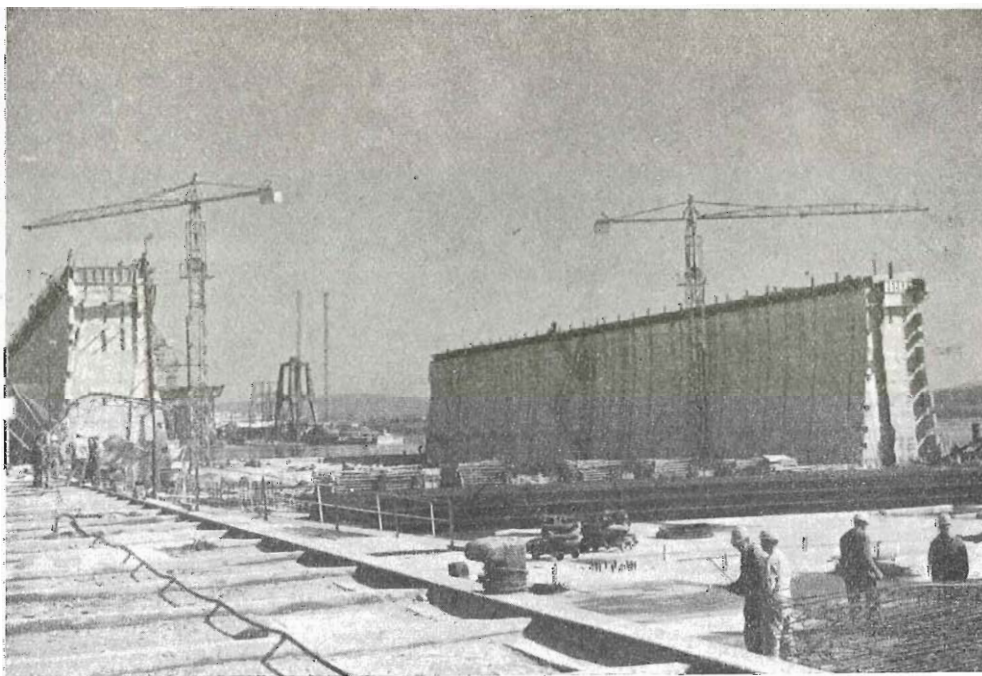


Figura 4.

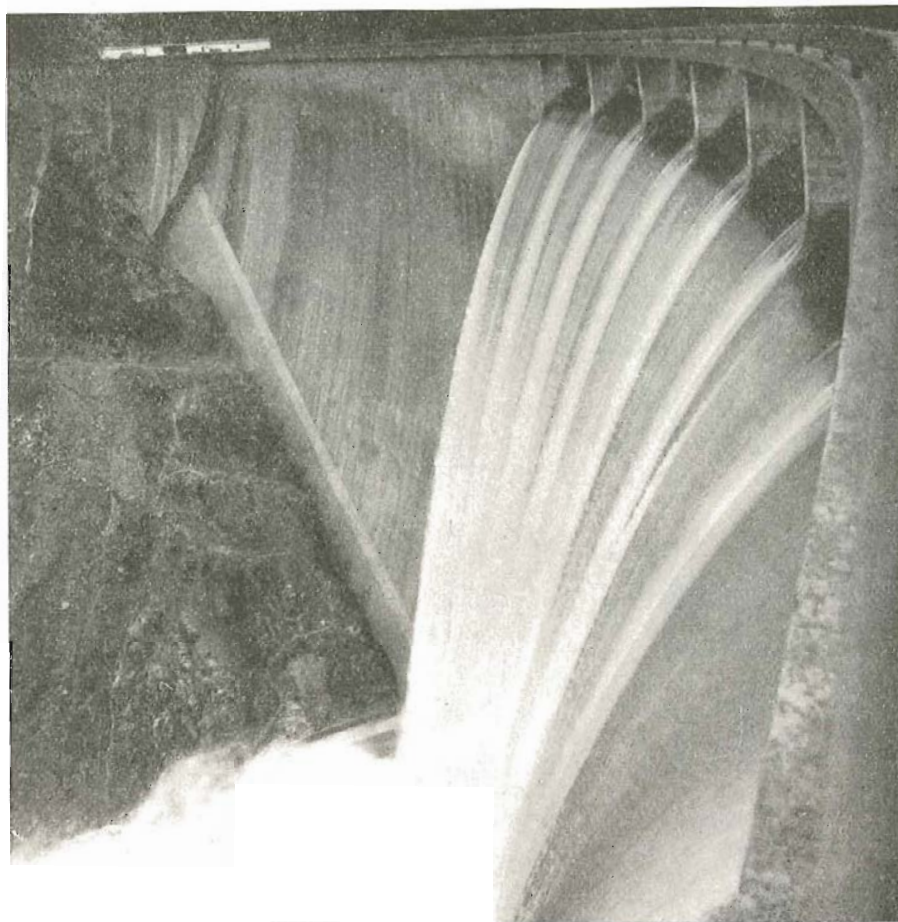


Figura 5.

en El Ferrol del Caudillo, de 330 m de longitud por 64 m de anchura, el pretensado ha encontrado dos formas diferentes de aplicación. En primer lugar se ha aplicado un pretensado longitudinal ligero en algunas secciones para absorber ciertos esfuerzos producidos durante la construcción. Por otra parte, el pretensado ha sido utilizado como medio auxiliar para aproximar las diversas secciones flotantes que constituyen el dique (fig. 4) y conseguir la estanquidad de las juntas entre aquéllas. Los bordes de estas juntas van provistos de bandas tubulares de neopreno, puestas en compresión, consiguiendo, por tanto, la estanquidad, por medio de cables Freyssinet de 12 alambres de 7 mm. Después de la extracción del agua de las juntas se termina en seco el hormigonado de las mismas.

La construcción ha sido realizada por Entrecanales y Távora, S. A., y Dragados y Construcciones, S. A.

El aliviadero de la presa-bóveda de Susqueda (fig. 5), vierte un caudal de 2.800 metros cúbicos por segundo desde una altura de 125 m sobre un cuenco amortiguador de  $100 \times 35 \text{ m}^2$  en planta. Para evitar los problemas creados por las subpresiones bajo la solera del cuenco, y según proyecto del ingeniero Arturo Rebollo, se ha dividido esta solera en 12 placas independientes, de unos 3 m de espesor, drenadas inferiormente mediante galerías que corren bajo las juntas entre tales placas que, por otra parte, están ancladas al



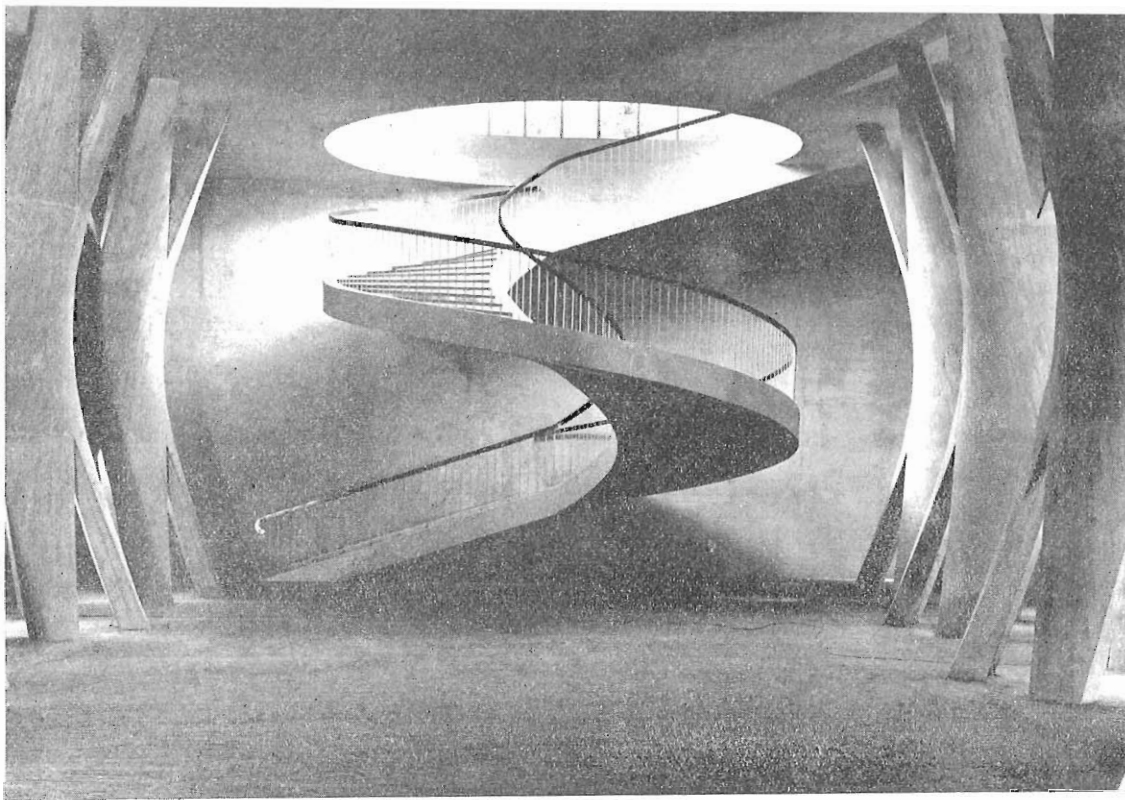


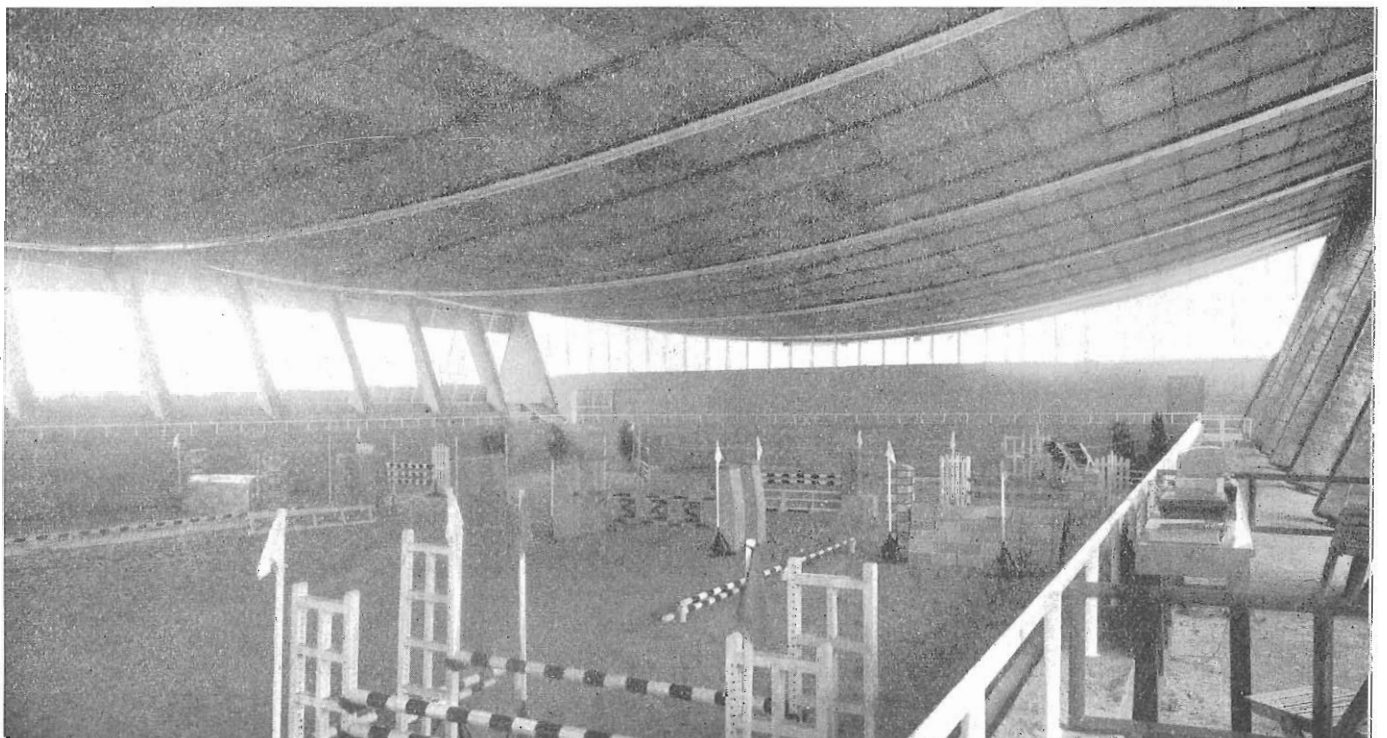
Figura 7.

desarrollo de  $360^\circ$  (fig. 7). Esta escalera, cuyo espesor es de 20 cm, se ha comportado perfectamente bajo cargas industriales del orden de los  $500 \text{ kp/m}^2$ .

La construcción ha corrido a cargo de Dragados y Construcciones, S. A., y de Hidroeléctrica de Cataluña, S. A.

La figura 8 muestra el interior del picadero cubierto del Club de Campo de Madrid,

Figura 8.



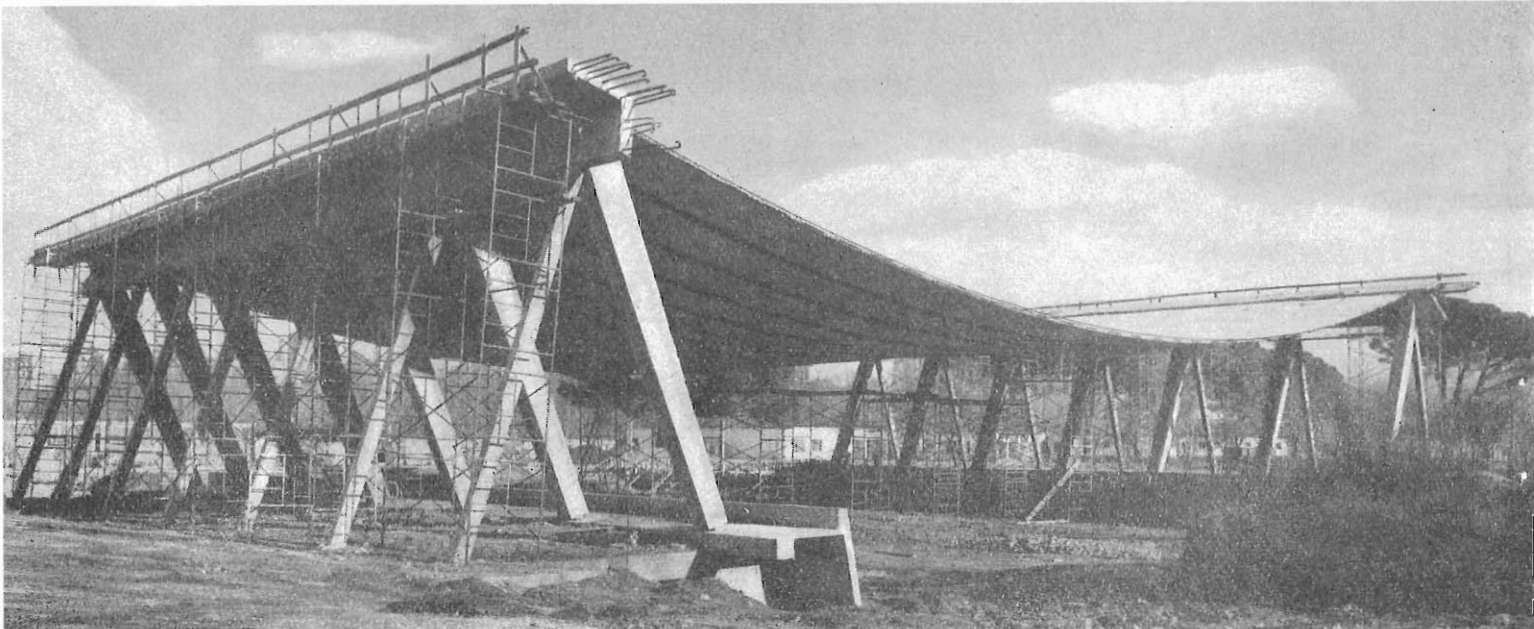


Figura 9.

construido por Huarte y Cía., según proyecto del arquitecto Domínguez Salazar y del ingeniero Fernández Casado. Se trata de una cubierta de 40 m de luz, colgada de un sistema de cables, formados por barras Dywidag de 26 mm, soportados por células triangulares de compresión-tracción (fig. 9). La cubierta propiamente dicha queda constituida por placas planas prefabricadas de  $1 \times 0,60$  m<sup>2</sup>.

Después de hormigonadas las juntas entre estas placas, se ha procedido a un incremento en la tensión de las barras principales de suspensión, y a la puesta en carga de un sistema de cables secundarios, perpendicular al anterior, compuesto por barras Dywidag de 14 mm. La cubierta tiene una pequeña curvatura en sentido transversal para permitir el desagüe de la misma.

La figura 10 corresponde a la Iglesia de San Luis Gonzaga, en Barcelona, construida por Fernández Constructor, según proyecto del arquitecto D. Francisco Escudero Ribot y de mí mismo. La solución estructural inicial estaba formada por una cubierta colgada

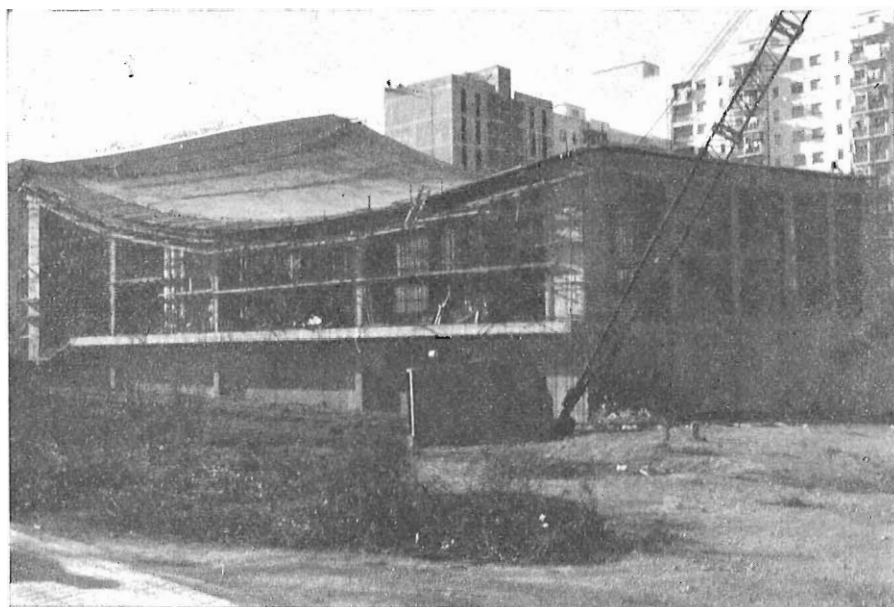


Figura 10.

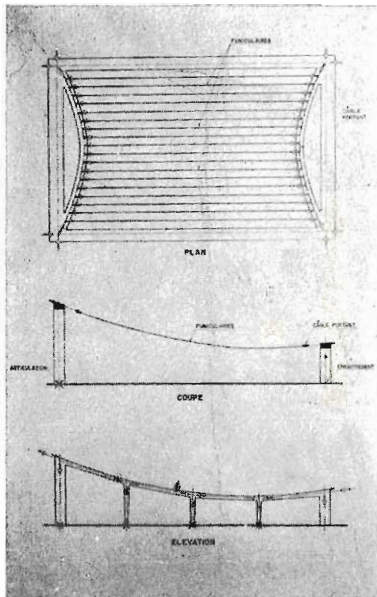


Figura 11.

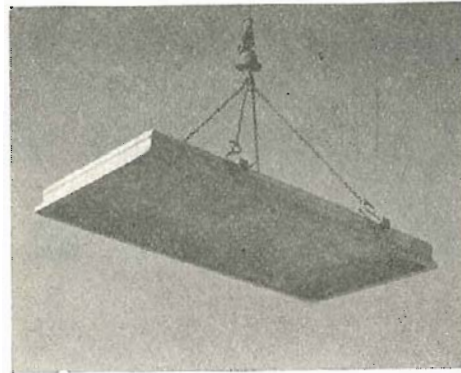


Figura 12.

alabeada de 53 m de luz por 35 m de anchura, suspendida de grandes ménsulas verticales de hasta 20 de altura. El coste de esta solución resultaba muy elevado, por lo que se cambió dicha solución por otra, que se ve en la figura 11, en la que los cables cuelgan de los potentes funiculares pretensados que llevan las cargas a las esquinas del rectángulo de base. Con ello se suprimen las componentes horizontales en cabeza de pilares, que quedan articulados en su base en la fachada más alta.

