

ASOCIACION  
TECNICA ESPAÑOLA  
DEL PRETENSADO

INSTITUTO  
EDUARDO TORROJA  
DE LA CONSTRUCCION  
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES - CHAMARTIN  
MADRID - 33

HORMIGON  
Nº 105  
y acero

## **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:

**AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.** — Eduardo Dato, 17. Madrid-10.  
**CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A.** — Casanova, 46, entlo. 1.<sup>a</sup>. Barcelona-11.  
**CARLOS FERNANDEZ CASADO, S. A.** — Grijalba, 9. Madrid-6.  
**CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O. P.** — Alfonso XII, 3. Madrid-7.  
**CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L.** — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.  
**ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA).** — Apartado 553. La Coruña.  
**FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.** — Balmes, 36. Barcelona-7.  
**FORJADOS DOMO.** — Hermosilla, 64. Madrid-1.  
**IBERING, S. A.** — Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.  
**INDUSTRIAS GALYCAS, S. A.** — Portal de Gamarra, 46. Vitoria.  
**INTEMAC, S. A.** — Monte Esquinza, 30. Madrid-4.  
**JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.** — Sánchez Pacheco, 61. Madrid-2.  
**MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A.** — Apartado 34. Benicarló (Castellón).  
**NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.** — P.<sup>o</sup> de Pereda, 32. Santander.  
**PACADAR, S. A.** — Castelló, 48. Madrid-1.  
**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.  
**TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.** — Monturiol, 5. Santa María de Bárbara (Barcelona).

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.

## **Son Instituciones Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento**

**La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).**  
**La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de 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 (Lima).**  
**La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).**  
**La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).**  
**La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).**  
**El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).**  
**El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).**  
**La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).**  
**La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).**  
**El Departamento Técnico y Laboratorios de Aproveche, Caracas (Venezuela).**  
**Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).**  
**El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.**  
**El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).**



**ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO**



# **h**ormigón y **a**cero

**n. 105**

**4.º trimestre 1972**

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

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

# **PROCEDIMIENTOS** **BARREDO, S.A.**



REFUERZO DE ESTRUCTURA. Esfuerzo introducido: 600 Tn.

**Sistemas Barredo y Multi - B  
de hormigón postensado.**

**Cimbras para lanzamientos de vigas.**

**Anclajes.**

**Refuerzos en estructuras de hormigón.**

**Patentes nacionales y extranjeras.**

vigas • losas • placas • puentes • estructuras, etc.,  
depósitos para agua, vino, aceites, gases, etc.,  
reparaciones y apeos especiales.



## asociación técnica española del pretensado

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

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

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

# hormigón y acero n. 105

## índice

Páginas

- 457-0-49 La sección transversal en los puentes de hormigón pretensado. . . . . 11**

La section transversale dans les ponts en béton précontraint.

The cross section in Prestressed Concrete Bridges.  
J. Manterola.

- 837-4-31 Riesgo de fisuración del hormigón pretensado curado por calor. . . . . 95**

Risque de fisuration du béton précontraint traité à haute température.

Cracking risk in heat-cured Prestressed Concrete.  
P. W. Keene.

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

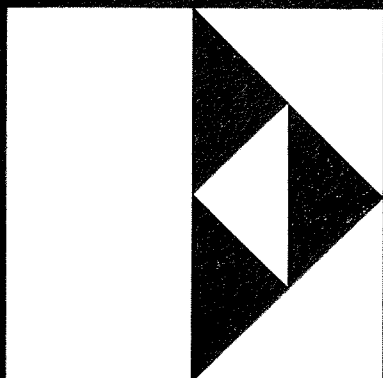
AROCA, Ricardo  
BARREDO, Carlos  
CUVILLO, Ramón  
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo  
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel  
JODAR, Juan  
MANTEROLA, Javier  
MARTINEZ SANTONJA, Antonio  
MONEO, Mariano  
MORENO TORRES, Juan  
PIÑEIRO, Rafael  
ROMERO, Rafael

- Notas de la F.I.P. números 39 y 40 . . . 111**

**PORTADA: Nudo Ildefonso Cerdá, Barcelona. Proyectado por Carlos Fernández Casado, S. A. Construido por Huarte y Cía., S. A.**



**construye**



**ENTRECANALES  
Y TAVORA, S.A.**

**obras y proyectos**

JUAN DE MENA, 8 — MADRID 14



**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.  
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.  
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.  
AZMA, S. A. — Madrid.  
BAGANT. — Castellón.  
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.  
BUTSEMS, S. A. — Madrid.  
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA. — Valladolid.  
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION. — Barcelona.  
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, S. A. — Madrid.  
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.  
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.  
COTECOSA. — Bilbao.  
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Barcelona.  
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Madrid.  
CUPRE. — Valladolid.  
DIREC. GENERAL. FORTIFICACIONES Y OBRAS. — MINIST. DEL EJERCITO. — Madrid.

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.  
 EDES, S. A. — Madrid.  
 ELABORADOS DE HORMIGON, S. A. — Burgos.  
 ELKAR, S. A. — Pamplona.  
 EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.  
 ENAGA, S. A.— Madrid.  
 ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.  
 ESTEBAN ORBEGOZO, S. A. — Zumárraga (Guipúzcoa).  
 ESTRUCTURAS CUMBRE. — Olesa de Montserrat (Barcelona).  
 ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.  
 E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.  
 E. T. S. ARQUITECTURA. — Sevilla.  
 EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.  
 FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.  
 FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.  
 FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.  
 FERROLAND, S. A. — Madrid.  
 FORJADOS "DOL". — Esquivias (Toledo).  
 FORMO, S. A. — Barcelona.  
 GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. — MINIST. DE O. P. — Madrid.  
 GIJON E HIJOS, S. A. — Motril (Granada).  
 HEREDIA Y MORENO, S. A. — Madrid.  
 HIDAQUE, S. A. — Granada.  
 HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — HIFORCEM. — Sevilla.  
 HORMYCER, S. L. — Madrid.  
 HORSA, S. A. — Barcelona.  
 HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.  
 IBERDUERO, S. A. — Bilbao.  
 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 PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION. — Madrid.  
 INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO. — Madrid.  
 INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — INTECSA. — Madrid  
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Almería.  
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Salamanca.  
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Valencia.  
 3.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.



5.<sup>a</sup> JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.  
 JOSE MARIA ELOSEGUI. — CONSTRUCCIONES. — San Sebastián.  
 JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.  
 LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.  
 LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.  
 LAING IBERICA, S. A. — Madrid.  
 LIBRERIA RUBIÑOS. — Madrid.  
 MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).  
 MATERIALES PRETENSADOS, S. A. — MATENSA. — Madrid.  
 MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.  
 MATUBO, S. A. — Madrid.  
 OTAISA — Sevilla.  
 OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.  
 V. PEIRO, S. A. — Valencia.  
 PIEZAS MOLDEADAS, S. A. — PIMOSA. — Barcelona.  
 POSTENSA, S. A. — Bilbao.  
 PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA. — Vitoria.  
 PREFABRICADOS DE CEMENTOS, S. A. — PRECESA. — León.  
 PREFABRICADOS NAVARROS, S. A. — Olazagutia (Navarra).  
 PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).  
 PREFABRICADOS STUB. — MANRESANA DE CONSTRUCC., S. A. — Manresa (Barcelona).  
 PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona.  
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.  
 PROTEC, S. L. — Gijón (Oviedo).  
 REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Pinto (Madrid).  
 RENFE. — Madrid.  
 RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).  
 S. A. E. M. — Valencia.  
 SAINCE. — Madrid.  
 SALTOS DEL SIL, S. A. — Madrid.  
 SEAT. — Barcelona.  
 SECOTEC. — Madrid.  
 SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).  
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.  
 SIKA, S. A. — Madrid.  
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.  
 SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL. — Madrid.  
 SOCIEDAD ANONIMA 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.  
 SUCO, S. A. — Amposta (Tarragona).  
 TAU CENTRO, S. A. — Madrid.  
 TECNOCEMENT, S. A. — Barcelona.  
 TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).  
 TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).  
 TEPESA. — Tarrasa (Barcelona).  
 TOSAM, S. L. — Segovia.  
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. — TYPASA. — Madrid.  
 UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.  
 VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.  
 VEYGA, S. A. — Tarrasa (Barcelona).  
 VIAS Y OBRAS PROVINCIALES. — San Sebastián.  
 VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).  
 VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.  
 VIGUETAS BORONDO. — Madrid.  
 VIGUETAS FERROLAND, S. A. — Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).  
 VIGUETAS ROSADO, S. A. — Cáceres.

## EXTRANJERO

B.K.W.Z. "RUCH". — Warszawa (Polonia).  
 CACERES & PIAGGIO, CONTRATISTAS GENERALES, S. A. — Lima (Perú).  
 DAVILA & SUAREZ ASSOCIATES. — Río Piedras (Puerto Rico).  
 EMPRESA DE CONSTR. CIVIS E INDUSTRIAIS, LDA. — Lourenço Marques (Mozambique).  
 ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Valparaíso (Chile).  
 FACULTAD DE INGENIERIA (BIBLIOTECA). — Caracas (Venezuela).  
 FACULTAD DE INGENIERIA. — Universidad Católica de Salta. — Salta (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 AVENTION. — Londres (Inglat.).  
 UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA. — Santiago de los Caballeros (República Dominicana).  
 UNIVERSIDAD DE CHILE. — AREA DE ARTE Y TECNOLOGIA (Departamento Tecnológico). — Valparaíso (Chile).  
 UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. — FACULTAD DE INGENIERIA. — Mérida (Venezuela).  
 UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO (BIBLIOTECA). — Mayaguez (Puerto Rico).



**S.A.E. BBR**

Sistema para pretensar  
hormigón



Juntas de dilatación  
para puentes



Obra: Puente de Molins de Rey sobre el Llobregat, en la CN-II.

Propietario: Ministerio de Obras Públicas.

Contratista: Huarte y Cía, S. A.

Proyectista: J. A. Torroja, Oficina Técnica.

Acero empleado: 400 Tm.

Tendones: 45  $\varnothing$  7 y 12  $\varnothing$  7.

Oficinas:

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

Fábrica:

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

**TUBOS**

**BORONDO**

\_\_\_\_\_ S. A. \_\_\_\_\_

SISTEMAS PATENTADOS

VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO

FORJADOS

AJUSTADOS A LAS ESPECIFICACIONES  
DE LA

NORMA M. V. 101-1.962

"ACCIONES EN LA EDIFICACION"

AUTORIZACIONES DE USO

Núm. 061-66

Núm. 540-67

Núm. 932-69

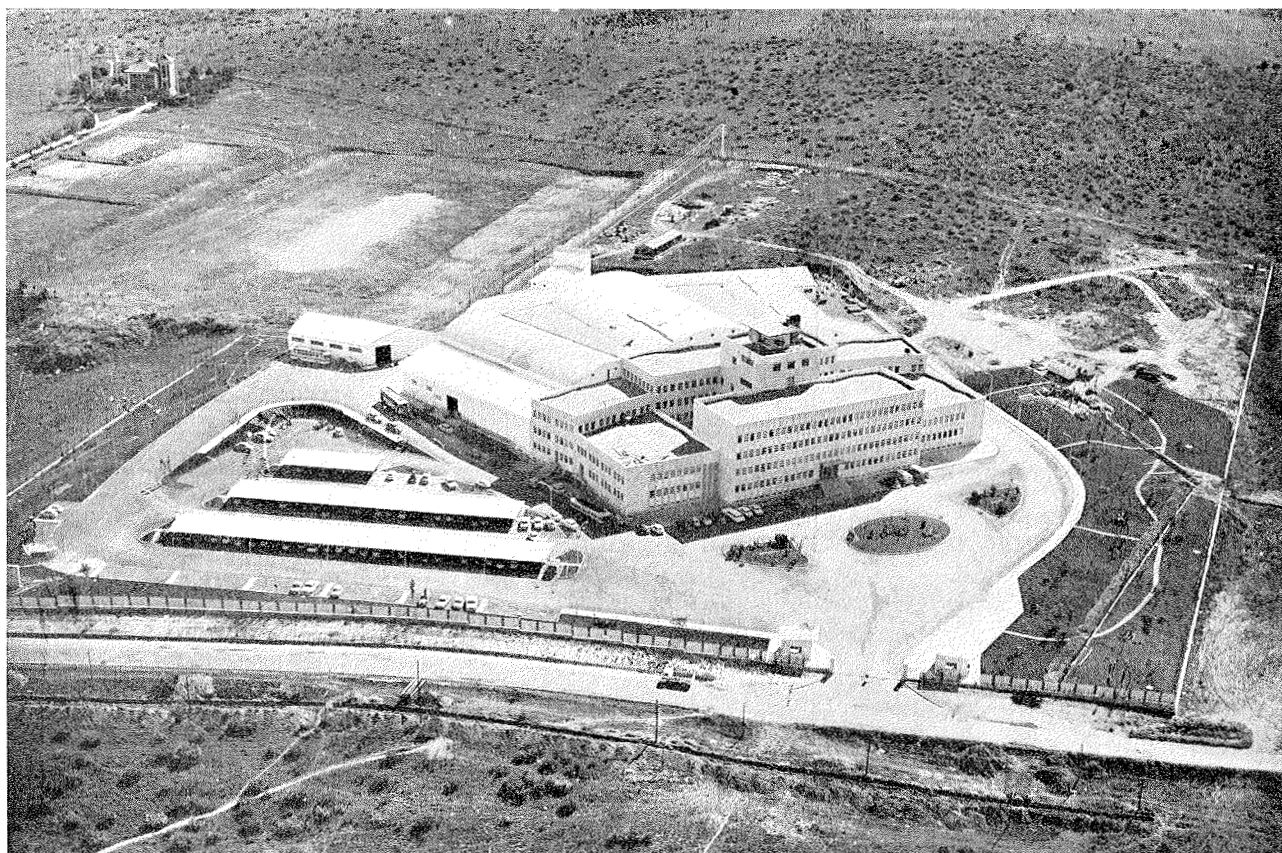
— PARA ESTUDIOS DE FORJADOS

— CARGADEROS

— CONSULTAS, ETC

FORJADOS AUTORRESISTENTES Y SEMIRRESISTENTES

**A SU DISPOSICION NUESTRO  
GABINETE TECNICO DE  
HORMIGON PRETENSADO**



ESTUDIOS CENTRALES DE TV.E., EN PRADO DEL REY (MADRID), CON FORJADO TIPO "BORONDO"

OFICINAS: AVDA. DE LA ALBUFERA, 134 - TELS. 478 81 00 - MADRID-18

FABRICA: CTRA. VICALVARO A VALLECAS, s./n. - TELS. 203 00 17-203 13 50 - VALLECAS-PUEBLO



# **la sección transversal en los puentes de hormigón pretensado**

**JAVIER MANTEROLA**

## **INTRODUCCION**

Durante mucho tiempo, a lo largo de la historia de la construcción de puentes de fábrica, se contó únicamente con el arco para salvar la distancia entre dos puntos. La forma del arco no se adapta en toda su longitud a las condiciones que impone el tráfico, para lo cual es necesario interponer entre calzada y arco un material de relleno inerte que hace el papel de soporte intermedio.

Esta escasez de posibilidades resistentes determinaba una gran rigidez en la ejecución y ubicación de las obras. Hasta la aparición del hormigón armado no fue posible en los puentes de fábrica, la materialización de superficies planas autorresistentes, lo que trajo consigo la posibilidad de hacer resistente la calzada por donde circula el tráfico y aportar de este modo unas posibilidades hasta entonces desconocidas en la disposición de los soportes y por tanto un cambio de actitud hacia el puente.

El pretensado, con la utilización voluntaria de acciones que se enfrentan a las cargas que solicitan la estructura, amplió las posibilidades de los materiales pétreos hasta alcanzar los 208 m de luz del puente de Bendorf, sin utilizar más que el mecanismo de flexión, en el cual incluimos además de la flexión propiamente dicha, a los cortantes, axiles y torsores que se producen en las superficies adinteladas.

El puente de fábrica se convierte, en la mayoría de las ocasiones y dentro de la luz de los 200 m en un tablero soportado por pilas, las cuales se simplifican al máximo al ser requeridas casi exclusivamente por fuerzas verticales, y que además pueden tener una gran flexibilidad en su colocación. Estas mismas condiciones simplifican las condiciones de cimentación, ya que la estructura deja de estar afectada tan fuertemente como lo están los arcos cuyos estribos tienden a tener movimientos horizontales.

La primera acotación de nuestro estudio la establecemos fijando nuestra atención exclusivamente en el tablero, que desde el punto de vista resistente constituye una estructura superficial. Dos son las condiciones que su geometría determina. Las vinculaciones de borde y la distribución del material en su superficie. Ambas condiciones se interrelacionan a través del mecanismo hiperestático que producen las rigideces a flexión y torsión de cada una de sus partes, para determinar la cuantía y distribución de los esfuerzos que la solicitan.

En los tableros de puente las vinculaciones de borde tienen una característica muy importante a la hora de ordenar la distribución del material. Presentan en la mayoría de las ocasiones dos bordes libres, estando los otros dos apoyados sobre el soporte y vinculados a él y al resto del tablero por continuidad, empotramiento o apoyo simple.

Acercándonos y acotando un poco más las dos condiciones que establece la geometría del tablero, vemos que éstas se decantan en estas otras tres. Relación ancho-luz. Tipo y situación de los apoyos. Reparto de inercias en la superficie del tablero.

En la figura 1 representamos dos tableros con la misma relación ancho-luz y distinto tipo de apoyo.

En el primero, con apoyo lineal, las flexiones longitudinales son mucho más importantes que las transversales, mientras que en el segundo, el apoyo puntual situado en el eje del puente, valora especialmente las flexiones transversales haciéndolas equiparables a las longitudinales.

La sección transversal del dintel que se representa en la figura 1-b como losa isotropa, cambia en la figura 1-c a una distribución de material más adecuada al tipo y cuantía de los esfuerzos que las solicitan.

Si en la figura 1 comparamos la influencia del tipo de apoyo sobre la conformación del mecanismo de flexión, veamos qué ocurre cuando la relación ancho-luz disminuye, caso que representamos en la figura 2.

El carácter eminentemente longitudinal de las flexiones se mantiene tanto en el caso de apoyo continuo como en el caso de apoyo puntual. La multidireccionalidad de los momentos principales en este último aboca hacia hacerse eminentemente longitudinal y se perturba únicamente en la proximidad de los apoyos.

De lo expuesto se saca como consecuencia que la disminución de la relación ancho-luz repercute en una tendencia hacia la longitudinalidad de los momentos flectores principales sea cual sea el tipo de apoyo utilizado. Como veremos más adelante, esta tendencia se produce no sólo para el apoyo puntual, sino en general para todo tipo de cargas, concentradas o descentradas.

El tipo de vinculación entre tramos contiguos influye en la determinación de la relación ancho-luz. Así la continuidad determina deformadas con curvaturas de signos contrarios en la zona de apoyos y en el vano, lo que trae como consecuencia el acercamiento de los puntos de momento nulo, que aunque no se puede decir de una manera rigurosa, actúan como si fuesen apoyos en la nueva determinación de la relación ancho-luz.

La distribución de inercias en la superficie del tablero es de una importancia mucho más capital.

En la figura 3 se representan tres tableros con el mismo tipo de apoyo y la misma relación ancho-luz.

En el caso *a*, ya estudiado, la distribución de inercias es variable y polarizadas hacia el pilar, determina una distribución de flexiones longitudinales y transversales del mismo orden de magnitud.

En el caso *b*, la distribución de inercias corresponde a una viga cajón centrada sobre los apoyos. La carga situada en los bordes no hace un recorrido oblicuo hacia el apoyo, como ocurre en el caso anterior, sino que la relación de rigideces la lleva directamente a la viga cajón, la cual la transporta longitudinalmente hacia el apoyo. El camino recorri-

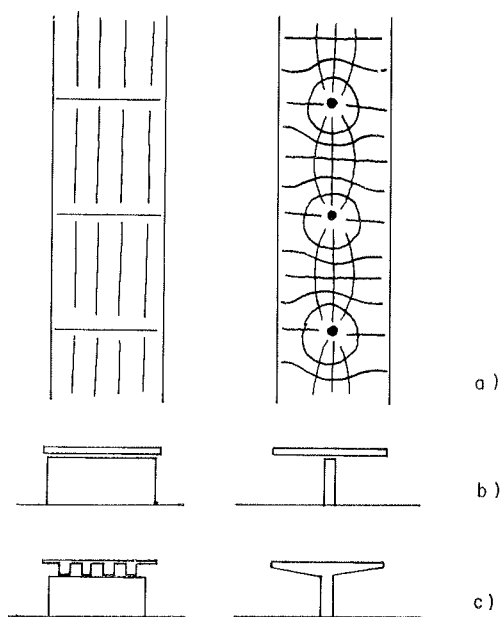


Fig. 1. — Distribución aproximada de las leyes de momentos flectores principales. Variación del tipo de apoyo.

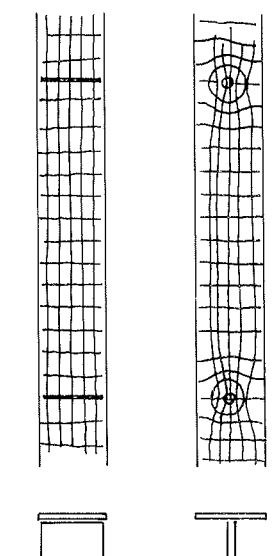


Fig. 2. — Variación de la relación: ancho/luz.

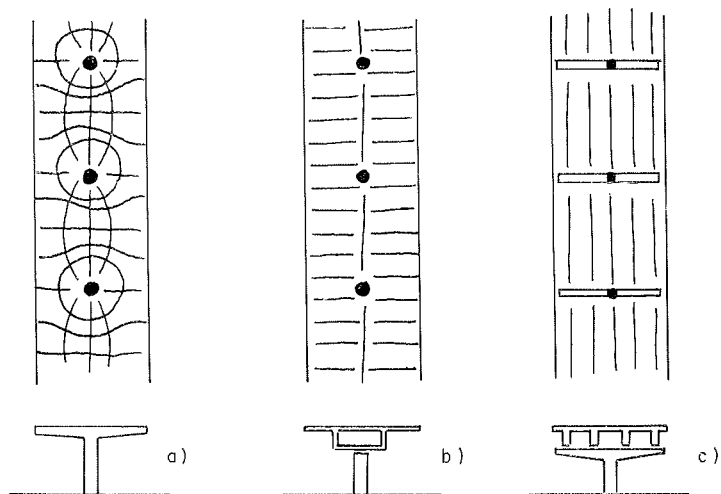


Fig. 3. — Variación de la distribución de inercias en el tablero.

do en dirección transversal es más corto y no acumulativo y por tanto dicha flexión es pequeña comparada con la longitudinal. La rigidez torsional se necesita para hacer frente a las cargas desequilibradas respecto al eje.

En el caso *c*, con un tablero de poca rigidez torsional, la flexión transversal conjunta no se elimina, sino que se concentra en la pila que necesita de una expansión transversal que recoja las cargas puntuales que trasladan las vigas longitudinales. En el tablero las flexiones transversales son pequeñas.

De la presencia de dos bordes libres y de la influencia de las tres variables anunciadas, relación ancho-luz, tipo y distribución de apoyos y reparto de inercias en la superficie del tablero, se saca como consecuencia, en esta primera visión del problema, que en casi todos los tableros de puentes las flexiones longitudinales del puente son las más importantes y por tanto las de más valor conformador.

Una segunda acotación de nuestro estudio aparece ahora. Dejaremos de lado aquellas configuraciones en las que se presentan momentos multidireccionales importantes para reducirlo a los casos que tienen un marcado carácter longitudinal.

Con estos presupuestos la sección transversal del tablero aparece como especialmente significativa por recaer en ella el papel de ordenar y distribuir las flexiones longitudinales principales en toda la superficie del puente. Cumple, por tanto, el papel de generatriz del tablero y discurre a lo largo del eje longitudinal del puente según una determinada ley de variación, que nos proporcionará el dintel de canto constante o variable, pudiendo tener discontinuidades en las articulaciones, cambios bruscos de canto sobre las pilas, etc.

El presente trabajo vamos a intentar reducirlo al estudio exclusivo de la sección transversal, eliminando, en lo posible, la influencia de su ley de variación a lo largo del puente, aunque a veces tengamos que recurrir a ella, pues la forma de la sección transversal y su ley de variación se condicionan mutuamente.

\* \* \*

El primero de los problemas que suscita la actuación de las cargas sobre los tipos de tableros que acabamos de delimitar, es el del reparto transversal de las flexiones longitudinales o más simplemente, reparto transversal.

Antes de proseguir conviene aclarar este concepto ya clásico en el estudio de los tableros de puentes. Desde un punto de vista general, el reparto transversal de cargas es un caso particular del problema de la distribución de la flexión longitudinal en la sección. Esta queda sometida a un estado tensional no uniforme ni uniformemente distribuido bajo la influencia de la flexión longitudinal. En el caso de los tableros formados por vigas paralelas la distribución tensional puede englobarse en flexiones locales sobre cada una de las vigas, la suma de las cuales produce la flexión total que solicita a la sección. El reparto transversal toma aquí sentido, pues cada una de esas flexiones no es sino la contribución de cada una de las vigas al soporte de la carga total, o lo que es lo mismo la carga total se reparte transversalmente sobre cada una de las vigas. Sin embargo, en el caso de una sección transversal formada por una viga cajón, el reparto transversal deja de tener sentido, pues nada se reparte cuando es uno el número de los elementos entre los que se reparte. Pero, no obstante, el estado tensional producido por la flexión generalizada sobre la sección puede distar mucho del obtenido por una flexión simple a causa de las deformaciones de alabeo y distorsión.



Aun en este caso seguiremos utilizando el concepto de reparto transversal aunque no sea más que por el hecho de que la distorsión es una deformación de la sección transversal del mismo tipo de la que se produce en los tableros de vigas e incluso su efecto en tensiones es parecido, aunque los mecanismos de resistencia a esta deformación sean muy distintos en uno y otro caso.

La determinación del mecanismo de reparto transversal viene condicionado por la posible distribución de la sobrecarga sobre la superficie del tablero. Pues es muy distinto el caso en que la sobrecarga no pueda desplazarse arbitrariamente, como ocurre con la sobrecarga de ferrocarril o el caso en que ésta pueda concentrarse o no en una zona del tablero, caso de las sobrecargas de carretera. En el primer caso la manera más eficaz de resistir su efecto — no es otra la finalidad del mecanismo de reparto — es concentrar la inercia bajo la posición de las vías, el reparto no existe en este caso, pues toda la sección transversal actúa en bloque y uniformemente en soportarlo (siempre existe un pequeño reparto transversal en puentes de ferrocarril para las cargas de viento, fuerza centrífuga, etc.). El caso en que existan varias vías sobre un mismo tablero plantea el mismo problema que la sobrecarga de carretera, en donde sí será necesario estudiar qué mecanismo debe desarrollarse para aprovechar el material al máximo.

La determinación del mecanismo de reparto constituye, por tanto, uno de los elementos configuradores de la sección transversal.

El segundo de los elementos configuradores lo encontramos en la relación que existe entre carga permanente y sobrecarga (relación en cuantía). Esta relación aumenta para los casos de tableros de gran luz y disminuye para los de pequeña luz.

La importancia de esta relación viene estrechamente ligada al hecho, presupuesto desde el principio, de que se trata de utilizar el pretensado para resistir las flexiones. En toda estructura en que se utilice el pretensado, cualquiera sea su tipo, aparece como determinante la relación citada, al fin de cuentas se trata de contrarrestar con una carga muy aproximadamente permanente el efecto de una carga variable.

En el caso de los dinteles esta relación determina la oscilación de los momentos flectores máximos y mínimos sobre los obtenidos bajo la carga permanente. Si utilizamos pretensado en clase I — con ausencia de tracciones en todos los estados de carga — necesitamos configurar la sección de manera que tenga un gran radio de giro (máxima inercia y mínima área) con el fin de evitar que la oscilación de la flexión pueda sacar del núcleo central la componente del pretensado, de ahí la particular forma de las vigas pretensadas en T o doble T. Otra cosa pasa en el caso en que no nos encontramos con el pretensado en clase I, sino que admitamos los pretensados parciales en clases II y III. En este caso el determinismo morfológico que requiere la condición de máximo radio de giro se reduce al permitirse la aparición de tracciones para la sobrecarga.

Recapitulando lo dicho tenemos:

1. La existencia de dos bordes libres condiciona, en la mayoría de las ocasiones, la preponderancia de la flexión longitudinal.
2. Esta unidireccionalidad de la flexión determina el valor generador de la sección transversal, en donde se plantea la distribución tensional de la flexión generalizada que la solicita. Constituye el primer carácter conformador de la sección transversal.

3. El reparto transversal de cargas constituye a través del mecanismo de reparto el segundo carácter conformador de la sección transversal. Las posibles distribuciones de cargas sobre el tablero constituyen los datos para la determinación de este mecanismo.

4. La relación ancho-luz, determinante a la hora de valorar la eficacia de los mecanismos transversales de reparto, no depende únicamente del ancho y la distancia entre soportes, sino también del tipo de vinculación longitudinal entre los tramos.

5. La relación entre la carga permanente y la sobrecarga actúa como tercer carácter estructurador de la sección transversal al conducir a formas con gran radio de giro con el fin de obtener la máxima eficacia del pretensado. Esta relación reduce su influencia cuando admitamos el pretensado en clases II y III.

## PROCESO CONSTRUCTIVO

Hasta ahora hemos planteado muy esquemáticamente la problemática de la sección transversal utilizando únicamente su dimensión de estructura resistente. Este tratamiento a lo más que puede llegar es a conseguir el mínimo gasto de la cantidad de materiales a utilizar. La economía general de la obra, que constituye un paso más en el acercamiento a la visión total del problema plantea, con un carácter cada vez más apremiante, la necesidad de tener en cuenta el proceso constructivo.

Una parte de los condicionantes que determinan los posibles procesos constructivos dependen de conceptos tan generales como evolución del coste de la mano de obra, nivel de técnica y de desarrollo de un país, opciones económicas, sociales y culturales, cuya influencia, según nuestro punto de vista, es importantísima. Hay otras, consecuencia de las anteriores, pero más próximas a nuestro problema, como son las opciones de maquinaria y medios en general que toman las empresas constructoras, de una importancia definitiva, pues determina en gran manera los procedimientos de puesta en obra. Sabemos que no es posible plantear una situación y un desarrollo de los puentes sin meterse de lleno en el conjunto de condicionantes anteriores, pero ese camino nos llevaría a unas consideraciones que se salen por completo fuera de la intención de este trabajo. Basta sólo enumerarlo, ya que no se podía olvidar factores de tal importancia.

Limitándonos a un tratamiento mucho más inmediato del proceso constructivo vemos que su consideración nos abre dos perspectivas nuevas.

La primera se refiere a que es necesario darse cuenta de que para conseguir un puente es necesario, además de proyectarlo, construirlo. Esta que puede ser una verdad de "perogrullo" nos enfrenta con el problema de la subdivisión. Las condiciones socioeconómicas y tecnológicas que vivimos necesitan de la subdivisión en partes de la obra que por agregaciones sucesivas nos proporcione la unidad. Dos son los grupos a que la subdivisión nos aboca: La construcción in situ y la prefabricación.

La ejecución in situ plantea el problema de la cimbra —tiempo que se emplea—, montaje y desmontaje de encofrados que tienen pocas reutilizaciones, colocación de armaduras, hormigonado y pretensado, etc. (figura 4). Operaciones estas que en los casos de puentes pequeños asimila la ejecución a la artesanía, y que en los puentes grandes (grandes en número de repeticiones) llevan la construcción a grandes inversiones en cim-

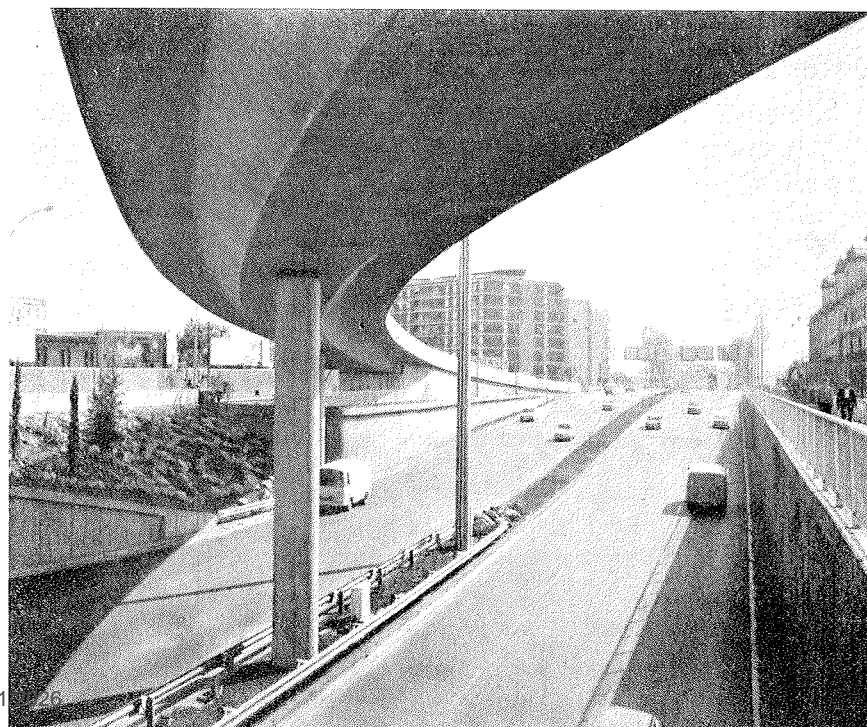
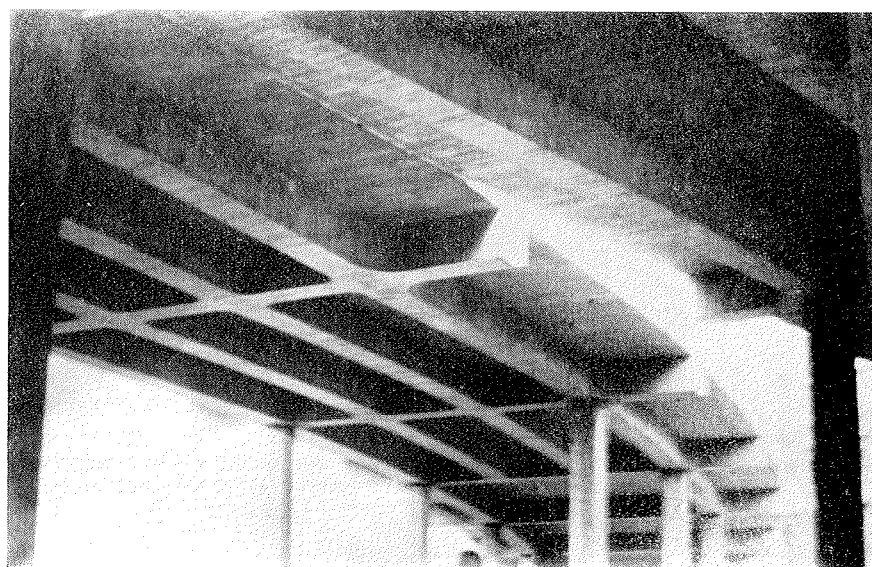
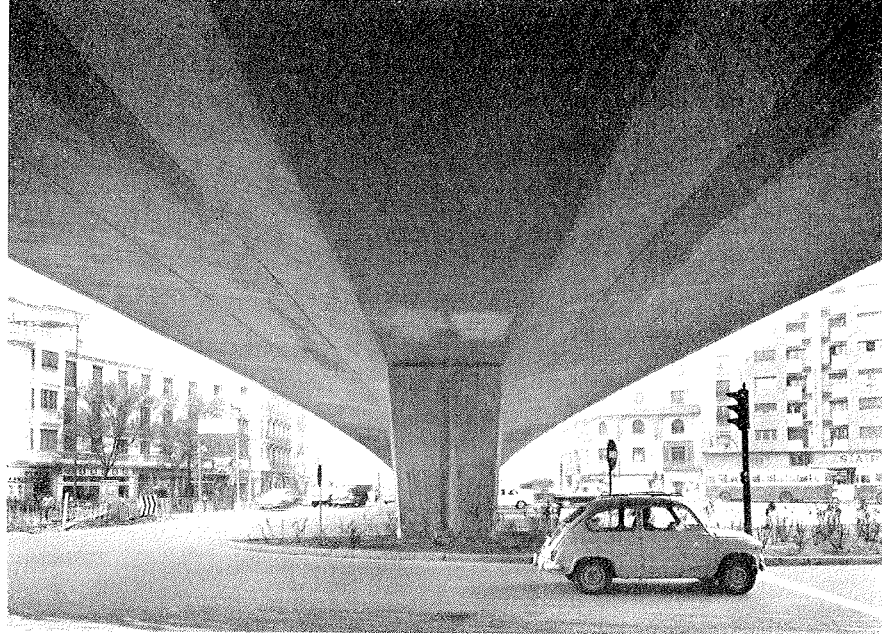


Fig. 4. — Tres ejemplos diferentes de puentes hormigonados in situ: Puente de Cuatro Caminos, en Madrid (1969). Paso de las Glorias (1972) y paso 3 del nudo de Ildefonso Cerdá, en Barcelona (1970).

bras autoportantes y que convierten la ejecución en un proceso casi industrial (fig. 5). Necesariamente una elaboración de esta clase lleva en la mayoría de las ocasiones a simplificar formas, eliminando encofrados difíciles y simplificado el cableado. Condiciones que repercuten claramente a la configuración de la sección transversal.

La construcción prefabricada permite, al contrario de la construcción in situ, la elaboración de formas complejas que justifican su presencia únicamente si los moldes caros que las consiguen pueden utilizarse un número suficiente de veces como para hacerlos

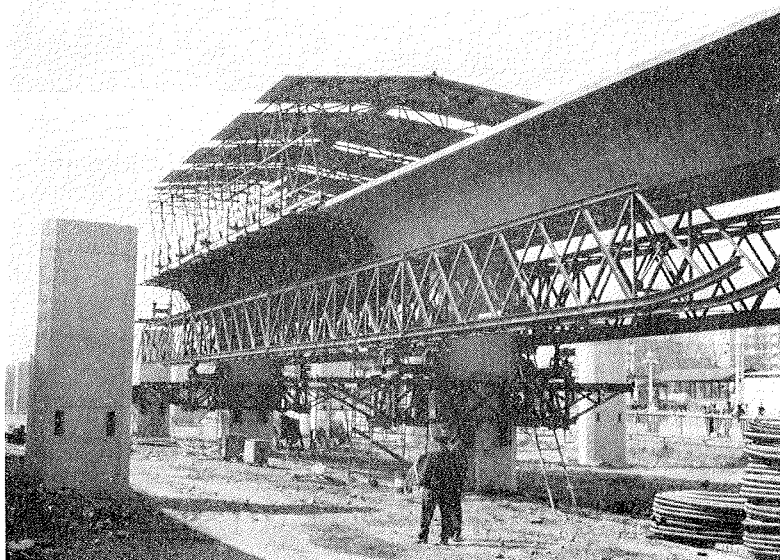


Fig. 5. — Puente de ferrocarril en Girona. Cimbra autoportante. Ciclo completo (encofrado-armado-hormigonado-pretensado y traslado de la cimbra al vano siguiente), cuatro días (1970).

económicos. Plantea el problema de los medios de montaje, lo que conduce al tonelaje a mover que a su vez determina el volumen de hormigón, y, por tanto, las posibles subdivisiones a efectuar del tablero. Se enfrenta, además, con la situación geográfica, el transporte, etc. (fig. 6).

Aunque no se haya hecho sino enumerar algunas de las múltiples concomitancias del proceso constructivo pensemos el cambio de perspectiva que tendría nuestra labor si se pudiese planificar nuestra actuación, no a escala de puente, ni siquiera a escala regional, sino a escala nacional.

La segunda perspectiva que nos abre el proceso constructivo se refiere a que la subdivisión plantea un nuevo problema resistente. Durante su ejecución el tablero pasa por una serie de estados intermedios, en donde se producen mecanismos resistentes que es necesario tenerlos en cuenta, lo que confiere a la subdivisión una doble faceta económica y resistente. Al fin y al cabo el tablero acabado no es más que el estado final de la serie sucesiva de estados intermedios por los que pasa durante su construcción.

Ambos conceptos, subdivisión en partes y mecanismo resistente evolutivo nos abren paso a una rotundidad mayor. Ni una ni la otra son la estructura, sino ambas, junto con otras cuyo grado de variabilidad es mucho menor si acotamos nuestra perspectiva al mo-



mento presente. Una y otra se influyen entre sí, interrelacionan lo económico y lo resistente, de manera que las conclusiones obtenidas por el tratamiento exclusivo de uno u otro no son válidas.

Hay dos tipos de tableros (hay más que dos), en los cuales este doble aspecto económico-resistente del proceso constructivo se nos hace particularmente evidente. El primero es el tablero formado por vigas doble T distribuidas uniformemente en el tablero. Su cons-

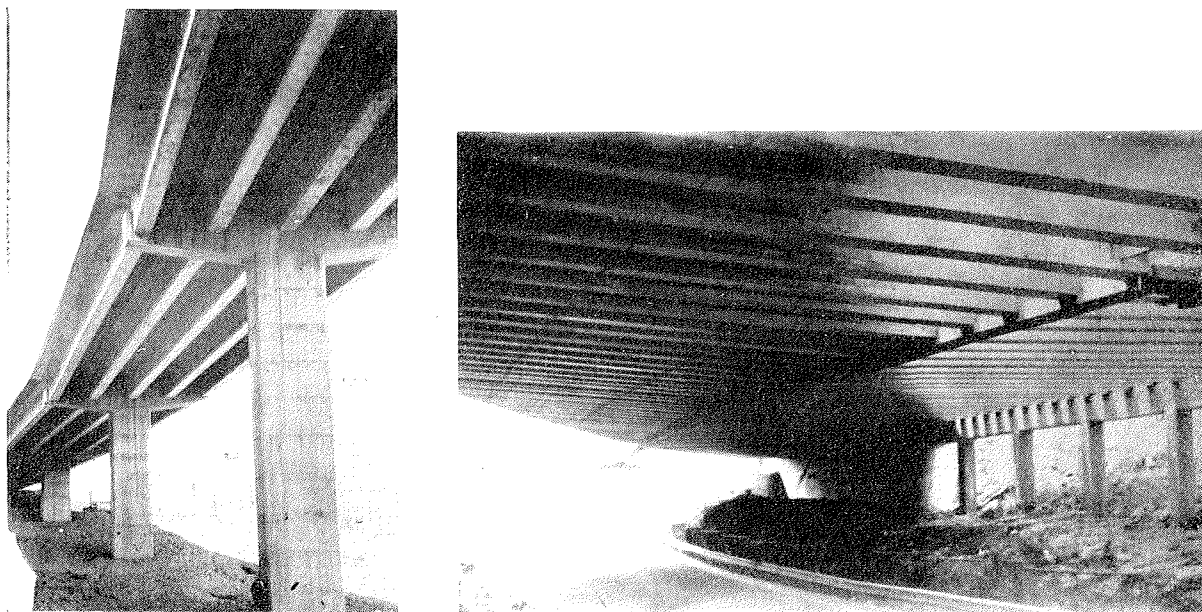


Fig. 6. — Dos ejemplos de puentes prefabricados. Puente de Torre Baró (1969), con prefabricación en obra de vigas de 40 m de luz, y Paso de las Glorias, en Barcelona, con prefabricación en taller de vigas de 24 m de luz (1972).

trucción se verifica —cuando el número de tramos es suficientemente grande— por prefabricación y lanzamiento de las vigas que se unen entre sí por una losa y por medio de vigas riostras más o menos espaciadas. Se ve claramente cómo la subdivisión en vigas es necesaria para por un lado manejar un peso relativamente reducido, y por otro, que la viga en sí es un elemento resistente autosuficiente que se basta a sí misma para resistir su propio peso y el de la losa superior. Si nos fijamos en este tipo de tablero se verifica un aspecto especialmente significativo. Todas las fases de trabajo por las que pasa el tablero están sometidas al mismo tipo de esfuerzos que los que luego solicitarán al tablero terminado (fig. 7).

Lo mismo le sucede al puente por voladizos sucesivos, tanto los ejecutados in situ como los ejecutados por dovelas (fig. 8). Cada una de las fases por las que va pasando el tablero tienen la misma estructura resistente que la final, las agregaciones sucesivas de dovelas, necesarias para limitar el peso del elemento a magnitudes manejables, producen una ménsula cada vez mayor, cuyo pretensado corresponde a aquella parte del total necesario para sostenerla.

Es tal la adecuación entre proceso constructivo y funcionamiento resistente en estos dos tableros que no en vano han dado lugar a dos de los tipos de puente más repetidos en la actualidad.

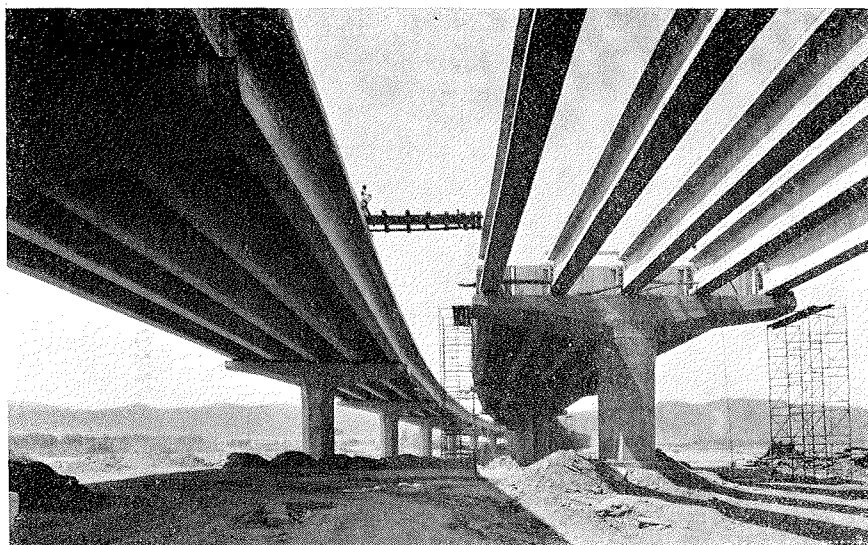


Fig. 7.—Viaducto sobre el Llobregat en el tramo segundo de la autopista Barcelona-Tarragona. Lanzamiento de vigas prefabricadas de 40 m de luz, a las que luego se las dará continuidad por hormigonado in situ (1971).

Pues bien, si la sección transversal la considerábamos como elemento generatriz del tablero desde el punto de vista del funcionamiento resistente, es claro también, después de lo dicho, que su geometría viene condicionada por el proceso constructivo empleado. Funcionamiento resistente y proceso constructivo son los dos elementos estructurales del tablero y su relación, la influencia de cada uno de ellos en la configuración del puente varía con el conjunto de condicionantes de que dependen. Por esta razón, las conclusiones configuradoras de la sección transversal, deducidas a través del tratamiento exclusivamente resistente, se varían al tener en cuenta el proceso constructivo y el grado de variación a lo largo del tiempo depende tanto del desarrollo científico de los dinteles como del desarrollo en los condicionantes del proceso constructivo.

\* \* \*

En esta introducción hemos pasado revista, muy sucintamente, la problemática de la sección transversal del dintel pretensado, problemática que desarrollaremos a lo largo del presente trabajo. Se nos planteó el problema de cómo ordenar la exposición. Si partir de lo general a lo particular o a la inversa. Optamos, finalmente, por esto último, en primer lugar porque era mucho más fácil, y en segundo lugar, porque se evita el peligro de establecer una definición estricta del problema y estar encorsetado en esa definición en el desarrollo de los casos particulares. Cuando, además, la definición general proviene de la síntesis de una evolución plasmada caso a caso.

La clasificación la establecemos utilizando como criterio selectivo la cuantía de la rigidez a torsión de las vigas que constituyen el tablero. En primer lugar, trataremos de aquellos tableros formados por vigas de poca rigidez torsional, y después, los formados por vigas de considerable rigidez torsional.

Puente de Castejón sobre el Ebro. Colocación de una dowe'a prefabricada (1968).

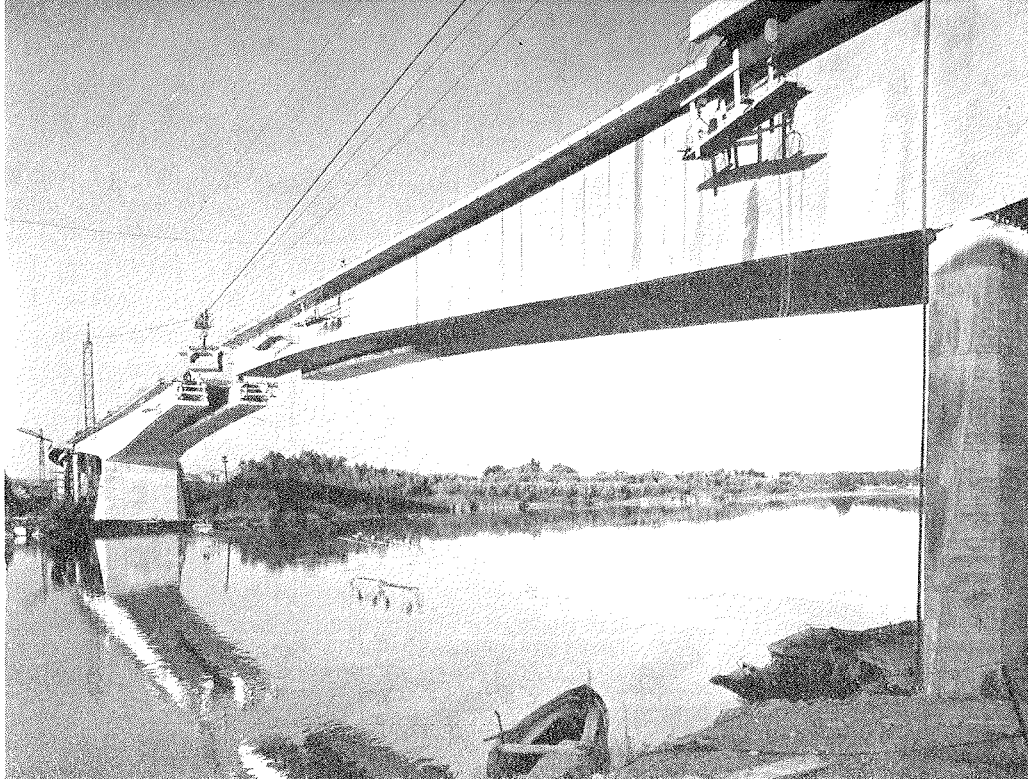
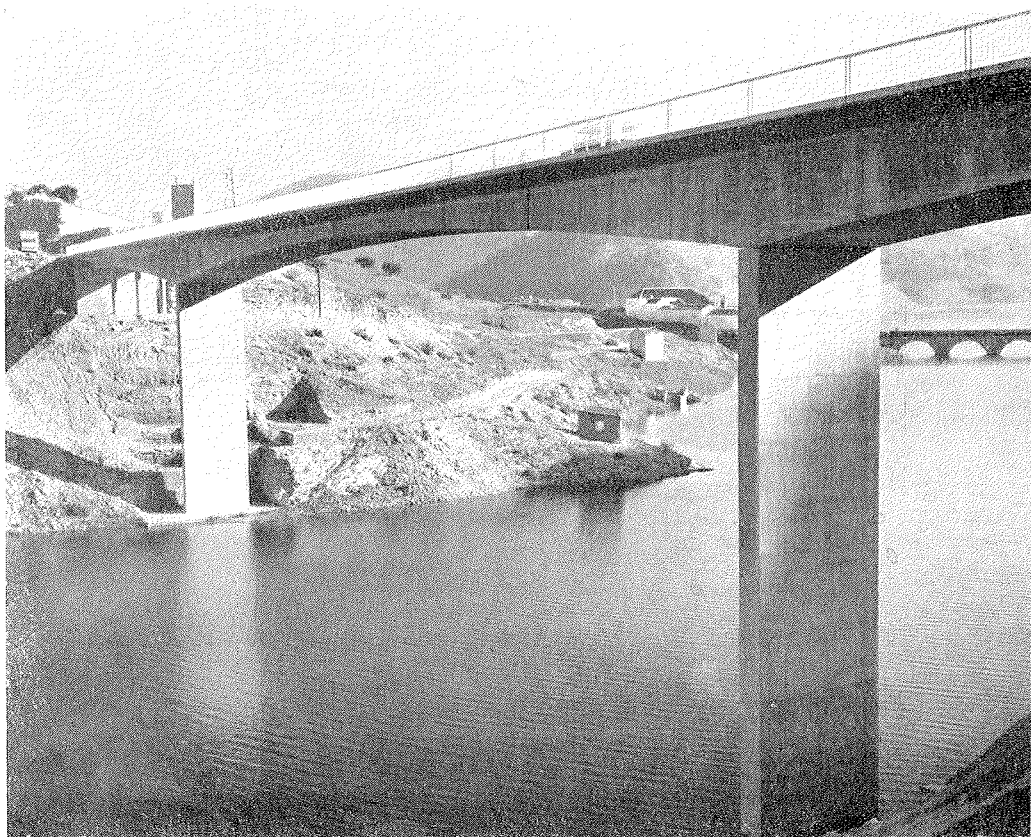


Figura 8.



Puente de Priego. Construcción por dovelas hormigonadas in situ (1969).

Todos los puentes que aparecen en la introducción han sido proyectados por Carlos Fernández Casado, Javier Manterola y Leonardo Fernández Troyano.

## I. SECCION TRANSVERSAL CON VIGAS DE POCA RIGIDEZ A TORSION

Una de las disposiciones más habituales en la ordenación del tablero de un puente la constituye la distribución de una serie de vigas, de sección T o doble T, con dirección paralela al eje longitudinal del tablero y que se unen entre sí por una losa que constituye la superficie donde se asienta la capa de rodadura y por una serie de vigas riostras más o menos espaciadas. La figura 9 representa tres ejemplos de este tipo de tablero.

Desde un punto de vista resistente el mecanismo transversal del tablero es asimilable al de una viga continua apoyada sobre un conjunto de vigas, que por carecer de una rigidez a torsión considerable, reaccionan como apoyos elásticos. Aunque el mecanismo resistente es algo más complejo que el descrito, encontramos en esta organización un intento de clasificar la forma de resistir de cada uno de los elementos que la componen, lo que habitualmente redundaría en una economía de materiales y en un conjunto de posibilidades de subdivisión en partes de cara al proceso constructivo.

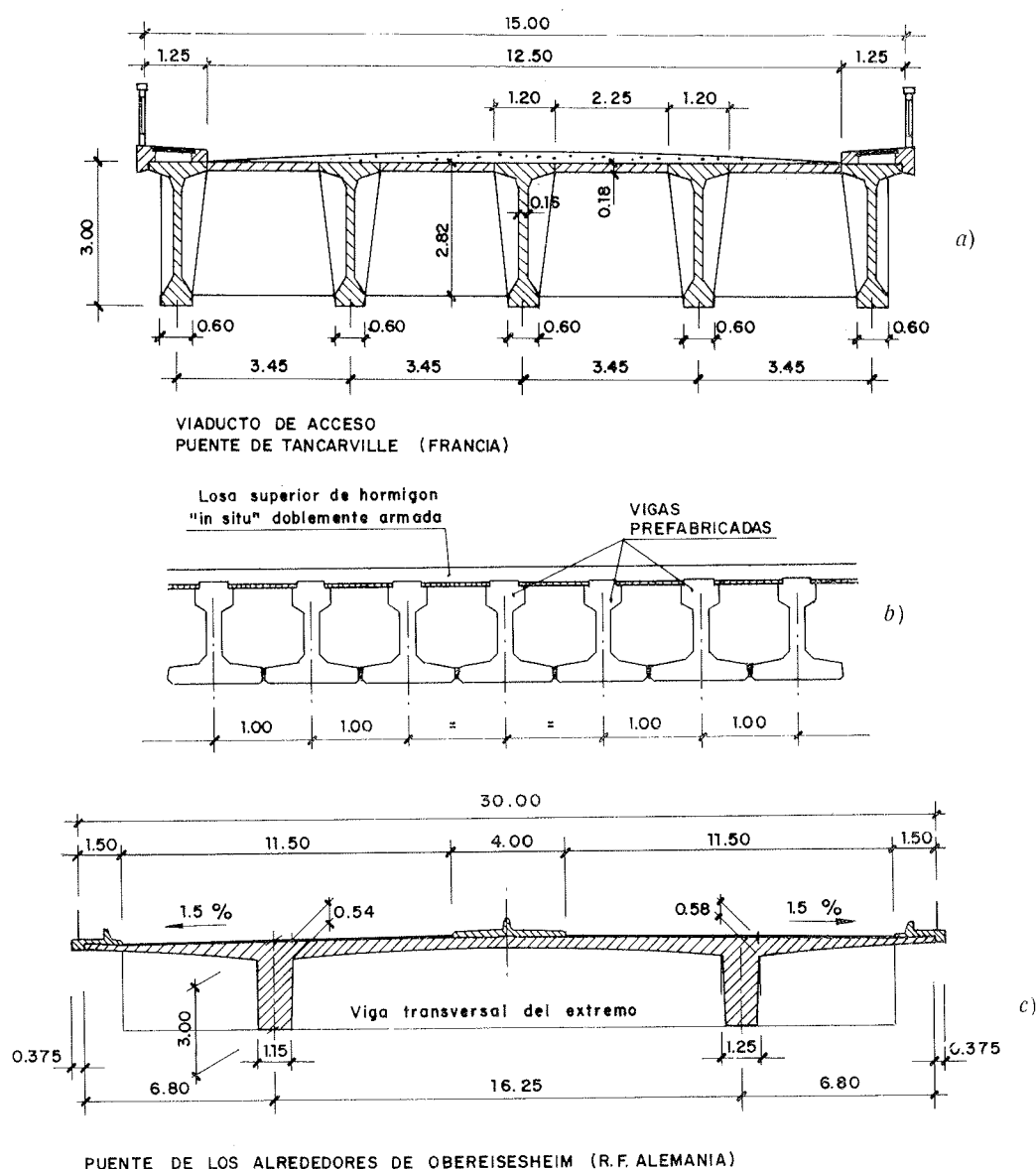


Figura 9.



En el examen que haremos a continuación veremos que el mecanismo resistente y el proceso constructivo dan lugar a un conjunto de condicionantes, a veces contrapuestos en la organización de la estructura y que su concreción varía con el tiempo, según vaya variando la influencia de uno u otro. De esta problemática se decantan opciones sobre:

- Forma y tamaño de las vigas.
- Separación entre ellas.
- Tipo de arriostramiento transversal.
- Vinculación longitudinal de las vigas entre dos tramos contiguos.

Para comenzar veremos en primer lugar el reparto transversal.

### 1.1. Reparto transversal de cargas.

El mecanismo de reparto transversal de cargas entre las vigas recoge la parte más importante del comportamiento resistente de este tipo de tableros. Pone en juego a la rigidez a flexión y torsión de las vigas longitudinales y de las vigas y losas transversales.

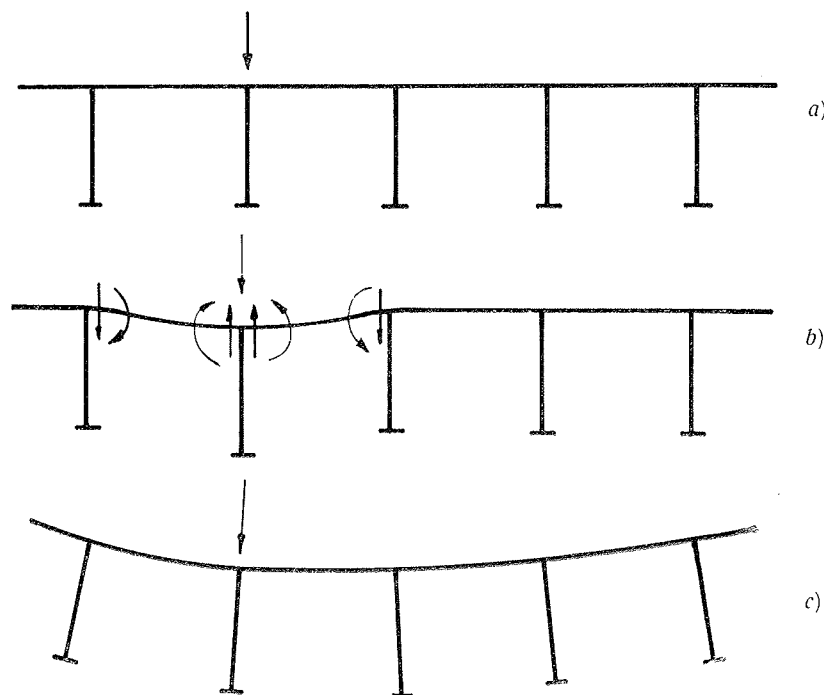


Figura 10.

Al incidir una carga en una viga determinada del tablero la hace flectar, produciendo un asiento diferencial respecto a las contiguas.

A este asiento se opone la rigidez a flexión de la estructura transversal, la cual produce una transmisión de esfuerzos, momentos flectores y cortantes al resto de las vigas (figura 10-b).

Estos esfuerzos solicitan a la estructura en su conjunto, y como todo mecanismo hiperestático su cuantía depende de la rigidez que presenta la estructura a la acción que la solicita.

La situación final (fig. 10-c) determina una serie de giros y flechas de cada viga que reflejan la proporción de carga total resistida por cada una de ellas, es decir, el reparto transversal.

Esta deformada podemos descomponerla en dos:

La primera corresponde a la introducción de un giro y una traslación de la sección transversal considerada como indeformable,

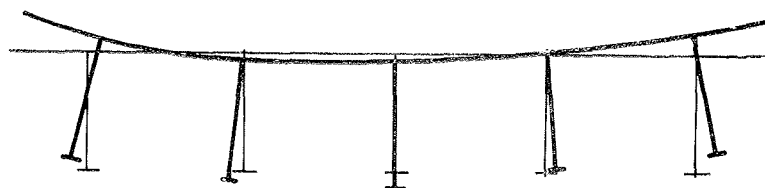


Figura 11.

La segunda corresponde a la desviación de esta deformada debido a la condición deformable de la estructura transversal. Examinemos por separado estos dos componentes del reparto con el fin de visualizar mejor el mecanismo resistente.

a) *Sección transversal indeformable.*

En primer lugar, es necesario decir que un tablero tiene sus secciones transversales indeformables cuando existen un número infinito de vigas riostras infinitamente próximas. Esta condición, necesaria desde un punto de vista teórico, se reduce en la práctica a bastantes menos, como más adelante veremos.

Una vez establecida esta condición veamos cuál es el estado tensional que se produce en un tablero cuya sección transversal aparece en la figura 12 y que se le solicita bajo una carga descentrada.

Esta carga podemos descomponerla en dos partes. La primera consiste en suponerla centrada, el estado tensional que produce en el tablero es perfectamente conocido por la teoría normal de la flexión.

El momento torsor, que constituye la segunda parte de la sollicitación general del tablero, produce un estado tensional más complejo. Para estudiarlo supongamos que el tablero está apoyado en sus extremos. Bajo la sollicitación del momento torsor la deforma-

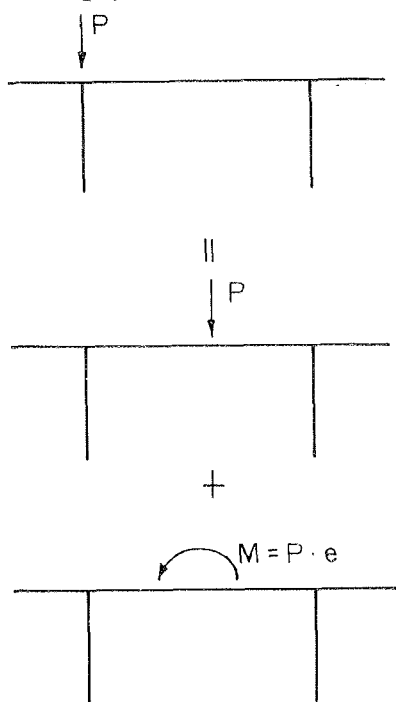


Figura 12.

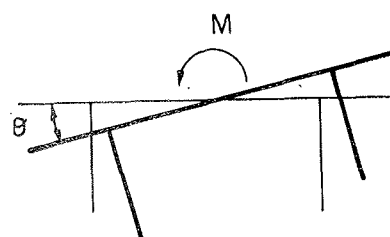


Figura 13.

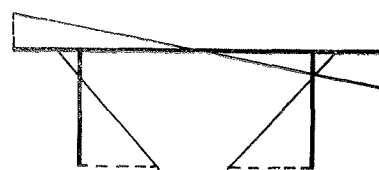


Figura 14.

da será la producida por una serie de giros alrededor de la línea de centros de esfuerzos cortantes.

Por efecto de este giro, cada una de las losas que constituyen la sección transversal experimentará un giro, igual al giro general  $\theta$  de la sección y una traslación proporcional a la distancia de cada una de las losas al centro de esfuerzos cortantes. El giro de las losas produce sobre ellas un estado tensional tangente regido por la ley de St. Venant. Este estado tensional recoge una parte del momento torsor que solicita a la sección  $m_t = -G J_d \cdot \theta''$ , en donde  $J_d$  es la suma de las rigideces a torsión de los rectángulos y  $\theta$  el ángulo de giro de la sección.

La traslación de las losas, proporcional a su distancia al centro de esfuerzos cortantes, produce un estado de flexión en cada una de ellas. En las almas y losa de la viga aparece un estado de flexión contrario con resultante total nula, ya que la flexión sobre la sección total es nula, pero con esfuerzos cortantes, cuyo par recoge la segunda parte al momento torsor que solicita a la sección.

En la figura 14 aparece la ley de tensiones longitudinales sobre la sección debidas a este efecto y que recibe el nombre de bimomento. Su valor es proporcional a las superficies sectoriales respecto al centro de esfuerzos cortantes  $\sigma = B \cdot \omega / J_\omega$ .

La ecuación que regula este efecto es  $m_t = E \cdot J_\omega \cdot \theta''''$ .

El momento torsor total que solicita a la viga será, por tanto, suma de los dos anteriores. La torsión de St. Venant y la torsión-flexión  $m = E \cdot J_\omega \cdot \theta'''' - G \cdot J_d \cdot \theta''$ .

La solución de esta ecuación diferencial nos proporciona el giro y el estado tensional conjunto de la sección.