Esta cubierta también está formada por piezas rectangulares prefabricadas, de  $3 \times 1,20 \text{ m}^2$  (fig. 12), colocadas sobre una red de cables de 28 mm, anclados por el sistema C.C.L.

A pesar del alabeo de las piezas, muy diferente de una parte a otra de la cubierta (figura 13), todas ellas han sido prefabricadas con ayuda de un solo molde articulado, según su diagonal.

Por razones constructivas de apoyo de las piezas sobre los cables, éstos no iban entubados, y el pretensado necesario para evitar la fisuración bajo sobrecargas, se ha obtenido mediante la suspensión de pesos provisionales antes del hormigonado de las juntas entre piezas.

Solamente los nervios perimetrales y las zonas de suspensión de los cables han necesitado andamiaje.



Figura 13.

# **última publicación de la asociación técnica española del pretensado**

**HORMIGON PRETENSADO. REALIZACIONES ESPAÑOLAS-Mayo 1970**

Con motivo del VI Congreso Internacional de la F.I.P. celebrado en Praga en junio del presente año, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha editado un libro en el que se describen todas las obras españolas realizadas en hormigón pretensado hasta diciembre de 1968.

Este libro, de 600 páginas, formato de 21 × 30 cm., con numerosas fotografías, láminas y planos, impreso en papel cuché, encuadernado en tela y con sobrecubierta plastificada en color, se ha puesto a la venta al precio de 2.000 pesetas cada ejemplar (30 dólares para el extranjero).

Las estructuras que en el mismo se describen aparecen clasificadas en los siguientes apartados:

- Puentes.
- Cubiertas.
- Obras hidráulicas.
- Depósitos y silos.
- Obras especiales.
- Estructuras a base de elementos prefabricados con armaduras pretesas.

Los interesados en su adquisición pueden dirigirse a la Secretaría de la Asociación Técnica Española del Pretensado o a la Sección de Distribución del Instituto Eduardo Torroja. La dirección de ambas es la siguiente:

INSTITUTO EDUARDO TORROJA  
Apartado 19.002  
Costillares-Chamartín  
MADRID-16

## **proyecto, construcción y comportamiento de los pavimentos de hormigón pretensado de la CN-II (Madrid-Barcelona)**

**C. KRAEMER**

### PRESENTACION

El tramo de ensayo de la CN-II fue promovido por una Comisión, presidida por don José Luis Escario e integrada por varios ingenieros representantes de la Dirección General de Carreteras, de la Jefatura de Obras Públicas de Madrid y del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.

En 1962, el proyecto inicial de los firmes de hormigón normal y pretensado fue reformado para recoger la experiencia de otros países en el intervalo transcurrido, y en 1963, finalizados los trabajos de explanación se inició la construcción de los diferentes firmes.

En esta etapa fue nombrada una Comisión ejecutiva integrada por don Gonzalo de Navacerrada, don Carlos Rubio y don Enrique Balaguer como representantes respectivos de los organismos antes citados.

La obra fue construida por Agromán, S. A.

El Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo ha intervenido, pues, de forma destacada en el proyecto, construcción y control de este importante tramo. Sobre estas fases han sido ya entregadas a la Dirección General de Carreteras dos Memorias Técnicas tituladas "Obras de explanación y estudios de compactación" y "Obras de pavimentación y estudios previos".

Por otra parte, un plan de experimentación preveía una serie de estudios y observaciones del comportamiento de los firmes construidos. A partir de 1964 se ha sumado a estos trabajos una conservación particularmente difícil por las características del tráfico y los pavimentos pretensados, en la que la ayuda material de la Jefatura Provincial de Carreteras de Madrid ha sido decisiva.

El trabajo que se publica a continuación ha sido presentado al VI Congreso de la Federación Internacional del Pretensado celebrado en Praga en junio de 1970.

Es un resumen apretado de varios años de trabajo en el que han intervenido muchas personas de este laboratorio, cuya colaboración queremos resaltar y agradecer aquí.

Agradecemos también a don José Antonio Jiménez Salas, Director del laboratorio, su autorización para la publicación de este trabajo, así como a la Dirección General de Carreteras patrocinadora del mismo.

## DESCRIPCION GENERAL

El tramo de ensayo de la CN-II fue construido en 1962-63 aprovechando la necesidad de separar con una calzada adicional los dos sentidos de circulación en el acceso a Madrid desde Barcelona. Esta nueva calzada se compone de diferentes tipos de firmes rígidos y flexibles, describiéndose aquí únicamente el proyecto, construcción y comportamiento de los tramos con pavimento de hormigón pretensado, cuya longitud total es de 2.358 m (P. K., 11,285-13,643).

El trazado discurre por terrenos relativamente llanos del mioceno continental con desmontes y terraplenes de pequeña altura. La máxima pendiente longitudinal es de 1,25 por 100, y la planta se compone de alineaciones rectas y acuerdos curvilíneos con un radio mínimo de 4.000 m. La calzada unidireccional tiene una anchura de 7 m para los dos carriles de circulación, con arcenes exterior e interior de suelo-cemento de 3 y 1 m, respectivamente. Por el carácter suburbano de la zona se dispuso una calzada de servicio paralela que tiene además como función la de permitir el desvío del tráfico durante los trabajos de activación o reparación de la calzada principal.

La intensidad media diaria del tráfico del tramo es elevada (sentido Barcelona-Madrid).

Año	IMD
1965	7.229
1966	8.599
1967	9.850
1968	10.583

El porcentaje de vehículos pesados es del 27,4 por 100.

Gracias a la instalación de una báscula automática de pesaje y clasificación de ejes se conoce, asimismo, la distribución por peso de los ejes de los vehículos (mayo 1968):

t	%
< 3	91,8
3-5	4,3
5-7,5	2,2
7,5-10	1,1
> 10	0,6

El clima de la zona es de carácter continental y relativamente seco.

Los siguientes datos meteorológicos son de la estación del aeropuerto de Barajas, próxima a la obra:

Año	Precipitación anual (mm)	TEMPERATURA (°C)		TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C)		Horas de insolación
		Máxima absoluta	Mínima absoluta	Máxima	Mínima	
1964	314	34,5	— 3,4	24	5	2.836
1965	463	37,3	— 4,8	24	5	2.962
1966	479	38,4	— 1,8	24	8	2.878
1967	316	36,8	— 6,0	25	5	2.961
1968	367	38,0	— 8,0	24	6	2.705

Este tramo constituye la primera experiencia española con pavimentos de hormigón pretensado. Al iniciar su proyecto, acababan de realizarse otros tramos de ensayo de carreteras y algunas aeropistas, principalmente en Europa, pero aún quedaban muchos problemas constructivos por resolver y no se conocía el posible comportamiento práctico de muchas soluciones basadas en esquemas teóricos. Por ello, se han ensayado tres sistemas diferentes de pretensado:

1. Sistema fijo de pretensado externo, en que la compresión se introduce mediante gatos hidráulicos planos que actúan en las juntas entre losas.
2. Sistema móvil de pretensado externo, con juntas neumáticas.
3. Sistema de pretensado interno con cables por adherencia.

Como longitud tipo para las losas de los tres sistemas se ha utilizado un valor de 125 m, con semilosas de extremidad de 62,50 m, limitadas por los estribos, en los sistemas de pretensado externo. La anchura de las losas es de 7 m, sin junta longitudinal, y su espesor es de 0,12 ó 0,15 m. Las losas de 0,12 m de espesor tienen en los bordes un espesor de 0,18 m y están postensadas transversalmente mediante alambres de acero de alta resistencia con anclajes de extremidad. En cambio, las losas de 0,15 m de espesor no están pretensadas transversalmente, al igual que una semilosa de 0,12 m.

Los suelos de la explanación están, en general, constituidos por arenas limosas y arcillosas o arcillas arenosas de baja plasticidad.

Las losas se apoyan sobre una subbase de arena bien graduada con pocos finos (equivalente de arena superior a 30) de 19 a 22 cm de espesor, y que fue compactada hasta alcanzar una densidad superior al 100 por 100 de la correspondiente al Proctor normal. Para disminuir el rozamiento entre las losas y la subbase se extendió sobre ésta una capa de 3 cm de espesor de arena limpia seleccionada y papel kraft o lámina de polietileno. En ensayos realizados con losas experimentales habíase obtenido, previamente, un coeficiente de rozamiento que oscilaba entre 0,55 y 0,8 según el tipo de ensayo.

Se adoptó la siguiente dosificación por m<sup>3</sup> de hormigón:

Grava caliza de machaqueo, 15/30 ... ..	545 kg
Gravilla caliza de machaqueo, 5/15 ... ..	630 kg
Arena natural silíceo, 0/5 ... ..	726 kg
Cemento Portland P-350 ... ..	350 kg
Agua ... ..	160 l



La utilización de árido grueso calizo tenía por objeto reducir el coeficiente de dilatación del hormigón, en tanto que con la arena natural silícea se consiguió una manejabilidad y una resistencia al deslizamiento adecuadas.

Las resistencias mecánicas del hormigón fueron las siguientes:

	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Edad	Media	Características
Compresión simple ... ..	28	281	223
Probetas cilíndricas, 15/30 ... ..	90	360	318
Curadas en obra ... ..	360	430	394
Flexotracción, 75/15/15 ... ..	28	42	34
Tracción indirecta, 15/30 ... ..	28	27	19

La fabricación del hormigón se realizó en una planta de dosificación semiautomática, transportándose las mezclas en camiones basculantes. La puesta en obra se efectuó a todo el ancho con un tren normal de hormigonado que circulaba sobre los encofrados metálicos, constituido por una extendedora, una terminadora transversal y una terminadora longitudinal.

El curado se realizaba por vía húmeda con una doble capa de arpillera saturada de agua durante veinticuatro-cuarenta y ocho horas, seguido de una protección con polietileno y una capa de arena durante dos semanas como mínimo.

Los pavimentos fueron construidos en septiembre-octubre de 1963, habiéndose hormigonado con antelación los cinco estribos de extremidad. El tramo fue abierto al tráfico el día 4 de mayo de 1964. La intensidad de tráfico pesado en el tiempo transcurrido permite ya una evaluación del comportamiento de los diferentes pavimentos. En varias losas se instalaron columnas de termistancias para la medición de temperaturas a diferente profundidad, captadores Glötlz para la medida directa de la compresión longitudinal en diferentes puntos y dispositivos para la medición, con un calibre especial, de los desplazamientos horizontales de los bordes de las losas y de los estribos. Frente a una losa pretensada por el sistema fijo se ha instalado, además, una caseta central de medidas para el registro continuo de seis captadores Glötlz y dos columnas de termistancias. Junto a ella se dispuso una pequeña estación meteorológica para el registro continuo de la temperatura y humedad relativa del aire, así como de la intensidad de la radiación solar y de la insolación.

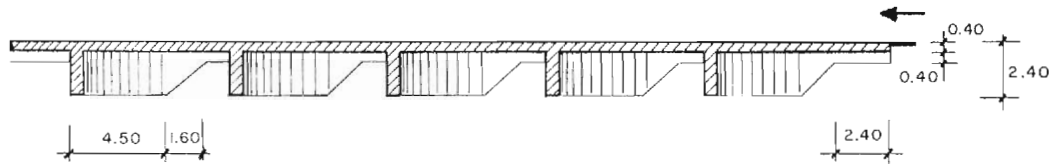
### TRAMO DE HORMIGON PRETENSADO SISTEMA FIJO

Está constituido por dos subtramos en que el pavimento tiene, respectivamente, un espesor de 0,12 y 0,15 m. Su longitud total es de 829 m y se descompone del siguiente modo:

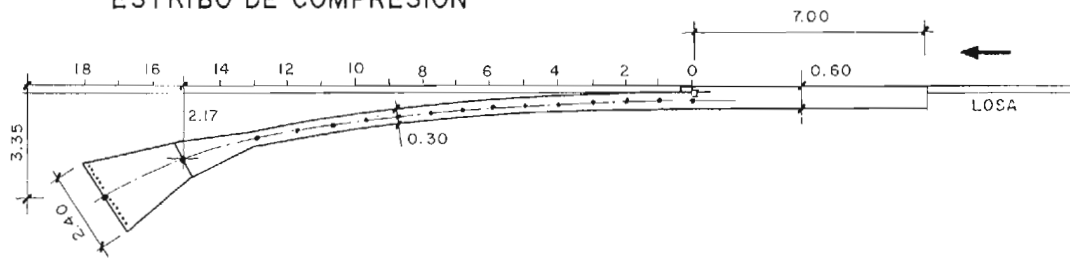
	<i>Metros</i>
Estribo de extremidad de bóvedas múltiples .....	38
Losas de 0,15 m de espesor: 62,50 + 2 . 125 + 62,50 m .....	375
Estribo diferencial pretensado de tracción .....	3
Losas de 0,12 m de espesor: 62,50 + 2 . 125 + 62,50 m .....	375
Estribo de extremidad de bóvedas múltiples .....	38
<b>TOTAL .....</b>	<b>829</b>

# TIPOS DE ESTRIBOS

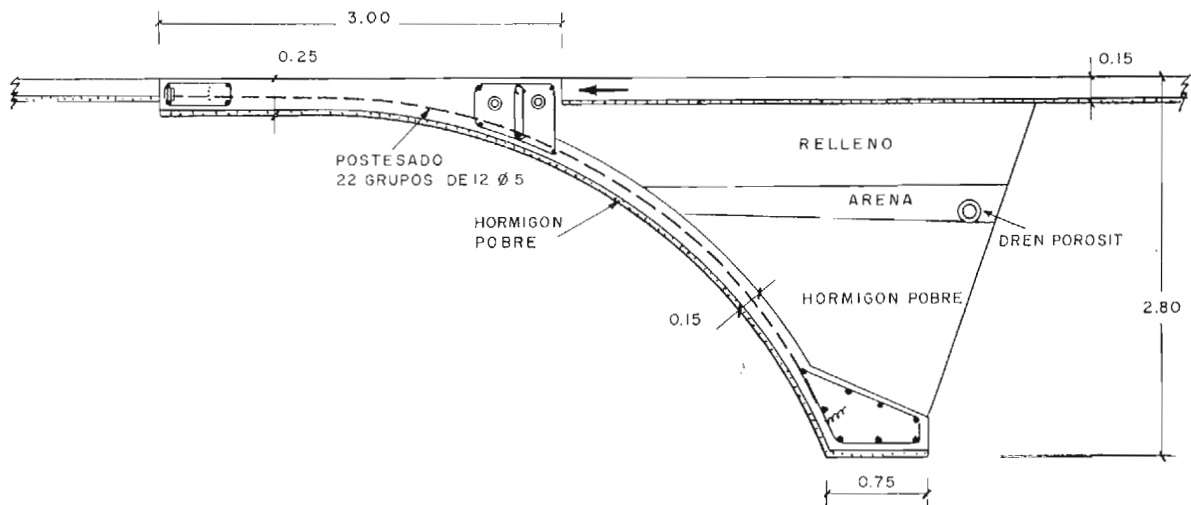
## ESTRIBO DE BOVEDAS



## ESTRIBO DE COMPRESION

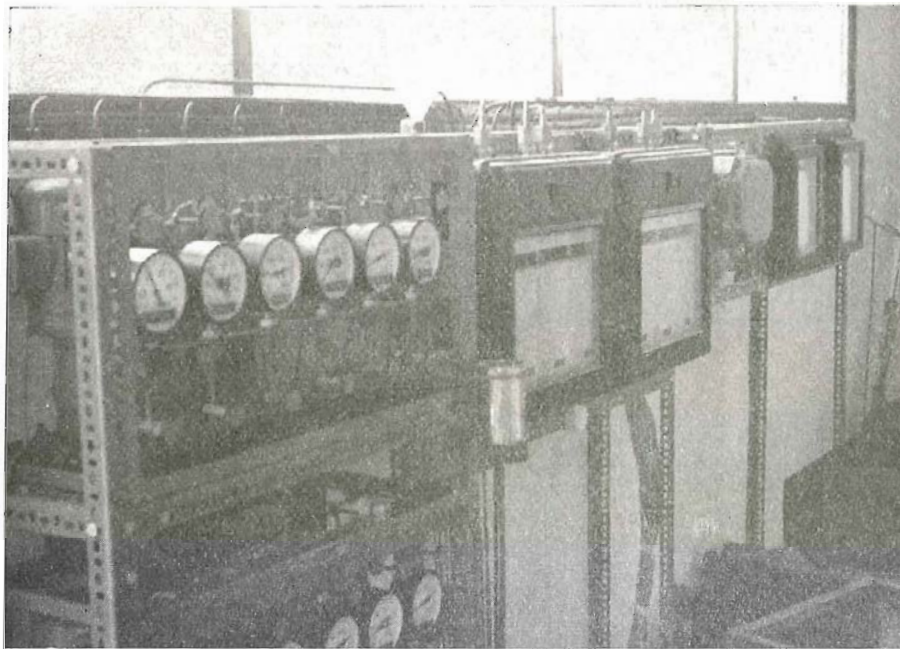


## ESTRIBO DE TRACCION

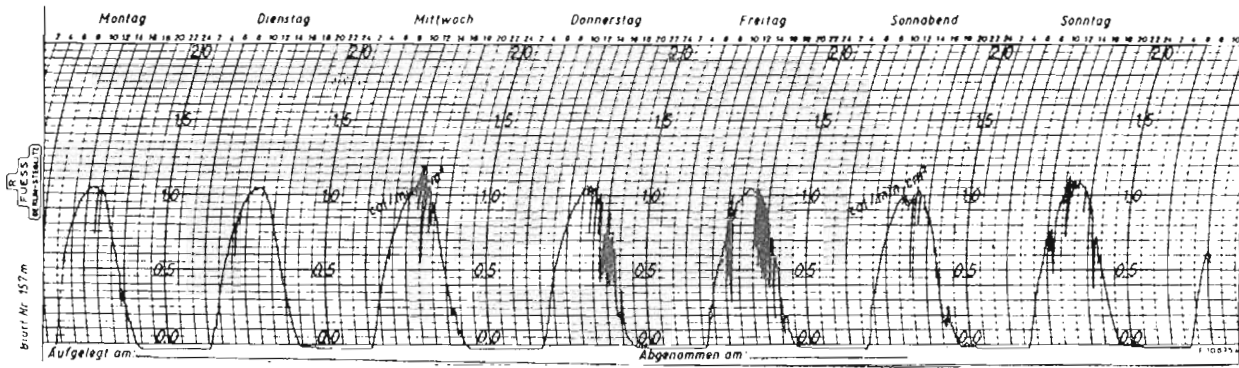




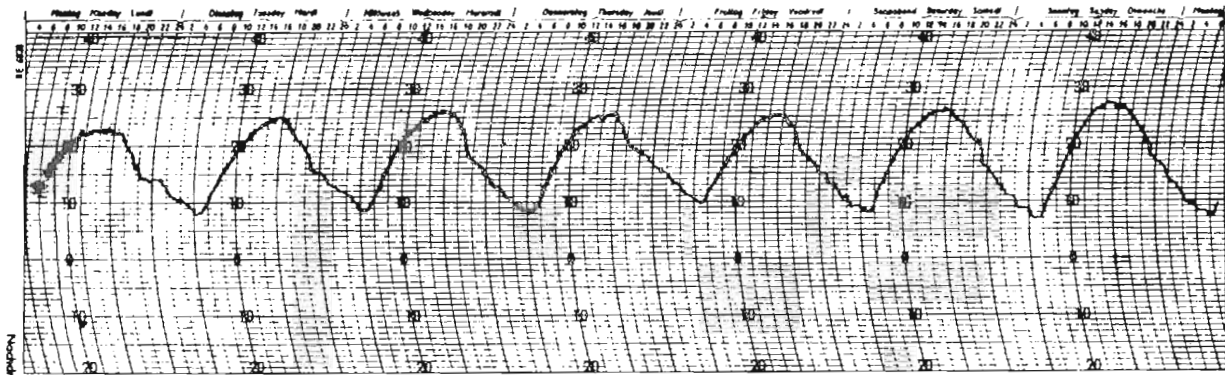
Vista general del tramo de ensayo.