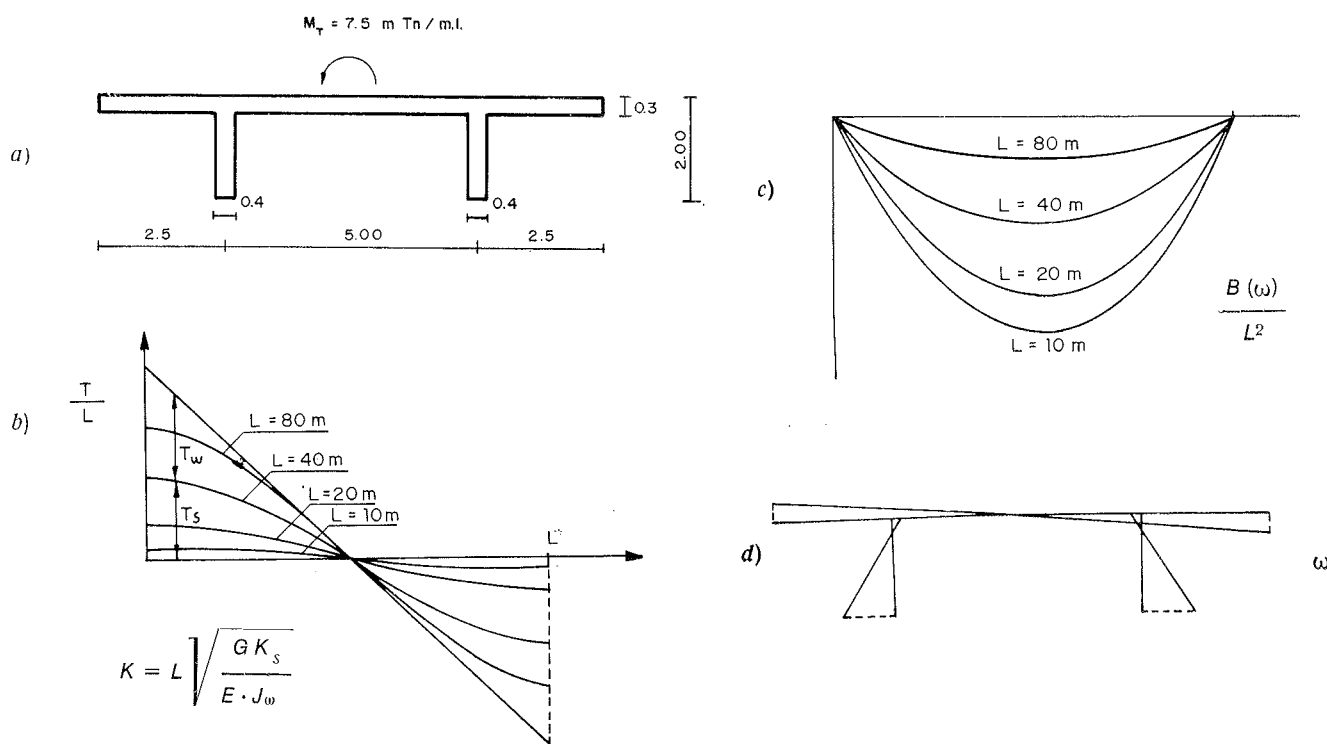


Figura 15.

El valor de la constante  $K = L \sqrt{G \cdot J_d / E \cdot J_\omega}$  determina que parte del momento torsor se resiste por flexión y que parte es resistido por torsión.

Cuando  $K$  es pequeño, variando entre 0 y 2, casi toda la torsión es resistida por el mecanismo de flexión. La ecuación diferencial se puede reducir a  $m = E J_\omega \theta''''$ . Este caso se produce cuando la rigidez a torsión de St. Venant es muy pequeña, como en el caso de vigas metálicas y cuando la luz no es muy grande.

Los casos normales en tableros de hormigón pretensado, la parte de torsión recogida por flexión es equiparable a la recogida por estado tensional tangente de torsión sobre las losas y almas de las vigas.

En la figura 15 representamos: en a) la sección transversal de un tablero de hormigón solicitada por un momento torsor uniformemente repartido de 7,5 m/t/ml, en b) se representa para cuatro luces distintas de 80, 40, 20 y 10 m la parte de la torsión total  $T$  recogida por flexión  $T_\omega$  y la recogida por torsión de St. Venant  $T_s$ , en c) representamos la variación a lo largo del tablero del bimomento que multiplica a la ley de  $\omega$  representada en d) para obtener el estado tensional longitudinal de la sección.

Si hasta ahora hemos visto por separado el estado tensional de la sección bajo el efecto de la carga centrada y el momento torsor, el estado tensional producido por la carga descentrada será el producido por la suma de ambos.

Es decir  $\sigma = \frac{M_y}{I_y} y + \frac{B}{J_\omega} \cdot \omega$ . Para obtener el máximo es necesario tener en cuenta que la flexión simple y el bimomento producen tensiones longitudinales del mismo signo en la mitad del tablero y de signo contrario en la otra mitad. El máximo en cada punto puede obtenerse por el trazado de las superficies de influencia y cargando las zonas aditivas y no cargando las sustractivas.

Si con el fin de la simplicidad hemos tratado el caso de sección transversal indeformable para el tablero formado por dos vigas, de la misma manera podíamos establecer el cálculo para el caso de más vigas. La diferencia está únicamente en la obtención de las características  $J_d$  y  $J_\omega$ , ya que aparte de esto el cálculo es el mismo.

#### b) Sección transversal deformable.

El reparto transversal obtenido de esta manera representa el máximo posible de obtener en este tipo de secciones. Sin embargo, este máximo es teóricamente inalcanzable debido a que la hipótesis de indeformabilidad de la sección transversal no es cierta. Como ya hemos visto en la figura 10, las cargas descentradas solicitan a la estructura transversal y la deforman, lo que redundará en una pérdida de eficacia. Se verifica entonces el mecanismo hiperestático de reparto que enfrenta las rigideces longitudinales y transversales del tablero, y es la relación entre ellas la que determina la proporción que se obtiene del reparto transversal máximo.

De lo dicho se infiere que la rigidez a conferir a la sección transversal, para una misma eficacia de reparto, es una magnitud relativa a la rigidez a flexión de las vigas longitudinales. Al variar estas rigideces, no sólo con la inercia, sino con la luz, una misma sección transversal es más eficaz cuando, para inercia constante, aumentamos la luz longitudinal. Lo mismo pasa si mantenemos la luz para variar el ancho del tablero. Cuando éste aumenta se reduce el reparto y viceversa. Se ve de esta forma la influencia que dé la relación ancho-luz tiene en la eficacia de reparto transversal.

El método de Guyon-Massonett reduce el tablero al estudio de una losa ortótropa recogiendo el efecto anterior en su coeficiente  $\theta = b/L \sqrt[4]{I_1/I_2}$ .



La relación entre las rigideces a flexión y torsión longitudinal y transversal lo tiene en cuenta a través de su coeficiente  $\alpha$ .

La carga interviene en este proceso, principalmente, a través de su distribución posible en el tablero. No se requiere gran eficacia de reparto en el caso de que la sobrecarga se distribuya por igual en toda su superficie. Por el contrario, será necesario desarrollarla al máximo en aquellos casos en los que se concentre únicamente en pequeñas zonas.

De lo dicho se deduce que la eficacia del reparto transversal depende:

1. De la relación ancho-luz del tablero.
2. De la relación entre las inercias de las vigas longitudinales y transversales.
3. De la distribución de la carga sobre el tablero.

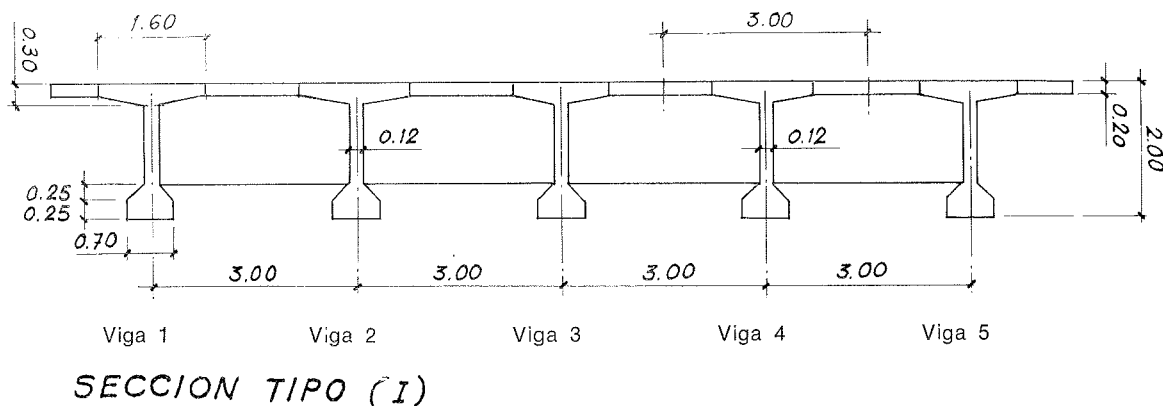


Figura 16.

Para dilucidar el conjunto de problemas que se plantean hemos realizado el estudio en detalle de dos tableros de 35 m de luz, con una relación ancho-luz de 0,428. Estos dos tableros se diferencian entre sí en el número de vigas longitudinales que los componen, 5 vigas en el primero (fig. 16), separadas entre sí 3 m, y ocho vigas en el segundo (fig. 17), separadas 1,875 m. Las variantes que se han introducido en estos tableros son:

1. *Tipo de sustentación*: Se han calculado con sustentación apoyada y empotrada.
2. *Inercia transversal*: Utilizando como inercia transversal:
  - a) Solamente la losa de unión entre vigas y dos vigas riostras en los extremos.
  - b) Añadiendo dos vigas riostras intermedias.
  - c) Tres vigas riostras intermedias.
  - d) Cinco vigas riostras intermedias.

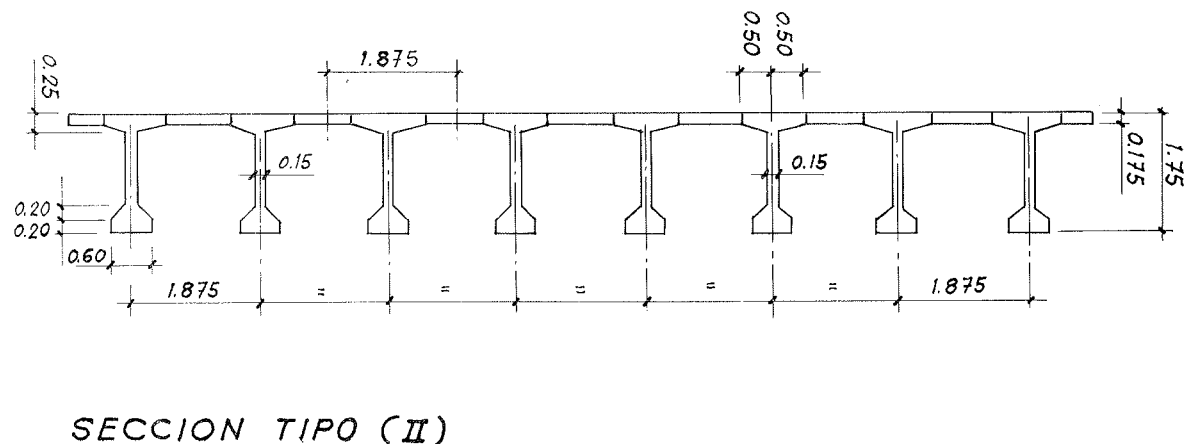


Figura 17.

3. *Carga*: Para la colocación de la carga se han obtenido las superficies de influencia de cara a obtener el máximo momento flector en el centro de las vigas extremas e intermedia. Estas dos situaciones las denominaremos carga descentrada y carga centrada:

a) Se ha utilizado el tren núm. 2 de cargas de la instrucción del M.O.P. actualmente en vigor.

b) Se ha utilizado el nuevo tren de cargas, aún no vigente propuesto por el M.O.P., que consiste en una carga uniformemente repartida de  $400 \text{ kg/m}^2$  y de un tanque de 60 t colocado en cualquier sitio.

Este segundo tren de cargas, que a efecto de carga total produce esfuerzos algo más reducidos que el vigente, sin embargo, produce efectos locales más importantes, y de cara al problema del reparto transversal es más desfavorable, por ser más concentrado que el primero.

Aunque este estudio no es realmente muy exhaustivo de cara a la influencia de todas las variables que pueden presentarse, sí produce información suficiente para esclarecer un conjunto de problemas de la sección transversal. Fijaremos nuestra atención, en primer lugar, a las flexiones sobre las vigas longitudinales. Pasaremos después a las flexiones en la sección transversal.

## **1.2. Influencia del número de vigas riostras, de vigas longitudinales y de condiciones de apoyo en los momentos flectores longitudinales.**

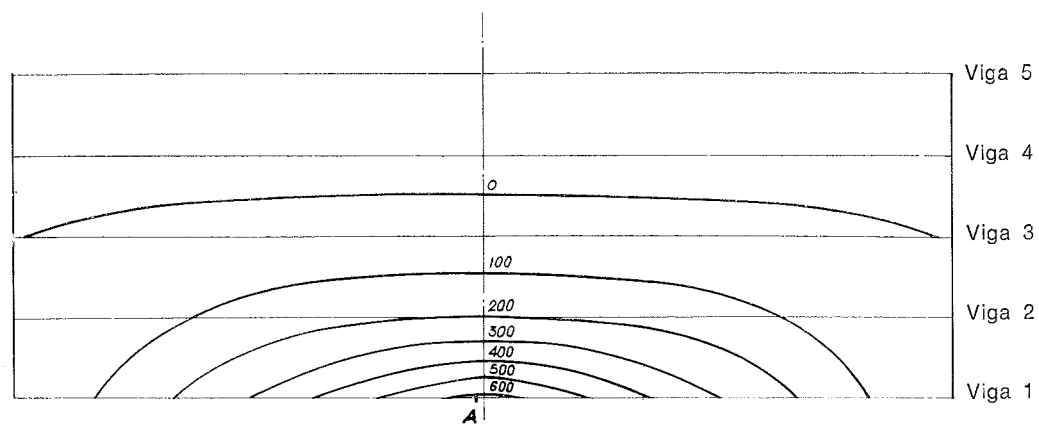
a) *Tablero número 1, formado por cinco vigas longitudinales apoyadas.*

En las figuras 18, 19 y 20 se representan las superficies de influencia de los momentos flectores longitudinales en el centro del vano de las vigas extrema, intermedia y central.

Al considerar el momento máximo debido a la sobrecarga (tren núm. 2) en la viga extrema observamos que la superficie de influencia cuando el tablero tiene cinco vigas riostras intermedias ocupa una superficie mayor que cuando no tiene ninguna viga riostra intermedia. En la figura 21-a se representa la distribución de momentos flectores longitudinales en el centro del tablero, cuando la sobrecarga del tren número 2 ocupa la superficie que se determina en las superficies de influencia para producir máximo momento flector en la viga extrema. En ella vemos que cuando el tablero no tiene vigas riostras el momento es un 19 por 100 menor que cuando tiene cinco vigas riostras. Esto es consecuencia de que dicho tren de cargas no es muy concentrado e influye más la diferencia de superficies que la pendiente de las mismas. Si en lugar de actuar el tren número 2 se colocase una fuerza de 100 t en el centro de dicha viga el momento flector sin vigas riostras alcanza 677 m t, y con cinco vigas riostras 522 m t. Bajo el tren número 2 la rigidez transversal en el caso de que existan vigas riostras obliga a la viga extrema a deformarse más, cosa que no ocurre cuando las vigas no existen.

Esa diferencia del 19 por 100 se reduce al 7,5 por 100 si consideramos el momento total, añadiéndole el producido por el peso propio y la carga muerta (fig. 21-b).

SIN VIGAS  
RIOSTRAS  
INTERMEDIAS



CON CINCO  
VIGAS RIOSTRAS  
INTERMEDIAS

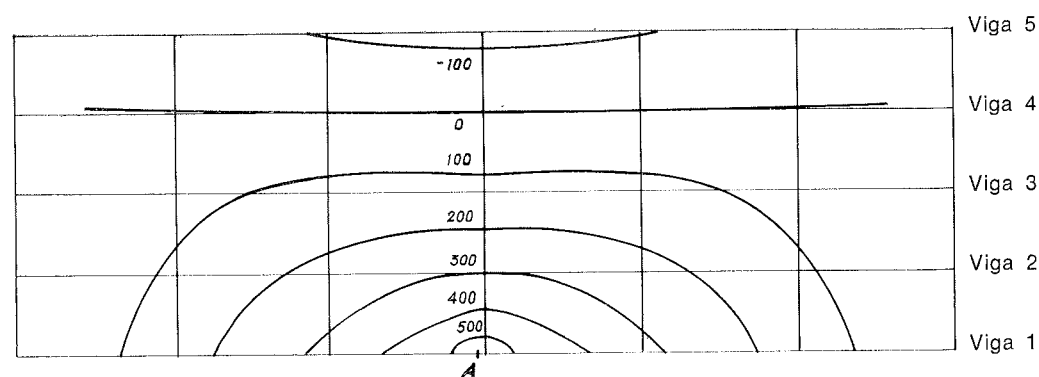
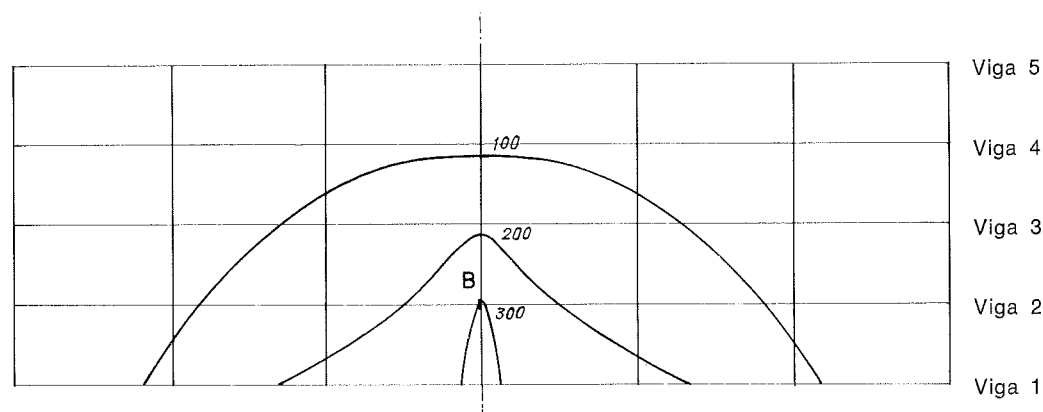


Fig. 18. — Superficie de influencia de momentos flectores en A.

SIN VIGAS  
RIOSTRAS  
INTERMEDIAS



CON CINCO  
VIGAS RIOSTRAS  
INTERMEDIAS

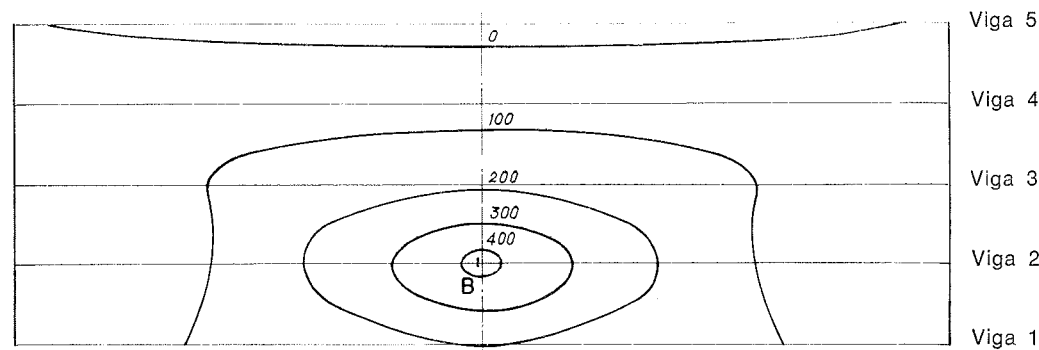
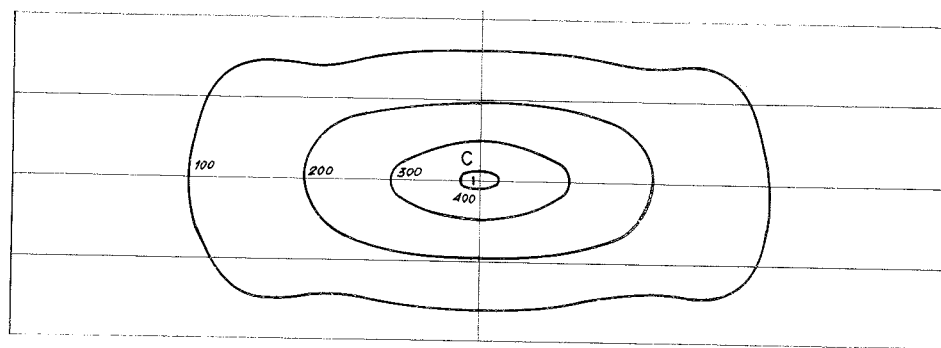


Fig. 19. — Superficie de influencia de momentos flectores en B.



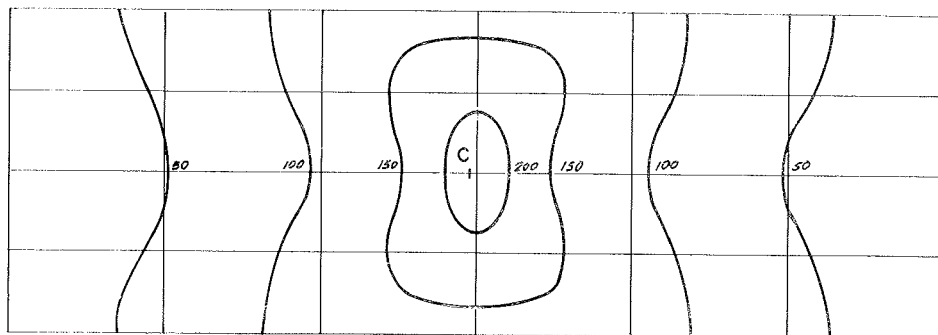
Viga 5

Viga 4

SIN VIGAS  
RIOSTRAS  
INTERMEDIAS

Viga 2

Viga 1



Viga 5

Viga 4

CON CINCO  
VIGAS RIOSTRAS  
INTERMEDIAS

Viga 2

Viga 1

Fig. 20. — Superficie de influencia de momentos flectores en C.

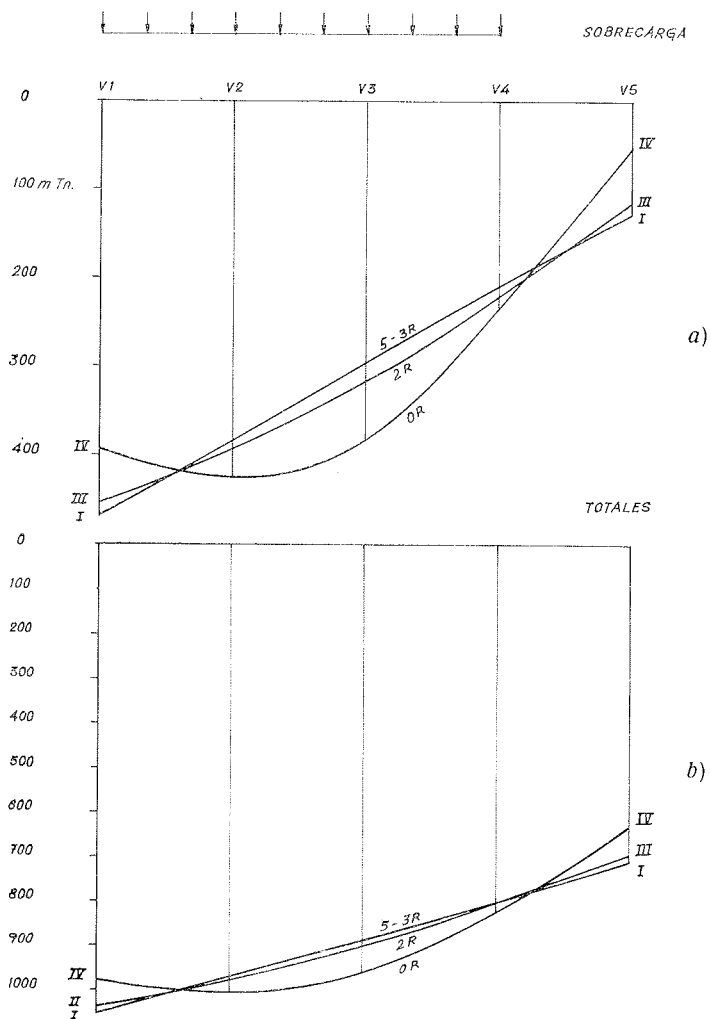


Fig. 21. — Distribución momentos flectores longitudinales en el centro. Apoyada T2. (5 vigas apoyadas)

NR = N° DE RIOSTRAS INTERMEDIAS

T2 = TREN NUM. 2

V1 = VIGA 1

Si en lugar de considerar el tren número 2 consideramos el tren nuevo (fig. 22) propuesto por el Ministerio de Obras Públicas, la diferencia de valores de los momentos flectores para la sobrecarga se reduce al 2,5 y al 1,1 por 100 para la sobrecarga y carga total, respectivamente. Esto es debido, como ya hemos dicho, a la mayor concentración de la sobrecarga de este tren.

Si consideramos ahora los momentos flectores en la sección central de la viga del medio, vemos en la figura 20 que las superficies de influencia aditivas ocupan toda la del tablero y por tanto los momentos flectores, cuando no existen vigas riostras, serán mayores

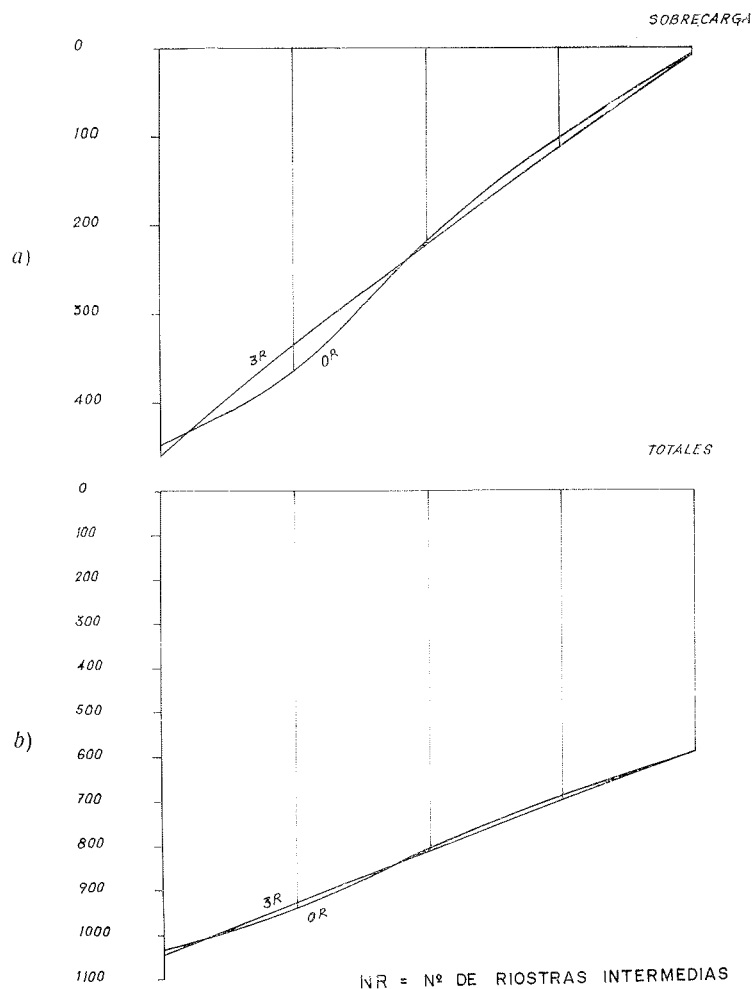


Figura 22.

que cuando existen, debido a la mayor pendiente de la superficie de influencia en el primer caso. Esta diferencia se refleja en la figura 23-a, en donde el momento flector en el caso de no existencia de vigas riostras produce un momento 9,9 por 100 mayor que cuando existen cinco vigas riostras. Dicha diferenciase reduce al 4,1, en el caso de carga total (figura 23-b).

Para el nuevo tren de cargas la diferencia es mucho mayor, alcanza el 27 por 100 para la sobrecarga y se reduce al 9,3 por 100 para la carga total. La razón para que esto sea así es otra vez la mayor concentración de este nuevo tren de cargas (fig. 24, a y b).

De las figuras 21 y 22 se deduce también que no existe diferencia entre los momentos flectores cuando se colocan tres o cinco vigas riostras intermedias, lo que quiere decir que para el tren de cargas número 2 y el tablero elegido cinco vigas riostras intermedias es un arriostamiento superabundante.



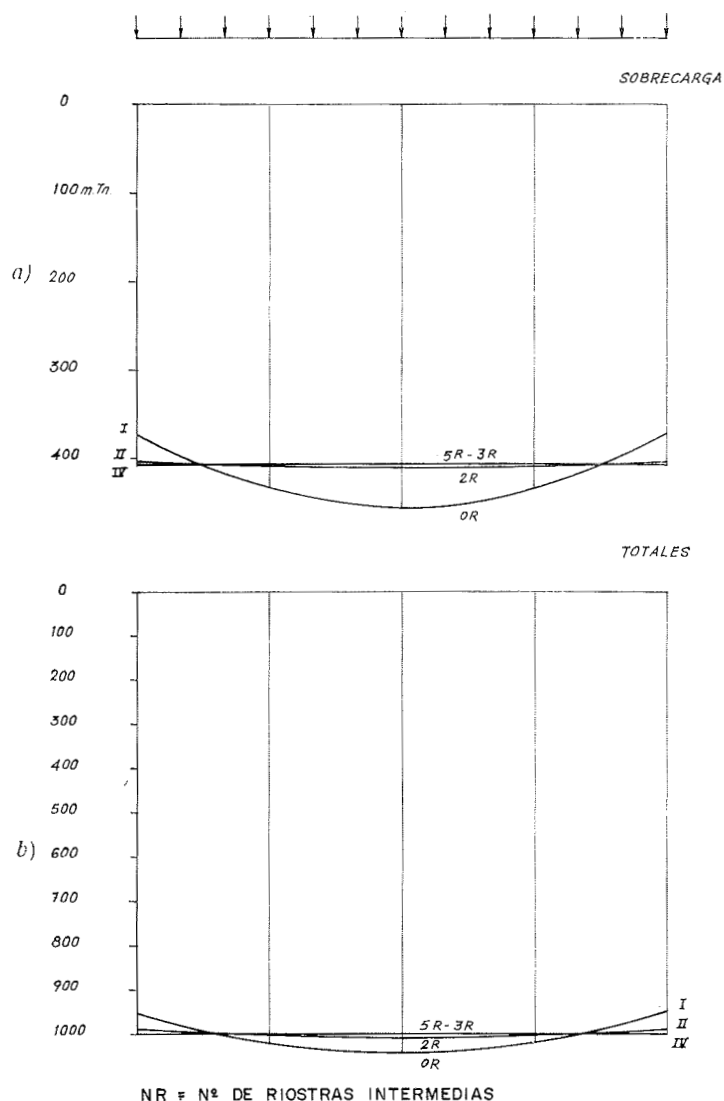


Fig. 23. — Distribución momentos flectores longitudinales en el centro. Apoyada T2 (5 vigas apoyadas).

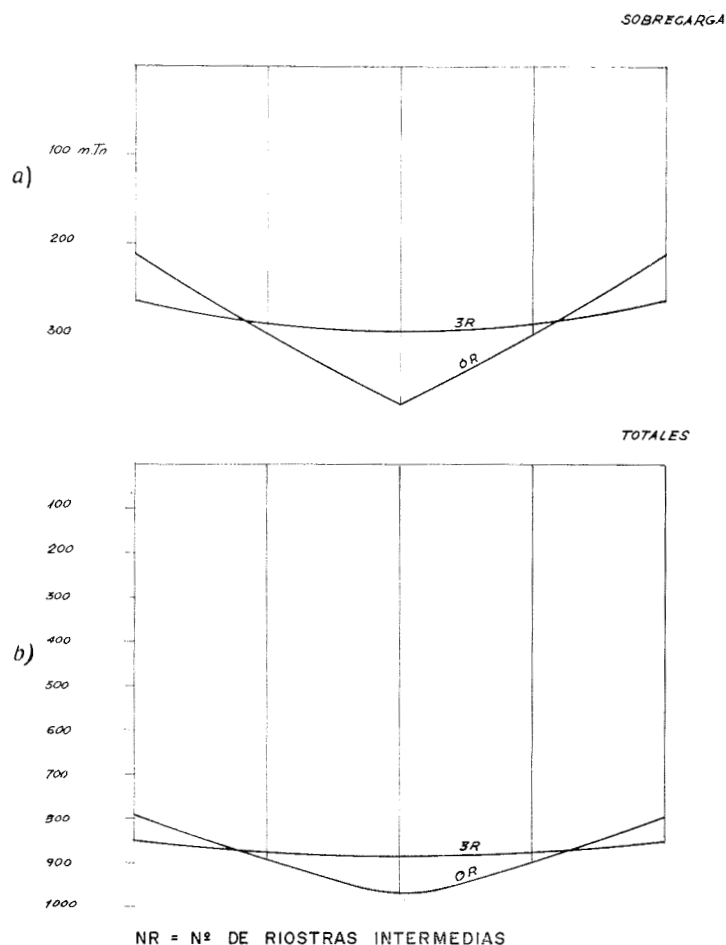


Fig. 24. — Distribución momentos flectores longitudinales en el centro. Apoyada TN (5 vigas apoyadas). Sobrecarga descentrada

En el caso de dos vigas riostras intermedias ya existe alguna diferencia respecto a las anteriores. Sin embargo, esta diferencia está incrementada por el hecho de que en la sección central no existe viga riostra en este caso, al contrario de lo que pasa en los casos de tres y cinco vigas. Si mirásemos otros puntos la diferencia sería menor debido a que estas vigas son especialmente efectivas cuando se colocan bajo la carga.

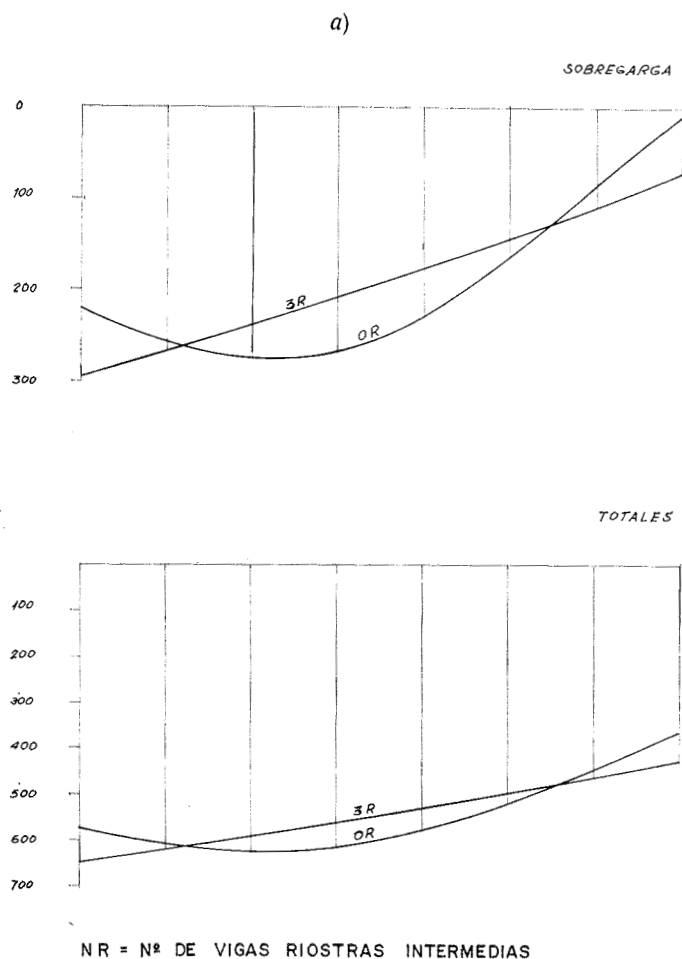
#### b) Tablero número 2, formado por ocho vigas longitudinales apoyadas.