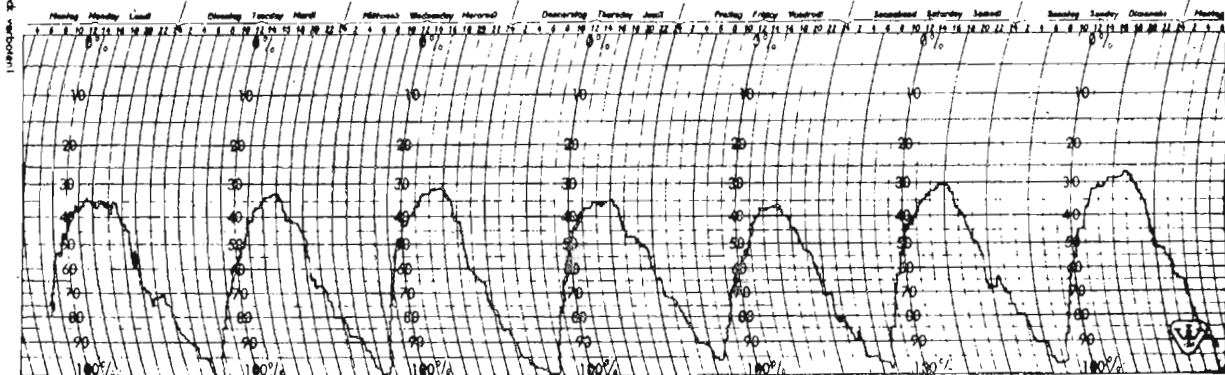
Instalación central para el registro continuo de compresiones (células Glötzl) y temperaturas (termistancias) en el hormigón.



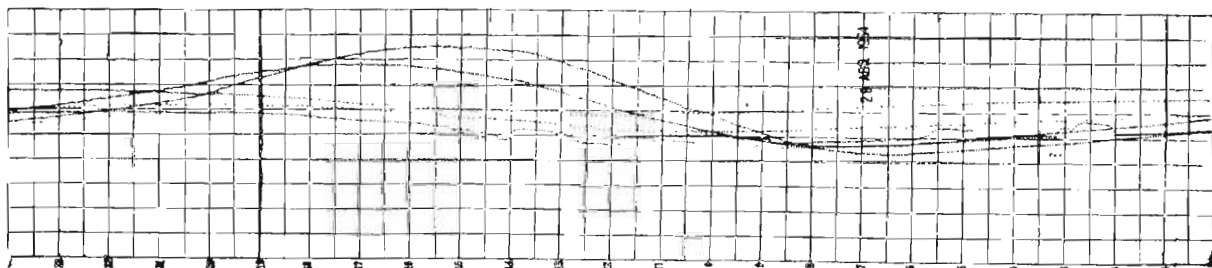
1



2



3

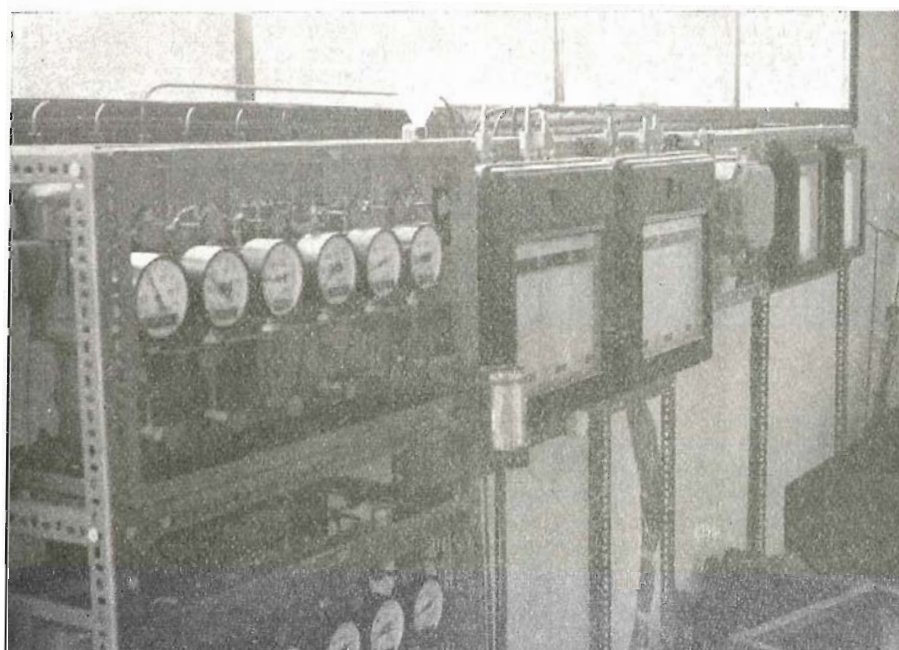


4

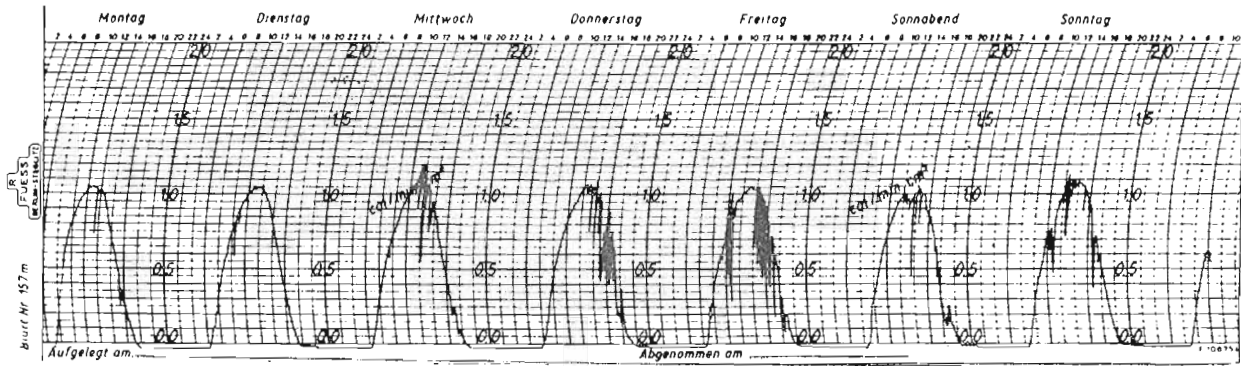
- Registros de:
- 1) Intensidades de la radiación solar.
  - 2) Temperatura del aire.
  - 3) Humedad relativa.
  - 4) Temperatura en el firme a diferente profundidad.



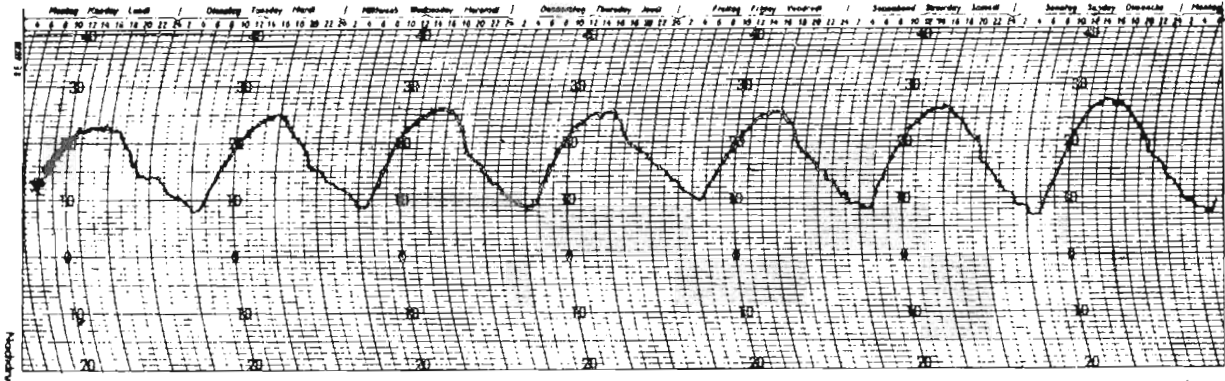
Vista general del tramo de ensayo.



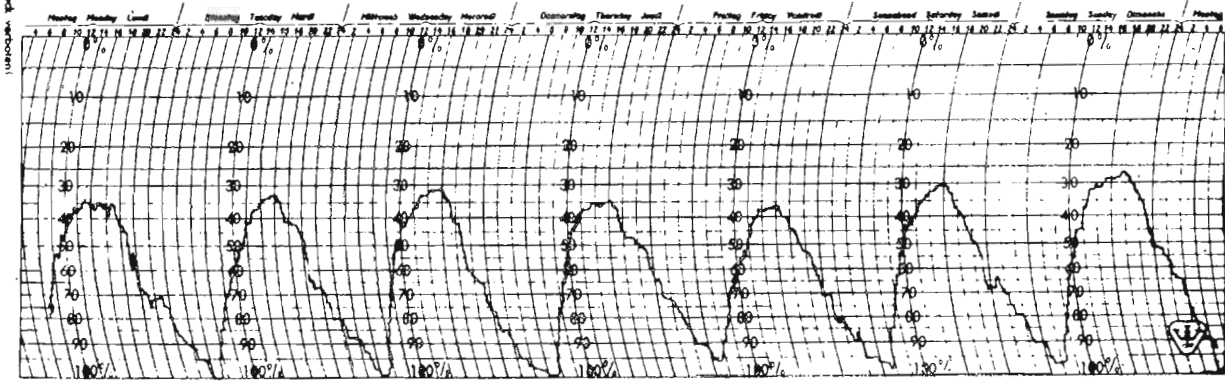
Instalación central para el registro continuo de compresiones (células Glötzi) y temperaturas (termistancias) en el hormigón.



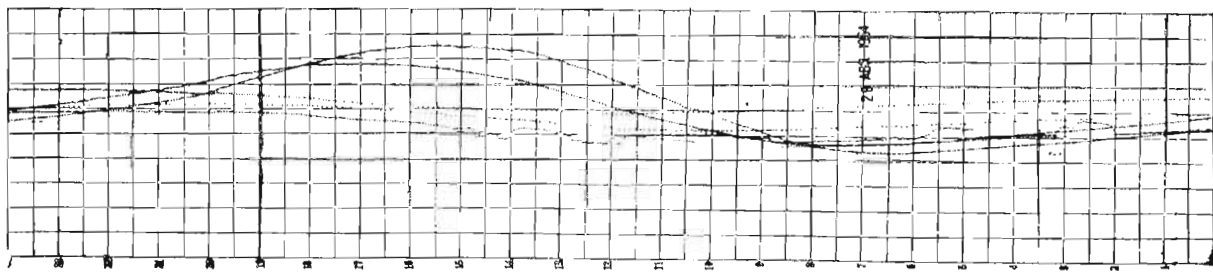
1



2

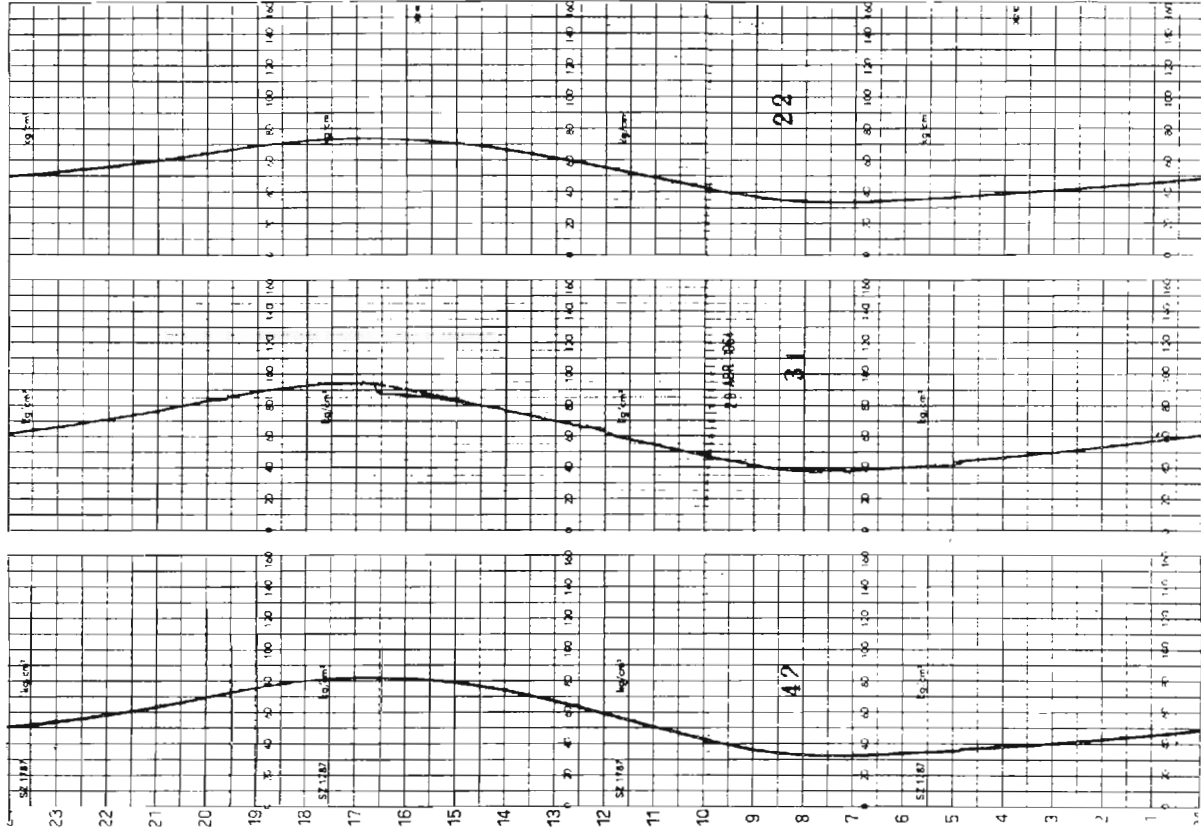


3

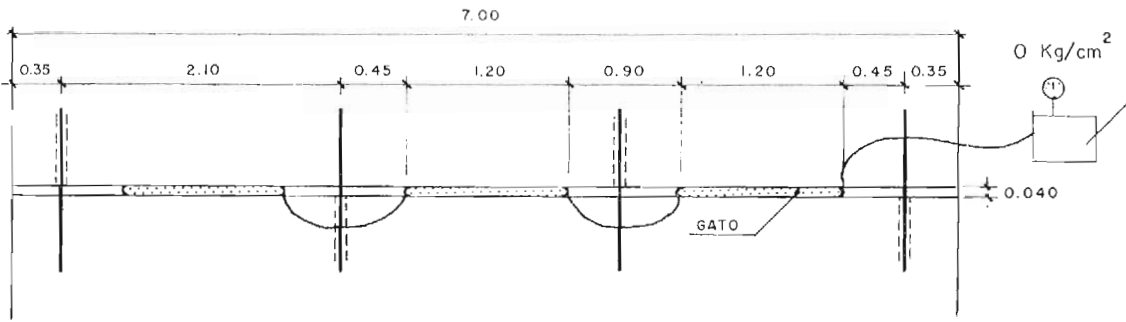


4

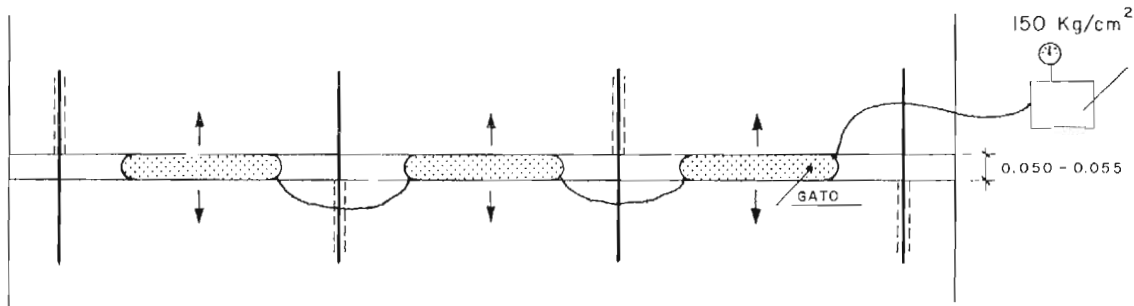
- Registros de:
- 1) Intensidades de la radiación solar.
  - 2) Temperatura del aire.
  - 3) Humedad relativa.
  - 4) Temperatura en el firme a diferente profundidad.



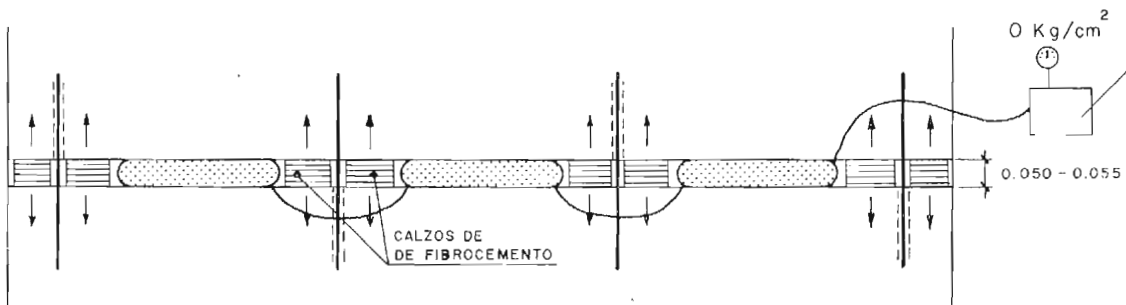
Registro de las tensiones de compresión medidas con 3 células Glötlz. Sistema fijo.



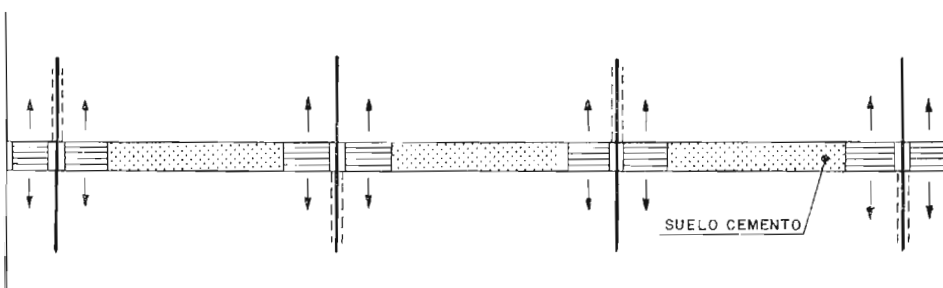
INTRODUCCION Y CONEXION DE LOS GATOS



ACTIVACION DE LA JUNTA



CALZADO. EXTRACCION DE LOS GATOS



JUNTA BAJO EL TRAFICO

## ESQUEMA DE LAS FASES DE PRETENSADO EXTERNO - SISTEMA FIJO

Los estribos de extremidad están constituidos por una losa superior de 0,40 m de espesor y cinco bóvedas verticales de 2 m de profundidad y 0,75 m de espesor, construidas in situ con excavación de zanjas semicirculares. Fueron calculados para resistir, sin desplazamiento apreciable, un empuje máximo de 1.500 t.

El estribo intermedio es del tipo de lámina curva de tracción, postesada mediante 22 cables (12  $\varnothing$  5 mm), capaz de resistir un empuje diferencial dirigido hacia el tramo de 0,12 m de espesor de 445 t.

El pretensado longitudinal se obtenía mediante gatos planos tipo Freyssinet, situados en las juntas entre losas. En cada junta se actuaba simultáneamente con tres gatos de 1,20 metros o cuatro de 0,80 m, conectados en serie y accionados mediante una bomba hidráulica manual. Como se sabe, un gato plano es, en esencia, un recipiente metálico estrecho (25-40 mm) formado por dos chapas rectangulares soldadas en su periferia.

La presión hidráulica generada por la bomba se transmite a los bordes de las losas, que al acortarse por compresión, provocan la abertura de las juntas activas y la deformación transversal del gato. Para la reutilización del mismo después de su aplastamiento en una prensa, fue preciso limitar cada activación a 1 cm, aproximadamente.

La presión máxima de trabajo fue de 150 kg/cm<sup>2</sup>. La abertura obtenida en cada activación se mantenía mediante calzos instalados en el espacio libre entre gatos.

Cada día se hormigonaba una o dos losas, iniciándose las activaciones al anochecer del mismo día, para seguir durante las madrugadas de los días sucesivos, hasta obtener una abertura de cada junta de 3-4 cm. Este pretensado inicial del firme (6 de septiembre al 18 de octubre de 1963) tenía por objeto eliminar las tracciones debidas a la retracción del hormigón y al enfriamiento de las losas. La compresión media de los bordes de las losas no superaba, en ningún caso, el 50 por 100 de la resistencia a compresión simple del hormigón en ese momento. Para obtener un buen rendimiento en estas operaciones, es necesario, sin embargo, que tengan lugar en períodos de bajas temperaturas. De otro modo la compresión introducida puede llegar a desaparecer al disminuir la temperatura de las losas.

Los bordes de las losas tenían un ligero pretensado transversal para hacer frente a sollicitaciones concentradas, y estaban provistas de dos tipos distintos de dispositivos anti-pandeo. Uno de ellos estaba constituido por una serie de losetas inferiores de hormigón alternativamente unidas a uno u otro borde de las losas y colocadas en una caja en forma de artesa. En otras juntas el dispositivo estaba constituido por una serie de pasadores de 44 mm de diámetro y 2,10 m de separación, que podían deslizarse dentro de un tubo. Un cálculo teórico previo aseguraba, sin embargo, que no podía producirse este fenómeno en condiciones normales de construcción y funcionamiento.

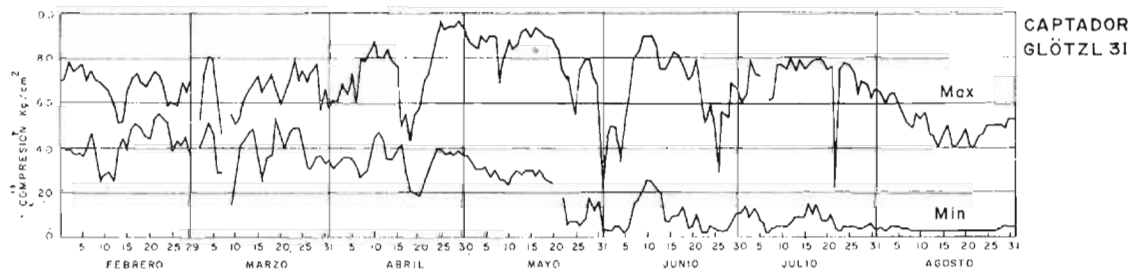
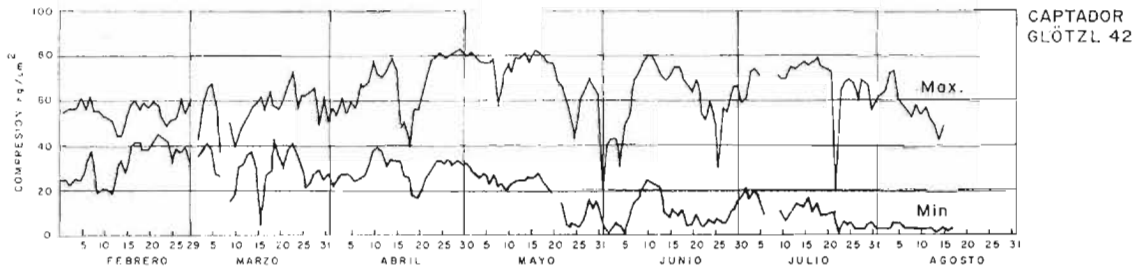
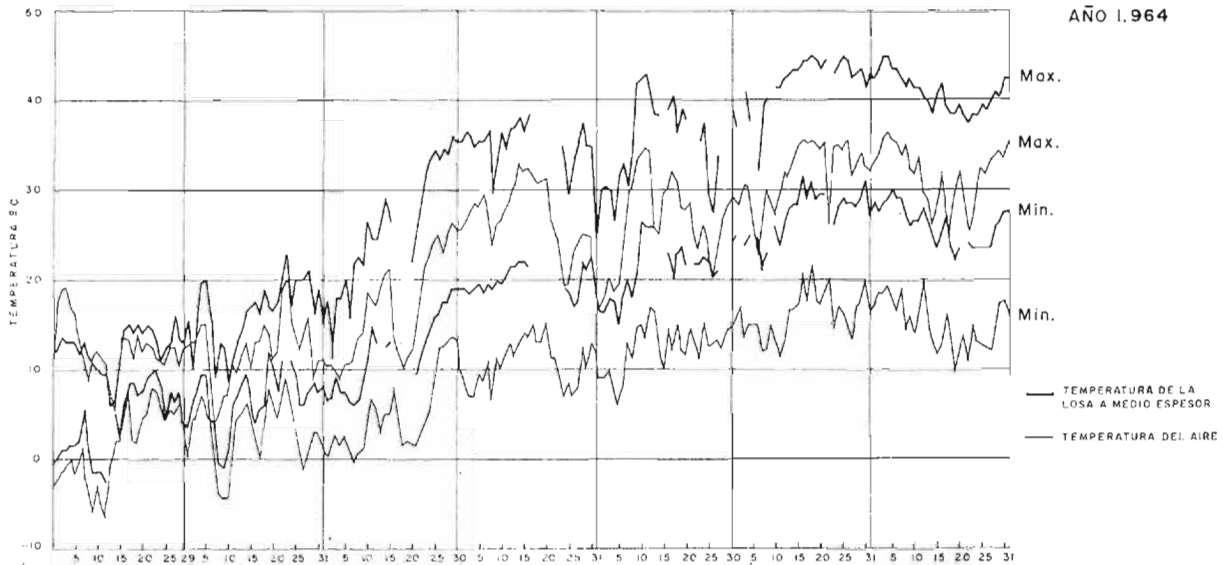
Por otra parte las losas de 0,12 m de espesor fueron postensadas transversalmente mediante alambres embetunados de acero especial de 5 mm de diámetro, colocados cada 0,25 m a medio espesor. La compresión media introducida fue de 6 kg/cm<sup>2</sup>.

La activación definitiva pudo posponerse hasta el mes de febrero de 1964, pues aún faltaba por construir una parte de los otros firmes experimentales. Se consiguió abrir las juntas del orden de 1 cm más, tras lo cual se calzaron definitivamente y se rellenó con suelo-cemento el espacio ocupado por los gatos.

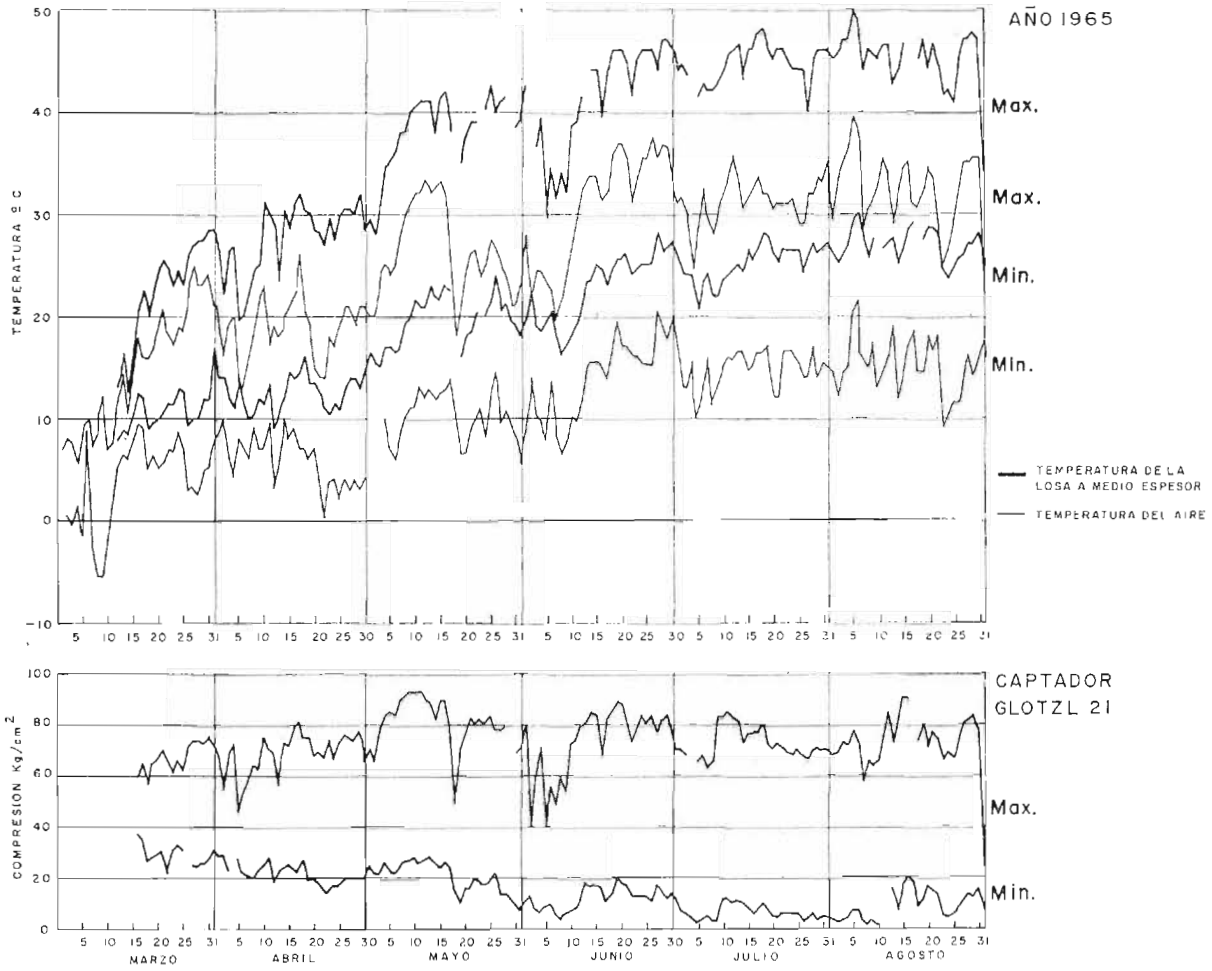
En estas activaciones iniciales se presentó una serie de problemas relacionados con roturas de los gatos por formación de poros en el cordón de soldadura y daños a los bor-

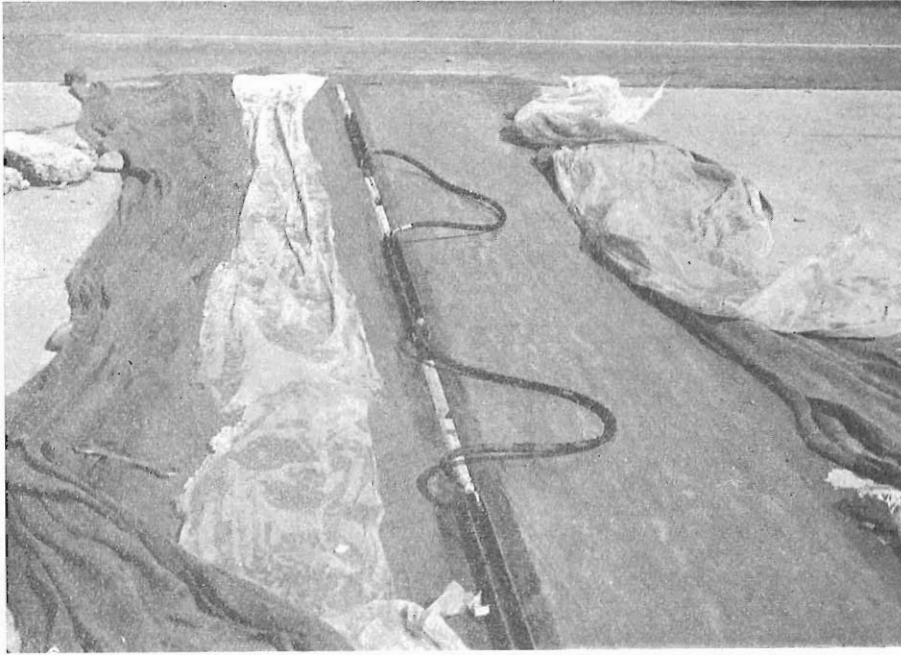
EVOLUCION ANUAL DE LAS COMPRESIONES Y TEMPERATURAS EN EL SISTEMA FIJO

AÑO 1.964

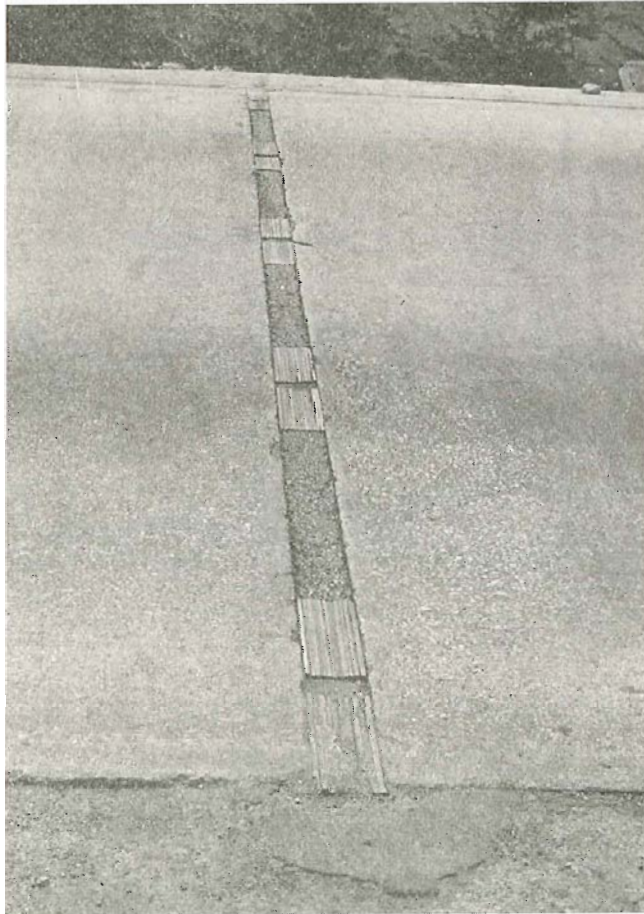


EVOLUCION ANUAL DE LAS COMPRESIONES Y TEMPERATURAS EN EL SISTEMA FIJO





Activación de una junta mediante gatos planos (sistema fijo).



Junta activa del sistema fijo bajo tráfico (calzada).

des de las losas provocados por las operaciones de extracción y por un bloqueo defectuoso de las juntas con calzos metálicos.

Como consecuencia se produjeron algunas desconchaduras y roturas locales en los bordes de las losas, siendo necesaria la reparación de estas zonas con morteros y hormigones epoxi, e incluso la reconstrucción de una de las seis juntas activas por serrado, demolición y hormigonado.

También hay que señalar la aparición de dos grietas transversales y la iniciación de una grieta longitudinal a partir del borde de una losa de 0,15 m de espesor.

Cuando se terminaron las operaciones de pretensado longitudinal se había logrado introducir una compresión en el firme que oscilaba aproximadamente entre 20 y 60 kg/cm<sup>2</sup> para unas temperaturas del aire de -6° a +19°, y de temperatura de la losa a medio espesor de -5° a +14°. La relación entre tensiones y temperaturas a lo largo del día era sensiblemente lineal según la ley.

$$\Delta \sigma = \lambda E \cdot \Delta t$$

siendo:

$\Delta \sigma$  = la variación de tensión correspondiente a una oscilación  $\Delta t$  de la temperatura de la losa.

$\lambda$  = el coeficiente de dilatación lineal del hormigón de la losa.

$E$  = el módulo de elasticidad del hormigón.

En estas condiciones sería necesario que la temperatura de la losa a medio espesor descendiera a -8° C para que la compresión se anulara.

Las oscilaciones de la compresión seguían a las oscilaciones diarias de la temperatura, y con la primavera se produjo un aumento de la compresión, que alcanzó un máximo de 98 kg/cm<sup>2</sup> el día 25 de mayo de 1964 a las dieciséis horas, con una temperatura del aire bajo abrigo de 23° C y de 33,5° C de temperatura media en las losas.

Durante los meses de abril y mayo se inició una marcada relajación de tensiones, con una disminución continua de la compresión nominal correspondiente a una temperatura dada. En junio de 1964, la compresión llegaba a anularse durante las primeras horas del día, haciendo necesaria una nueva activación para elevarla a un nivel adecuado. Sin embargo, en esta época se estaba reforzando la calzada derecha (sentido Madrid-Barcelona), por lo que no sólo no fue posible desviar el tráfico, sino que incluso el tramo tuvo que soportar el tráfico correspondiente a ambos sentidos de circulación. En estas condiciones se produjeron hasta 40 grietas transversales distribuidas a lo largo del tramo, así como la formación progresiva y general de una grieta longitudinal, según el eje de las losas de 0,15 m de espesor (sin junta longitudinal ni pretensado transversal). Cuando el día 17 de septiembre de 1964 pudo por fin ser desviado el tráfico fue precisa la reconstrucción de cuatro juntas activas, reforzando su borde con un perfil metálico en U y adoptando como más idóneo el sistema antipandeo de pasadores.

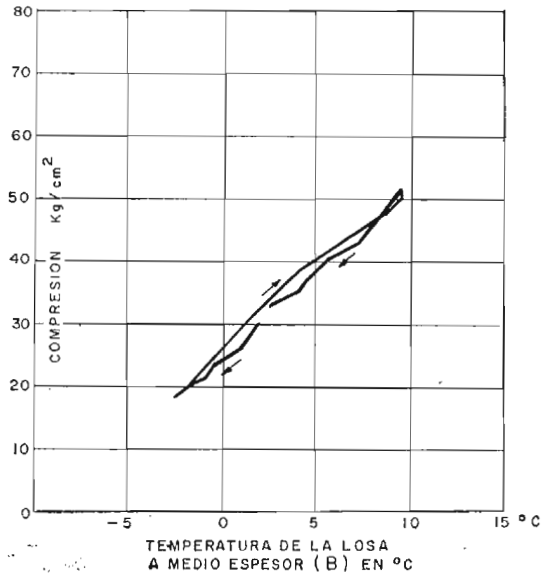
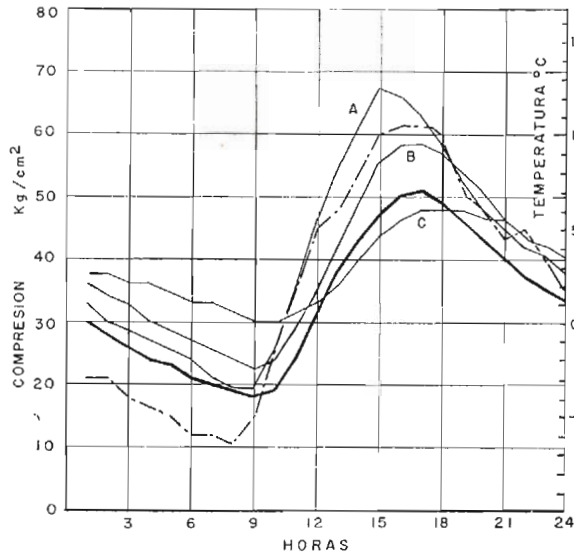
Al descomprimir el tramo para proceder a la reparación de los bordes de las losas muchas grietas transversales llegaron a abrirse hasta 3 mm. Con la reactivación, estas grietas se cerraron completamente, procediéndose únicamente al sellado con una formulación epoxi flexible de las que presentaban desconchones superficiales. Las operaciones de pretensado mejoraron notablemente en calidad y rapidez, con la utilización de gatos extraplano, la puesta a punto de un dispositivo en forma de cuna para la extracción de