Este tipo de tablero se ha estudiado utilizando las mismas hipótesis de carga que en el caso del tablero número 1. Los casos de arriostramiento transversal se han reducido a dos. En el primero utilizamos como rigidez transversal la losa de unión entre vigas ( $e = 18$  centímetros) y dos vigas riostras sobre apoyos, y en segundo añadimos además tres vigas riostras intermedias.

Las figuras 25-a y b y 26-a y b representan los momentos flectores en la sección central del tablero para carga descentrada y centrada solicitadas por el tren número 2. Si comparamos los momentos en la sección central en este caso con los que se producen en el tablero número 1, vemos que las diferencias que se obtienen cuando existen tres riostras intermedias o cuando no existen, son un poco mayores. La viga extrema en el caso de tres riostras tiene un momento de sobrecarga un 33 por 100 mayor que el caso sin riostras contra el 19 por 100 que presentaba el tablero número 1. La viga central tiene, en el caso de tres riostras, una reducción del 11 por 100 respecto al momento que tiene la misma viga en el tablero sin riostras intermedias. Este incremento era del 10 por 100 en el caso del tablero número 1.

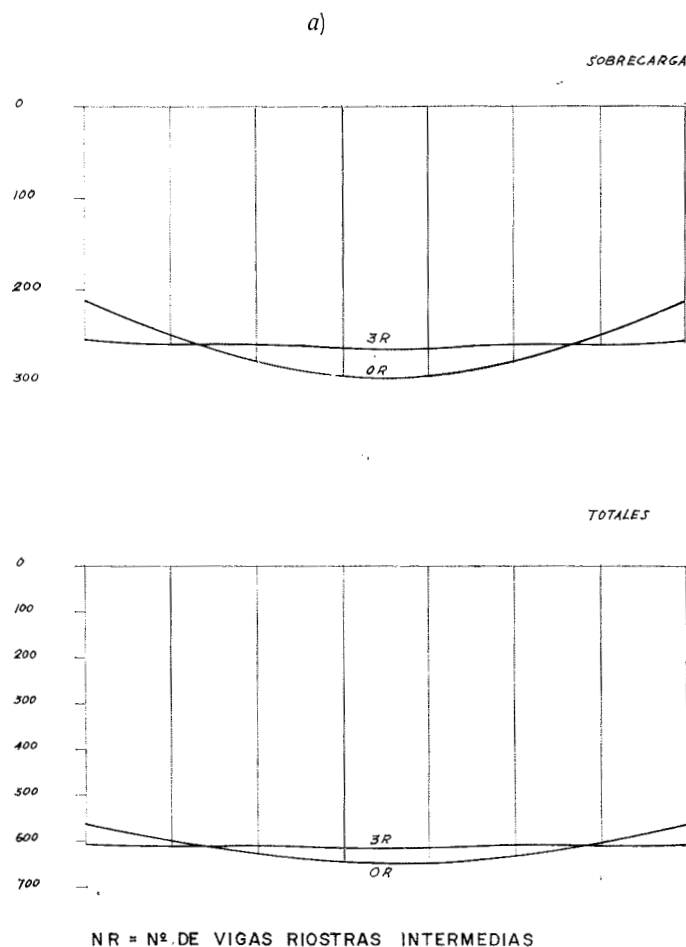
Este efecto se debe sin duda al hecho de que la losa de unión entre vigas en el caso del tablero número 2 es de 18 cm contra los 20 cm del tablero número 1.

El efecto que producía el nuevo tren de cargas del Ministerio de Obras Públicas de equilibrar los momentos en la viga extrema y diferenciar más los momentos en el centro cuando tratábamos del tablero número 1 según se aumentase el número de riostras inter-



b)

Fig. 25. — Distribución momentos flectores longitudinales en el centro. Apoyada T2 (8 vigas apoyadas). Sobrecarga descentrada



b)

Fig. 26. — Distribución momentos flectores longitudinales en el centro. Apoyada T2 (8 vigas apoyadas). Sobrecarga centrada

medias se acentúa en este caso en razón del menor espesor de la losa de unión entre vigas (figs. 27 y 28).

Por lo demás, los efectos producidos por el arriostramiento transversal son los mismos en el tablero número 1 y número 2.

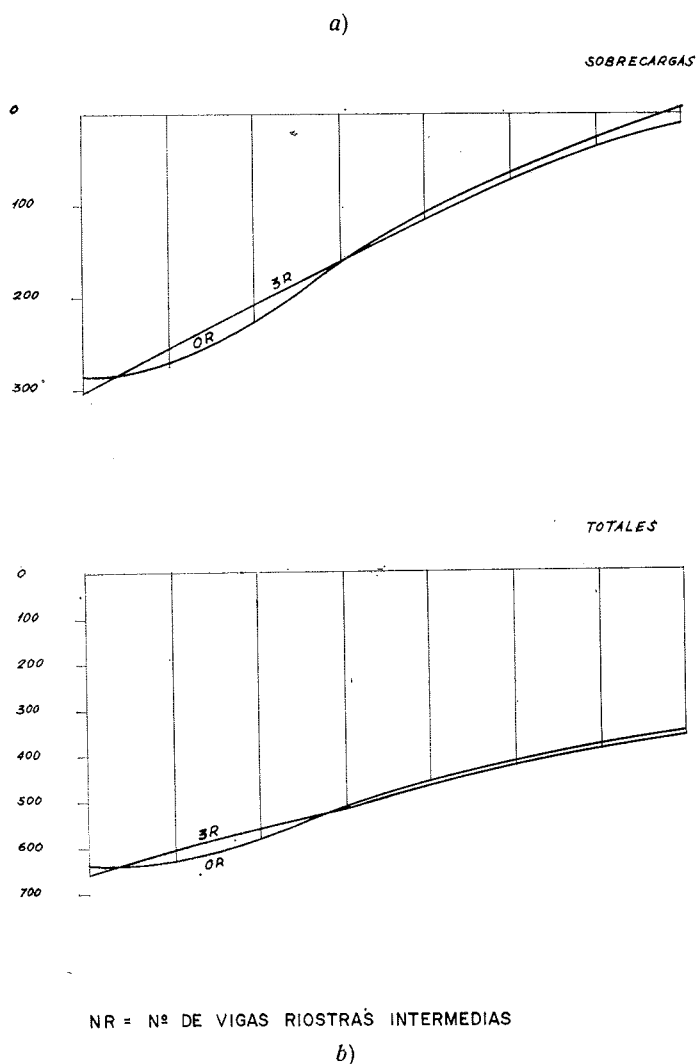


Fig. 27. — Distribución momentos flectores longitudinales en el centro. Apoyada TN (8 vigas apoyadas). Sobrecarga descentrada

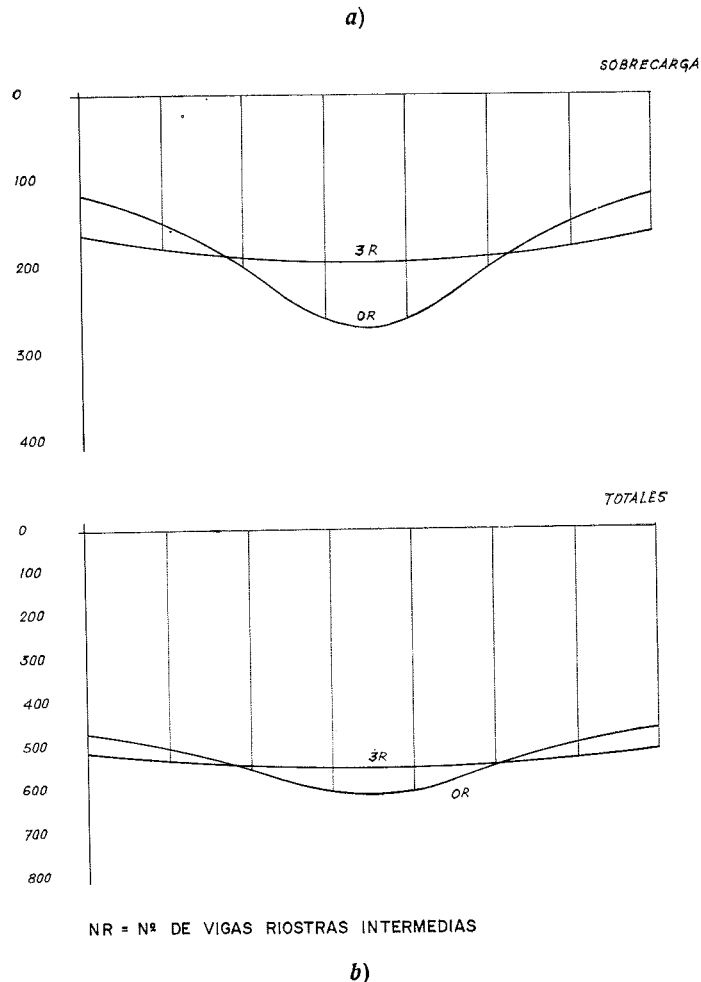
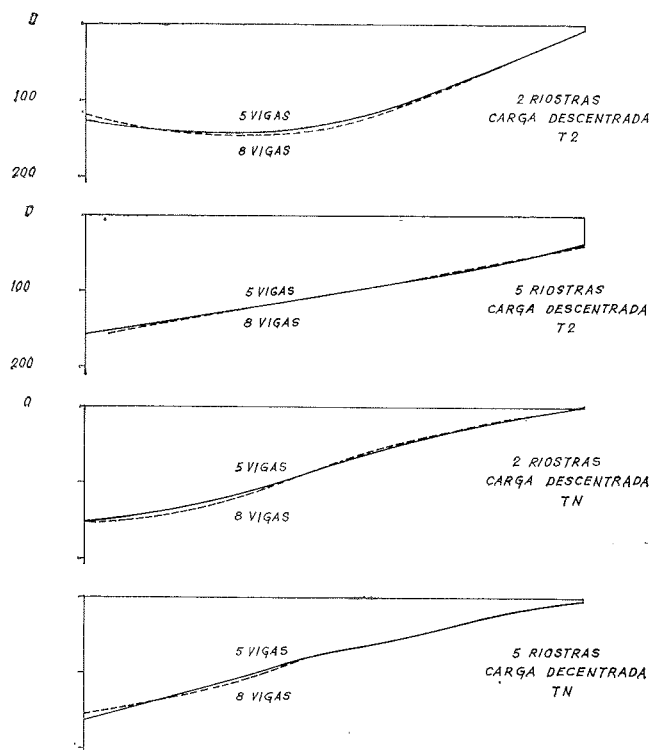


Fig. 28. — Distribución de momentos flectores longitudinales en el centro. Apoyada TN (8 vigas apoyadas). Sobrecarga centrada

### c) Comparación del comportamiento bajo la sobrecarga de los tableros números 1 y 2.

Las figuras 29 y 30 representan los momentos flectores en el centro de las vigas de los tableros números 1 y 2, según su arriostramiento transversal. La representación de los momentos flectores en este caso no es igual al de las curvas anteriores, pues mientras en la comparación que estamos tratando representamos los momentos por metro lineal de ancho de tablero, antes obteníamos la curva uniendo el valor absoluto del momento en cada viga.

Fig. 29. — Comparación entre 5 y 8 vigas.  
Carga descentrada (vigas apoyadas).



LOS MOMENTOS QUE SE REPRESENTAN SON POR METRO LINEAL DE ANCHO NO POR VIGA.

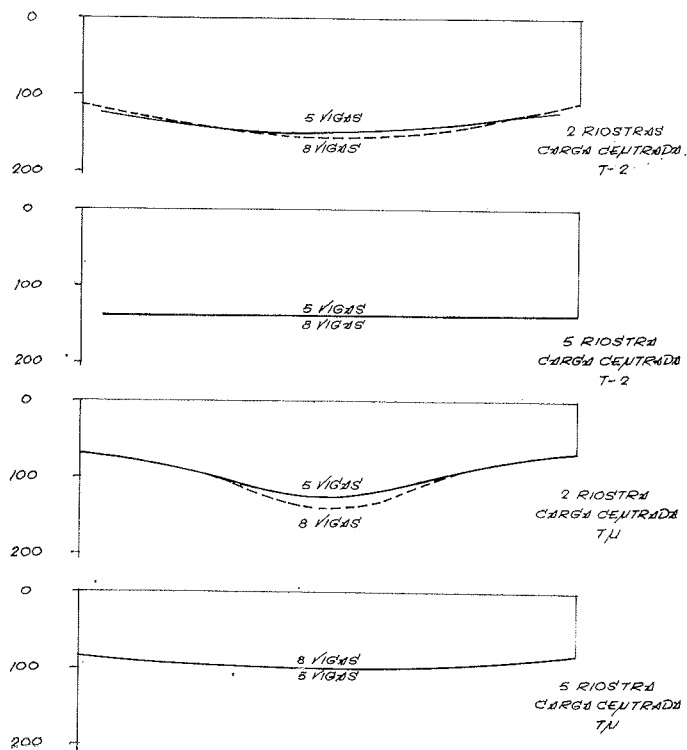
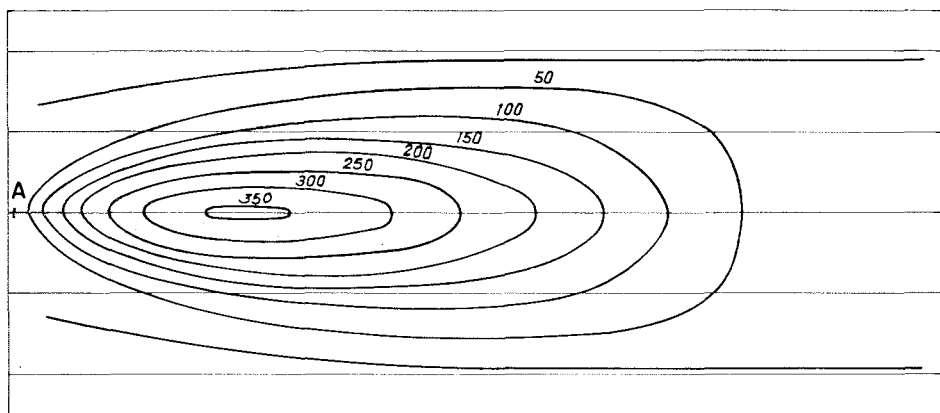


Fig. 30. — Comparación entre 5 y 8 vigas.  
Carga centrada (vigas apoyadas).

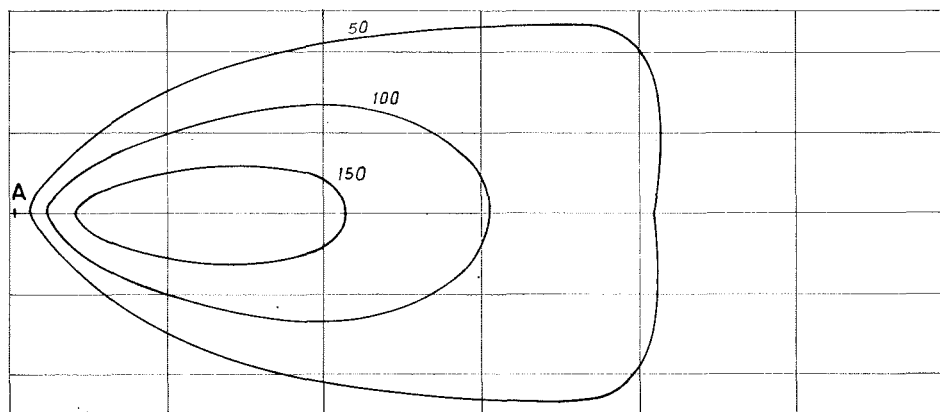
Comprobamos que tanto el tablero número 1 como el 2 se comportan igual bajo la actuación de la sobrecarga. Unicamente se obtiene una ligera diferencia de comportamiento cuando el tren que solicita el tablero es el nuevo. Cuando examinamos los tableros sin arriostramiento transversal, la diferencia de espesor entre las losas actúa a favor de la más gruesa.

- d) *Comportamiento de los tableros números 1 y 2 cuando las vigas en lugar de estar apoyadas están empotradas.*

En las figuras 31, 32, 33 y 34 representamos las superficies de influencia de los momentos flectores en el empotramiento y en el centro del vano del tablero número 1, según tengan cinco o ninguna viga riostra intermedia. Del examen de las superficies de influencia podemos sacar las dos consecuencias ya comprobadas con anterioridad. La presencia de las cinco vigas riostras determinan una superficie de influencia de carga más extendida que cuando no existen vigas riostras. La superficie de influencia del tablero sin riostra es más pendiente que en el que las tiene.

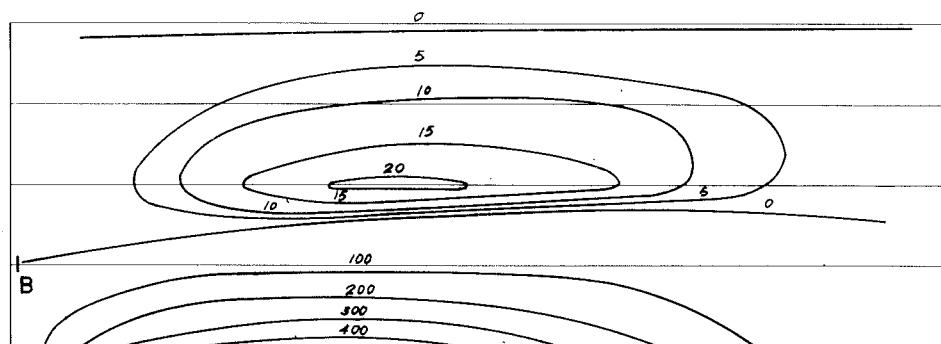


SIN VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS

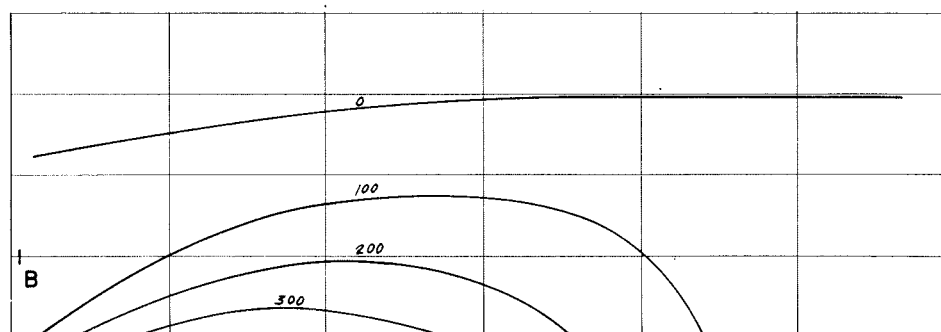


CON CINCO VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS

Fig. 31. — Superficie de influencia de momentos flectores en A. Tablero empotrado.

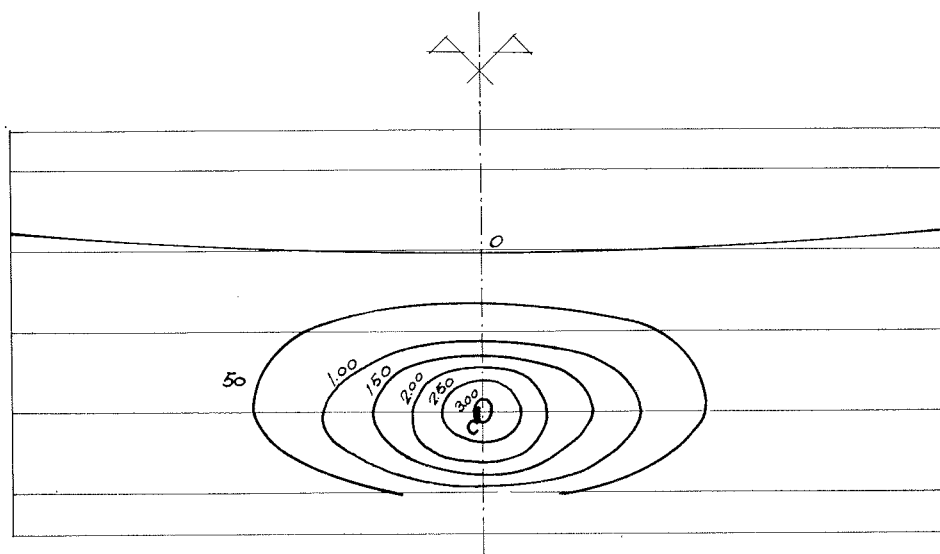


SIN VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS



CON CINCO VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS

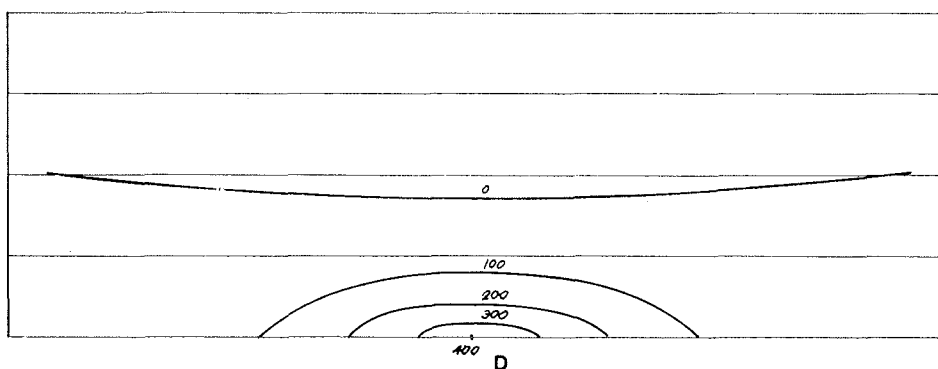
Fig. 32. — Superficie de influencia de momentos flectores en B. Tablero empotrado.



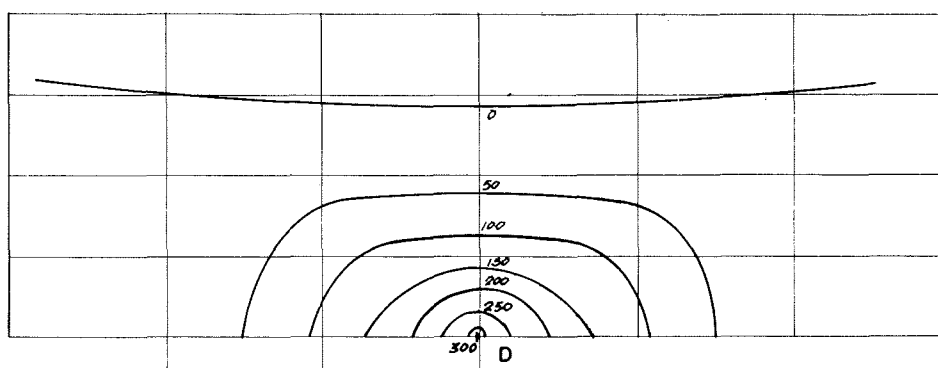
SIN VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS

Fig. 33. — Superficie de influencia de momentos flectores en C. Tablero empotrado.





SIN VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS



CON CINCO VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS

Fig. 34.—Superficie de influencia de momentos flectores en D. Tablero empotrado.

Las figuras 35 y 36 representan los momentos flectores en la sección central cuando actúa la carga descentrada o centrada y cuando actúa uno u otro de los dos trenes de carga en el tablero número 1.

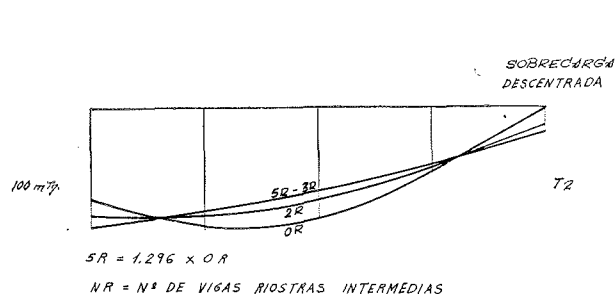


Fig. 35.—Distribución momentos flectores centro vigas empotradas. Descentrada.

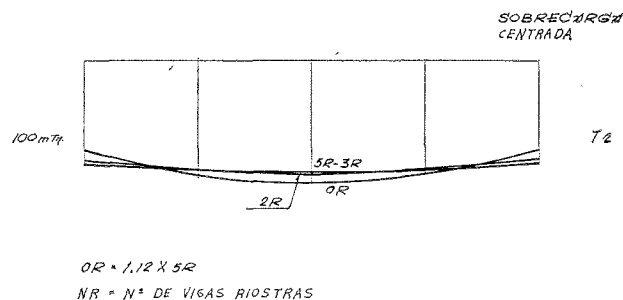


Fig. 36.—Distribución momentos flectores centro viga empotrada-centrada.

Las figuras 37 y 38 representan los mismos momentos cuando el tablero estudiado es el número 2.

Fig. 37.—Distribución de momentos flectores longitudinales en el centro. Empotrada T2 (8 vigas empotradas).

T2 = tren núm. 2.

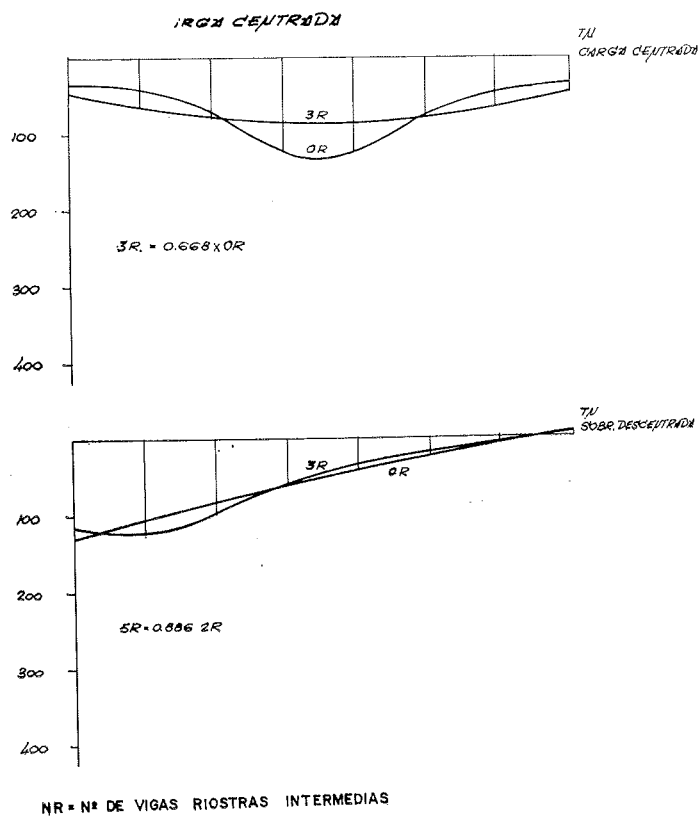
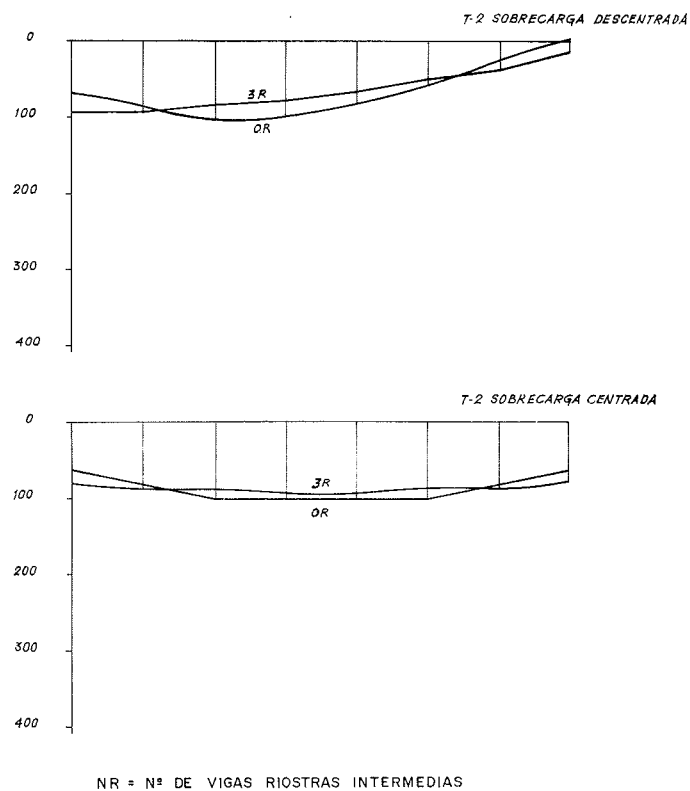
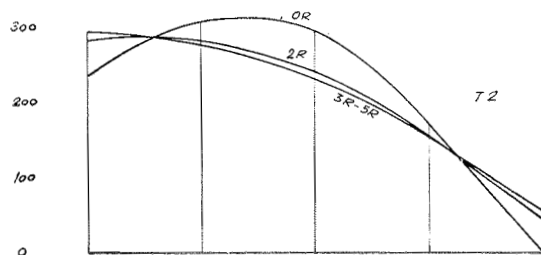


Fig. 38.—Distribución de momentos flectores longitudinales en el centro. Empotradas TN (8 vigas empotradas). Carga centrada.

TN = nuevo tren de sobrecarga.

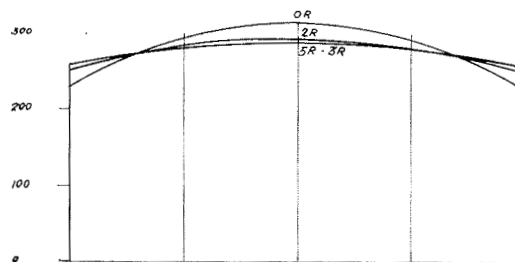
Las figuras 39 y 40 representan los momentos, en la sección de empotramiento, en el tablero número 1 y en las figuras 41 y 42, representan estos mismos momentos en el tablero número 2.



$$5R > 1.245 \times 0R$$

NR = N° DE VIGAS RIOSTRAS

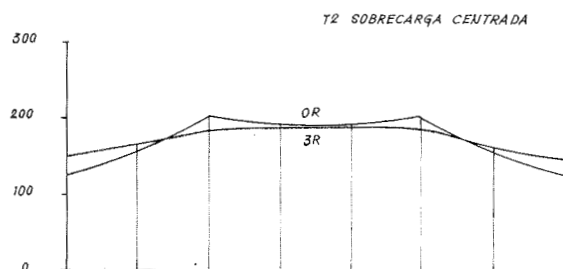
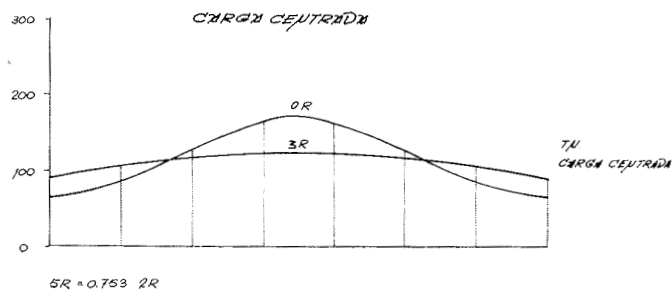
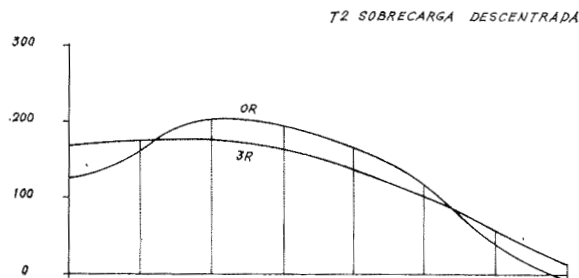
Fig. 39. — Distribución momentos flectores en apoyo. Viga empotrada. Sobrecarga descentrada.



NR = N° DE VIGAS RIOSTRAS

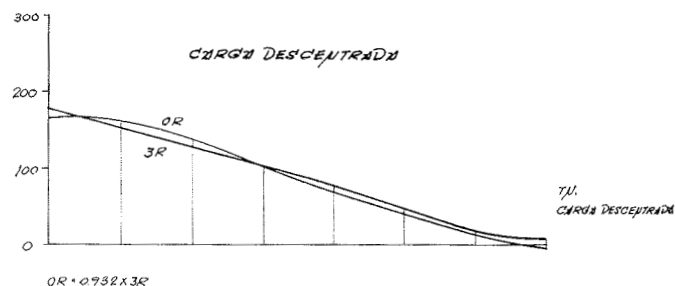
Fig. 40. — Distribución de momentos flectores en apoyo. Viga empotrada. Sobrecarga centrada.

De estas figuras se deduce que el tablero empotrado se comporta de la misma manera que el apoyado con respecto a la influencia de las vigas riostras. Unicamente se constata que la eficacia del arriostramiento transversal es menor en estos casos que en el caso



NR = N° DE VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS

Fig. 41. — Distribución de momentos flectores longitudinales en el apoyo. Empotrada T2 (8 vigas empotradas).



NR = N° DE VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS

Fig. 42. — Distribución de momentos flectores longitudinales en el apoyo. Empotradas TN (8 vigas empotradas).

de las vigas apoyadas al observar la mayor curvatura de la distribución de los momentos flectores. Cosa que ya hemos anunciado anteriormente al decir que la continuidad actúa a efectos del reparto transversal aumentando la relación ancho-luz.

e) *Conclusiones.*

- 1.<sup>a</sup> El número de vigas riostras actúa sobre las superficies de influencia de los momentos flectores de dos maneras:

- a) La existencia de las vigas riostras intermedias extiende el área de influencia.
- b) Disminuye las pendientes de estas superficies.