# RELACION TENSIONES - TEMPERATURAS EN LAS LOSAS DEL SISTEMA FIJO

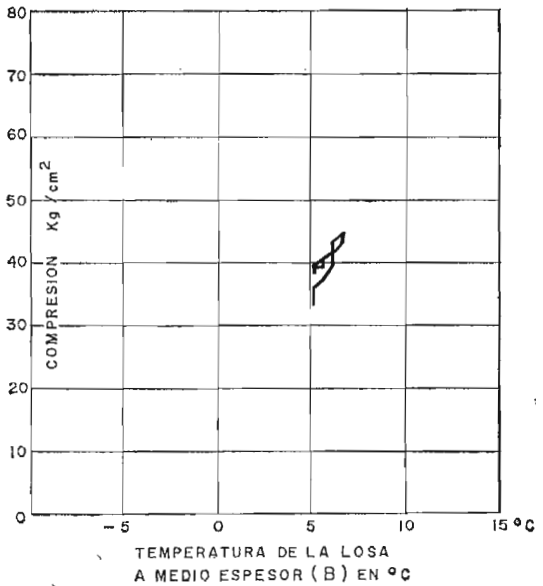
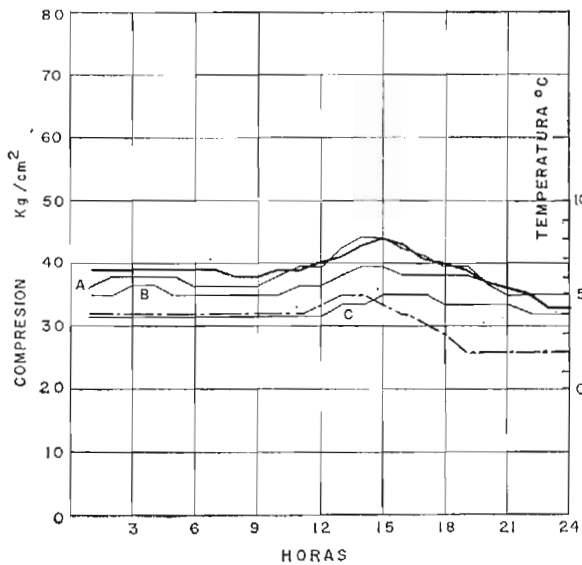
— COMPRESION LONGITUDINAL (CAPTADOR GLOETZL 42)  
 - - - - - TEMPERATURA DEL AIRE  
 — TEMPERATURA DE LA LOSA

A EN SUPERFICIE  
 B A MEDIO ESPESOR  
 C EN LA CARA INFERIOR

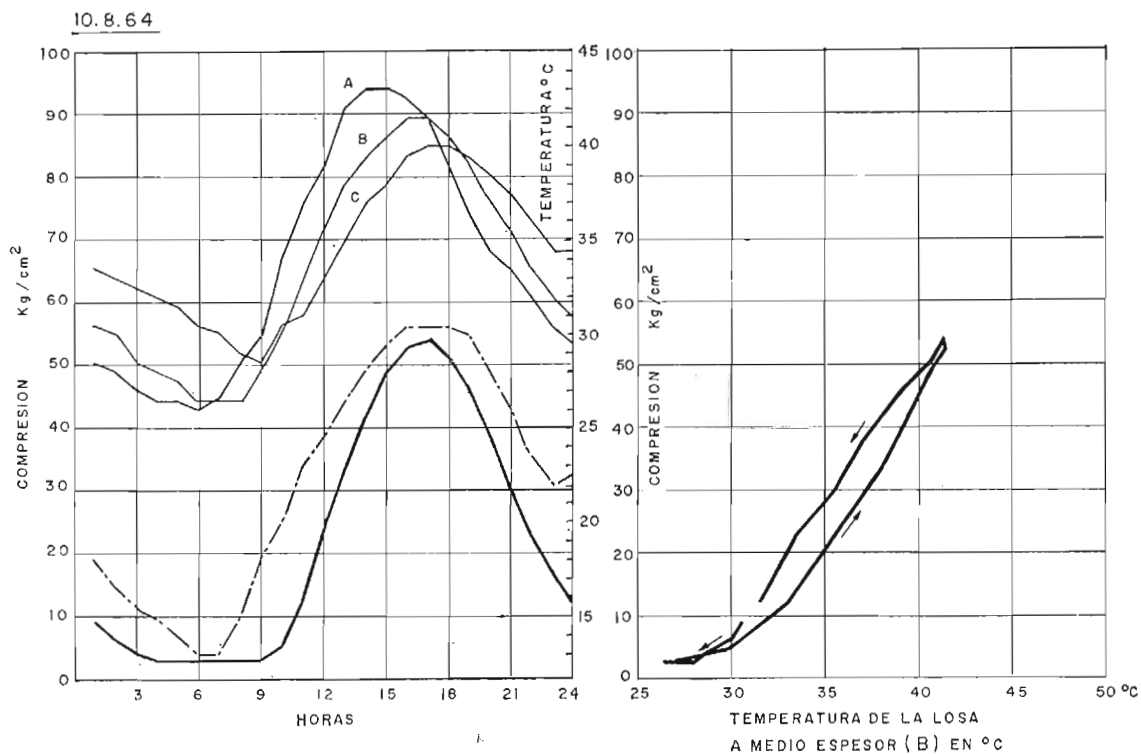
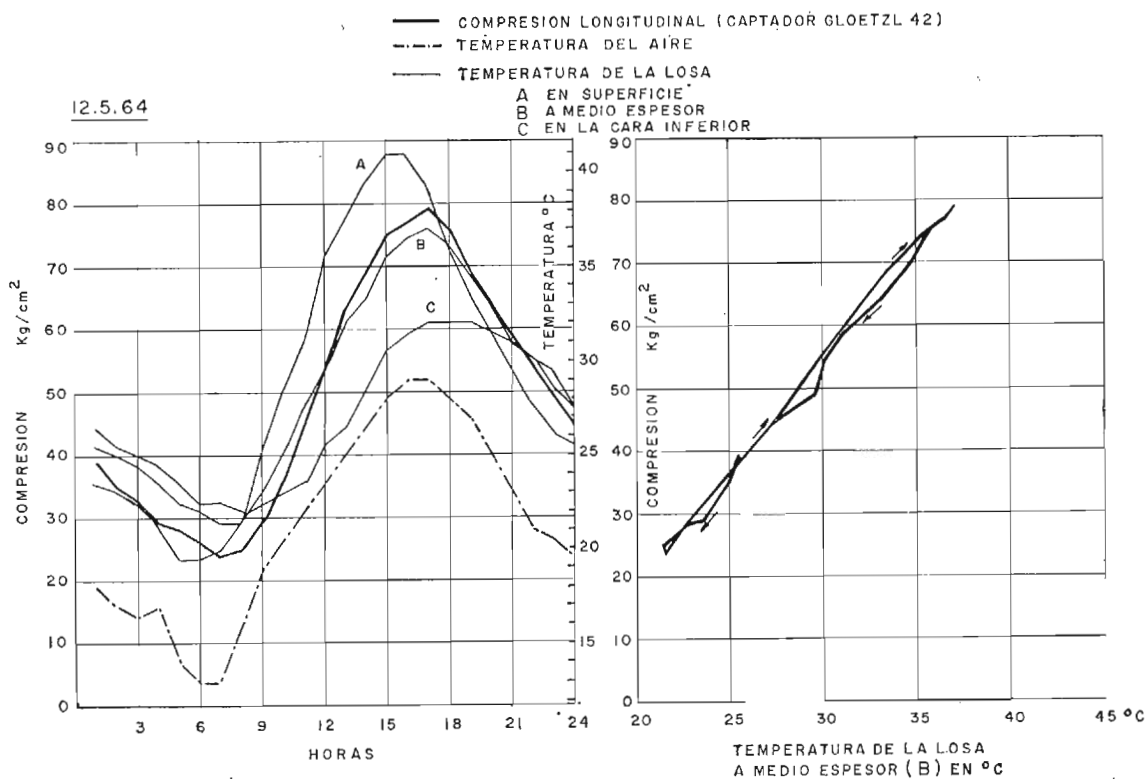
12.2.64

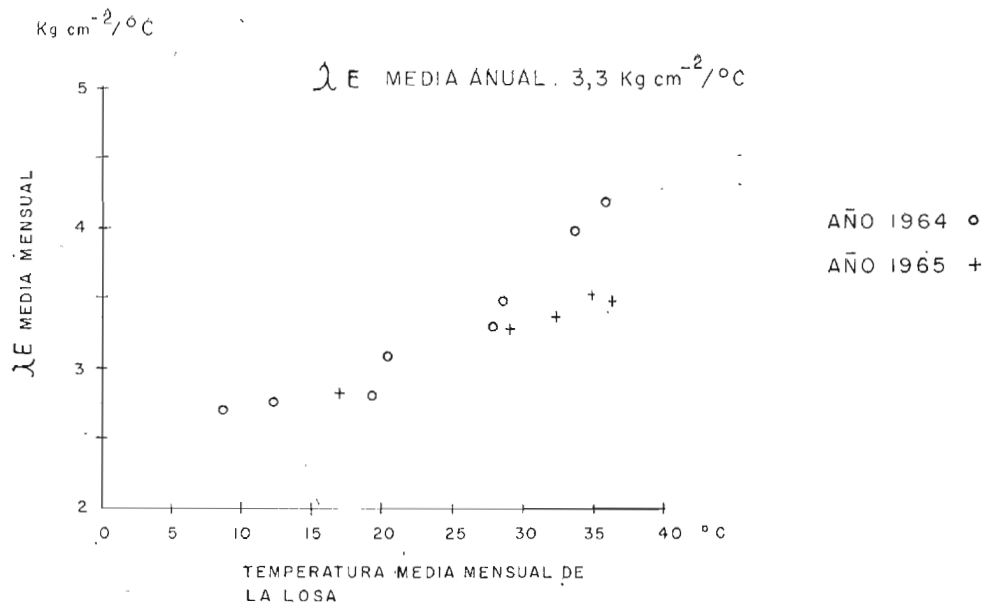


14.2.64 (DIA LLUVIOSO)

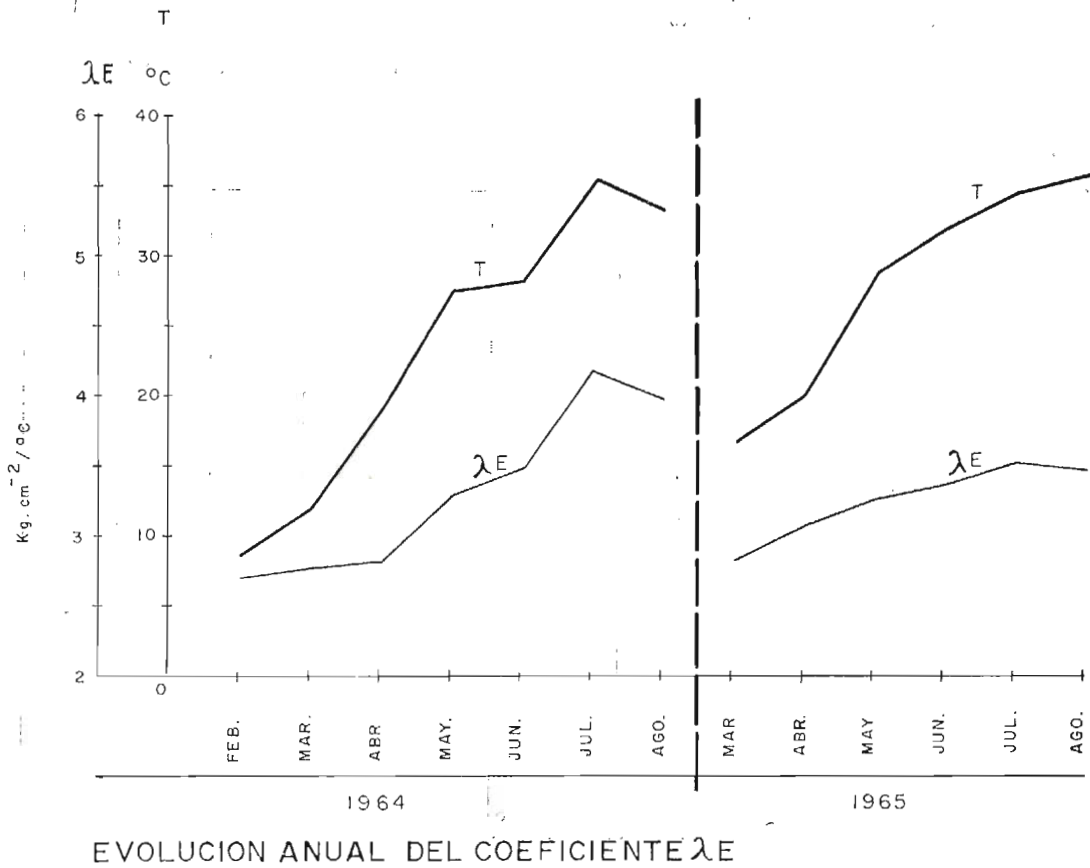


## RELACION TENSIONES - TEMPERATURAS EN LAS LOSAS DEL SISTEMA FIJO





VARIACION DEL COEFICIENTE  $\lambda E$  CON LA TEMPERATURA MEDIA MENSUAL DE LA LOSA



los mismos y la utilización de placas de fibrocemento para bloquear la junta, cuyo comportamiento a largo plazo bajo el tráfico ha sido además excelente.

Las grietas transversales de las losas han precisado a partir de entonces de una conservación permanente por las degradaciones superficiales originadas por el tráfico. Por otra parte, la grieta longitudinal de las losas de 0,15 m de espesor ha provocado ramificaciones y pequeñas roturas localizadas. Estos daños han obligado al serrado, demolición y hormigonado de algunas franjas transversales de 0,60 a 3,00 m de anchura a ambos lados de grietas muy dañadas. Para ello se descalzaban previamente las juntas para quitar la compresión del firme, activándose de nuevo cuando el hormigón fresco había adquirido la resistencia suficiente.

En la primavera de 1965 volvió a apreciarse de nuevo el fenómeno de relajación de tensiones, que obligó a realizar en julio una nueva activación. La conservación del tramo requirió a partir de entonces una mayor atención con activaciones y reparaciones frecuentes por la degradación de las grietas producidas. Por otra parte, los captadores Glötlz fueron dejando de funcionar por diversas causas, y en el año 1966 se dejó de tener información sobre las compresiones en el hormigón. En estas condiciones se decidió convertir el sistema fijo en móvil por instalación de juntas neumáticas en tres juntas activas alternas, de forma que a partir de 1968 este tramo ha quedado incorporado al sistema elástico.

Del análisis de las medidas realizadas y del comportamiento del tramo durante el período 1963-67 se deducen las siguientes conclusiones generales:

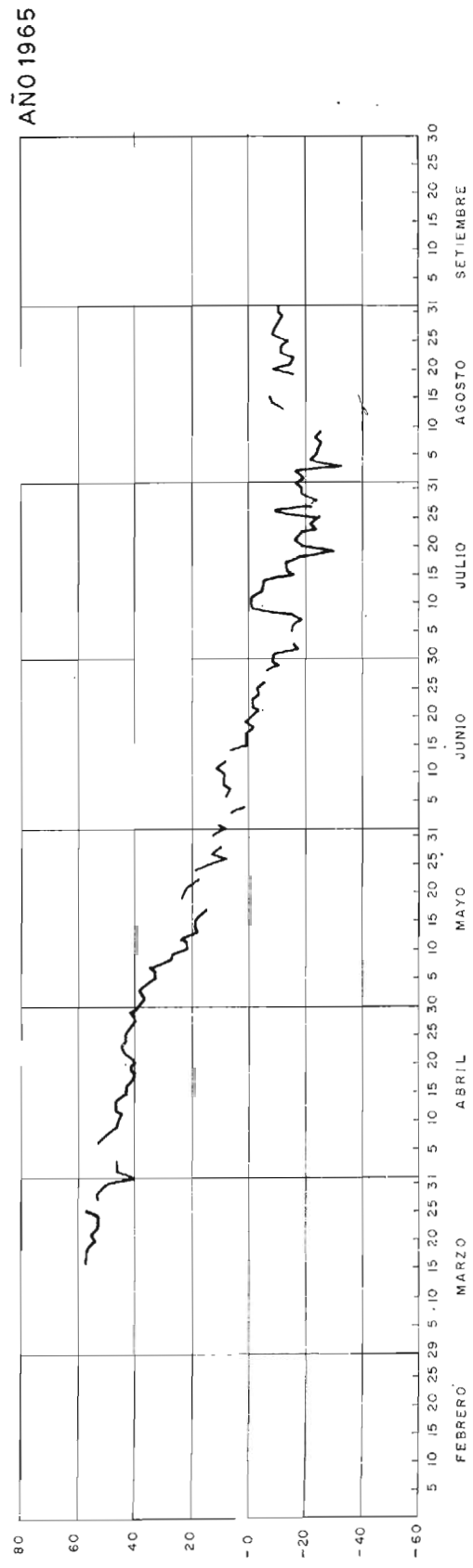
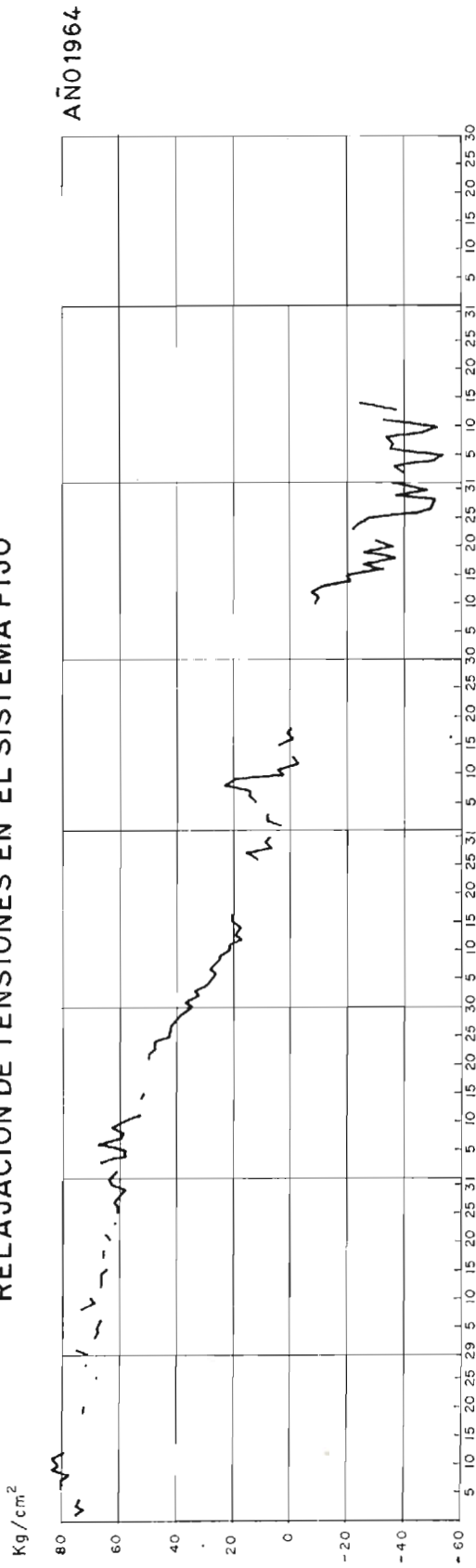
1. La elevada relajación de tensiones durante la primavera, comprobada al menos durante los dos primeros años de servicio, constituye la mayor limitación de esta técnica de pretensado. Su aplicación a firmes de carreteras ordinarias exigiría el desarrollo de juntas seguras que pudieran activarse sin necesidad de desviar el tráfico. Aun en este caso, la larga duración del fenómeno y su dependencia de las condiciones climáticas impone la instalación de aparatos de medida de tensiones y la presencia de un equipo especializado para las activaciones.

La característica reológica  $E$  ha variado por otra parte en las condiciones del ensayo desde un valor próximo a  $2,7 \text{ kg/cm}^{-2}/^{\circ}\text{C}$  en invierno a  $4,2 \text{ kg/cm}^{-2}/^{\circ}\text{C}$  en verano. Si se impone una compresión mínima en invierno de  $20 \text{ kg/cm}^2$  para una temperatura extrema de la losa de  $-10^{\circ}\text{C}$ , y en el supuesto de que fuera ya insignificante la relajación de tensiones, se alcanzaría en verano, para una temperatura de la losa de  $50^{\circ}\text{C}$ , una compresión del orden de  $220 \text{ kg/cm}^2$ . Por otra parte, pueden esperarse oscilaciones diarias de compresión en primavera y verano de  $72 \text{ kg/cm}^2$ .

Existe un riesgo elevado de que el pretensado sea insuficiente en invierno con el consiguiente agrietamiento de las losas o bien que se alcance una compresión elevada en verano, que probablemente alargaría la duración del proceso de relajación de tensiones. El posible pandeo de las losas parece que sólo pueda ocurrir cuando concurren graves defectos constructivos y compresiones anormalmente elevadas.

No se ha observado una influencia higrométrica en las compresiones de las losas. Las lluvias caídas tras épocas secas prolongadas tenían por efecto único la disminución de la temperatura, pero la compresión correspondiente a dicha temperatura era la misma con pavimento mojado o seco.

# RELAJACION DE TENSIONES EN EL SISTEMA FIJO

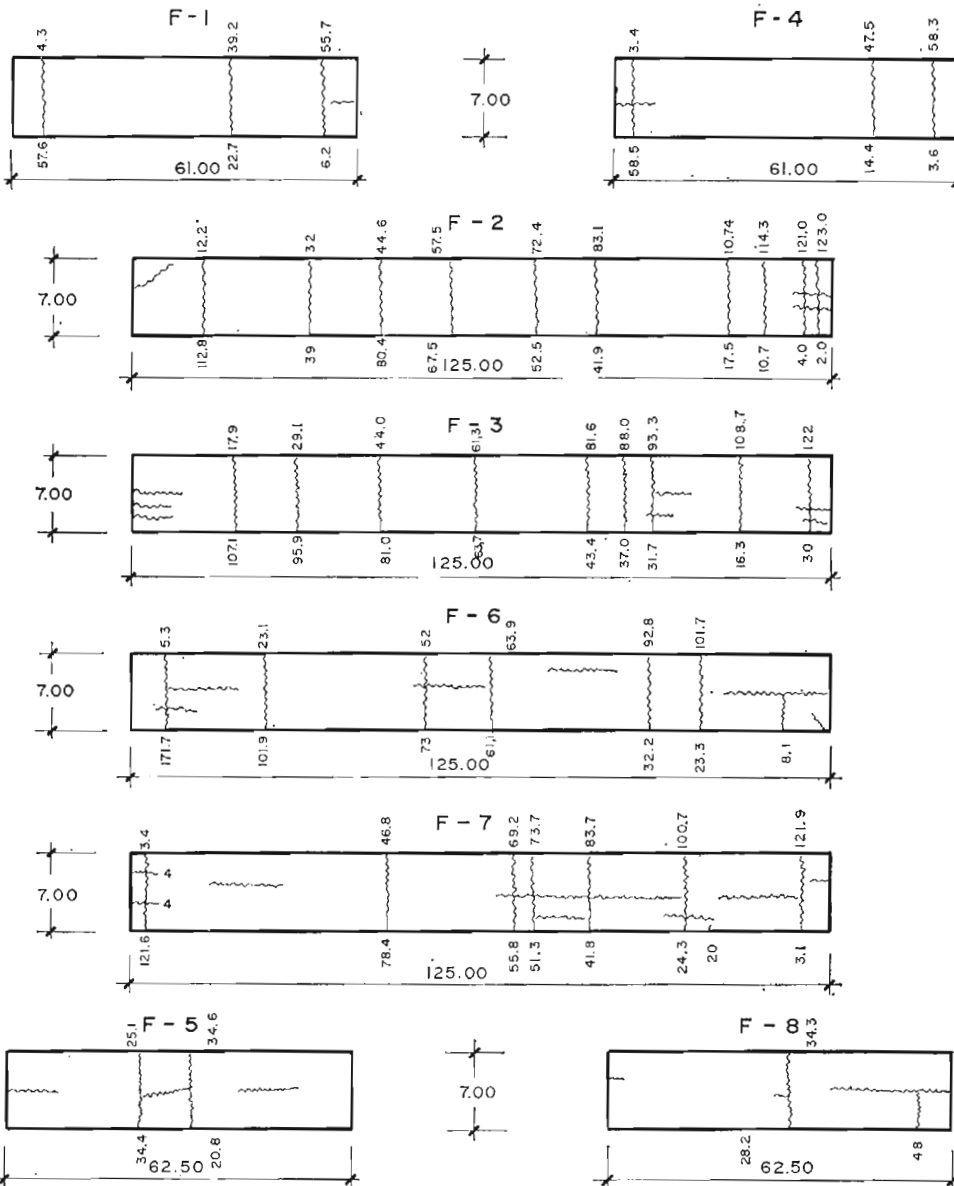


LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO

TRAMO DE ENSAYO: C.N. II  
 PAVIMENTOS DE HORMIGON PRETENSADO  
 SISTEMA FIJO *FIXED SYSTEM*

ESQUEMAS DE LA SITUACION  
 DE GRIETAS EN LOSAS  
*CRACK LOCATION*

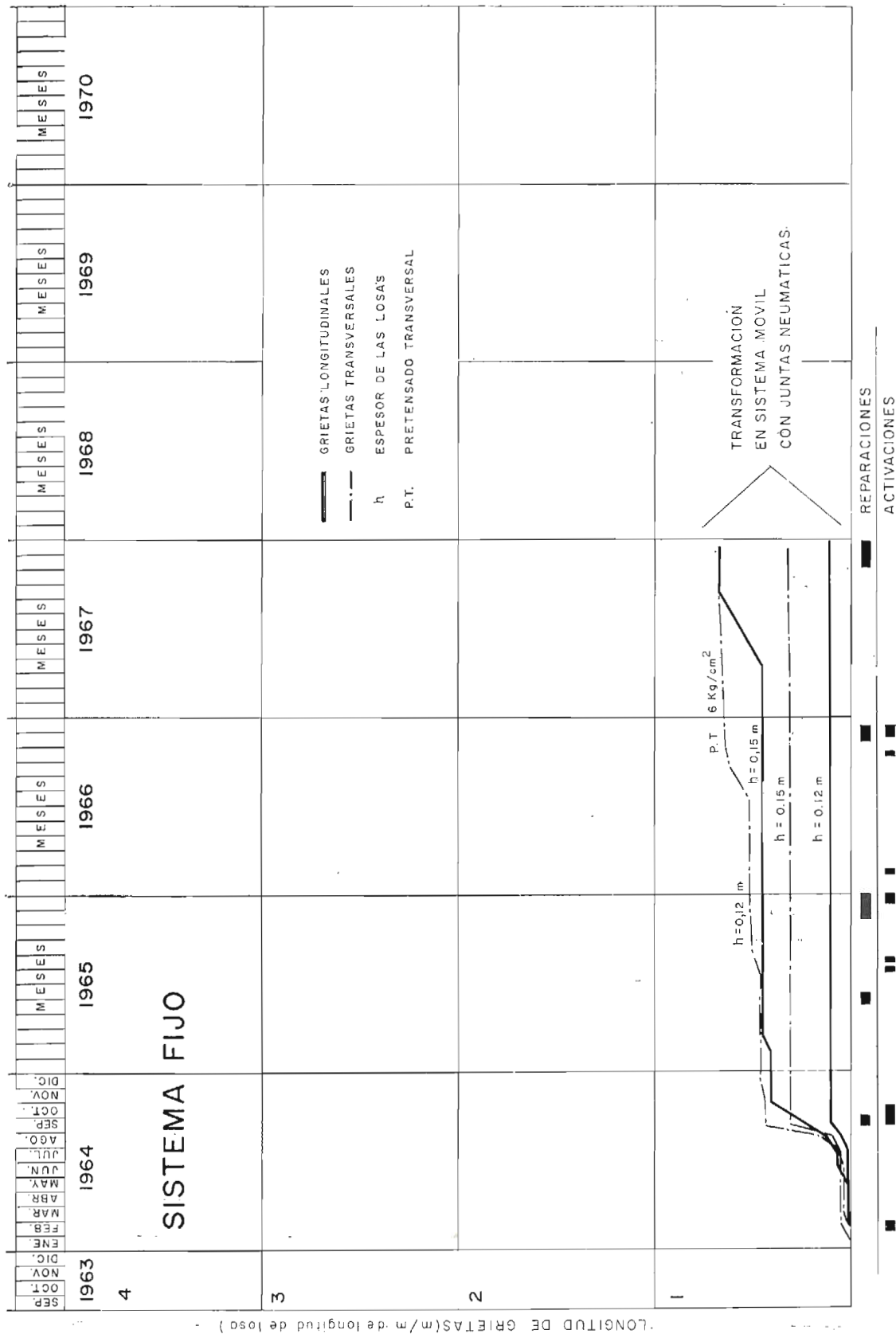
Escalas Long. 1:1000  
 Trans. 1:500

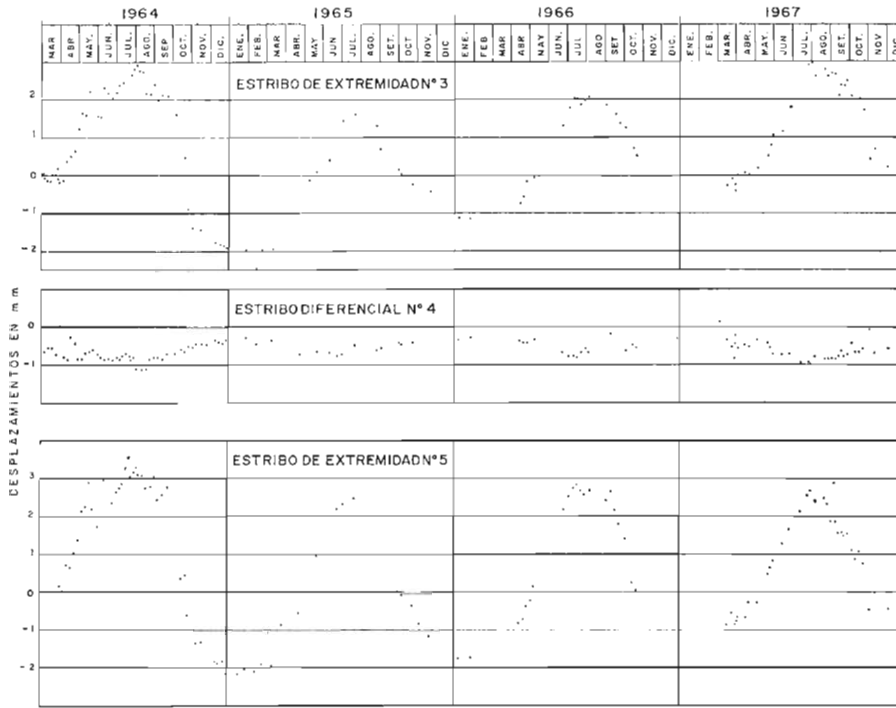


OBSERVACIONES

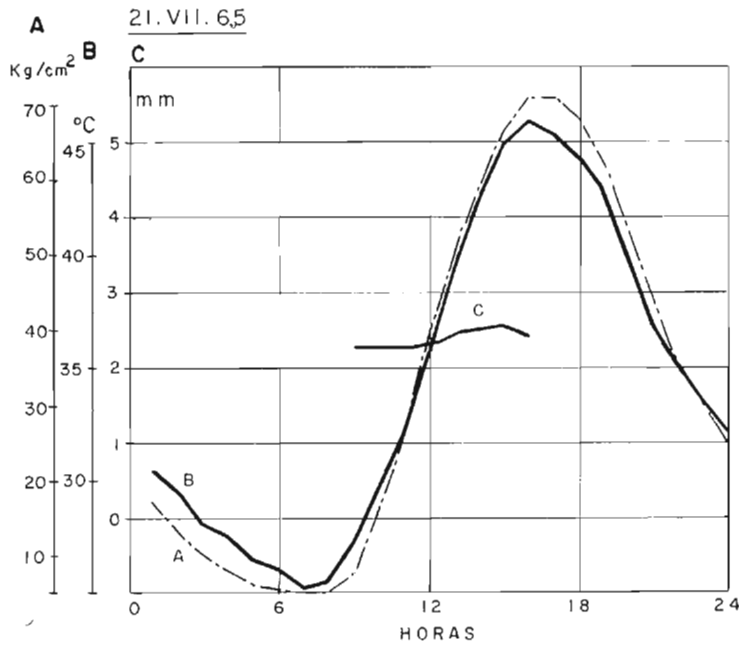
F-1, 2, 3, 4      h = 0,12 m      P. T.      6 Kg/cm<sup>2</sup>  
 F-5, 6, 7, 8      h = 0,15 m      P. T.      —

Fecha 30-3-65      Operador \_\_\_\_\_      Revisado \_\_\_\_\_





DESPLAZAMIENTOS DE LOS ESTRIBOS DEL SISTEMA FIJO

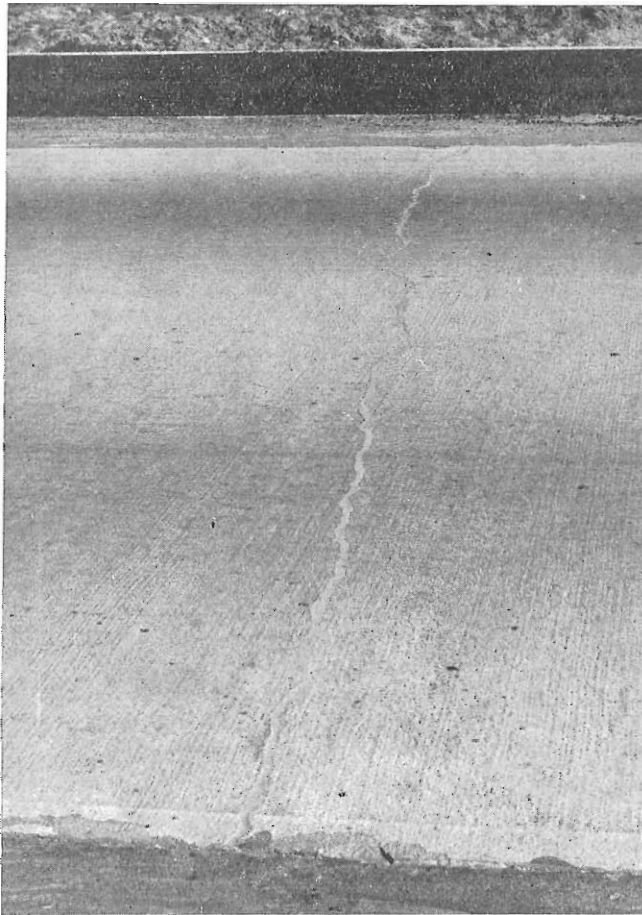


- A = COMPRESION GLÖTZL 21
- B = TEMPERATURA DE LA LOSA A MEDIO ESPESOR
- C = DESPLAZAMIENTO DEL BORDE DE UN ESTRIBO DE EXTREMIDAD

### VARIACION DIARIA DEL DESPLAZAMIENTO DE UN ESTRIBO DE EXTREMIDAD DEL SISTEMA FIJO

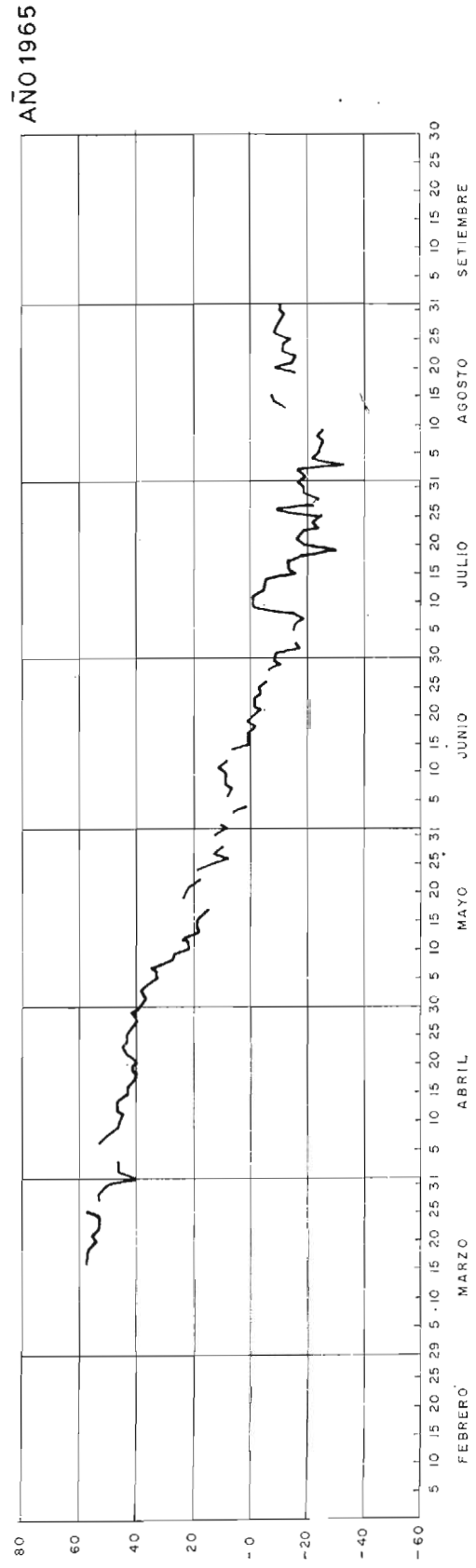
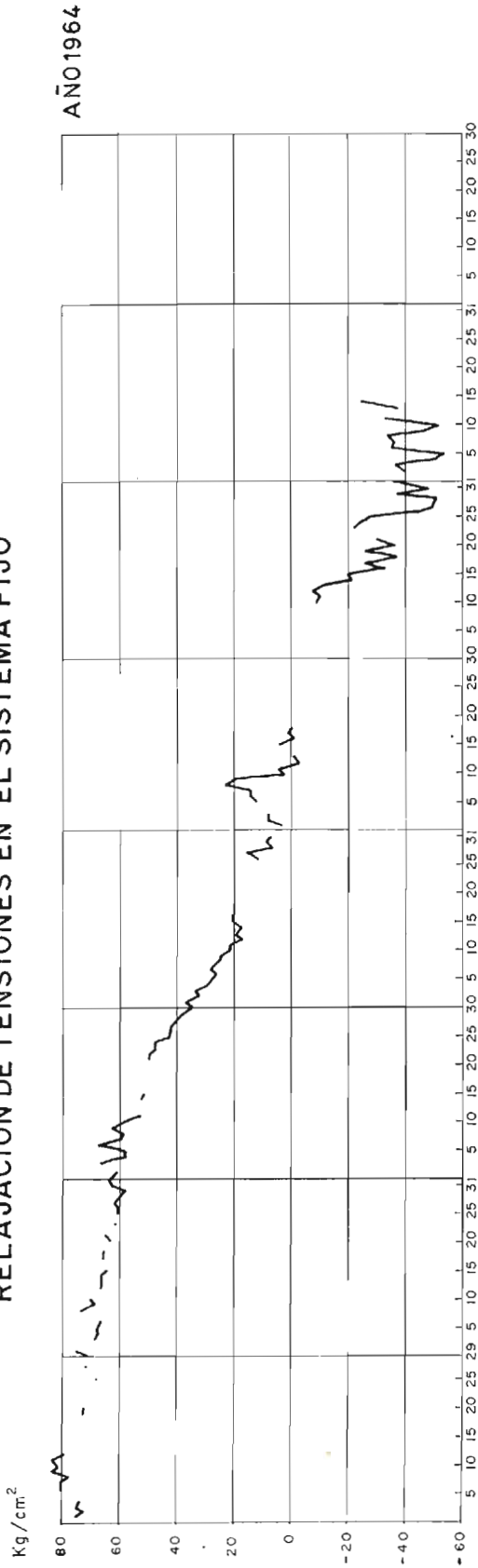


Grieta transversal abierta, desconchada superficialmente, en una losa del sistema fijo.



Grieta transversal sellada con una formulación flexible de resina epoxi.

# RELAJACION DE TENSIONES EN EL SISTEMA FIJO



los mismos y la utilización de placas de fibrocemento para bloquear la junta, cuyo comportamiento a largo plazo bajo el tráfico ha sido además excelente.

Las grietas transversales de las losas han precisado a partir de entonces de una conservación permanente por las degradaciones superficiales originadas por el tráfico. Por otra parte, la grieta longitudinal de las losas de 0,15 m de espesor ha provocado ramificaciones y pequeñas roturas localizadas. Estos daños han obligado al serrado, demolición y hormigonado de algunas franjas transversales de 0,60 a 3,00 m de anchura a ambos lados de grietas muy dañadas. Para ello se descalzaban previamente las juntas para quitar la compresión del firme, activándose de nuevo cuando el hormigón fresco había adquirido la resistencia suficiente.

En la primavera de 1965 volvió a apreciarse de nuevo el fenómeno de relajación de tensiones, que obligó a realizar en julio una nueva activación. La conservación del tramo requirió a partir de entonces una mayor atención con activaciones y reparaciones frecuentes por la degradación de las grietas producidas. Por otra parte, los captadores Glötlz fueron dejando de funcionar por diversas causas, y en el año 1966 se dejó de tener información sobre las compresiones en el hormigón. En estas condiciones se decidió convertir el sistema fijo en móvil por instalación de juntas neumáticas en tres juntas activas alternas, de forma que a partir de 1968 este tramo ha quedado incorporado al sistema elástico.