- 2.<sup>a</sup> El momento flector longitudinal en las vigas de borde extremos es inferior en el caso de no existir vigas riostras que cuando éstas existen. Este hecho se produce cuando la sobrecarga que actúa sobre el tablero es el tren de cargas número 2, debido a que este tren concentra poco las cargas.

Las vigas riostras mantienen prácticamente indeformable la sección transversal, lo que ocasiona un arrastre de la viga extrema bajo carga descentrada. La viga extrema resiste su carga y parte de las demás. Este hecho no ocurre cuando la rigidez transversal es menor.

En cambio, con un tren de cargas más concentrado, como le ocurre al nuevo del Ministerio de Obras Públicas, la mayor pendiente de las superficies de influencia y los mayores valores absolutos de ésta, equilibran los esfuerzos en los casos de tener y no tener vigas riostras.

- 3.<sup>a</sup> El momento flector en el centro de las vigas centrales es menor siempre en el caso de existir vigas riostras intermedias que cuando no existen.
- 4.<sup>a</sup> Para tableros apoyados y con la relación ancho-luz estudiada y para aquellas en que ésta sea más pequeña, no interesa colocar vigas riostras intermedias cuando el tren de cargas que solicita el tablero sea el número 2.

Para el nuevo tren de cargas del Ministerio de Obras Públicas, la existencia de las vigas riostras tiene más justificación por ser un tren mucho más concentrado que el número 2.

Evidentemente esta conclusión puede aplicarse a trenes de carga más concentrados aún que el nuevo del Ministerio de Obras Públicas.

La riostra es enormemente eficaz bajo una carga concentrada.

- 5.<sup>a</sup> Para el tablero estudiado, tres vigas riostras intermedias parece ser el número más adecuado para obtener el máximo rendimiento del reparto transversal. Cinco vigas riostras intermedias es un número superabundante para tableros apoyados.
- 6.<sup>a</sup> La teoría de Wagner, que estudia el tablero como sección transversal abierta, supuesta ésta indeformable, es aplicable a los casos de tableros con relación ancho luz igual o menor de 0,428, siempre que éstas sean apoyadas y tengan tres vigas riostras intermedias.

- 7.<sup>a</sup> La continuidad entre tableros no es un fenómeno que hayamos estudiado en lo precedente, pero encuentra su reflejo en el estudio de los tableros empotrados. En éstos la relación ancho-luz de cara al reparto transversal aumenta mucho, lo que se refleja en la mayor curvatura de las curvas de distribución de los momentos flectores longitudinales, tanto en el vano como en los apoyos.
- 8.<sup>a</sup> No existe diferencia apreciable en utilizar cinco vigas longitudinales u ocho de cara a la distribución, entre ellas de momento de la sobrecarga. Este se distribuye de la misma manera y cada viga carga con el momento correspondiente al ancho que ocupa. Cosa por otro lado sabida, ya que constituye punto de partida en el método de Guyon-Massanett.

### 1.3. Momentos flectores en la sección transversal.

Si en la deformación total de la sección transversal diferenciamos la parte que corresponde a la carga directa, cuando se suponen todas las vigas apoyadas en toda su longitud, de la parte que corresponde a la deformación por reparto transversal con las cargas actuando directamente sobre las vigas y superponemos los esfuerzos producidos en estos dos casos obtenemos la ley de momentos flectores que la solicita.

Para determinar los esfuerzos en el primer estado, dos son los procedimientos normalmente empleados. El primero consiste en determinar el ancho eficaz de losa que contribuye a resistir la carga, ancho cuya formulación se encuentra en las normas del Ministerio de Obras Públicas. Naturalmente que este ancho se refiere a la parte de las acciones puntuales. Para las cargas uniformes el cálculo se reduce al de una viga continua.

El segundo procedimiento consiste en determinar los momentos flectores de las cargas puntuales a partir de superficies de influencia de cuya publicación se han encargado principalmente los alemanes. Por este procedimiento conocemos mejor los momentos reales en cada punto, sobre todo en aquellas zonas en donde los anchos de reparto son menos precisos.

El valor de los momentos obtenidos en este estado depende, como es lógico, de la separación entre vigas y de la cuantía de la sobrecarga, sobre todo en lo que se refiere a las cargas puntuales.

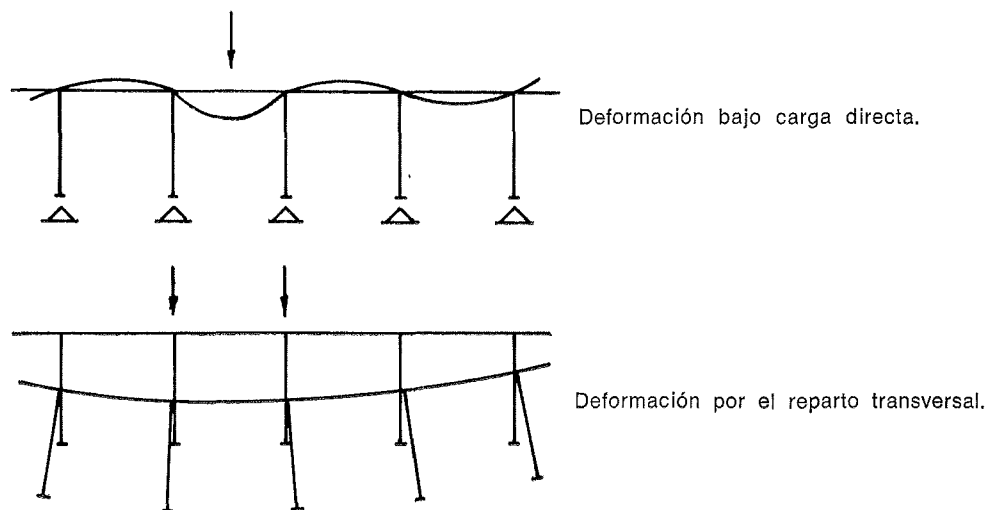
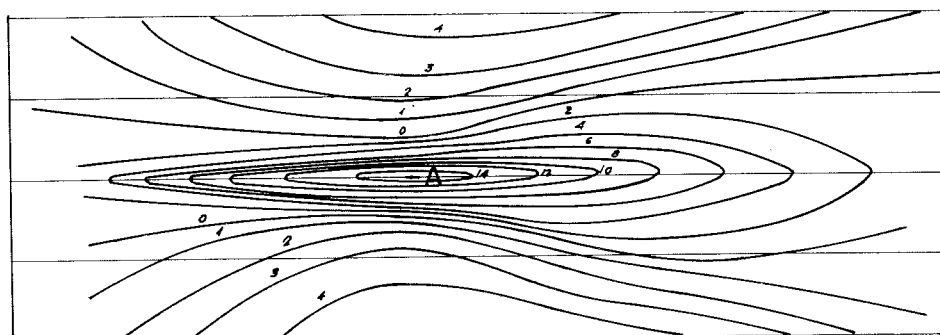


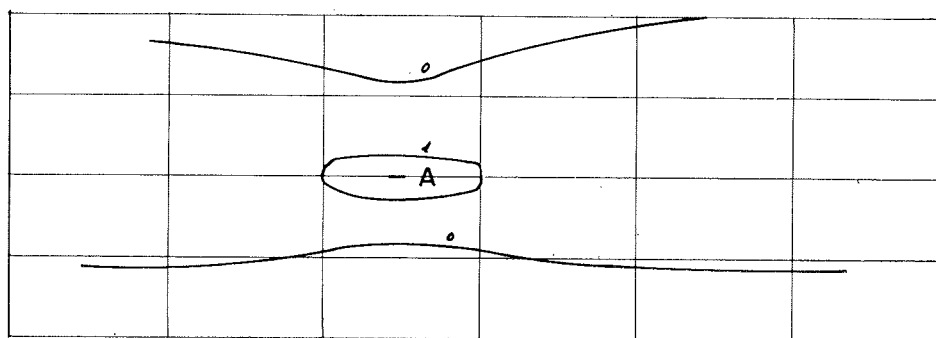
Figura 43.

Los momentos que se introducen en la sección como consecuencia del reparto transversal difiere mucho si el tablero tiene o no vigas riostras. En el caso de que el tablero tenga vigas riostras intermedias el conjunto de momentos que se producen en las secciones transversales es mucho mayor que las que se producen en el caso de que éstas no existan; sin embargo, estos momentos se concentran en las vigas riostras dejando a la losa prácticamente sin esfuerzos, cosa lógica debido a la gran diferencia entre las rigideces a flexión entre losas y vigas riostras. En cambio, en el caso de que no existan vigas la losa es la única encargada del reparto, y aunque la sollicitación total es menor que los esfuerzos que se producen en ella no son en absoluto despreciables.

Esto lo constatamos en las figuras 44, 45 y 46, en donde se representan las superficies de influencia de los momentos flectores transversales. En la figura 44 se representan los momentos flectores en losa cuando el tablero tiene cinco o ninguna viga riostra intermedia. En las figuras 45 y 46 representamos los momentos flectores en riostra en los tableros que las tienen y en la losa en aquellos que no las tienen.



SIN VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS

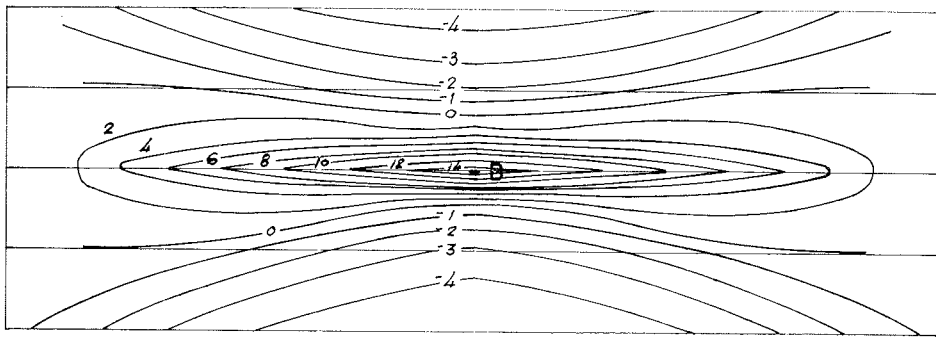


CON CINCO VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS

Fig. 44. — Superficie de influencia de momentos flectores en A.

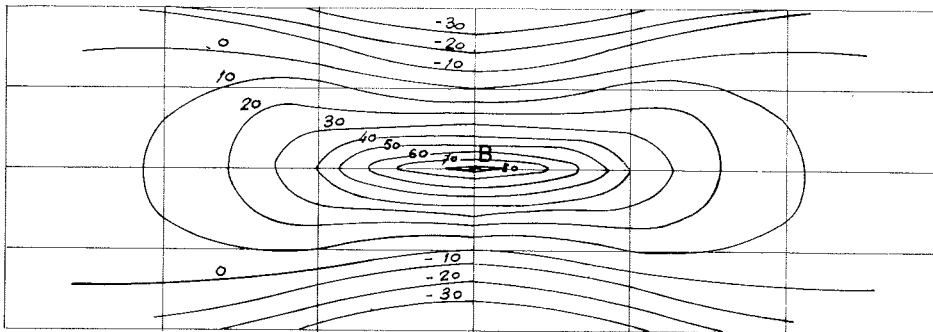
Con respecto a la cuantía de estos esfuerzos hemos deducido, de los ejemplos anteriormente calculados, que el reparto transversal viene a producir en el centro del tablero y en su sección central un momento equivalente al que produce la acción directa de las cargas en los casos en que no existan vigas riostras, con lo que la losa se encuentra sollicitada en esta región del orden del doble de lo que esta losa en el mismo tablero con





SIN VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS

Fig. 45.— Superficie de influencia de momentos flectores en B.



CON CINCO VIGAS RIOSTRA INTERMEDIAS

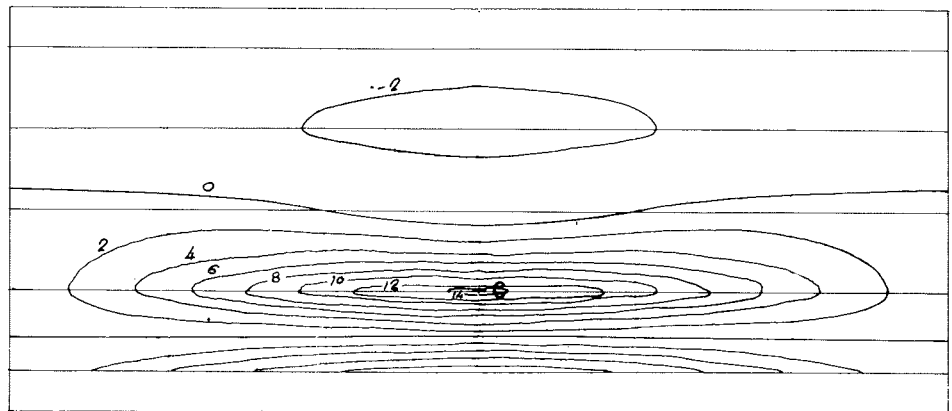
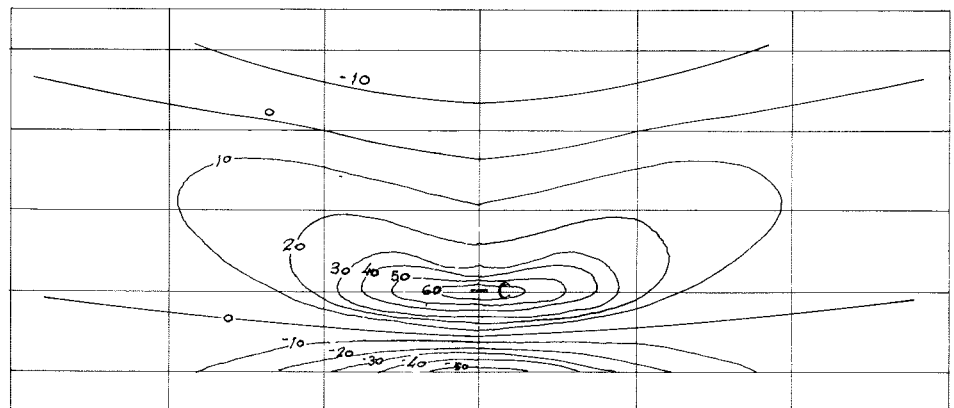


Fig. 46.— Superficie de influencia de momentos flectores en C.

SIN VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS



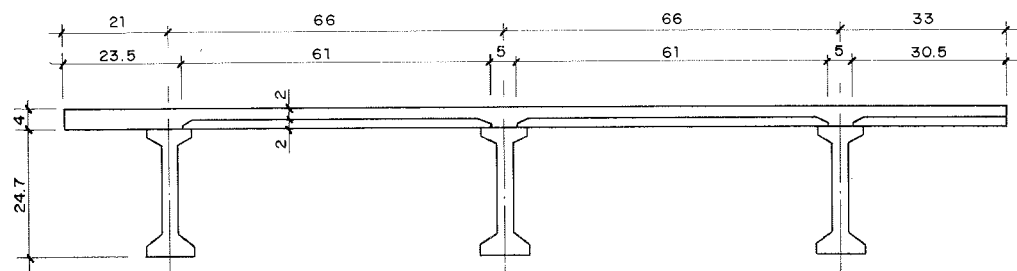
CON CINCO VIGAS RIOSTRAS INTERMEDIAS

cinco vigas riostras. Esta relación disminuye hasta la unidad cuando nos trasladamos hacia el borde apoyado,

Sin embargo, cada una de las vigas riostras se encuentran solicitadas por un momento tres veces mayor de lo que tiene la zona de losa situada entre vigas.

### *Comportamiento hasta la rotura.*

En el año 1965 se llevó a cabo en el Instituto Eduardo Torroja el ensayo (\*) de un tablero que representamos en la figura 47. Una de las finalidades de este ensayo era deter-



SECCION TRANSVERSAL

Fig. 47. — Sección transversal.

minar la evolución de su mecanismo de resistencia bajo la acción de las dos cargas puntuales representadas en la figura 48, que aumentan de valor hasta alcanzar la rotura del tablero.

Una de las consecuencias que se obtuvo es que el mecanismo de reparto se mantuvo proporcional a las cargas hasta que se presentó, bajo la viga 1, una fisuración apreciable.

Esta fisuración, debida no sólo al momento flector, sino también al esfuerzo cortante, dio lugar a dos fenómenos que causan el cambio de las leyes de momentos-rotaciones y la distribución transversal de cargas.

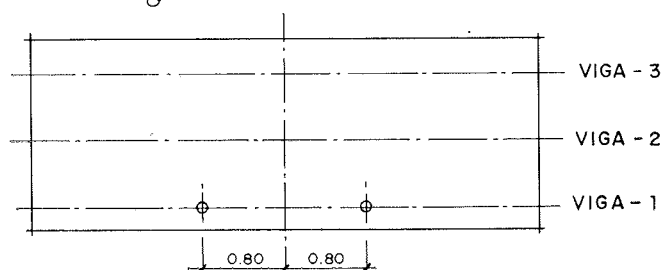
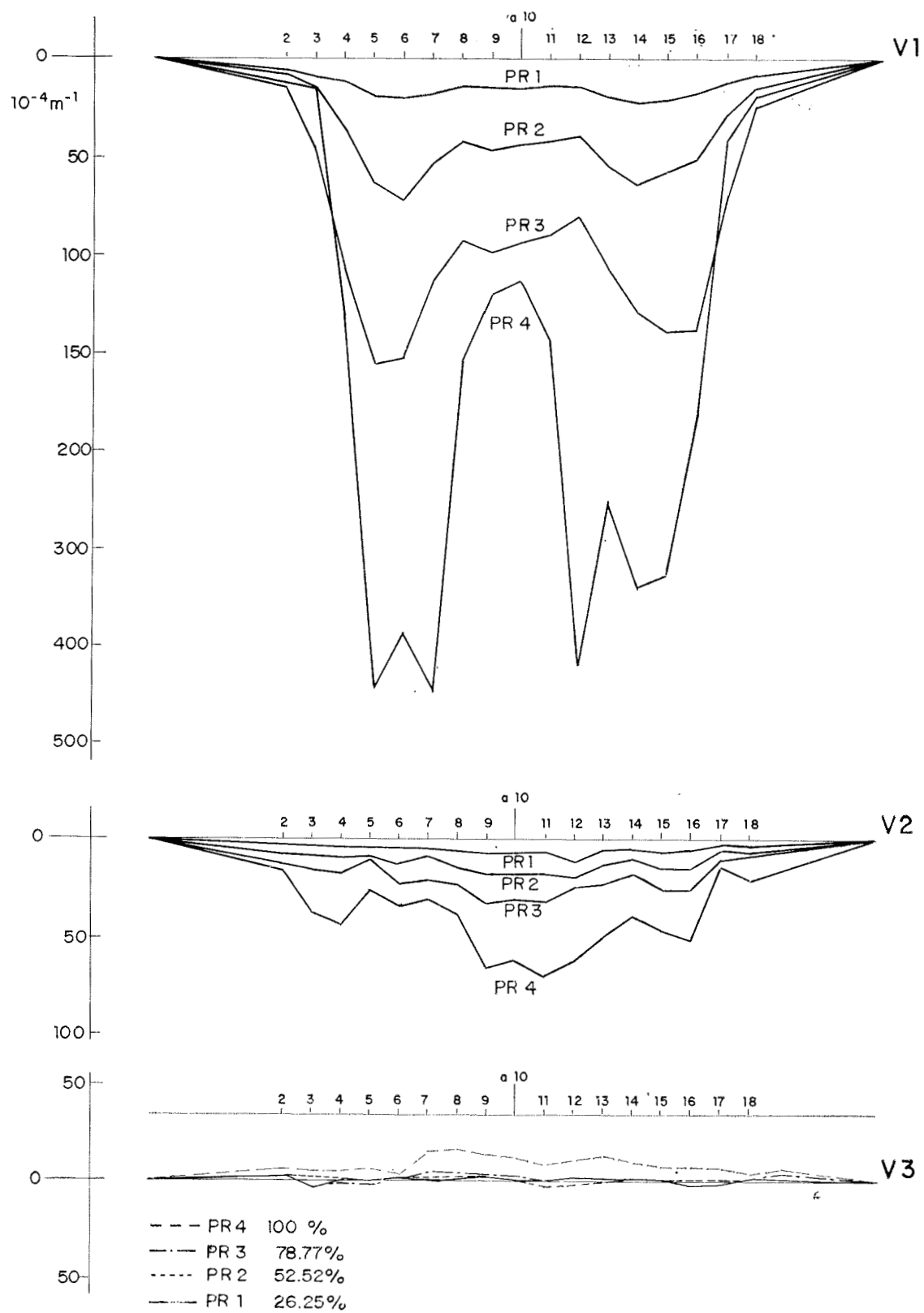


Fig. 48. — Situación de las cargas para rotura.

La figura 49 representa la distribución de rotaciones de las vigas del puente a lo largo del proceso de carga. Como se puede apreciar, las rotaciones se concentran bajo las cargas en la viga 1. Estas rotaciones localizadas, que son muy importantes en estados muy avanzados de carga, provocaron alargamiento complementario de los hilos de pretensado, que al no estar inyectados produjeron una compensación general de momentos en toda la viga que se concretó en una fisuración más débil en el centro de la viga.

(\*) Este ensayo fue realizado por los ingenieros José A. Torroja, Julio Martínez Calzón, José Luis Villegas (Uruguay) y Javier Manterola.



Las rótulas formadas por la fisuración bajo carga dieron lugar a un segundo fenómeno que repercute sobre la distribución transversal de las cargas. Pues estas rótulas, al hacer flexible a la viga 1 hacen aumentar la relación entre la rigidez transversal del tablero y la de la viga, por lo que la transmisión transversal de cargas y la sollicitación a flexión del tablero aumentaron.

Por otra parte, la distorsión angular concentrada, que es una rótula, se reproduce sobre el tablero, convirtiéndose en una torsión concentrada en este punto. Esta torsión, combinada con la flexión, cambia la dirección de los momentos principales del tablero, dando lugar a la inclinación de las fisuras que se puede apreciar en la figura 50.

Las deformaciones excesivas de la viga 1 dieron lugar al agotamiento del tablero en su capacidad de transmitir cargas, lo que causó la separación de la viga 1 del resto del tablero y su rótula.

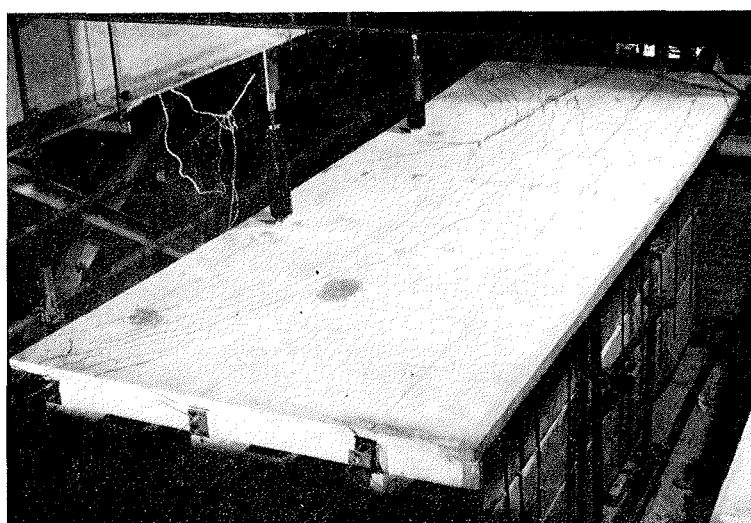


Fig. 50. — Fisuración del tablero en las proximidades de rotura.

#### 1.4. Proceso constructivo.

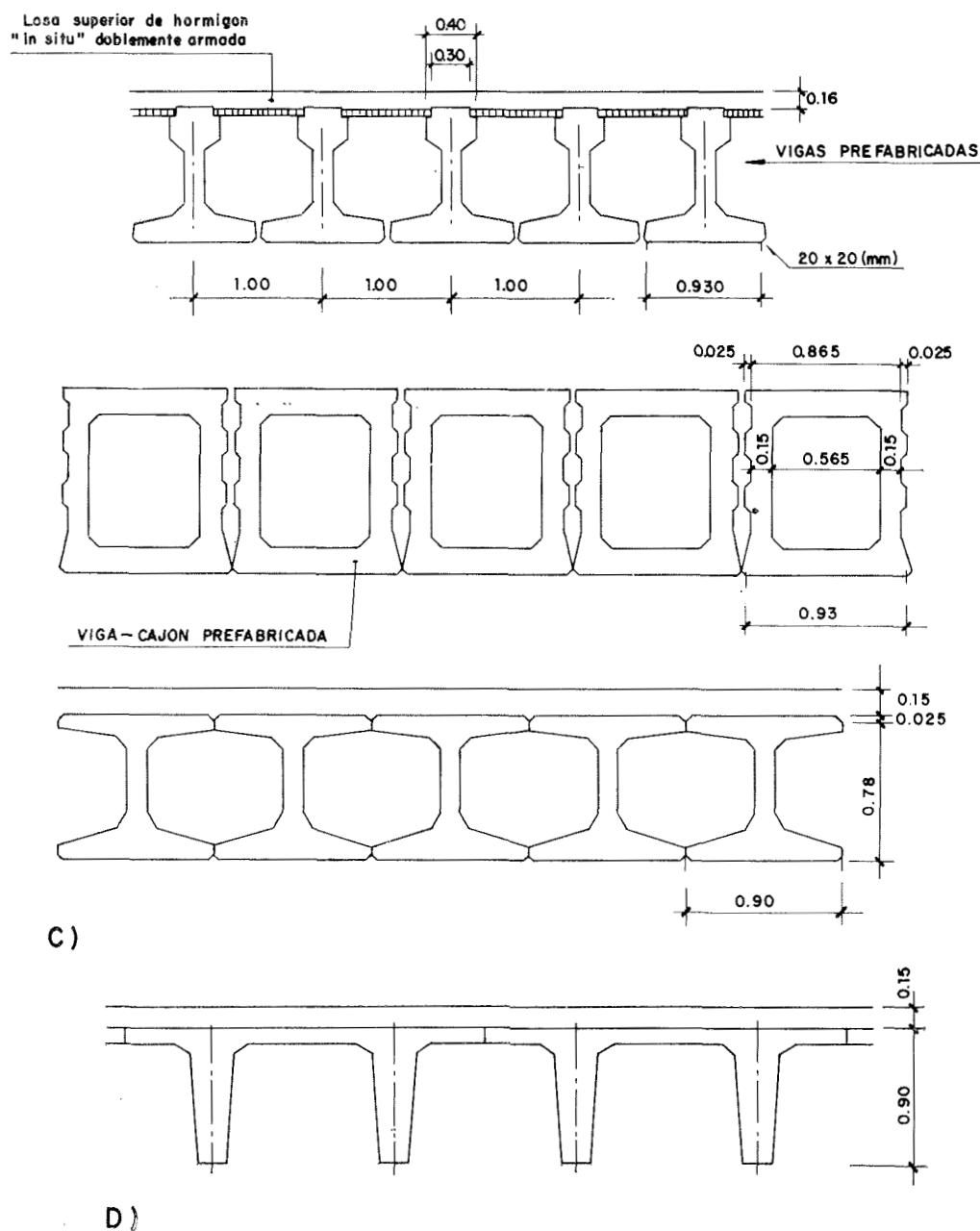
Los tableros cuya sección está formada por vigas sin rigidez a la torsión se fundamenta en una idea enormemente clara y simple. Materializar dos líneas de apoyo y colocar entre ellas un conjunto de vigas paralelas que cubren el tablero. En esta idea se cumple la doble faceta que veíamos era determinante en la estructura del tablero. Control del mecanismo resistente evolutivo y subdivisión adecuada. El trabajo como viga apoyada se mantiene desde el principio al final, variando únicamente la cuantía de la sollicitación. La manera de subdividir el tablero está claramente representada en las vigas, las cuales determinan un elemento manejable que se soporta únicamente en los puntos definitivos de apoyo.

Esta idea estructural base se ha planteado para la prefabricación de las vigas. Se prefabrican las vigas en un taller más o menos alejado de la obra, se colocan y se cubre el espacio que dejan entre sí o sobre ellas con hormigón in situ, utilizando las vigas como cimbra para ese hormigón. Con este proceso y una vez ejecutados los cimientos y las pilas nos liberamos del terreno.

Si la viga constituye el elemento base de la construcción, su tamaño constituye aquello que diferencia los dos procesos habituales de prefabricación. Prefabricación en taller y prefabricación en obra.

La prefabricación en taller, cuyas instalaciones son fijas, se fundamenta en los mismos principios de cualquier proceso industrial. Rentabilidad de los equipos, mayor productividad de un personal fijo y especializado. A estas ventajas evidentes se unen las correspondientes a la utilización del pretensado en banco fijo, lo cual produce un gran abaratamiento al eliminarse los anclajes y las bainas.

Como es lógico, después de las características expuestas, este tipo de prefabricación condiciona el proyecto del dintel hacia la creación de prototipos a repetir, varios de los cuales representamos en la figura 51.



Las secciones C y D son CADE (\*)

Figura 51.

(\*) No poseemos información de vigas fabricadas por otras empresas nacionales.

El límite de su campo de actuación lo encontramos en el tamaño de la viga. Parece que la variación de luces oscila entre los 10 y 30 m encontrando su punto ideal hacia los 15 m. Esta limitación se debe en primer lugar al transporte. La distribución territorial de las fábricas no pueden acudir a cubrir la dispersión lógica de las obras de fábrica y las vigas de más de 20 m pesan mucho, son poco manejables y constituyen un elemento que no está encajado en la subestructura vial de los países.

La segunda limitación del tamaño de las vigas la encontramos en lo que constituye una de las ventajas de este sistema, el pretensado en banco. En las vigas grandes el estado tensional inadecuado que se crea en los extremos de las vigas por el pretensado recto no se puede salvar dentro de márgenes económicos a base de armadura pasiva. Aunque se hallan hecho realizaciones a base de cambiar la dirección de los alambres en un punto determinado para obtener un pretensado centrado en el extremo parece que las dificultades que presenta han detenido su utilización.

Este inconveniente parece que sólo se puede salvar a base de hacer vigas de inercia variable.

He aquí lo que a nosotros nos parece que son las ventajas e inconvenientes de este sistema en el momento presente. En el margen de luces que oscila alrededor de los 15 ó 20 metros su papel será definitivo, ya que es un proceso extraordinariamente adecuado y que lógicamente tenderá a acaparar el mercado.

La prefabricación en obra reduce el problema del transporte a trasladar las vigas desde el parque de prefabricación al puente. La limitación de peso se amplía enormemente, estando las realizaciones actuales comprendidas entre los 15 y 60 m de luz, con pesos que oscilan entre las 30 y 200 t.

Este proceso constructivo es adecuado únicamente cuando el número de vigas a realizar es lo suficientemente grande para cubrir los gastos fijos correspondientes al traslado o utilización de las vigas de lanzamiento y a la amortización de los encofrados, generalmente metálicos, que se utilizan para moldear vigas, cuyas formas son bastante complicadas de cara a obtener el máximo rendimiento resistente con el mínimo peso.

Para la colocación de estas vigas se utilizan diversos procedimientos, según las particularidades de la obra —grúa flotante, levantamiento desde pilas, puente de lanzamiento desde pilas, puente de lanzamiento, cimbra y ripado transversal, elevación por grúas móviles—, son los más utilizados.

Es claro que el medio de lanzamiento con que se cuenta determina el peso y tamaño de las vigas. El más utilizado es el puente de lanzamiento, ya que se acopla más fácilmente a las condiciones normales. En este caso, las vigas pueden pesar hasta 120 t, que corresponde, aproximadamente, a una viga de 50 m de luz.

Si en términos generales este es el campo de actuación de este tipo de tableros parece que con la maquinaria actual se tiende a utilizar vigas entre 30 y 40 m de luz. Los franceses que los han desarrollado al máximo han llegado a definir los 35 m de luz como ideal, utilizando secciones transversales muy perfiladas almas delgadas en vigas, tres vigas riostras intermedias, losas delgadas y pretensado transversal.

Si a la descripción anterior añadimos la condición de que las vigas se apoyen en las pilas, tendremos un prototipo de puente. Esto es a lo que de una u otra manera empuja la prefabricación, aunque como es lógico, la diversidad puede ser en este caso mucho mayor que los prototipos surgidos de las instalaciones fijas.



En una situación tan encajada en los límites de actuación como la que determina la prefabricación en obra de cara a la confección del proyecto, existen, sin embargo, diversas operaciones respecto a aspectos de detalles, que si bien no configuran soluciones distintas, sí resultan de alguna manera condicionantes. Nos referimos, por ejemplo, al problema de las vigas de arriostramiento transversal. Cuando examinábamos el reparto transversal veíamos las ventajas e inconvenientes que presentaban según los trenes de carga que actuaban sobre el tablero. La ejecución, a nuestro entender, parece que empuja hacia su supresión. Esto es debido a que dificultan los moldes y las operaciones de encofrado y desencofrado, y plantean problemas de enhebrado de los cables. Esta conclusión, sin embargo, no se puede aplicar indiscriminadamente. Para luces habituales y sollicitación del tren núm. 2 parece que las ventajas totales están del lado de eliminarlas. Para trenes de carga más concentrados no parece tan clara.

Otro condicionante del proceso constructivo lo encontramos en el dimensionamiento de la cabeza superior de las vigas, ya que éstas plantean problemas de estabilidad elástica durante su lanzamiento y de estabilidad estática cuando el viento incide sobre su superficie y no se ha efectuado el arriostramiento conjunto entre ellas.

En la figura 52 representamos un tablero tipo, formado con vigas prefabricadas en obra y el lanzamiento de este tipo de vigas.

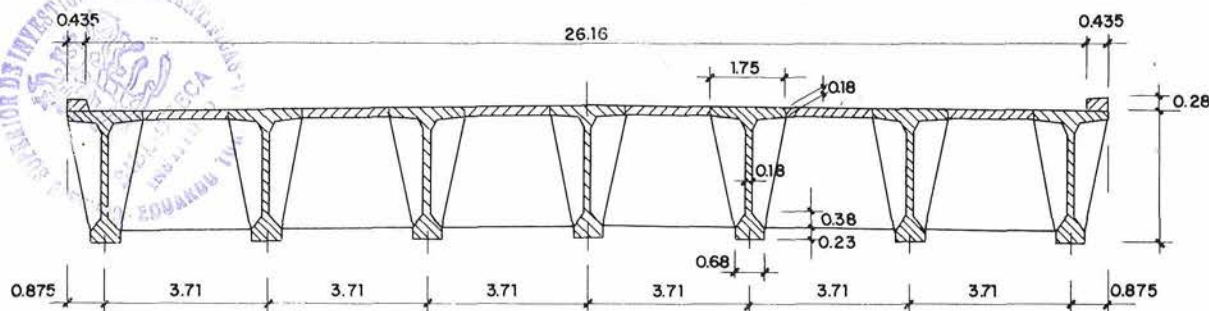
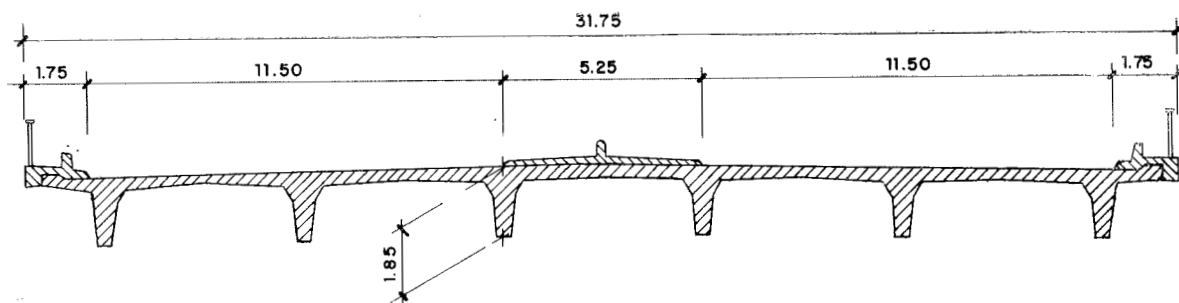


Figura 52.

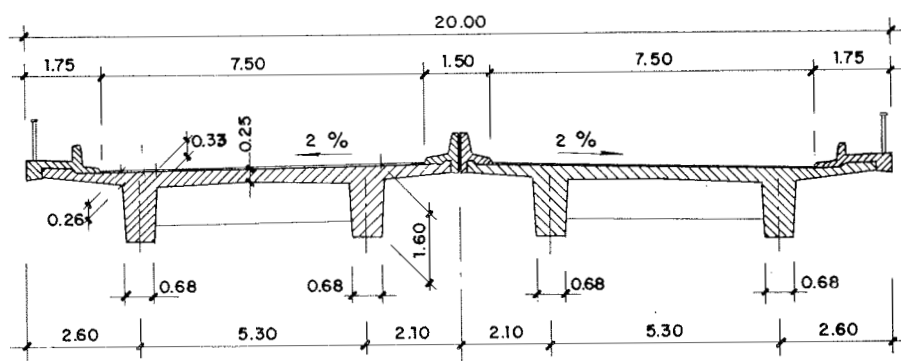
La mayoría de las ocasiones, los tableros prefabricados estudiados, se disponen apoyados sobre pilas con discontinuidad mecánica con los contiguos. Este criterio, firmemente sostenido durante mucho tiempo, se ha encontrado, de manera cada vez más acuciante, con el problema de las juntas de dilatación y las consecuencias que presentan de cara a la rodadura y a su propia conservación. Esta razón ha empujado a establecer la continuidad entre tableros que puede realizarse, bien por pretensado que presenta problemas de sitio y anclaje, o por colocación de armadura pasiva en la losa de unión entre vigas.

La continuidad plantea problemas de redistribución de esfuerzos por fluencia y retracción, lo que reduce las ventajas que trae consigo la continuidad y encarece los aparatos de apoyo al requerir de ellas unos desplazamientos mucho mayores. Sin embargo, creemos que es una dirección que hay que seguir de cara a resolver el problema de la rodadura. Se está utilizando también el procedimiento de dar continuidad únicamente a la losa colocada sobre las vigas pretensadas.

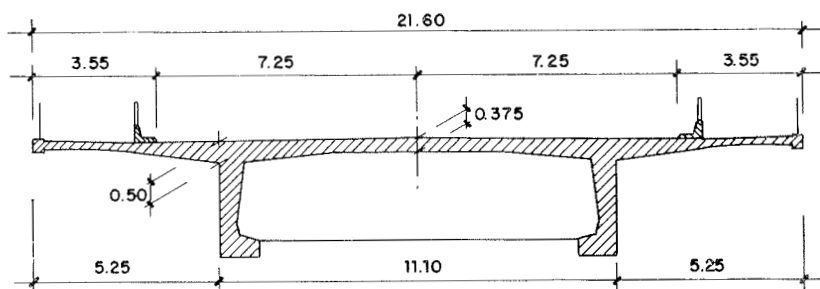
Si nos fijamos, ambos procesos de prefabricación —taller y obra— determinan un campo adecuado de actuación. Estos campos, cuyos límites hemos dado, no son inamo-



PUENTE SOBRE EL VALLE DEL LENNE — HAGEN (R.F. ALEMANIA)



CARRETERA DE CIRCUNVALACION — SINZIG (R.F. ALEMANIA)



PUENTE SOBRE LOS TERRENOS CONTIGUOS AL PUENTE DEL RIN  
KLEVE — EMMERICH (R.F. ALEMANIA)

Figura 53.

vibles. A fin de cuentas no representan más que la concreción de un problema mucho más general a los casos que se presentan habitualmente. Pues a fin de cuentas el problema constructivo de este tipo de tableros, en nuestro sistema económico, no es más que la ecuación que se establece entre los medios que es necesario poner en marcha para construir una determinada obra y el resultado económico que se obtiene de esa actuación. Resulta que habitualmente la solución se encaja en estos dos tipos, lo que no quiere decir que no existan casos en que convenga optar por otra solución. La ejecución de vigas de 63 m de luz del puente de Brest se pudo realizar por disponerse de una grúa flotante de 250 t.

Este tipo de tablero no agota sus posibilidades de ejecución en cualquiera de los dos tipos de prefabricación citados, de hecho se está desarrollando cada vez con más intensidad la construcción in situ.

Esto es debido a las siguientes causas. Permite la ejecución de vigas más importantes en tamaño y peso, y resuelve adecuadamente la continuidad, con redistribución de esfuerzos mucho más reducidos por establecerse las juntas de construcción en las proximidades de los puntos de momento nulo de la viga continua.

La puesta en vivo de la construcción in situ se ha verificado por el progreso conseguido en la ejecución de cimbras apoyadas en el suelo y, sobre todo, por la aparición de cimbras autoportantes, las cuales independizan la construcción del suelo al apoyarse en el cuarto de dintel ya construido y en la pila siguiente. Viene a jugar para los dinteles el mismo papel que el encofrado deslizante realiza en las pilas y torres.

Su coste es bastante mayor que las vigas de lanzamiento, ya que la mayoría de las veces se utiliza a sección completa, pero resulta económica cuando el número de vanos a construir es grande. La longitud del puente mínima para amortizar la cimbra parece ser del orden de 400 m. Si bien la utilización en varias obras puede extender su campo de aplicación a longitudes más pequeñas.

La construcción in situ ha traído como consecuencia un cambio importante en la forma de las vigas. Estas se han simplificado, con el fin de facilitar el encofrado y desencofrado. Su aplicación primera se realizó con vigas cajón, sección más adecuada teóricamente para la realización de vigas continuas, y se ha extrapolado a este tipo de secciones con el fin de eliminar las dificultades que presentan siempre las secciones cerradas.

Nos encontramos aquí con un tipo de dintel, cuyo rendimiento económico mirado desde el punto de vista del aprovechamiento del hormigón y del pretensado es mucho peor que el correspondiente a las vigas prefabricadas, pero que su costo total y las ventajas que presenta desde el punto de vista de la rodadura hacen que empiece a competir con los dinteles prefabricados.

En la figura 53 representamos varios dinteles basados en este principio.

### 1.5. Forma de la sección.

La forma de las vigas depende de los esfuerzos obtenidos en el cálculo del tablero y de las condiciones que le impone el proceso constructivo.

La sollicitación principal de las vigas es la flexión. En cada sección obtenemos un momento de carga permanente y uno de sobrecarga, cuyo valor incrementa o reduce el decarga permanente, según la sobrecarga actúa en una región u otra del tablero. La relación que existe entre el momento total —suma de carga permanente más sobrecarga— y el de carga permanente  $M_t/M_{cp}$  es uno de los factores determinantes de la forma a dar a las vigas.

Esta influencia se debe a que la viga es pretensada, es decir, que intenta contrarrestar una sollicitación variable con una constante y voluntaria.

Cuando el pretensado se establece en clase I —con ausencia de tracciones en fibra para todo tipo de sollicitación— la influencia sobre la forma es máxima. Cuando se admite pretensado en clases II y III el grado de influencia en la forma de la viga de  $M_t/M_{cp}$  disminuye.

Examinamos el caso de pretensado en clase I. En una viga sometida a compresión compuesta, el núcleo central determina la amplitud de oscilación de la relación  $M/N$  para que no existan tracciones. La anchura del núcleo central viene determinada por la posición del centro de gravedad y por la relación  $I/A$  (momento de inercia partido por área). Cuanto mayor sea ésta, mayor será el núcleo central, y, por tanto, tendremos más posibilidades de oscilación del momento, para que con una misma  $N$  resistamos siempre en compresión.

La viga doble T con almas muy delgadas (cero en el límite) nos proporciona el máximo de la relación  $I/A$ , y, por tanto, es el tipo de viga a utilizar.

Si la relación  $M_t/M_{cp}$  es próxima a la unidad, caso extraordinariamente poco frecuente y que puede darse en pasarelas de gran luz, la cabeza inferior puede reducirse a cero, obteniéndose una sección similar a la presentada en la figura 54.

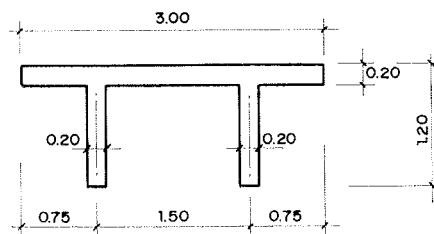


Figura 54.

En los tableros de puente la relación  $M_t/M_{cp}$  aumenta conforme la luz es más pequeña, o conforme el tren de sobrecarga es más importante como ocurre en los puentes de ferrocarril.

Para el tren núm. 2 la relación  $M_t/M_{cp}$  es próxima a 2 para luces de 20 m; 1,75 para luces de 35 m y 1,6 para luces de 40 m. Naturalmente, estas relaciones varían alrededor de los valores citados, según se dimensione la viga y según la separación que existe entre ellas.

La cabeza inferior tiene que aumentar de tamaño con la relación  $M_t/M_{cp}$  debido a que la parte inferior debe guardar las compresiones suficientes para hacer frente a las tracciones de la sobrecarga sin sobrepasar los valores máximos admisibles.

Los franceses, que son enormemente académicos en cuanto pueden, han determinado las dimensiones del puente de vigas prefabricadas y apoyadas. Así, Guyon, en su libro "Construcciones en hormigón pretensado", da las siguientes dimensiones:

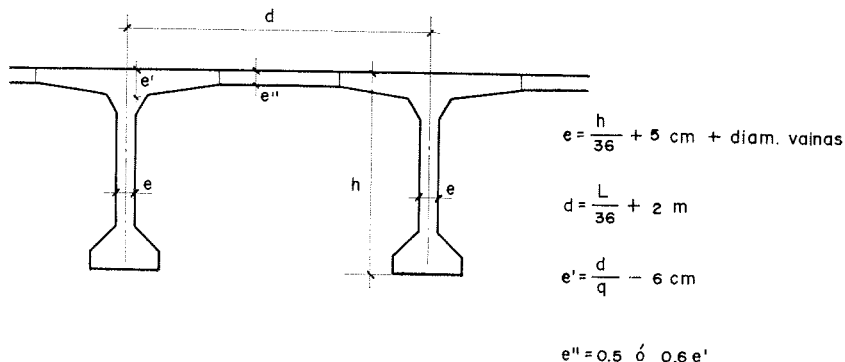


Figura 55.

Esta disposición transversal suele ir acompañada de tres vigas riostras intermedias, a las que se confía el reparto transversal y el pretensado transversal del tablero. La esbelted longitudinal es algo inferior al veinteavo de la luz. Esta sección, extraordinariamente bien concebida, peca a nuestro entender de ser un poco demasiado teórica.

La variación de los interejos repercute bastante en la forma de las vigas. Para interejos grandes, del orden de 3 m, la viga necesariamente es menos esbelta como consecuencia de recoger más momento flector que para interejos pequeños. Para interejos del orden de 1,5 m, la esbelted puede ser del orden de veinticincoavo de la luz. Esta esbelted se reduce al dieciochoavo para interejos del orden de 3 m, y baja al catorceavo para interejos del orden de 5 m.

Además, en los interejos grandes, la relación  $M_t/M_{cp}$  aumenta con lo que la cabeza inferior debe aumentar también. Este hecho se agrava en las fases del proceso constructivo. Durante el lanzamiento, el momento que actúa sobre la viga es el de peso propio, y la oscilación que hay que cubrir viene indicada por la relación  $M_t/M_{pp}$ . La cabeza de compresión sale tan enorme que, a veces, es necesario acudir a las fases de pretensado para que pueda reducirse.

Con respecto a la esbelted transversal es necesario tener en cuenta las situaciones de inestabilidad elástica de las vigas durante el proceso de lanzamiento, como ya vimos cuando hablamos del proceso constructivo. No se debe pasar de esbelteces transversales del treinta al cuarentaavo de la luz, y siempre que el canto de las vigas sea normal.

Todos los condicionantes que hasta ahora hemos impuesto al talón inferior se refieren al caso de vigas apoyadas. En el caso de vigas continuas, la situación se invierte en la sección de apoyo, lo que nos lleva a vigas doble T como ideal.

El prototipo de viga que se va decantando de las condiciones resistentes estudiadas es bastante complicado, pero tiene la ventaja de llevar lo más lejos posible la relación peso de viga/eficacia resistente.

Si en lugar de utilizar el pretensado en clase I, utilizamos el pretensado en clases II ó III, en donde no se confía al pretensado toda la resistencia de la viga, el determinismo formal disminuye y la viga se simplifica. Tal es el caso de los puentes ejecutados in situ, en donde sería antieconómico utilizar encofrados complicados.

La utilización del pretensado en clases II y III lleva implícito otra ventaja, y es que disminuye las pérdidas de pretensado por fluencia y retracción, dado que la tensión de compresión en la fibra del cable es más reducida.

La figura 53 representa tres secciones transversales de tableros ejecutados in situ, que, como se puede ver, es mucho más simple que los representados en la figura 52.

A continuación damos un conjunto de secciones transversales de puentes de este tipo.

En las figuras 56 a 61 representan un conjunto de puentes prefabricados italianos. En las figuras 62 a 67 representan un conjunto de puentes prefabricados franceses, y en las figuras 68 a 73 representan un conjunto de puentes hormigonados in situ.

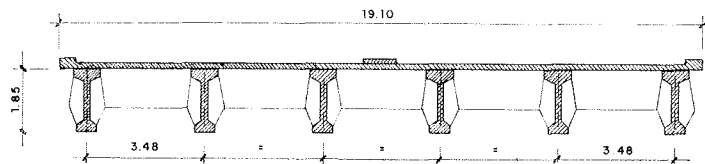


Fig. 56. — Viaducto sobre el río Bosco Grande (1968).  
Tramos apoyados: luz, 34,6 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{16,7}$$

Dos vigas riostras extremas y dos intermedias.

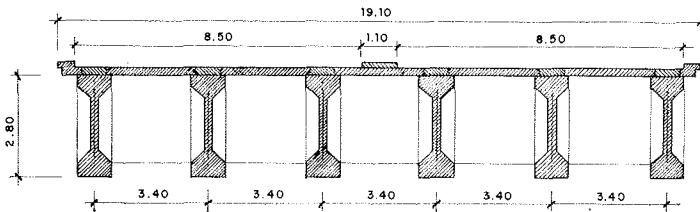


Fig. 57. — Viaducto Moro (1968).  
Tramo apoyado: luz, 45,00 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{15}$$

Dos vigas riostras extremas y dos intermedias.

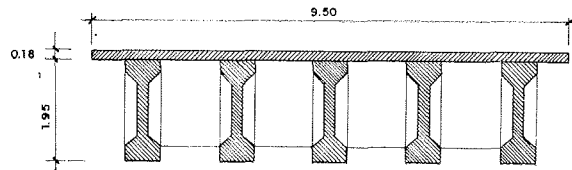


Fig. 58. — Viaducto sobre Fiumara di Modica (1967).  
Tramos apoyados: luz, 36,00 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{16,9}$$

Dos vigas riostras extremas y dos intermedias.

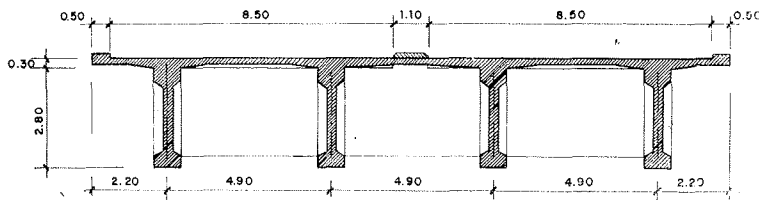


Fig. 59. — Viaducto Coscile (1969).  
Tramos apoyados: luz, 42,00 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{13,5}$$

Dos vigas riostras extremas y dos intermedias.

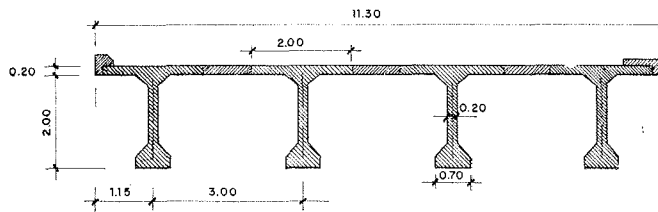


Fig. 60. — Puente sobre el Po, en S. Niccolò (1970).  
Tramos apoyados: luz, 36,00 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{18}$$

Dos vigas riostras extremas y dos intermedias.

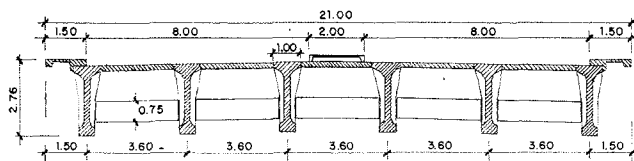


Fig. 61. — Puente de Amposta.  
Tramos apoyados: luz, 48,50 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{17,8}$$

Dos vigas riostras extremas y cinco intermedias.

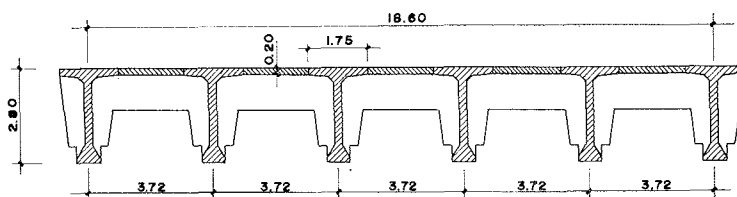


Fig. 62. — Viaducto de acceso al puente de Burdeos.  
Tramos apoyados: luz, 47,70 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{17}$$

Dos vigas riostras extremas y tres intermedias.

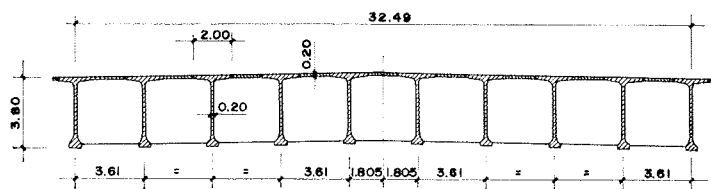


Fig. 63. — Segundo puente de Abidjan (1964).

Tramos apoyados: luz, 55,30 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{14,5}$$

Dos vigas riostras extremas y tres intermedias.

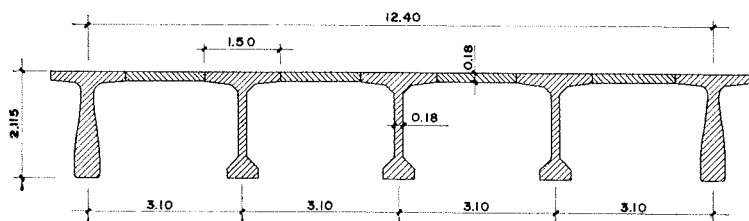


Fig. 64. — Viaducto de Roberval. Tramos apoyados: luz, 33,97 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{16,1}$$

Dos vigas riostras extremas y tres intermedias.

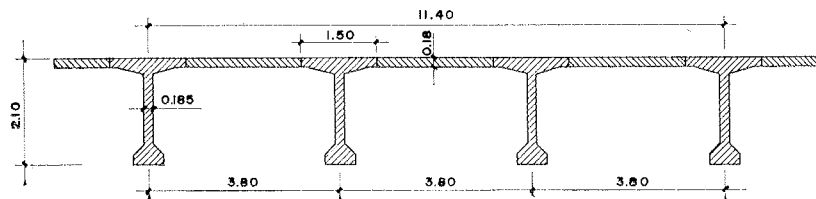


Fig. 65. — Viaducto sobre El Avre y La Somme.

Tramos apoyados: luz, 33,00 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{15,7}$$

Dos vigas riostras extremas.

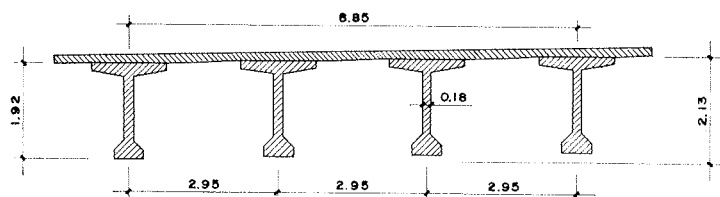


Fig. 66. — Viaducto de Nemours. Tramos apoyados: luz, 32,50 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{15,3}$$

Dos vigas riostras extremas y tres intermedias.

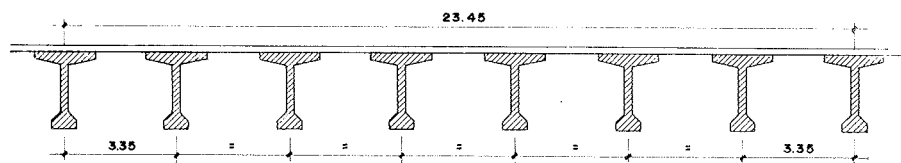


Fig. 67. — Viaducto de la puerta de Versailles.

Tramos apoyados: luz, 32,50 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{18}$$

Dos vigas riostras extremas y tres intermedias.

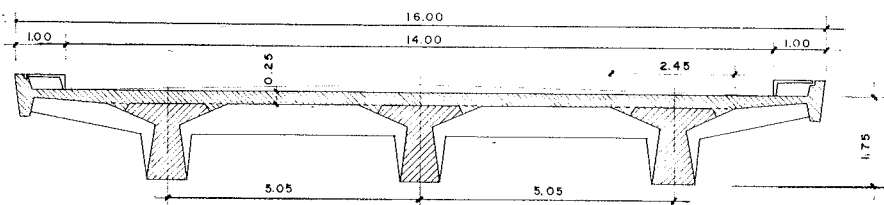


Fig. 68. — Viaducto Docciola (1965).

Tramos apoyados: luz, 32,00 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{18,2}$$

Dos vigas riostras extremas.



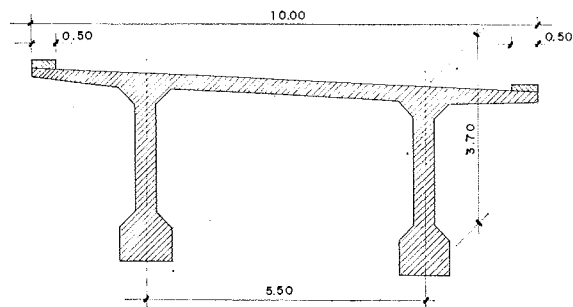


Fig. 69. — Viaducto sobre el Po (1970).

Tramos apoyados: luz, 70,00 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{18,9}$$

Dos vigas riostras extremas y cinco intermedias.

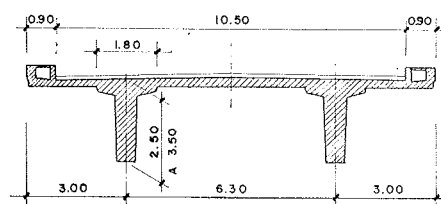


Fig. 70. — Viaducto sobre el río Stura (1970).

Pórticos longitudinales: luz, 45 m.

$$\frac{h}{L} \text{ entre } \frac{1}{12,8} \text{ y } \frac{1}{18}$$

No hay vigas riostras.

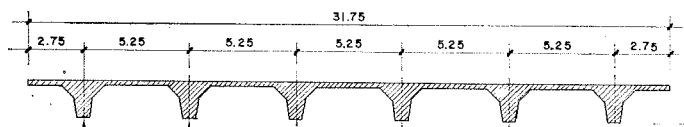


Fig. 71. — Puente sobre el valle del Lenne (1967).

Pórticos longitudinales continuos: luz, 45,00 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{24}$$

Una viga riostra sobre pilas y una a 1/5 de la luz.

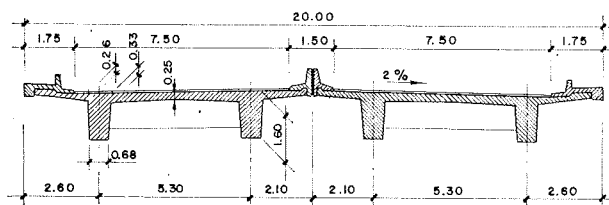


Fig. 72. — Carretera de circulación de Sinzig (1967).

Vigas continuas: luz, 27,00 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{16,8}$$

Una viga riostra sobre pilas y otra intermedia.

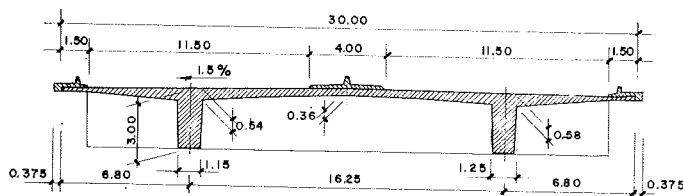


Fig. 73. — Puente en los alrededores de Obereisesheim (1967).

Vigas continuas: luz, 39,00 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{13}$$

No hay vigas riostras.

## 2. LA SECCION CAJON

Las vigas cajón presentan dos propiedades de especial importancia de cara al diseño de tableros.

La primera es la adecuada distribución del material para soportar indistintamente momentos positivos y negativos. Si la cabeza de compresión para momentos positivos existe normalmente, ya que constituye la plataforma de rodadura, para momentos negativos la cabeza hay que disponerla expresamente, lo que se consigue con el ala inferior de las vigas doble T o con vigas cajón.

La segunda propiedad de las vigas cajón, y es la específica de estas vigas, la constituye su rigidez a la torsión. Bajo la solicitación de un momento torsor se desarrolla un mecanismo resistente muy eficaz basado en un flujo de tensiones tangenciales constante que circunda la sección. Las cargas descentradas sobre el tablero no acumulan —salvo en el caso de cajones con paredes muy delgadas, en los que la distorsión puede ser importantes— tensiones longitudinales de flexión en el borde cargado, sino que solicita uniformemente a toda la sección. Es decir, el efecto del descentramiento de la carga no aumenta con el cuadrado de la luz, como ocurre en las secciones abiertas, sino que lo hace proporcionalmente a ésta.

Las ventajas que se obtienen de esta doble propiedad son incontables. Por un lado, constituye la solución, casi única, de los puentes de gran luz, en donde se establecen, generalmente, vinculaciones sobre apoyos que producen momentos flectores negativos muy importantes. Si además se producen momentos torsores importantes como consecuencia de un trazado curvo en planta, la viga cajón es indispensable.

En los últimos años ha aparecido un nuevo campo de aplicación de las vigas cajón. Me refiero a los nudos de cruce de varias carreteras o autopistas, urbanas o no. Estos, generalmente, se desarrollan en curva, con superposición de varios niveles, y en el caso de desarrollarse el nudo en la ciudad, con poquísimo espacio, en donde colocar las pilas. La solución que ofrece la viga cajón a este problema es la acomodación perfecta a su trazado, con posibilidades de luz grande y cantos reducidos. El tamaño de las pilas puede ser mínimo al estar solicitadas casi exclusivamente por esfuerzos axiales, lo que muchas veces es interesante, ya que la superposición de pilas de todos los tramos puede dar lugar a efectos caóticos. El tablero con su rigidez a la torsión acumula hacia los estribos los momentos torsores, debidos tanto a la curvatura en planta como al descentramiento de la sobrecarga en el tablero.

La utilización de la viga cajón en tableros es variadísima. En un extremo encontramos al tablero formado por un cajón monocelular. Cuando la relación ancho-luz aumenta, el cajón puede hacerse de dos, tres o más células, con lo que unimos el cajón monocelular con la losa aligerada, y, por tanto, con la losa maciza. Por otro, el tablero puede formarse por un conjunto de cajones separados, con vinculación entre ellos a través de la losa del tablero y de un conjunto de vigas riostras más o menos espaciadas.

Estudiaremos en primer lugar el cajón único. Después el tablero formado por dos cajones y, por último, los tableros alveolares.

### 2.1. Cajón único.

Para estudiar el funcionamiento resistente de un cajón único y determinar los mecanismos de respuesta a una solicitación vamos a tomar el cajón rectangular representado en la figura 74.

Dicho cajón lo solicitamos por una fuerza lineal  $P(z)$  situada sobre una de las almas del cajón. Esta fuerza la podemos descomponer en dos. La primera solicita a la sección simétricamente con valor  $P(z)/2$  en cada alma, y la segunda, solicita a la sección con un par de fuerzas antimétricas que reproducen el momento torsor producido por las fuerzas

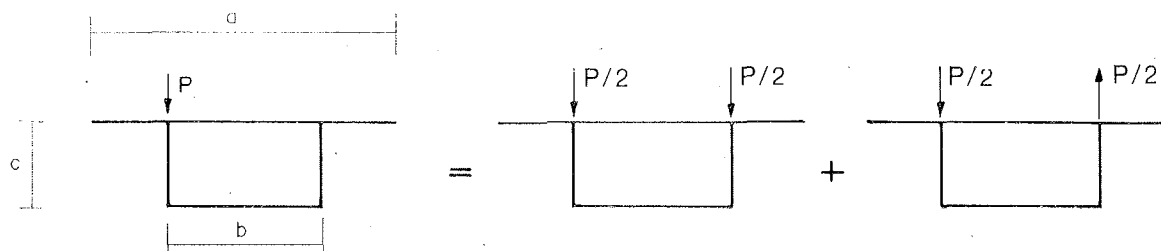


Figura 74.

$P(z)$  sobre el cajón. La primera de estas dos sollicitaciones produce una deformación de flexión vertical con un estado tensional perfectamente conocido y del que no vamos a tratar.

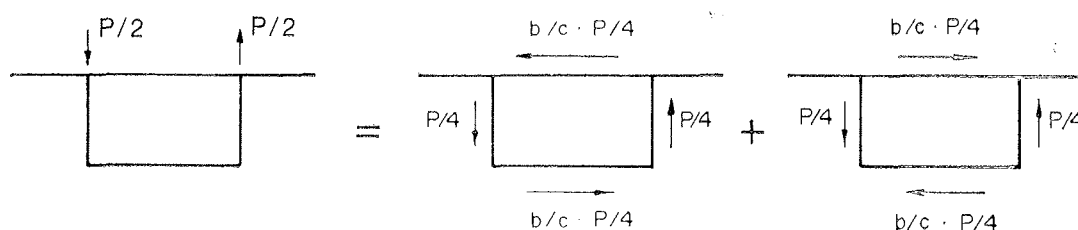


Figura 75.

La sollicitación antimétrica la podemos descomponer a su vez en otros dos tipos de sollicitaciones.

La primera de las dos sollicitaciones consiste en cuatro fuerzas que actúan en las caras de la sección, cuyo valor total equivale a la torsión  $b \frac{P}{2}$ , y cuya resultante es nula. La segunda de las sollicitaciones equivale a un conjunto de fuerzas con momento y resultante nula.

A estas dos sollicitaciones le corresponde otras dos deformaciones. A la primera el giro de la sección sin deformación de la sección transversal, y a la segunda, la distorsión de la sección con deformación de la sección transversal.

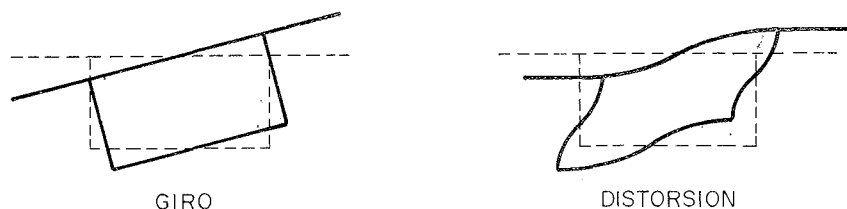


Figura 76.

Para seguir los mismos pasos que veíamos cuando estudiábamos los tableros con vigas de poca rigidez a la torsión, examinaremos el estado tensional que se produce en la viga cajón con sección transversal indeformable, y a continuación veremos la incidencia de la deformabilidad transversal del cajón.

### 1.º Sección transversal indeformable.

Como en el caso de las secciones abiertas, para que esta hipótesis pueda ser mantenida es necesario suponer que la viga cajón está provista de un número infinito de vigas riostras infinitamente próximas.

Bajo la sollicitación de un momento torsor esta sección gira a lo largo de la línea de centros de esfuerzos cortantes. Este giro desarrolla un mecanismo de resistencia doble.