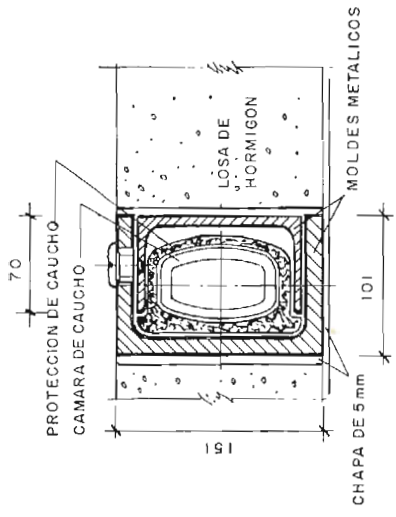
Del análisis de las medidas realizadas y del comportamiento del tramo durante el período 1963-67 se deducen las siguientes conclusiones generales:

1. La elevada relajación de tensiones durante la primavera, comprobada al menos durante los dos primeros años de servicio, constituye la mayor limitación de esta técnica de pretensado. Su aplicación a firmes de carreteras ordinarias exigiría el desarrollo de juntas seguras que pudieran activarse sin necesidad de desviar el tráfico. Aun en este caso, la larga duración del fenómeno y su dependencia de las condiciones climáticas impone la instalación de aparatos de medida de tensiones y la presencia de un equipo especializado para las activaciones.

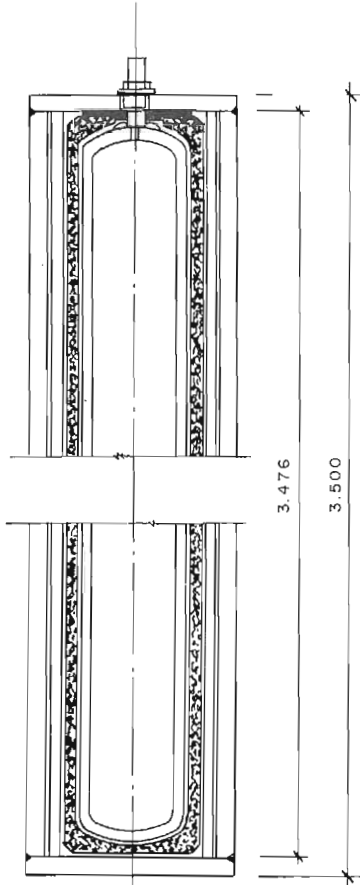
La característica reológica  $E$  ha variado por otra parte en las condiciones del ensayo desde un valor próximo a  $2,7 \text{ kg/cm}^{-2}/^{\circ}\text{C}$  en invierno a  $4,2 \text{ kg/cm}^{-2}/^{\circ}\text{C}$  en verano. Si se impone una compresión mínima en invierno de  $20 \text{ kg/cm}^2$  para una temperatura extrema de la losa de  $-10^{\circ}\text{C}$ , y en el supuesto de que fuera ya insignificante la relajación de tensiones, se alcanzaría en verano, para una temperatura de la losa de  $50^{\circ}\text{C}$ , una compresión del orden de  $220 \text{ kg/cm}^2$ . Por otra parte, pueden esperarse oscilaciones diarias de compresión en primavera y verano de  $72 \text{ kg/cm}^2$ .

Existe un riesgo elevado de que el pretensado sea insuficiente en invierno con el consiguiente agrietamiento de las losas o bien que se alcance una compresión elevada en verano, que probablemente alargaría la duración del proceso de relajación de tensiones. El posible pandeo de las losas parece que sólo pueda ocurrir cuando concurren graves defectos constructivos y compresiones anormalmente elevadas.

No se ha observado una influencia higrométrica en las compresiones de las losas. Las lluvias caídas tras épocas secas prolongadas tenían por efecto único la disminución de la temperatura, pero la compresión correspondiente a dicha temperatura era la misma con pavimento mojado o seco.

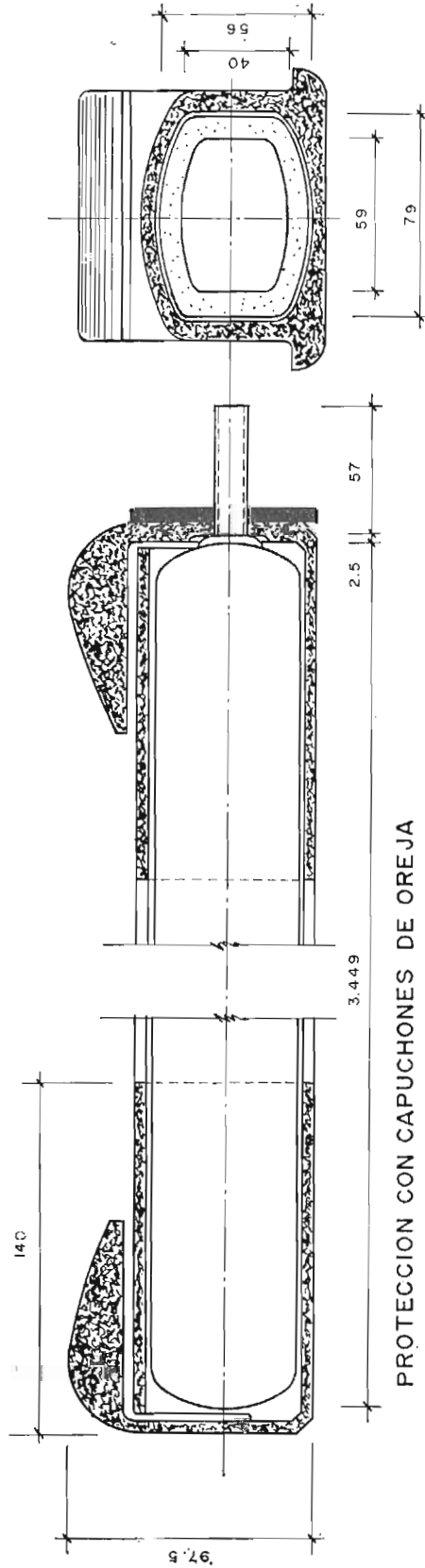


SECCION TRANSVERSAL



SECCION LONGITUDINAL

Escala 1:5



PROTECCION CON CAPUCHONES DE OREJA

Escala 1:2,5

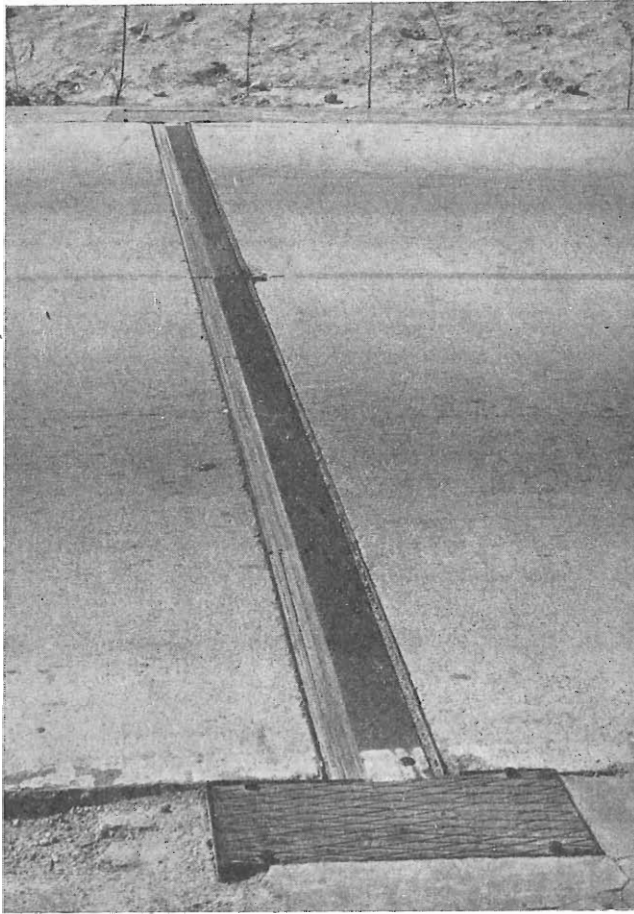
JUNTA NEUMATICA

2. Se ha puesto en evidencia la necesidad de reforzar los bordes de las losas de forma que puedan soportar la concentración de tensiones aplicadas durante las activaciones.
3. En las losas de 0,15 m de espesor han aparecido menos grietas transversales que en las de 0,12 m de espesor. En cambio es evidente la necesidad de disponer una junta longitudinal o de introducir un pretensado transversal como en las losas de 0,12 m. En éstas, un valor de 6 kg/cm<sup>2</sup> aparece como un mínimo admisible, pues sólo se han producido grietas longitudinales cortas debidas sin duda a zonas de pretensado defectuoso. Hay que señalar que esta operación es muy onerosa en carreteras, por lo que parece preferible la solución con losas de 0,15 m de espesor y junta longitudinal como en los pavimentos tradicionales.
4. Las numerosas grietas transversales, imputables en su mayoría a causas ajenas al propio procedimiento de pretensado, han puesto de manifiesto que su aparición compromete seriamente la durabilidad del pavimento bajo tráfico y que deben ser evitadas a toda costa. Aun cuando se ha comprobado repetidamente que se cierran al aplicar un pretensado adecuado, las degradaciones superficiales tienen carácter progresivo a pesar de las reparaciones satisfactorias con resina epoxi. La formación de pequeños bloques por ramificación de las grietas conduce invariablemente a roturas locales de cierta importancia que precisan la reconstrucción del firme.
5. Por medición de los desplazamientos de los estribos en la junta de contacto con las semilosas de extremidad se ha podido comprobar su eficacia y su gran inercia. Durante un mismo día, los desplazamientos correspondientes a variaciones de la compresión son del orden de 0,3 mm. La variación del corrimiento a lo largo del tiempo sigue una ley análoga a la de las temperaturas medias, la cual refleja los cambios volumétricos propios del estribo.

## TRAMO DE HORMIGON PRETENSADO SISTEMA ELASTICO

Se compone también de dos subtramos, en que las losas tienen respectivamente un espesor de 0,12 y 0,15 m. Su longitud total es de 1.275 m con la siguiente distribución:

	Metros
Estribo de extremidad de bóvedas múltiples ... ..	18,00
1 losa de 62,50 m y 5 losas de 125 m de longitud de 0,15 m de espesor sin pretensado transversal ... ..	687,50
2 losas de 125 m de longitud, 0,12 m de espesor y 6 kg/cm <sup>2</sup> de pretensado transversal (1 Ø 7 cada 0,50 m) ... ..	250,00
2 losas de 125 m de longitud, 0,12 m de espesor y 9 kg/cm <sup>2</sup> de pretensado transversal (3 Ø 5 cada 0,50 m) ... ..	250,00
1 losa de 62,50 m de longitud, 0,12 m de espesor sin pretensado transversal ... ..	62,50
Estribo de extremidad de compresión ... ..	7,00
	1.275,00
TOTAL .....	1.275,00



Junta neumática del sistema móvil. Nótese las placas de fibrocemento dispuestas para limitar la abertura de la junta.



Grieta longitudinal.

Un estribo de extremidad está constituido por dos bóvedas del tipo descrito anteriormente, y el otro consiste en una losa de 0,60 m de espesor prolongada por una lámina de hormigón de 0,30 m que transmite el empuje a una zapata de  $2,40 \times 11,20$  m, a una profundidad media de 3,35 m. Este estribo fue utilizado también para anclar, provisionalmente, los cables tesados del sistema de pretensado interno. Los empujes de cálculo fueron respectivamente de 500 y 770 t.

El pretensado longitudinal, de tipo externo, tiene lugar mediante unas juntas neumáticas constituidas por dos perfiles metálicos en U, cerradas por los extremos, y que contienen una cámara tubular con una protección de caucho para evitar el contacto directo de aquéllas con las U. Entre cada dos losas de 7 m de anchura se han dispuesto dos juntas de este tipo de 3,50 m de longitud. Cada cámara tiene una válvula en la extremidad correspondiente al borde longitudinal de las losas, por donde se introduce nitrógeno a presión, la cual se transmite casi íntegramente a los bordes de las losas.

Previamente al hormigonado las juntas se colocaban cerradas y en su posición definitiva sobre una chapa metálica. Cuando los bordes de las losas tenían una edad de doce a treinta y seis horas se daba un pretensado inicial de  $10 \text{ kg/cm}^2$ , incrementándose paulatinamente la compresión en los días sucesivos hasta alcanzar un valor de  $40 \text{ kg/cm}^2$  en la cámara, medido por manómetro.

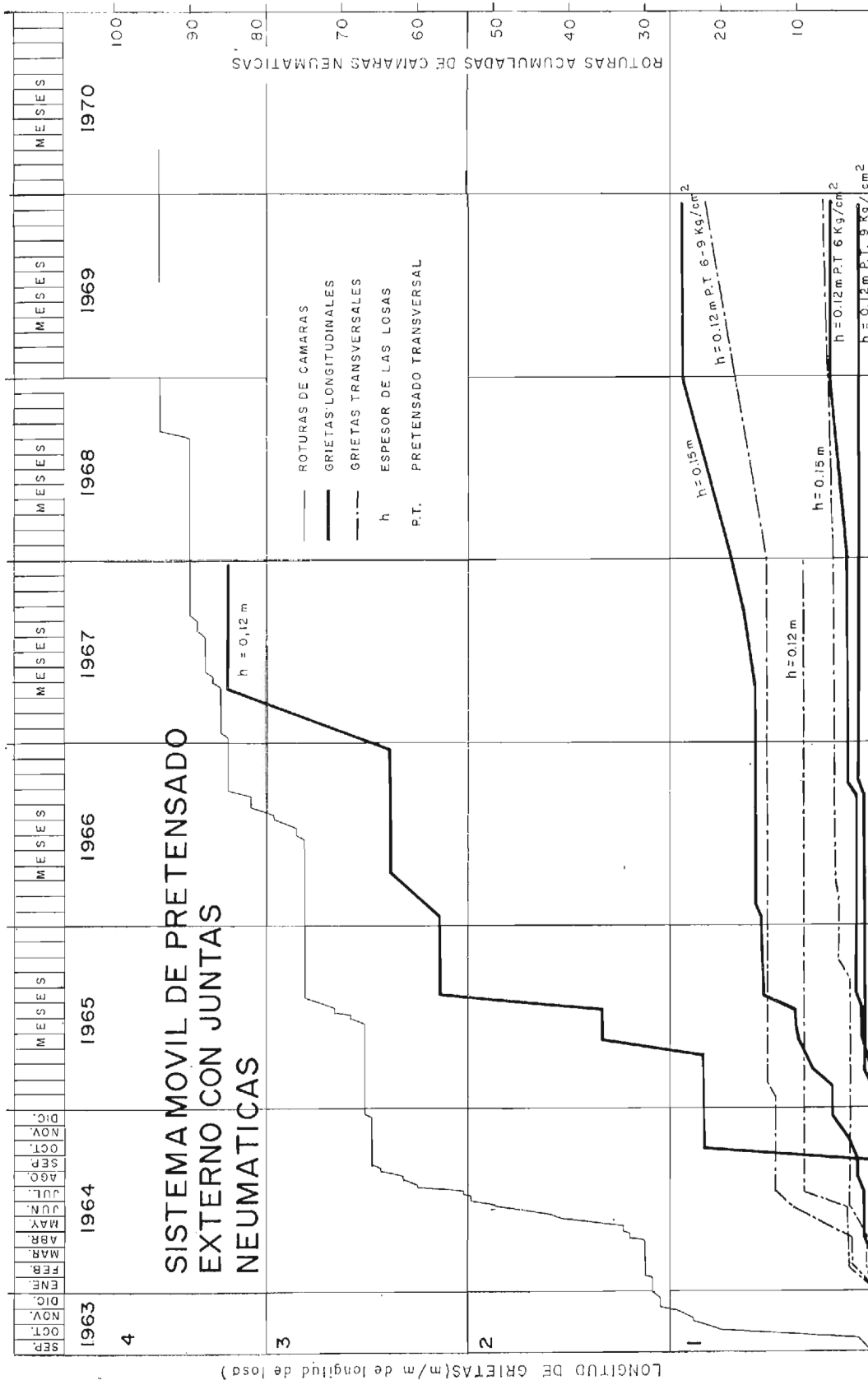
Este tipo de juntas había sido ensayado por primera vez en el tramo experimental de Fontenay-Trésigny (Francia). Con esta experiencia previa la casa Kléber suministró las cámaras y protecciones, fabricándose en España los moldes metálicos. Las primeras cámaras eran de butyl, material de menor resistencia que el caucho, pero más impermeable. Tres semanas después de su instalación se hallaban fuera de servicio la mayoría de las cámaras disponibles por roturas localizadas en los extremos, poniéndose en evidencia la necesidad de una modificación del diseño de la protección y la insuficiente resistencia a la deformación del butyl, que, por otra parte, no permitía el recauchutado.

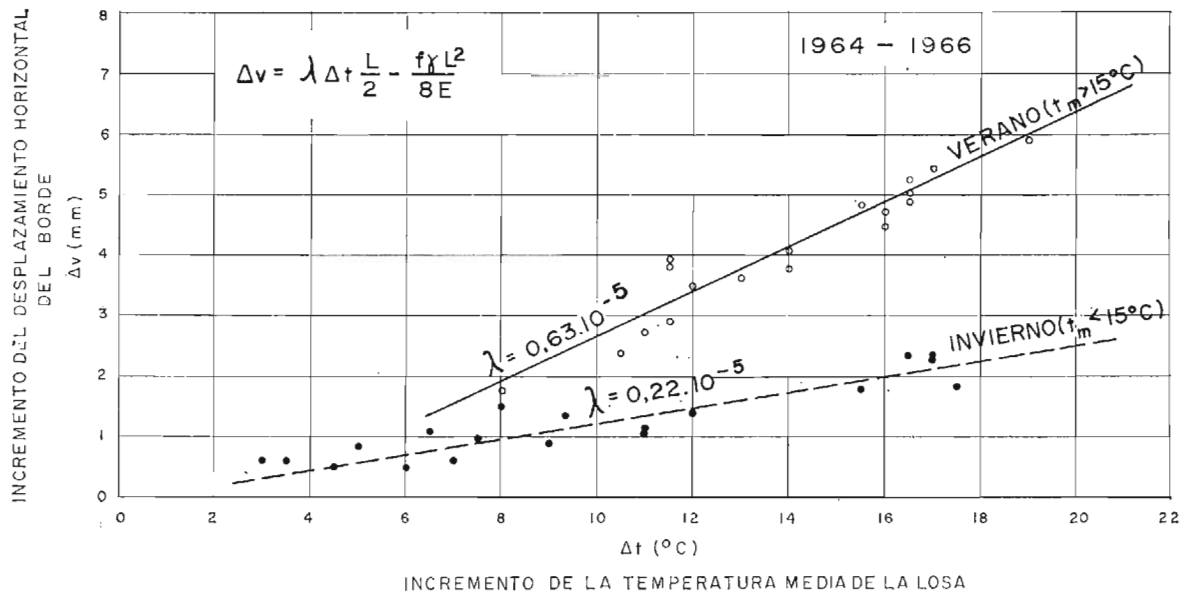
Desde el mes de octubre de 1963 hasta abril de 1964, en que se recibieron nuevas juntas con cámaras de caucho y unos capuchones de extremidad, el tramo tuvo que resistir en unas condiciones precarias, pues fue necesario bloquear unas juntas y activar otras con gatos.

Desgraciadamente, con las nuevas juntas, volvieron a repetirse las roturas y como esta vez el firme se encontraba bajo tráfico, se incrementó notablemente el número de grietas transversales. Fue necesario aumentar el espesor de las cámaras de caucho de 6 a 8 mm y modificar sustancialmente el diseño de los capuchones de extremidad, dotándoles de unas orejas que limitan las deformaciones en aquella zona crítica. Se vió también la conveniencia de pintar la protección con un producto especial para que el caucho no se adhiriera a los moldes y se produzcan grandes deformaciones localizadas en una estrecha zona longitudinal.

Se ha perfeccionado el sistema de extracción, montaje e inflado de las juntas, de forma que es posible realizar cualquier sustitución en menos de treinta minutos ocupando únicamente media calzada.

El agrietamiento transversal de las losas se debe, pues, fundamentalmente, a que su construcción se inició sin disponer realmente de unas juntas adecuadas. Resuelto este problema, el comportamiento de las nuevas juntas durante los últimos dos años ha sido completamente satisfactorio, habiéndose registrado, únicamente, una rotura, imputable a deformaciones del molde metálico.





DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE DILATACION TERMICA  $\lambda$  EN UNA LOSA DEL SISTEMA MOVIL

Las conclusiones generales del comportamiento de este tramo son las siguientes:

1. Se ha conseguido poner a punto un tipo de junta neumática para el pretensado externo de losas de hormigón, de fácil instalación y que permite aplicar la presión necesaria a todo el borde de las losas de un modo uniforme.

La máxima variación diaria de la abertura de la junta en un día es de 11-13 mm. La variación anual llega a ser de 30-40 mm, siendo 50 mm el máximo teóricamente admisible para la junta. Para limitar las aberturas de las juntas debido al acortamiento de las losas por retracción y fluencia se han utilizado placas de fibrocemento de 1 cm de espesor. Durante los tres primeros años se ha observado un acortamiento total de 0,46 m para los 1.250 m del sistema ( $\epsilon = 0,37 \cdot 10^{-3}$ ).

Contrariamente al sistema fijo, las oscilaciones de presión en la junta no son superiores a  $\pm 10$  por 100.

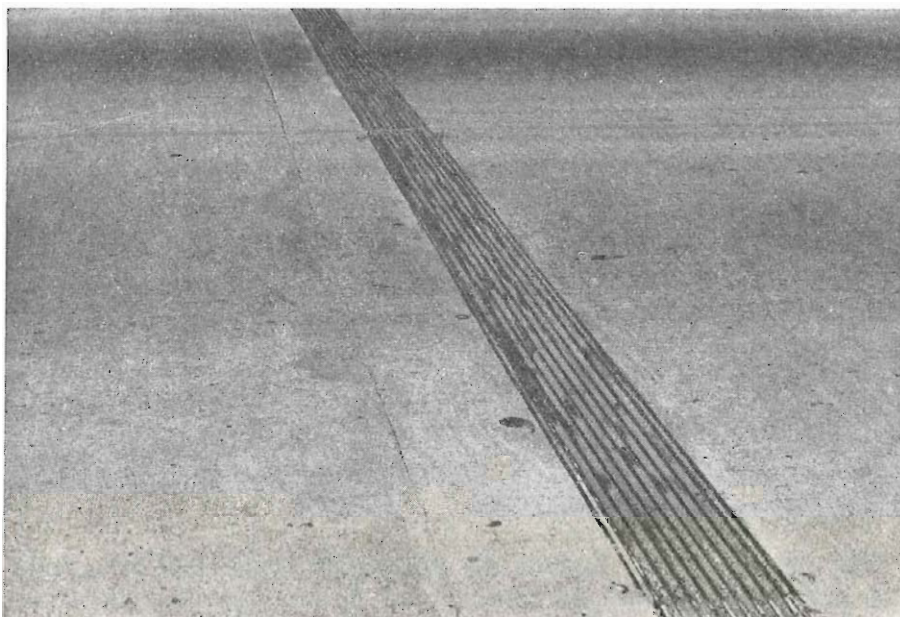
2. El número de grietas transversales producidas por las insuficiencias de los primeros prototipos de juntas fue mayor en las losas de 0,12 m que en las de 0,15 m. En este sistema se ha observado también la necesidad de una junta longitudinal o de un pretensado transversal.
3. La losa de 0,12 m de espesor sin pretensado transversal se agrietó tanto (3,2 m de grieta longitudinal por metro lineal de losa) que fue necesaria su reconstrucción total en abril de 1968. Fue sustituida por una losa de 0,15 m de espesor con 2,2 kg/cm<sup>2</sup> de mallazo electrosoldado, construida en dos bandas de 3,50 m de anchura con junta longitudinal de construcción. Hasta el presente (abril 1970), el comportamiento de dicha losa es excelente.
4. Las grietas han tenido bajo el tráfico una degradación superficial análoga a las del sistema fijo y han hecho necesarias varias reparaciones y su sellado con resinas epoxi flexibles.
5. El estudio de los desplazamientos horizontales de las losas ha confirmado también que en verano el coeficiente de dilatación lineal del hormigón es mucho mayor que en invierno, con temperaturas más bajas.

### **TRAMO DE HORMIGON PRETENSADO POR EL SISTEMA INTERNO CON CABLES POR ADHERENCIA**

Está situado en recta y se compone de 2 losas de 125 m de longitud, 0,15 m de espesor y 7 m de anchura.

El pretensado longitudinal, nominalmente de unos 30 kg/cm<sup>2</sup> en el centro de la losa, se ha obtenido mediante 84 cables de 7 alambres de acero 160/180 de 2,5 mm de diámetro, distribuidos uniformemente por parejas y mantenidos a medio espesor por apoyo sobre cuñas colocadas cada 15 m.

El tesado por grupos de 12 cables se realizó previamente al hormigonado mediante gatos hidráulicos que se apoyaban sobre dientes de hormigón anclados a dos estribos de extremidad. Uno de ellos era el estribo de tracción provisional, capaz de resistir un empuje de 445 t. Al terminar las operaciones de pretensado se demolieron los dientes, y se reconstruyó la superficie de los estribos.



Junta de transición del sistema de pretensado interno con cables.



Grietas longitudinales localizadas sobre algunos cables del sistema de pretensado interno.

El hormigonado de las losas tuvo lugar los días 25 y 26 de octubre de 1963 y el día 7 de noviembre se cortaron los cables con soplete oxiacetilénico, previendo su anclaje mediante cuñas individuales en los extremos de las losas. El tiempo invertido en esta operación fue de una hora, cortándose, en primer lugar, los cables de la sección central entre las dos losas y después las adyacentes a los extremos.

A partir de este momento, cada una de las losas era independiente, variando su longitud en función de su temperatura. Por la gran longitud de las losas se esperaba una variación máxima de la abertura de las juntas de hasta 5 cm entre verano e invierno, por lo que se establecieron seis semijuntas de transición de 3,50 m de anchura, constituidas por una serie de placas metálicas con perfiles de neopreno capaces de absorber dicha variación. Aunque se había previsto, inicialmente, una precompresión del paquete y su introducción en la junta, se optó por su montaje in situ seguido de su compresión con gatos planos y el hormigonado en dos fases de la estrecha banda transversal del borde de la losa.

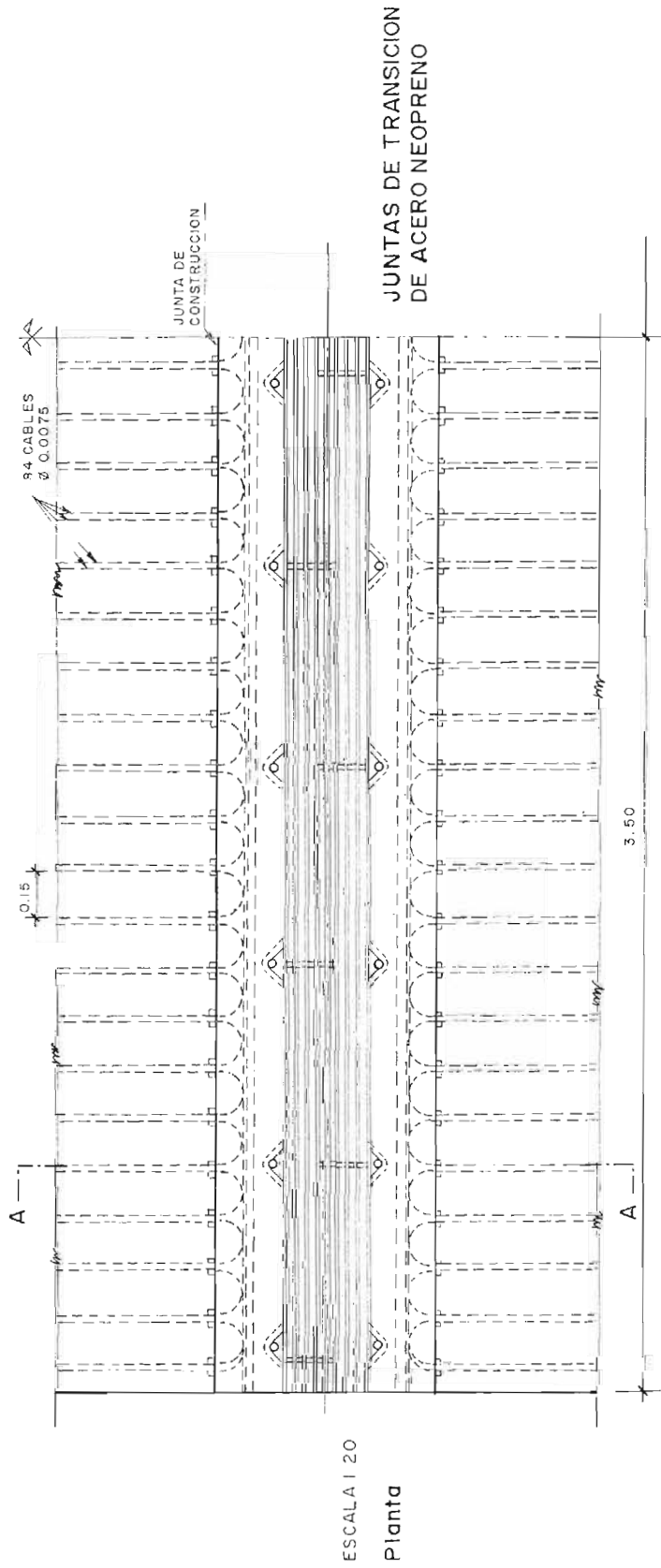
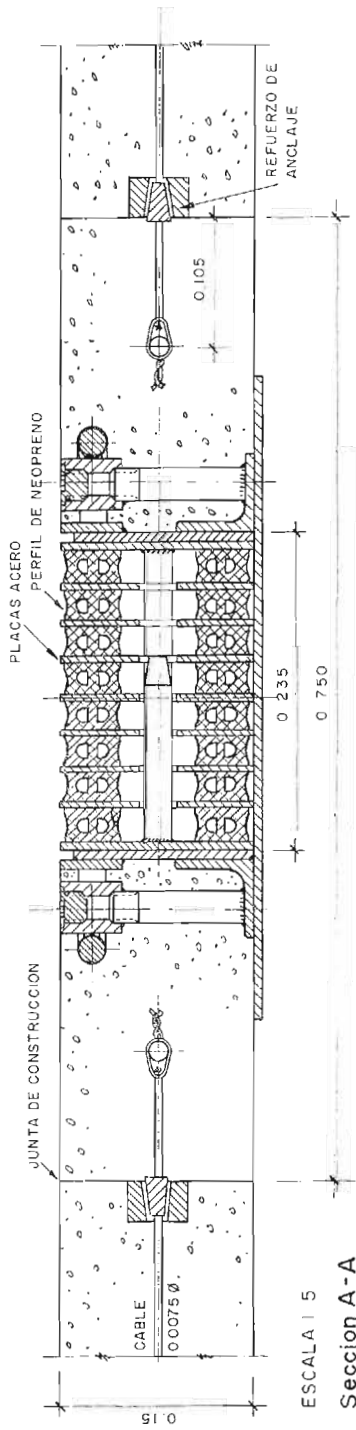
La experiencia obtenida con esta técnica de pretensado puede resumirse en los siguientes términos:

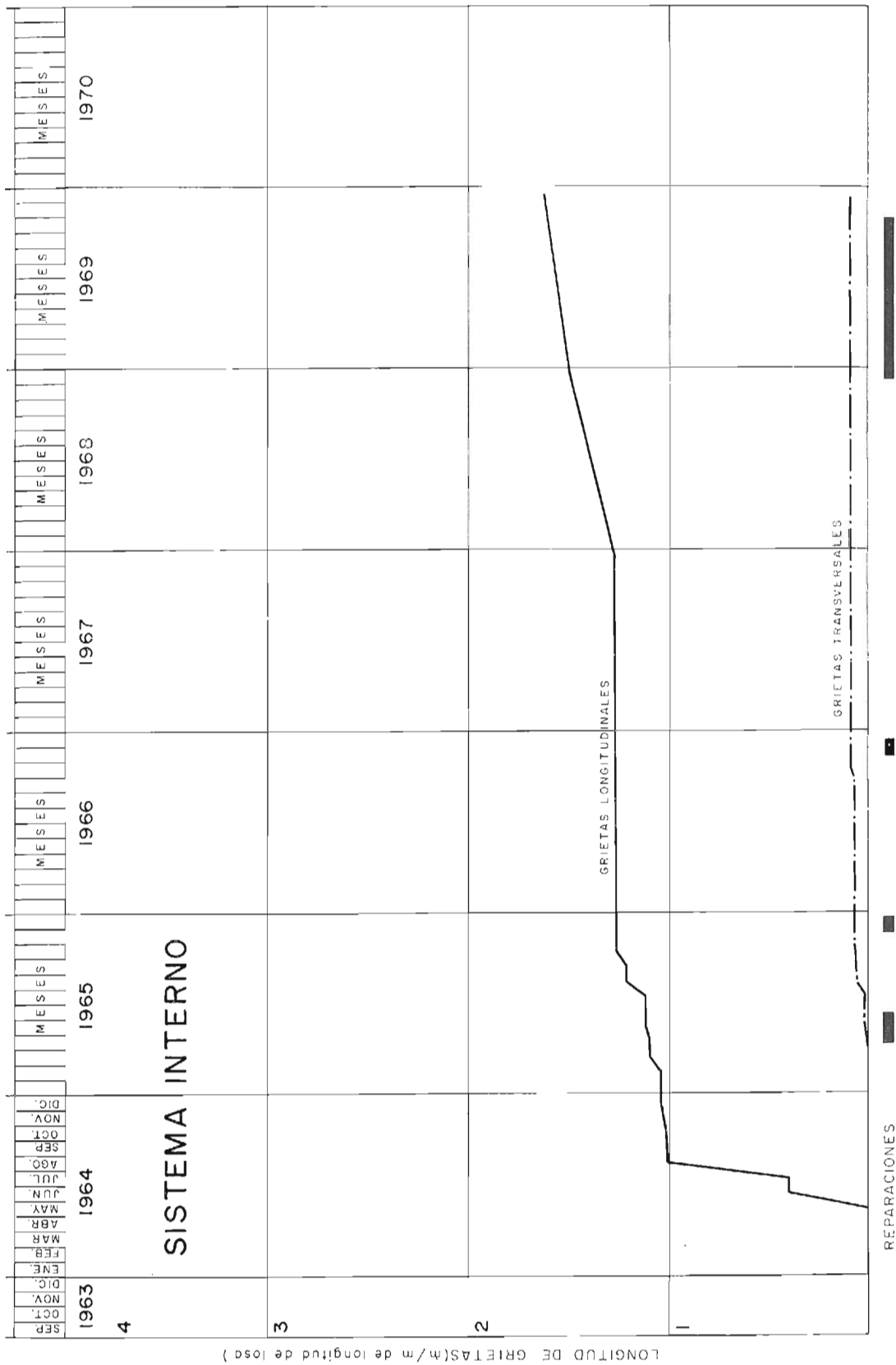
1. La aplicación ha podido tener lugar en un tramo de carretera en recta, y aún cuando pueden imaginarse procedimientos a utilizar para las alineaciones curvilíneas, no hay duda que constituirán una complicación adicional del sistema. El método presenta también problemas de seguridad durante la construcción.
2. El sistema de tesado utilizado no permitía imponer a cada cable la tensión deseada, y por diversas dificultades en las operaciones no se consiguió alcanzar el nivel previsto de pretensado. Después de cortar los cables se midió en el centro de la losa una compresión de 15 kg/cm<sup>2</sup>, la cual llegó a oscilar durante los meses siguientes entre 15-30 kg/cm<sup>2</sup>. Las oscilaciones diarias de la compresión, medidas en diferentes puntos de la losa eran, en general, pequeñas del orden de 2-5 kg/cm<sup>2</sup>.
3. Durante el primer período de endurecimiento del hormigón y antes de cortar los cables pudieron observarse algunas finas grietas transversales las cuales se cerraron inmediatamente al comprimirse la losa, pasando a ser totalmente imperceptibles.

Al abrir la carretera al tráfico empezó a formarse una grieta longitudinal, sensiblemente rectilínea y situada según el eje de la carretera. Este hecho vuelve a demostrar la necesidad de una junta longitudinal o de un pretensado transversal, cuando se utilizan losas de 0,15 m de espesor.

A esta grieta longitudinal, que llegó paulatinamente a afectar a todo el tramo, hay que añadir otras de pequeña longitud que empezaron a propagarse a partir de los bordes de las losas. Su situación y su forma rectilínea indican claramente que se han producido sobre algunos cables de tesado y, mayormente, en el carril de tráfico lento.

4. Las mayores variaciones diarias de la anchura de las juntas de transición se han observado en verano, en días de marcada oscilación térmica. Las máximas registradas han sido de 17 y 9 mm respectivamente para la junta entre losas y las juntas de extremidad, para una oscilación de la temperatura de las losas de 15° C. La máxima oscilación entre el verano y el invierno de 1964 ha sido, por otra parte, respectivamente, de 32,5 y 15 mm.







Pretensado transversal por el sistema Barredo.



Hormigonado del tramo de 250 m. de longitud pretensado con cables.

5. Se ha comprobado que la base de apoyo de las juntas de transición, constituida por una placa de acero, no es suficiente para soportar la acción dinámica de las cargas del tráfico. En una junta se produjo la surgencia del material de subbase y se ha observado la rotura progresiva de los pasadores que mantienen en posición las placas de acero. En varias ocasiones ha sido necesario volver a instalar las juntas en su posición correcta.

## CONCLUSION

Durante el año 1969 se realizó una reconstrucción de, aproximadamente, un 30 por 100 de la longitud del tramo experimental, y en la actualidad se encuentra en servicio con losas pretensadas, en su mayor parte, por el sistema móvil con juntas neumáticas.

Se han comentado anteriormente los inconvenientes del sistema fijo y las dificultades constructivas del sistema de pretensado con cables por adherencia.

Una longitud de 125 m y un espesor de 0,15 m de las losas parecen adecuados, pero debe preverse una junta longitudinal o un pretensado transversal cuando la anchura sea superior a un carril de circulación.

Se ha comprobado el interés de evitar el agrietamiento de las losas mediante un pretensado suficiente, pues su degradación progresiva conduce, inexorablemente, a reparaciones que exigen el desvío del tráfico. Las operaciones en las juntas con la carretera abierta al tráfico tienen también las mismas consecuencias. Por ello, la aplicación de esta técnica en carreteras exige, entre otras cosas, la instalación de juntas seguras, que no requieren manipulaciones posteriores y de suficiente durabilidad.

# publicación de **ANDECE-I.E.T.c.c.**

## **V. A. P. - 70**

### **Instrucción para la Fabricación de Viguetas Autorresistentes de Hormigón Pretensado**

Ha sido redactada, tras numerosas reuniones de trabajo, por un Comité mixto formado por fabricantes de viguetas y personal del Instituto Eduardo Torroja, con la colaboración de ANDECE (Agrupación Nacional de Derivados del Cemento) a través de su Secretaría Técnica. La citada Instrucción es la primera de una serie de ellas que están en curso de elaboración por parte de diferentes comisiones: "Tubos de hormigón en masa", "Bloques de hormigón", así como de otras que se iniciarán en breve: "Viguetas semi-resistentes", "Viguetas mixtas", "Paneles de grandes dimensiones", etc.

La Instrucción V.A.P.-70 se compone de tres documentos bien delimitados:

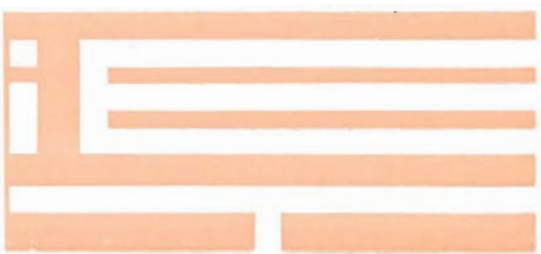
- Especificaciones.
- Normas relativas al control de calidad (control interno).
- Normas relativas a la inspección (control del control).

La primera parte, independiente de las otras dos, viene a ser una revisión profunda y total de la H.P.1-60, publicada por la Asociación Española del Hormigón Pretensado.

Un volumen de 137 páginas, encuadernado en rústica.

Precios: España, 200 pesetas; extranjero, \$ 4.

Puede adquirirse en el I.E.T.c.c. o bien en la Agrupación Nacional de Derivados del Cemento, Avda. General Mola, 211, Madrid-2.



**instituto  
eduardo torroja  
de la construcción  
y del cemento**