En primer lugar se produce un flujo de tensiones tangenciales —  $q$  — en el contorno del cajón, cuyo valor viene dado por la fórmula de Brent:

$$\tau = \frac{M'_T}{\Omega \cdot \delta} \quad q = \frac{M'_T}{\Omega}$$

en donde  $\Omega$  es el doble del área encerrada en el semiespesor de las paredes del cajón.

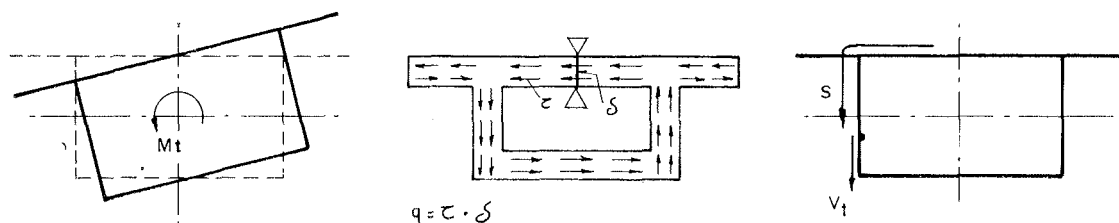


Figura 77.

Si llamamos  $V_T$  al corrimiento tangencial de un punto de coordenados sectoriales  $S$  y  $w$  al corrimiento según el eje de la viga tendremos que la deformación cortante de un rectángulo elemental de una cara será

$$\gamma = \frac{\partial v_T}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial s} \quad v_T = \rho \cdot \theta \quad \frac{\partial v_T}{\partial z} = \rho \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad \gamma = \frac{q}{G \cdot \delta}$$

integrando queda:

$$w = w_0 + \frac{q}{G} \int_0^s \frac{ds}{\delta} - \frac{d\theta}{dz} \int_0^s \rho ds$$

si esta integración la extendemos a todo el contorno, quedará:

$$w_n = w_0 + \frac{q}{G} \oint \frac{ds}{\delta} - \frac{d\theta}{dz} \oint \rho ds \quad w_n = w_0 \quad \oint \rho ds = \Omega$$

queda:

$$q = \frac{G \Omega}{\oint \frac{ds}{\delta}} \cdot \frac{d\theta}{dz} \quad \text{y como} \quad q = \frac{M'_T}{\Omega}$$

$$G \cdot J_d = \frac{M'_T}{d\theta/dz} = \frac{G \cdot \Omega^2}{\oint ds/\delta} \quad M'_T = G J_d \cdot \frac{d\theta}{dz}$$

que es la conocida fórmula de la rigidez a torsión de St. Venant.

El alabeo:

$$w = \frac{q}{G} \int_0^s \frac{ds}{\delta} - \frac{d\theta}{dz} \int_0^s \rho ds = \frac{d\theta}{dz} \left[ \frac{J_d}{\Omega} \int_0^s \frac{ds}{\delta} - \int_0^s \rho ds \right]$$

de cualquier punto de la sección transversal es proporcional a  $d\theta/dz$ . El polo para calcular el alabeo es el centro de esfuerzos cortantes y la representación de su valor en cada punto aparece en la figura:

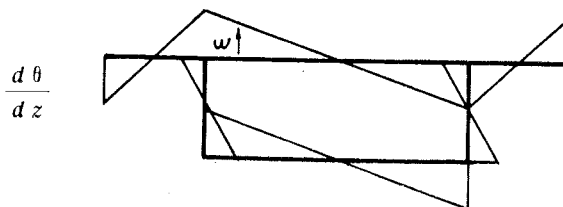


Figura 78.

Este desarrollo, perfectamente conocido, es válido únicamente en el caso en que  $d\theta/dz$  sea constante, lo que supone a su vez que  $M_T$  lo sea y por tanto  $-q$ .

Ahora bien, estos resultados pueden extrapolarse al caso en que  $d\theta/dz$  no sea constante. En estos casos si derivamos la expresión del alabeo  $w$  respecto a  $z$ .

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad \sigma_z = E \frac{dw}{dz}$$

Es decir, que aparecen tensiones longitudinales  $\sigma_z$  en el cajón y su valor es el mismo que el representado para  $W$ , pero multiplicado por  $E d^2\theta/dz^2$  en lugar de por  $d\theta/dz$ . De donde se deduce que en el caso en que  $d\theta/dz$  no sea constante o que la sollicitación de torsión  $M_T$  no lo sea, además del estado tensional tangencial deducido por la fórmula de Brent aparece en la sección un estado tensional longitudinal. Si nos fijamos este estado tensional es a fin de cuentas la contribución de la rigidez a flexión de cada una de las caras del cajón —flectando en su plano— ante el desplazamiento correspondiente al producto del giro por la distancia de las caras al centro de esfuerzos cortantes. Esta es la segunda parte del mecanismo de respuesta de un cajón ante una sollicitación a torsión que mencionábamos al principio de este apartado. Vemos entonces que este mecanismo de respuesta doble es análogo al que encontrábamos al estudiar las secciones abiertas. Una parte del momento torsor es resistida por tensiones tangenciales de St. Venant que no produce un estado tensional longitudinal y una segunda parte es resistido por el mecanismo de torsión-flexión que acabamos de describir.

Para obtener el valor del momento torsor resistido por el mecanismo de torsión-flexión no tenemos más que derivar respecto a  $z$  las tensiones longitudinales  $\sigma_z$  para obtener el nuevo flujo  $-q$  —no constante a lo largo de las caras:

$$\frac{dq}{ds} = -\delta \frac{dG_z}{\partial z}$$

La integración de  $q$  a lo largo del contorno multiplicado por su brazo respecto al centro de esfuerzos cortantes nos proporciona este segundo momento torsor en donde  $J_w$  es el momento de inercia sectorial.

$$M_T'' = -EJ_w \frac{\partial^3 \theta}{\partial z^3}$$

Si a este valor de  $M_T$  le añadimos el obtenido por la ecuación de St. Venant tendremos que la ecuación diferencial que liga el momento torsor total al ángulo de giro  $\theta$  viene expresada de la forma siguiente:

$$M_T = G \cdot J_d \cdot \frac{d\theta}{dz} - EJ_w \frac{d^3\theta}{dz^3}$$

Si en lugar del momento torsor  $M_T$  tenemos la sollicitación exterior  $m_t$ , la ecuación se convierte:

$$m_t = G \cdot J_d \frac{d^2 \theta}{dz^2} - EJ_w \frac{d^4 \theta}{dz^4}$$

Como vemos, esta ecuación diferencial tiene la misma forma que la que obtuvimos cuando estudiábamos las secciones transversales abiertas del tablero formado por vigas sin rigidez a la torsión.

Existe, sin embargo, una diferencia fundamental. El valor de  $J_d$  en el caso de los cajones, es mucho mayor que en el caso de las secciones abiertas y su diferencia es precisamente  $\frac{\Omega^2}{\oint \frac{\partial s}{\partial}}$ , valor que es mucho mayor que la suma de las rigideces a torsión de cada uno de los elementos rectangulares de la sección.

Este hecho determina un valor de  $k = \sqrt{\frac{GJ_d}{EJ_w}}$  mucho mayor que el de las secciones abiertas y por tanto el producto  $KL$  también lo es, valor como ya dijimos entonces, determina la proporción del momento torsor resistido por torsión de St. Venant y por el mecanismo de torsión-flexión.

En el caso de vigas cajón el valor  $KL$  es del orden de diez veces mayor que el de las secciones abiertas, lo que ocasiona que la influencia de  $EJ_w \frac{d^4 \theta}{dz^4}$  sea insignificante la mayoría de las ocasiones, quedando reducida la ecuación diferencial a la expresión  $M_T = GJ_d \cdot \frac{d\theta}{dz}$ . Es decir, el momento torsor resistido por el mecanismo de flexión-torsión en el caso de vigas cajón es muy pequeño. Únicamente en la proximidad de secciones donde la viga es solicitada por un momento torsor puntual o en las secciones de empotramiento con alabeo impedido, las tensiones longitudinales de torsión-flexión son significativas.

En la figura 79 representamos una viga cajón de las mismas características que la viga  $\pi$  representada en la figura 15 y solicitada por la misma carga. Vemos que las tensiones

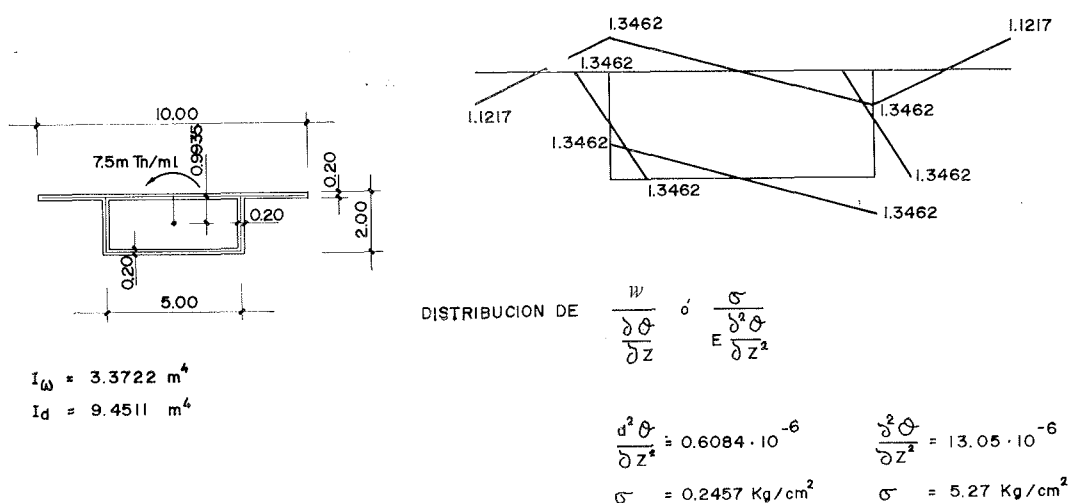
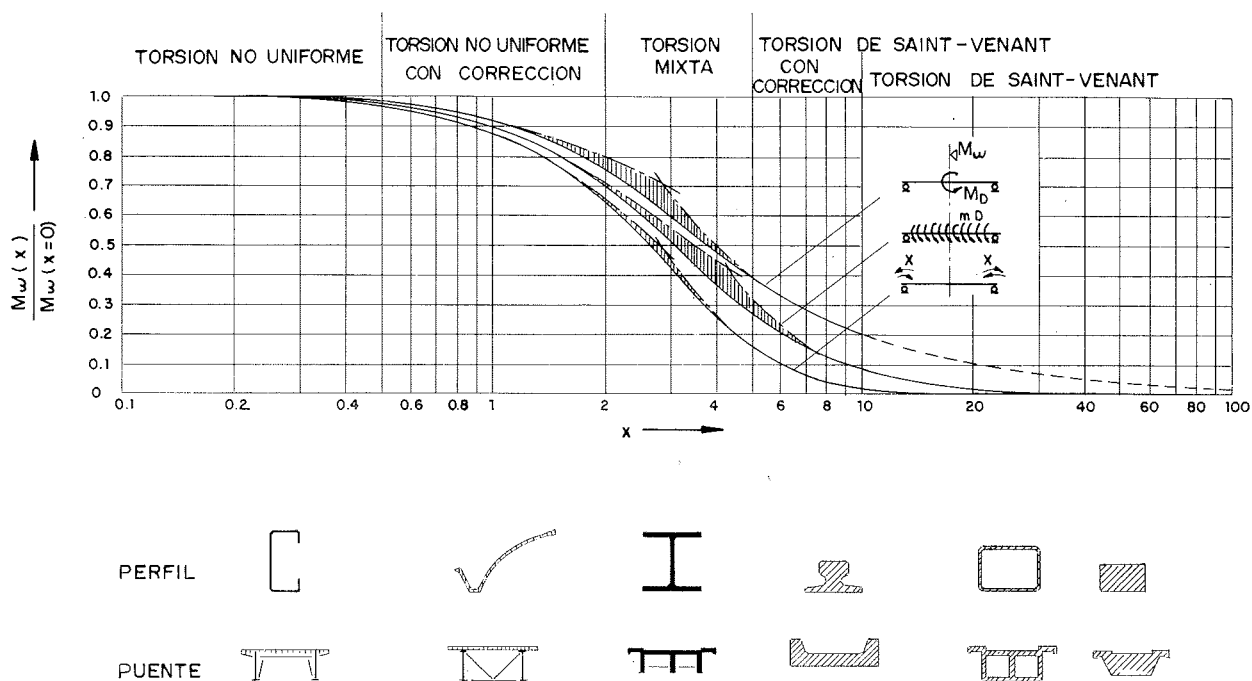


Figura 79.

longitudinales que se producen en el centro de la luz en el caso de alabeo permitido en los apoyos son de 0,24 kg/cm<sup>2</sup>. Estas tensiones aumentan en el apoyo, cuando éste impide el alabeo de la sección, a 5,27 kg/cm<sup>2</sup>.

La figura 80 — tomada del libro *Torsión*, de Kollbrunner y Basler — representa el valor relativo del bimomento, que al fin de cuentas nos produce las tensiones longitudinales si lo dividimos por el momento de inercia sectorial y lo multiplicamos por la  $w$  de cada punto — en función de  $KL$ . Vemos que para secciones delgadas y abiertas, tales como la de muchos puentes metálicos la torsión es resistida únicamente por el mecanismo de torsión-flexión. Cuando los espesores de las paredes aumentan en secciones abiertas, como ocurre en los puentes de hormigón — y por tanto aumenta el valor de  $J_d$ , la torsión es



BIMOMENTO  $M_w$  EN FUNCIÓN DEL PARAMETRO  $x = L \sqrt{G J_d / E J_w}$   
 PARA TRES CASOS DE CARGA DIFERENTE.

Figura 80.

resistida tanto por torsión de St. Venant como por torsión-flexión. Por último, en secciones cerradas la parte resistida por torsión-flexión es insignificante comparada con la que resiste por torsión de St. Venant.

## 2.º Sección transversal deformable.

Al empezar el estudio del cajón único, veíamos cómo el par de fuerzas antimétricas  $P \frac{z}{2}$  la descomponíamos en dos grupos de fuerzas que actúan en las caras. El primero

con resultante nula y momento torsor igual al de carga exterior no es más que la resultante de la integración en las caras del flujo de tensiones tangenciales de Brent, cuyo efecto produce el giro de la sección con indeformabilidad de la misma y cuyo análisis acabamos de hacer.

El segundo grupo de fuerzas, perfectamente conocido en función de la carga exterior tiene resultante nula y momento nulo y, sin embargo, tiene capacidad para producir tensiones longitudinales  $\sigma_z$  en la sección y flexiones en las caras del cajón. Veamos este proceso. En la figura 81 representamos la deformada de la sección bajo la actuación de las cargas actuando en las caras. Se llama distorsión de la sección. Estas acciones son resistidas por un doble mecanismo. En primer lugar por flexión longitudinal de cada una de las caras de la sección flectando en su propio plano y como consecuencia de los corrimientos  $\Delta$ . En segundo lugar por la flexión transversal de las caras del cajón actuando como marco empotrado en sus nudos de unión.

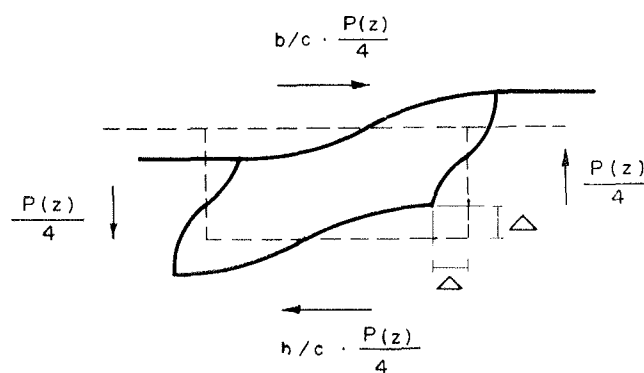


Figura 81.

En el caso en que existan vigas riostras la deformabilidad del marco es nula y por tanto la flexión longitudinal de las caras no se produce.

Con el fin de determinar la cantidad de carga que resiste cada uno de los mecanismos citados vamos a suponer que las fuerzas  $P$  que solicitan a las caras la descomponemos en dos,  $P'$  resistida por flexión longitudinal de cada una de las caras y  $P''$  resistida por la rigidez transversal del marco.

Determinando el corrimiento  $\Delta$  producido en cada uno de los dos mecanismos en función de  $P'$  y  $P''$ , respectivamente, obtendremos por igualación la ecuación diferencial que regula el fenómeno.

La relación entre  $P'$  y  $\Delta$  se obtiene determinando las fuerzas de borde de intercambio entre las placas por medio de la igualación de tensiones en las esquinas. Es el procedimiento tradicional de cálculo de láminas plegadas con bordes articulados. La ecuación resultante es:

$$E \cdot J_c \frac{d^4 \Delta}{dz^4} = p'$$

El corrimiento  $\Delta$  es el correspondiente a una cualquiera de las caras, ya que todas ellas están ligadas entre sí.  $J_c$  es un momento de inercia virtual, función de la geometría de la sección.



El estado tensional longitudinal producido en esta fase se representa en la figura 82.

La obtención de  $\Delta$  en función de  $P''$  se determina calculando el corrimiento  $-\Delta_1$  (tiene que ser el de la cara elegida para obtener la ecuación diferencial de la flexión longitudinal de las caras) cuando actúa una fuerza unitaria según la diagonal del marco.

$$1 = K \cdot \Delta_1 \rightarrow K = 1/\Delta_1$$

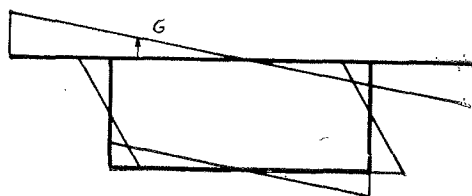


Figura 82.

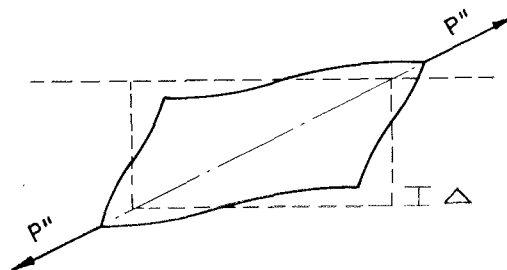


Figura 83.

Para una carga  $P''$  tendremos un desplazamiento  $K\Delta$ , de donde queda:

$$p'' = K \cdot \Delta = p - p' = p - EJ_c \frac{d^4 \Delta}{dz^4}$$

o lo que es lo mismo:

$$EJ_c \frac{\partial^4 \Delta}{\partial z^4} + K\Delta = p$$

que puede ponerse de la forma:

$$\frac{d^4 \Delta}{dz^4} + 4\lambda^4 \cdot \Delta = 4\lambda^4 \cdot p$$

siendo:

$$\lambda = \sqrt[4]{K/E \cdot J_c}$$

Esta ecuación diferencial nos determina el valor de  $\Delta$  y por tanto las tensiones longitudinales y las flexiones transversales del cajón.

El planteamiento de la distorsión que acabamos de hacer ha sido realizado por D. H. H. Tung y Vlasov como caso particular, para cajón único, de un problema mucho más general que correspondería a varios cajones. En este caso el tratamiento del problema sería el general utilizado en el cálculo de láminas plegadas con nudos empotrados.

Ahora bien la, ecuación diferencial que nos resuelve la distorsión, es también la que se produce en una viga sobre apoyos elásticos. El coeficiente de balasto sería en nuestro caso la rigidez transversal del marco y la deformabilidad de la viga, su inercia, sería el valor  $J_c$  obtenido.

Se entiende que en esta viga la colocación de vigas riostras equivale a la disposición de apoyos fijos en la cimentación elástica de la viga. Este tratamiento del problema de la distorsión como viga sobre cimentación elástica tiene la ventaja de poder utilizar las tabulaciones obtenidas para ésta en el cálculo de la distorsión.

La resolución de la ecuación diferencial sale en función de senos y cosenos hiperbólicos del producto de  $\lambda \cdot L$ , siendo  $L$  la luz de la viga.

Para el cajón representado en la figura 84 el valor de  $\lambda = 0,204$  que para 40 m de luz da un valor de  $\lambda L = 3,16$ . Si aplicamos la carga de 3 t/m l que hemos utilizado en el caso de torsión sin distorsión, las tensiones longitudinales que salen son del orden de 0,2 kg/cm<sup>2</sup>, cantidad realmente despreciable. Si en lugar de tener el cajón el espesor de paredes representado se pasa a 0,1 m, las tensiones longitudinales máximas llegan a 1,9 kg/cm<sup>2</sup>, valor también despreciable.

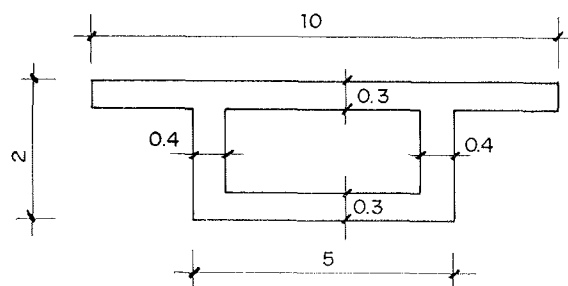


Figura 84.

Esto indica que generalmente para los cajones de hormigón pretensado el efecto de la distorsión es realmente despreciable y únicamente en las zonas en donde actúan cargas puntuales importantes las tensiones longitudinales tienen valores locales de alguna consideración.

Si comparamos, como resumen, el comportamiento de la viga cajón, con la de sección abierta, vemos cómo el mecanismo de respuesta de ambos es muy similar, sin embargo, en el cajón es mucho más eficaz.

Para sección transversal indeformable, la ecuación diferencial es idéntica

$$M_T = G \cdot J_d \cdot \frac{d\theta}{dz} - EJ_w \frac{\partial^3 \theta}{\partial z^3}$$

el valor relativo de  $J_d$  y  $J_w$  son muy diferentes, lo que ocasiona una participación mucho más eficaz del mecanismo de flexión-torsión en el caso de las secciones abiertas que en el de las cerradas, y por tanto, una aparición de tensiones longitudinales mucho mayores también bajo el momento torsor.

Diríamos que para el caso de puentes metálicos y sección abierta la ecuación diferencial de la torsión se puede reducir únicamente al mecanismo de flexión-torsión, es decir:

$$M_T = -EJ_w \frac{\partial^3 \theta}{\partial z^3}$$

Para el caso de puentes de hormigón pretensado y sección abierta, al ser el espesor de las paredes mucho mayor, aumenta el valor  $J_d$  respecto al valor  $J_w$  y la ecuación diferencial completa debe ser mantenida. Nos encontramos en el caso de resistencia mixta por torsión de St. Venant y por torsión-flexión.

En cambio, para secciones cajón la ecuación diferencial se reduce a:

$$M_T = GJ_d \frac{\partial \theta}{\partial z}$$

con casi nula contribución del mecanismo de flexión-torsión.

Para el caso de sección transversal deformable vemos que la sección cajón es mucho más eficaz que la sección abierta, pues mientras ésta enfrenta a la distorsión la resistencia del tablero como viga continua apoyada sobre las vigas principales, en el caso del cajón se presenta la rigidez del marco cerrado como coacción a la distorsión.

LA SECCIÓN CAJÓN EN ROTURA (\*).

### *Rigidez torsional.*

Los ensayos desarrollados en Stuttgart han demostrado que la rigidez a torsión de una viga rectangular o un cajón disminuye de cuatro a ocho veces más rápidamente que la rigidez a la flexión cuando la pieza se fisura (fig. 85). Esto ha conducido a eliminar la

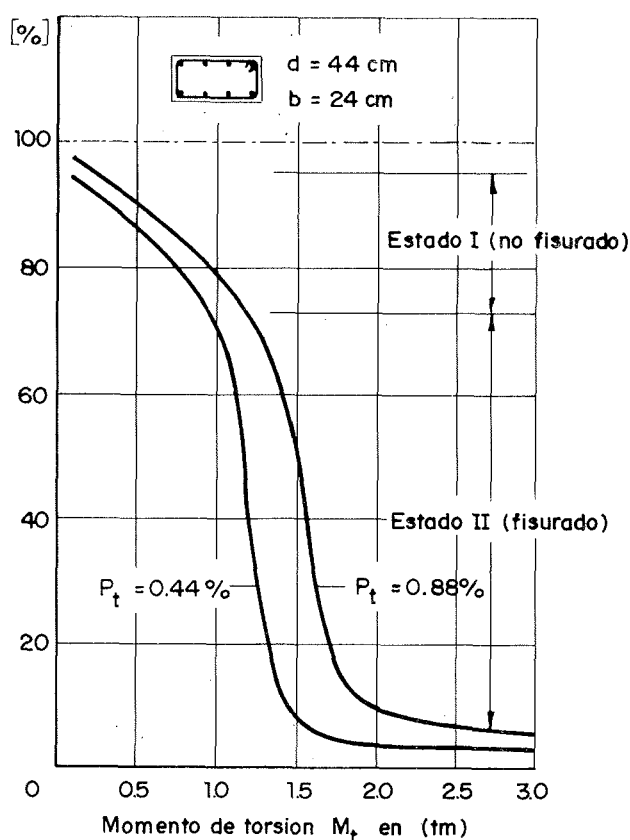


Fig. 85. — Rigidez relativa a la torsión.

solicitación a torsión que proviene de la coacción angular siempre que no intervenga en el equilibrio de la pieza. Tal es la recomendación de la comisión mixta FIP-CEB. No obstante, Lampert recomienda que se utilicen las nuevas expresiones de la rigidez torsional en estado II para obtener un cálculo más seguro.

(\*) La información para este capítulo se ha obtenido de los trabajos realizados por Leonhardt, Lamper y Miehlbrandt.

### *Pretensado y no pretensado de la sección.*

Toda la teoría de la capacidad última de la pieza a torsión ha sido desarrollada para piezas de hormigón armado. Sin embargo la misma teoría es válida en el caso de existir tendones pretensado. No hay más que sustituir la capacidad de carga última del pretensado por armadura no activa.

### *Torsión sin flexión.*

Los ensayos han demostrado que en torsión sin flexión las fisuras se producen a  $45^\circ$ , siempre que la capacidad portante de la armadura transversal y la longitudinal sea la misma. El mecanismo de resistencia se representa en la figura 86.

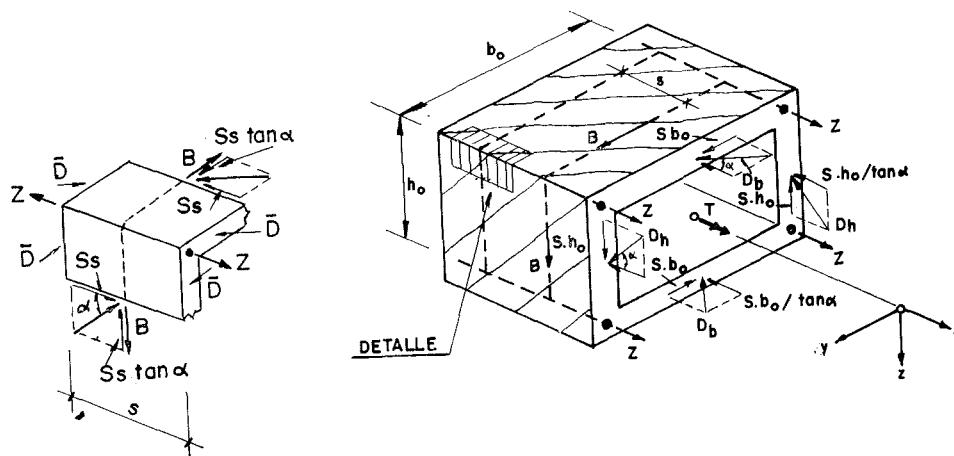


Figura 86.

Asimismo se ha comprobado que en la sección fisurada solamente una pequeña capa exterior del hormigón contribuye a la resistencia a la torsión, por lo que se ha propuesto convertir las secciones macizas en huecas para el dimensionamiento y la capacidad portante de la sección. Esta parece que es la razón de la rápida caída de rigidez de la sección a torsión cuando la pieza se fisura.

Según el mecanismo de resistencia establecido la capacidad última de la sección a torsión es:

$$Tr = 2 A_0 \sqrt{\frac{\sum Z_f}{u} \cdot \frac{B_y}{S}}$$
$$\operatorname{tg}^2 \alpha = \frac{B_y}{S} \cdot \frac{U}{\sum z_y}$$

en donde:

$Tr$  = momento de rotura.

$\sum Z_f$  = carga de rotura de las barras longitudinales.

$A_0$  = área de la sección encerrada entre los ejes de las barras longitudinales situadas en las esquinas.

$u$  = perímetro del contorno anterior.

$s$  = separación entre cercos.

$B_y$  = carga de rotura de los cercos.

En el caso en que  $Z_y \cdot s = B_y \cdot u$ :

$$T r = 2 A_0 \frac{\Sigma Z_y}{u} = 2 A_0 \frac{B_y}{S} (C E B - F I P)$$

En el caso de solicitaciones a torsión importantes la armadura transversal debe colocarse muy próxima a fin de que el empuje al vacío de las bielas comprimidas pueda ser recogido.

La armadura longitudinal es más eficaz si se coloca en las esquinas de la viga. Sin embargo, una armadura longitudinal centrada en la sección también colabora en la capacidad portante, pues tiende a impedir el alargamiento general de la pieza torsionada.

La armadura de pretensado longitudinal no disminuye la armadura de cercos, y como ya hemos dicho, puede sustituirse por armadura longitudinal.

### *Torsión con flexión y esfuerzo constante.*

Por el momento y hasta que la experimentación no se desarrolle más conviene dimensionar separadamente el cortante y la torsión. Para el cortante puede hacerse la reducción correspondiente a la contribución del hormigón, mientras que en la torsión no. Esto ha sido comprobado en los ensayos, pues mientras la armadura transversal de cercos de la losa inferior alcanzaba los valores teóricos del mecanismo de rotura a torsión citado, los cercos de las almas se separaban de ésta en una magnitud constante.

La capacidad portante de una pieza solicitada bajo esfuerzos de flexión y torsión se supuso, en un principio, que se encontraba en el cuarto de círculo de la figura 87. Ahora

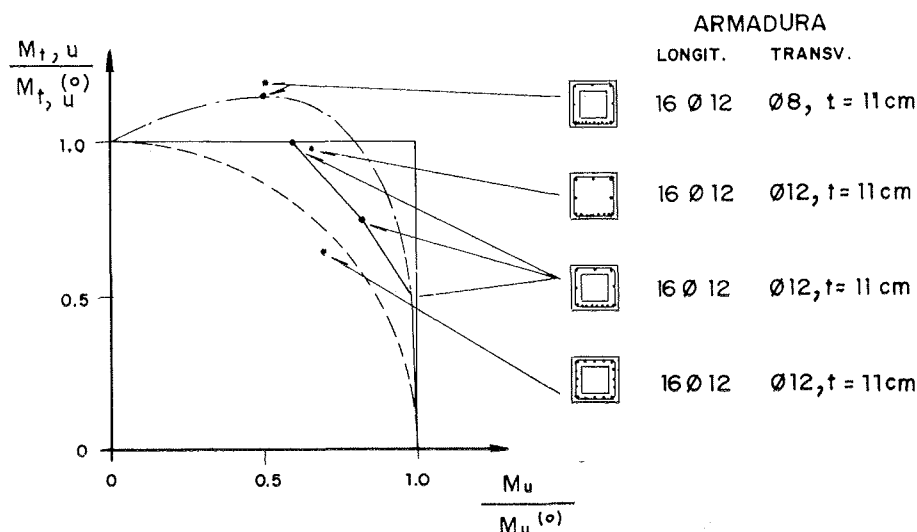


Fig. 87. — Diagramas de intersección en torsión-flexión (resultado de los ensayos Thürlimann-Lampert).

bien, esta curva es válida cuando la armadura longitudinal se coloca uniformemente repartida en el contorno. En el caso de una colocación adecuada de la armadura de flexión en su cara más tendida, se comprobó que el diagrama de resistencia es casi rectangular, salvo un triángulo extremo que disminuye a medida que el refuerzo de las esquinas es más eficaz.

En el caso en que la torsión predomina sobre la flexión la rotura se parece a la que se produce en el caso de la torsión pura. En cambio, en el caso en que la flexión predomina sobre la torsión la rotura es similar a la de la flexión con una pequeña inclinación de la zona de compresión.

En ensayos de una viga fisurada a la flexión se ha constatado que si después se le somete a esfuerzos de flexión-torsión la fisuración a  $45^\circ$  se produce atravesando las antiguas fisuras normales como si éstas no hubiesen existido. Por tanto, en estado II, bajo sollicitaciones a torsión elevadas y de signos alternos se corre el peligro de la desagregación de la losa inferior, por lo cual en tales vigas conviene colocar las armaduras muy próximas o mejor efectuar un pretensado en dos direcciones.

La flexión moderada incrementa la rigidez a torsión de la pieza por la presencia de la zona comprimida que permanece en estado I.

### *Límite de la sollicitación a torsión.*

Si la armadura es suficiente, la sollicitación a torsión estará limitada por la de las bielas comprimidas de hormigón. Esta debería ser igual a la capacidad portante en el caso de cortante, pero se ha demostrado que debido al alabeo de las caras que produce la torsión, la compresión de las bielas tiene una cierta excentricidad, con lo que se produce una rotura prematura. Esta es la razón por la que la tensión de compresión última de la combinación torsión y esfuerzo cortante es menor que la del esfuerzo cortante cuando éste actúa solo.

## **2.2. Tablero formado por dos vigas cajón.**

En aquellos casos de tableros en los que la relación ancho/luz es grande interesa disponer varias vigas cajón en paralelo, tanto para reducir los momentos de la sección transversal como para distribuir mejor la inercia longitudinal. Por este procedimiento conseguimos un mecanismo resistente que participa por un lado de las propiedades de la viga cajón y por otro del mecanismo de resistencia que veíamos cuando estudiábamos los tableros formados por vigas sin rigidez a la torsión.

Antes de estudiar el efecto que sobre este mecanismo tienen la relación ancho-luz, el número de vigas riostras y la distribución de la sobrecarga sobre el tablero, vamos a determinar el mecanismo de resistencia y de reparto de cargas entre las dos vigas en el caso simple representado en la figura 88 cuando se le sollicita por una carga uniforme repartida de 5,86 t/ml actuando en el eje de uno de los cajones (fig. 89).

Esta carga podemos descomponerla en dos. La primera actúa simétricamente sobre cada una de las vigas, produciendo el mismo estado de deformación, y, por tanto, el efecto sobre cada una de ellas puede estudiarse con independencia de la otra.

Bajo la actuación de la carga antimétrica aparece el punto A, en donde su flexión transversal es nula, por ser un punto de inflexión de la deformada (fig. 90).

Si dividimos el tablero por la línea A podremos estudiar cada uno de los cajones con independencia del otro. Para ello, será necesario aplicar en ese punto las fuerzas que el otro cajón induce sobre el que se estudia. En primer lugar, podemos suponer que el punto A está apoyado en toda su longitud (fig. 91).

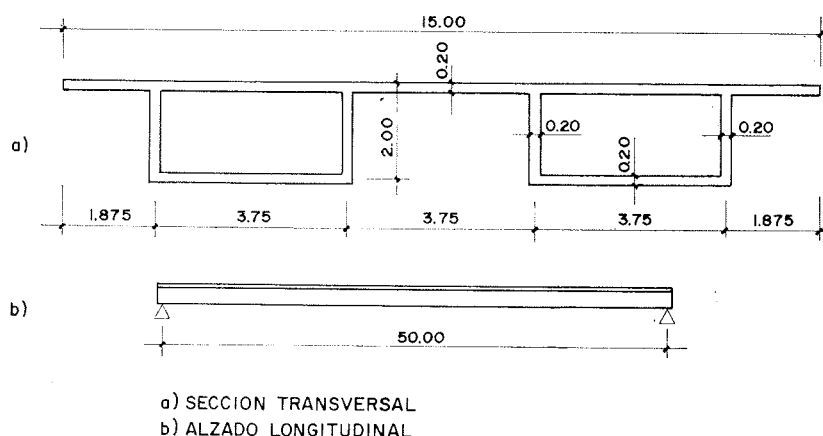


Figura 88.

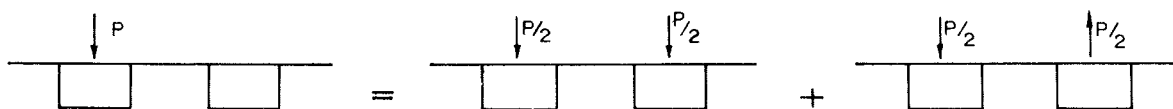


Figura 89.

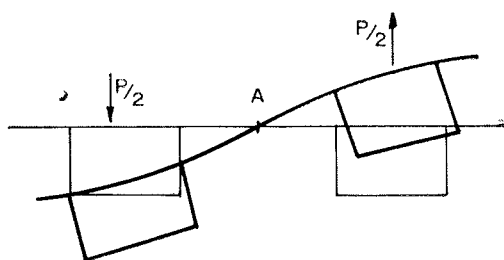


Figura 90.

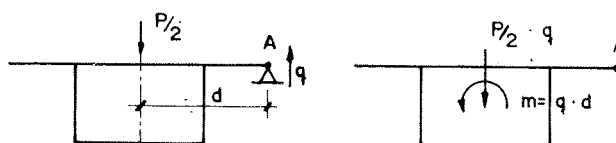


Figura 91.

Aparece, por tanto, las fuerzas  $q$ , distribuidas a todo lo largo del cajón, que se trasladan a la línea de centros de esfuerzos cortantes con la aparición de un momento torsor. La condición para obtener la carga  $q$  es que la deformada del cajón produzca flecha nula en toda la línea A.

Según esta condición, el estado tensional que aparece en la cabeza superior del cajón será uniforme y de compresión, si suponemos que el tablero está apoyado en sus extremos y despreciamos la distorsión propia del cajón (fig. 92).

Este hecho produce una discontinuidad de tensiones longitudinales en A, ya que el otro cajón que hemos separado del que estamos estudiando estará solicitado por las mis-

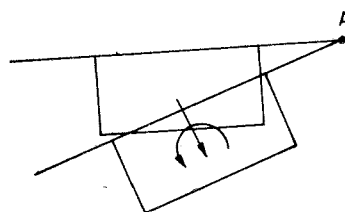


Figura 92.

mas tensiones, pero de signo contrario. Para restablecer la continuidad de tensiones deberemos introducir en la línea A otra segunda fuerza hiperestática  $F$  que actúa en los bordes longitudinales (figs. 92 y 93).

El cajón quedará solicitado por una fuerza axial  $F$  y por dos momentos flectores iguales al producto de la fuerza por su distancia al centro de gravedad del cajón. Las condiciones que deben de cumplir es que por de pronto el punto A tenga flecha cero y que la tensión en longitudinal en A sea igual, tanto en uno como otro cajón, lo que para el caso de carga antimétrica que estamos estudiando equivale a que sea cero.

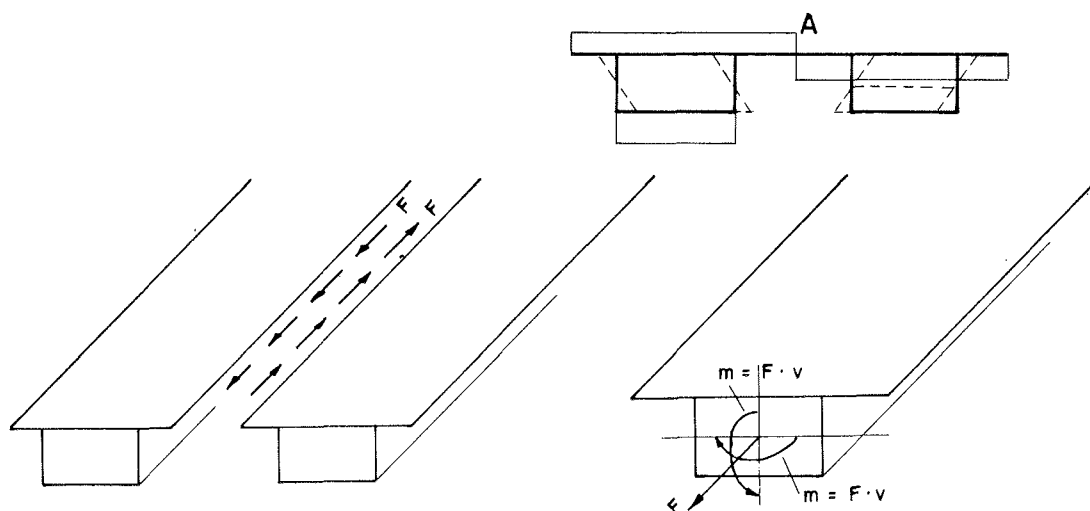


Figura 93.

Es decir, el problema de la carga antimétrica produce dos conjuntos de fuerzas,  $q(z)$  y  $F(z)$ , distribuidas a lo largo de la línea media entre los cajones, y se obtienen con la condición que la flecha en A sea cero y que las tensiones longitudinales también lo sean.

Si resolvemos las ecuaciones diferenciales que se plantean con esas condiciones, obtendremos, añadiéndoles el efecto de la carga simétrica, las leyes de momentos flectores en cada uno de los cajones y el estado tensional que los solicitan bajo la carga asimétrica.

En la figura 94 representamos para el dintel representado en la figura 88 la distribución de fuerzas  $q$  y  $F$  a lo largo del dintel y las leyes de momentos flectores que solicitan a cada uno de los cajones.

En la figura 95 representamos el estado tensional en la sección central para la actuación de la carga antimétrica, la simétrica y la suma de las dos.

En este mecanismo el reparto de cargas entre los dos cajones se realiza realmente cuando se cumple la condición de flecha nula en A. La igualación de tensiones longitudinales en este punto modifica muy ligeramente la distribución de momentos flectores longitudinales entre los dos cajones, y, por tanto, su efecto es muy secundario. Esta razón ha conducido a eliminar su estudio en muchos casos de tablero de puente.

Por tanto, si centramos nuestra atención en esta primera parte del estudio, aparece el enfrentamiento de la rigidez a flexión de la losa que une los cajones entre sí y la rigidez a torsión de la viga cajón. En la rigidez a flexión de la losa que une los cajones entre sí interviene no sólo su inercia y su luz, sino la rigidez del marco del cajón al estar



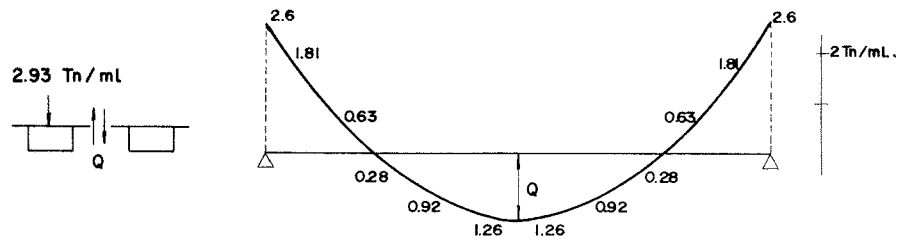
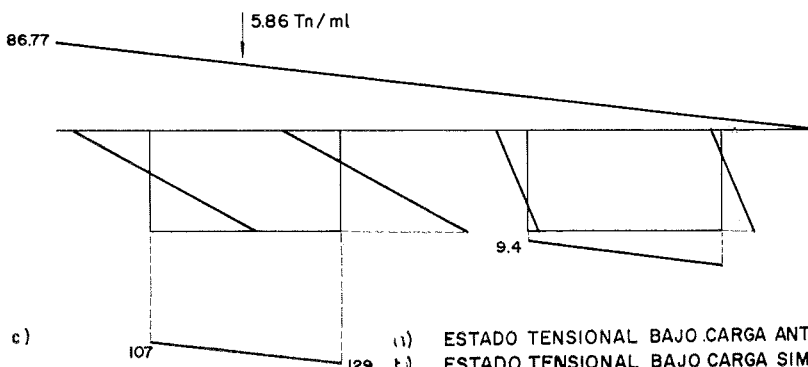
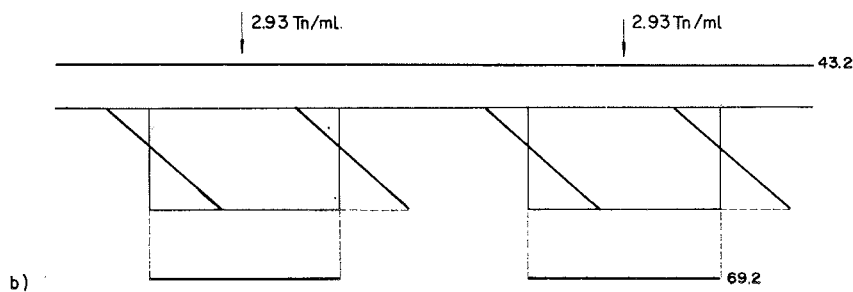
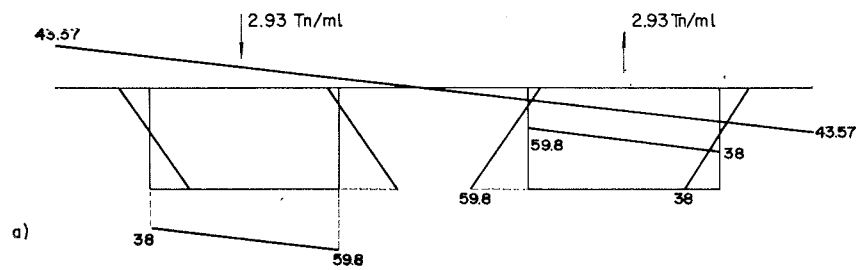
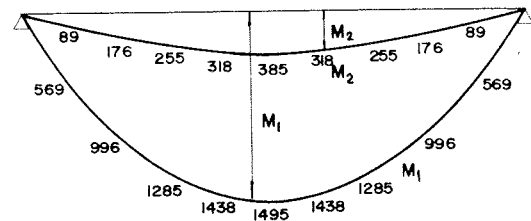
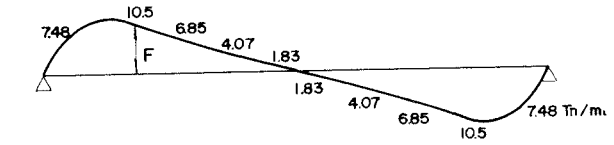
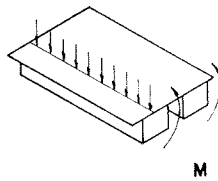
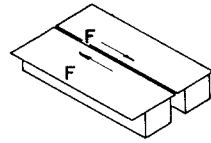


Figura 94.



- (1) ESTADO TENSIONAL BAJO CARGA ANTIMETRICA  
 (2) ESTADO TENSIONAL BAJO CARGA SIMETRICA  
 (3) ESTADO TENSIONAL SUMA

Fig. 95.— Estado tensional longitudinal. Sección central.

solicitado por un momento flector en su esquina. Además, aparece aquí con más rotundidad que en el caso de tableros con cajón único la distorsión, que se podría asimilar en este caso a la deformación por esfuerzo cortante de la sección transversal (fig. 96).

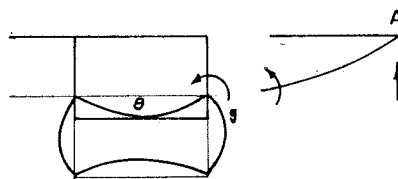


Figura 96.

Se entiende que en este tipo de tableros la eficacia de las vigas riostras es mucho mayor que en el caso de tableros con vigas sin rigidez a torsión, ya que si en este caso la rigidez a flexión de la losa y la de torsión de las vigas es del mismo orden de magnitud en el caso de vigas cajón, sólo es equiparable a la rigidez a torsión del cajón, la rigidez a flexión de una viga riostra.

Por otro lado, la relación ancho-luz es determinante también en este tipo de tableros de cara a obtener la cuantía del reparto de cargas entre las vigas. Cuanto mayor sea la relación ancho-luz tanto mayor deberá ser la rigidez a flexión de la sección transversal para la misma eficacia del reparto.

Para cuantificar la incidencia de estas variables hemos estudiado dos tipos de tableros, en donde se varía la relación ancho-luz, la vinculación en los extremos y el número de vigas riostras.

#### *Estudio comparativo de tableros.*

En la figura 97 representamos los dos tipos de tableros estudiados: uno, de 50 m de luz, y el otro, de 80 m de luz. El canto lo hemos variado de acuerdo a la luz a salvar, pero el ancho lo hemos mantenido constante.

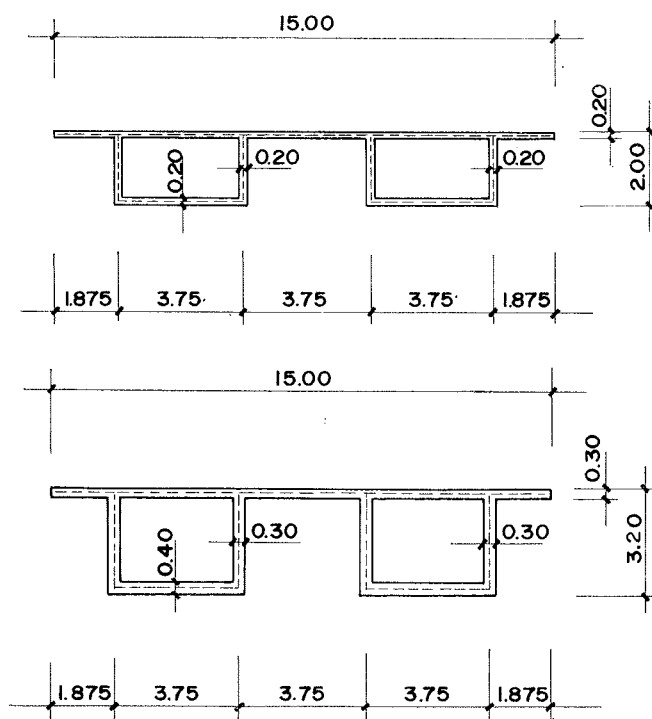


Figura 97.

Cada uno de ellos lo hemos estudiado con las siguientes variables:

1.<sup>a</sup> Tramo apoyado.

- a) Sin vigas riostras intermedias.
- b) Con cinco vigas riostras intermedias.

2.<sup>a</sup> Tramo perfectamente empotrado.

- a) Sin vigas riostras intermedias.
- b) Con cinco vigas riostras intermedias.

El estudio de dichos tableros lo hemos establecido eliminando la igualación de tensiones longitudinales en un centro de las dos vigas cajón para caso de carga antimétrica. Los resultados obtenidos por este procedimiento son muy similares a los reales, como ya hemos estudiado.

*Comparación de resultados (figs. 98, 99, 100 y 101).*

Todos los tableros se han solicitado con una carga uniforme de 5,86 t/ml situada en el eje de una de las vigas cajón. Bajo esta carga hemos obtenido las leyes de momentos flectores longitudinales, las de momentos torsores y las fuerzas de intercambio verticales a lo largo del eje del tablero.

a) *Influencia de las vigas riostras.*

La presencia de las vigas riostras influye de una manera determinante en la cuantía de los momentos flectores de cada una de las vigas.

CUADRO 2.2.1. — *Tableros apoyados.*

|          |        | Sin riostras | Con riostras |
|----------|--------|--------------|--------------|
| L = 50 m | Viga 1 | 0,84 $M_T$   | 0,52 $M_T$   |
|          | Viga 2 | 0,16 $M_T$   | 0,48 $M_T$   |
| L = 80 m | Viga 1 | 0,68 $M_T$   | 0,50 $M_T$   |
|          | Viga 2 | 0,32 $M_T$   | 0,50 $M_T$   |

En el cuadro 2.2.1 representamos la proporción del momento total  $-M_T-$  que tiene en el centro de la luz cada una de las dos vigas que forman el tablero, en el caso de que estos están apoyados en sus extremidades. Se observa la enorme eficacia de las vigas riostras en equilibrar los momentos flectores entre las vigas.

Para el tablero de 80 m de luz se ve que cuando la estructura tiene vigas riostras el momento en las dos vigas es igual. Esto parece a primera vista un resultado equi-

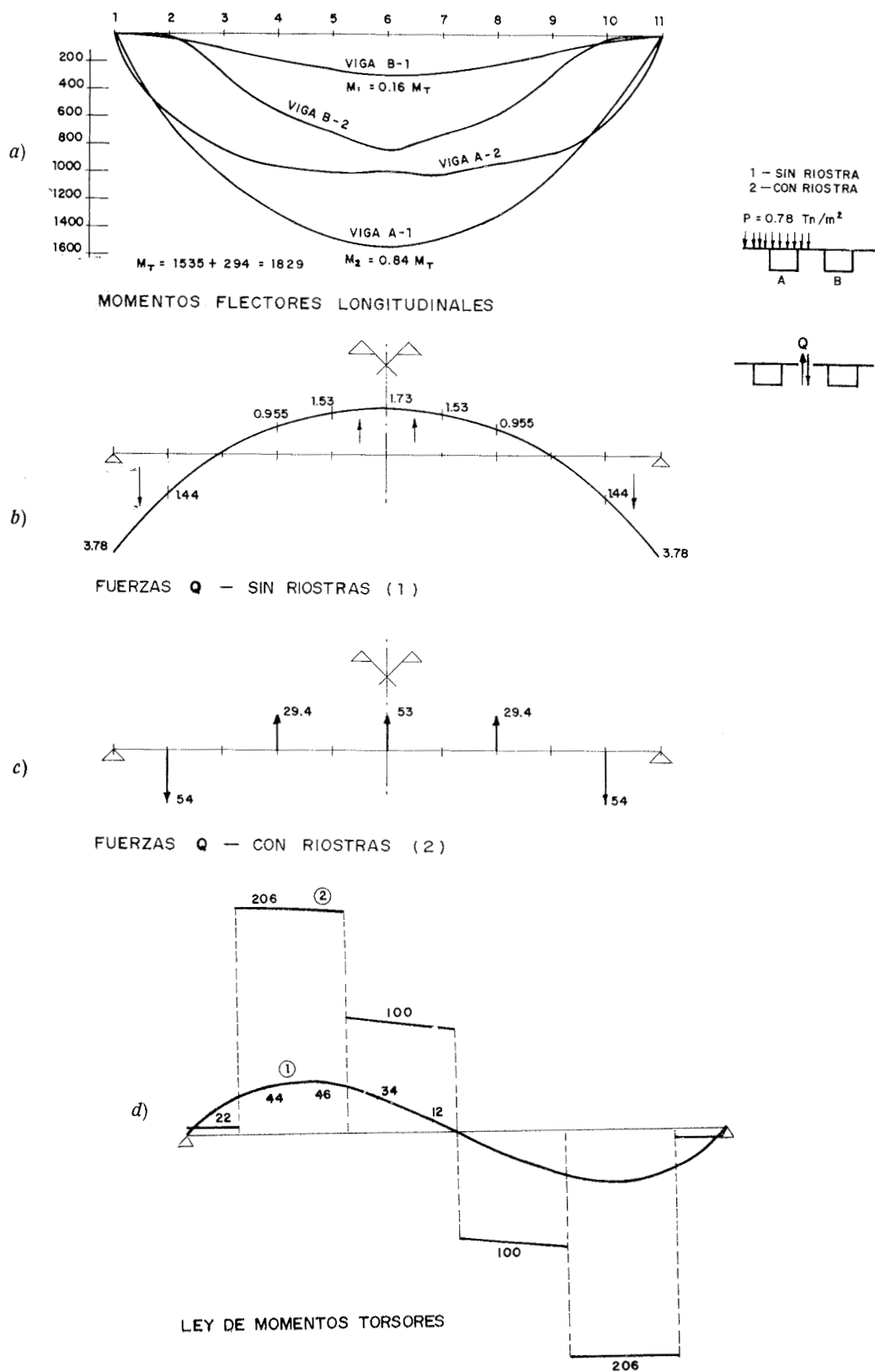


Fig. 98. — Tramo apoyado. Luz, 50 m.

vocado, ya que si solicitamos únicamente un lado del tablero no es posible que las dos vigas queden solicitadas por igual. Si nos fijamos en la distribución longitudinal de los momentos flectores que se representa en la figura 99-a, vemos que las leyes son muy distintas y que la perturbación que en las leyes de momentos flectores producen las vigas riostras hace que en el centro de la luz ambos resultados sean los mismos.

En el caso en que los tableros estén empotrados en sus apoyos, en lugar de apoyados los resultados, los encontramos en el cuadro 2.2.2.

CUADRO 2.2.2. — *Tableros empotrados.*

|          |                 | Sin riostras |            | Con riostras |
|----------|-----------------|--------------|------------|--------------|
| L = 50 m | Sección central | Viga 1       | 0,85 $M_T$ | 0,58 $M_T$   |
|          |                 | Viga 2       | 0,15 $M_T$ | 0,42 $M_T$   |
|          | Sección apoyos  | Viga 1       | 0,9 $M_T$  | 0,70 $M_T$   |
|          |                 | Viga 2       | 0,1 $M_T$  | 0,30 $M_T$   |
| L = 80 m | Sección central | Viga 1       | 0,73 $M_T$ | 0,52 $M_T$   |
|          |                 | Viga 2       | 0,27 $M_T$ | 0,48 $M_T$   |
|          | Sección apoyos  | Viga 1       | 0,77 $M_T$ | 0,65 $M_T$   |
|          |                 | Viga 2       | 0,33 $M_T$ | 0,35 $M_T$   |

b) *Relación ancho-luz.*

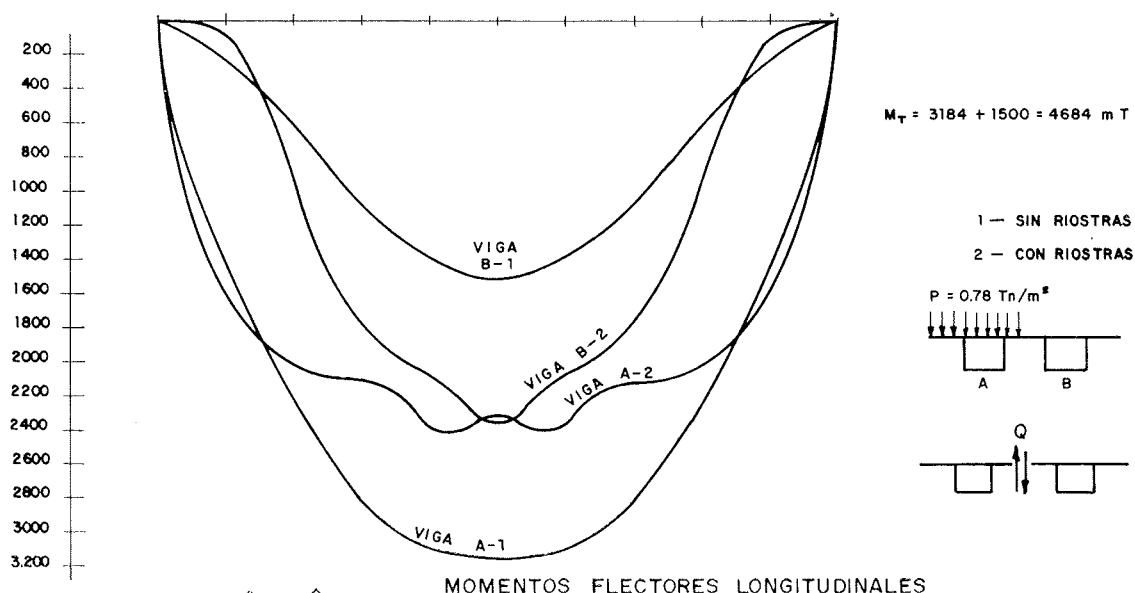
Si comparamos los resultados obtenidos para el tablero de 80 m y para el de 50 metros vemos que para las mismas condiciones de arriostramiento y vinculación en los extremos los momentos —relativos al momento total— son menores en el caso del tablero de 80 m que en el de 50 m. Conclusión clara, ya que cuando la relación ancho-luz disminuye se equilibran las rigideces longitudinal y transversal.

CUADRO 2.2.3

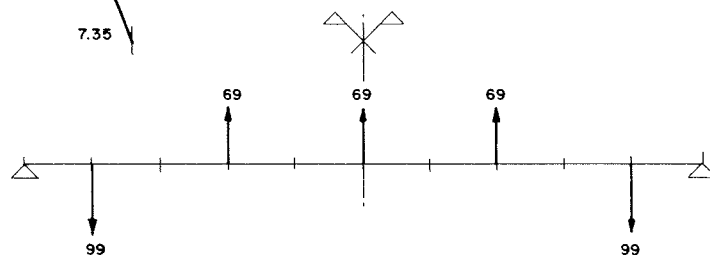
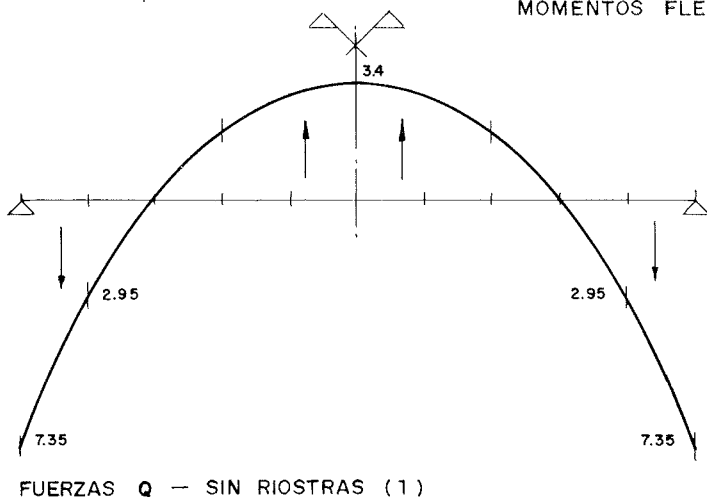
|           | APOYADO      |              | EMPOTRADO    |              |
|-----------|--------------|--------------|--------------|--------------|
|           | Sin riostras | Con riostras | Sin riostras | Con riostras |
| Viga 50 m | 0,84 $M_T$   | 0,52 $M_T$   | 0,85 $M_T$   | 0,58 $M_T$   |
| Viga 80 m | 0,68 $M_T$   | 0,50 $M_T$   | 0,73 $M_T$   | 0,52 $M_T$   |

La vinculación de empotramiento actúa de la misma manera que en el caso de tableros con vigas sin rigidez a torsión como un aumento de la relación ancho-luz, como puede observarse en el cuadro anterior. Otra conclusión que sacamos de los tableros empotra-

a)



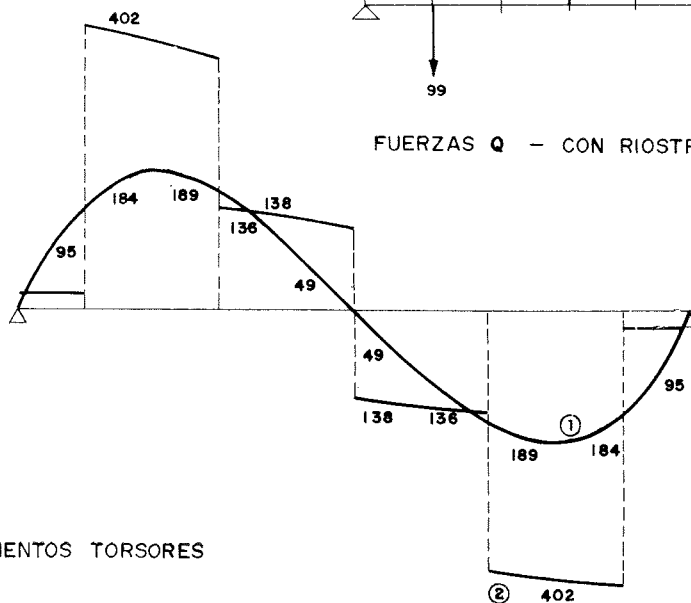
b)



c)

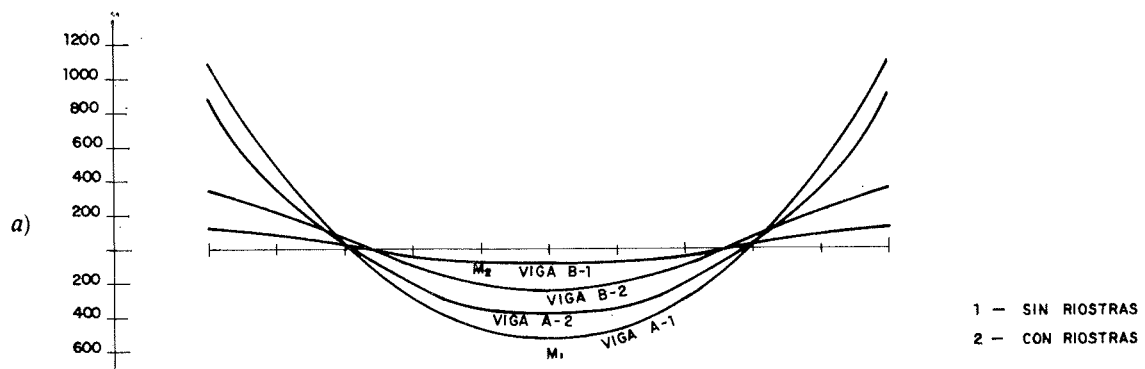
FUERZAS Q — CON RIOSTRAS (2)

LEY DE MOMENTOS TORSORES



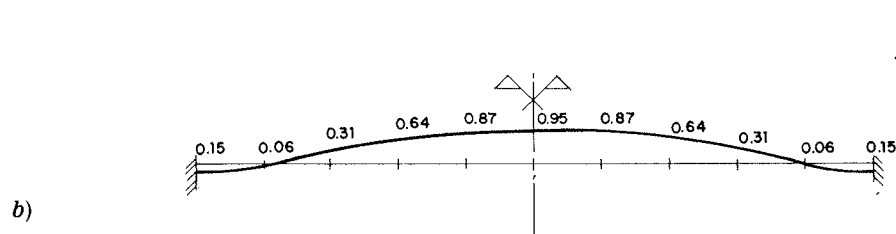
d)

Fig. 99. — Tramo apoyado  $L = 80 \text{ m}$ .

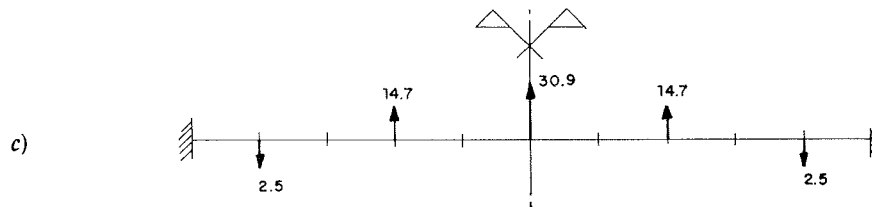


$$M_T = 540 + 81 = 621 \text{ mT}$$

MOMENTOS FLECTORES LONGITUDINALES



FUERZAS Q - SIN RIOSTRAS (1)



FUERZAS Q - CON RIOSTRAS (2)

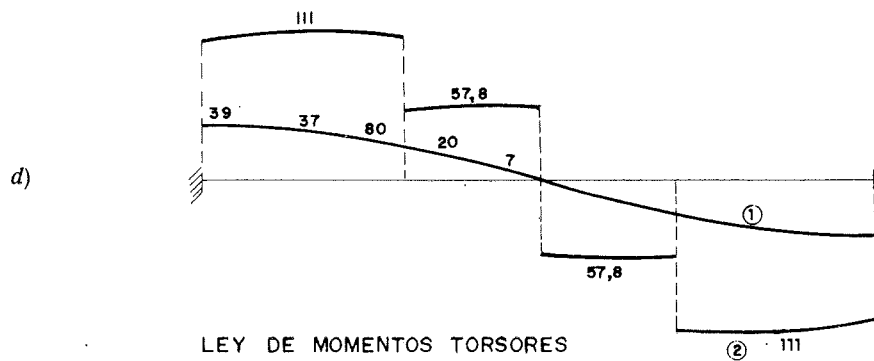


Fig. 100. — Tramo empotrado  $L = 50 \text{ m}$ .

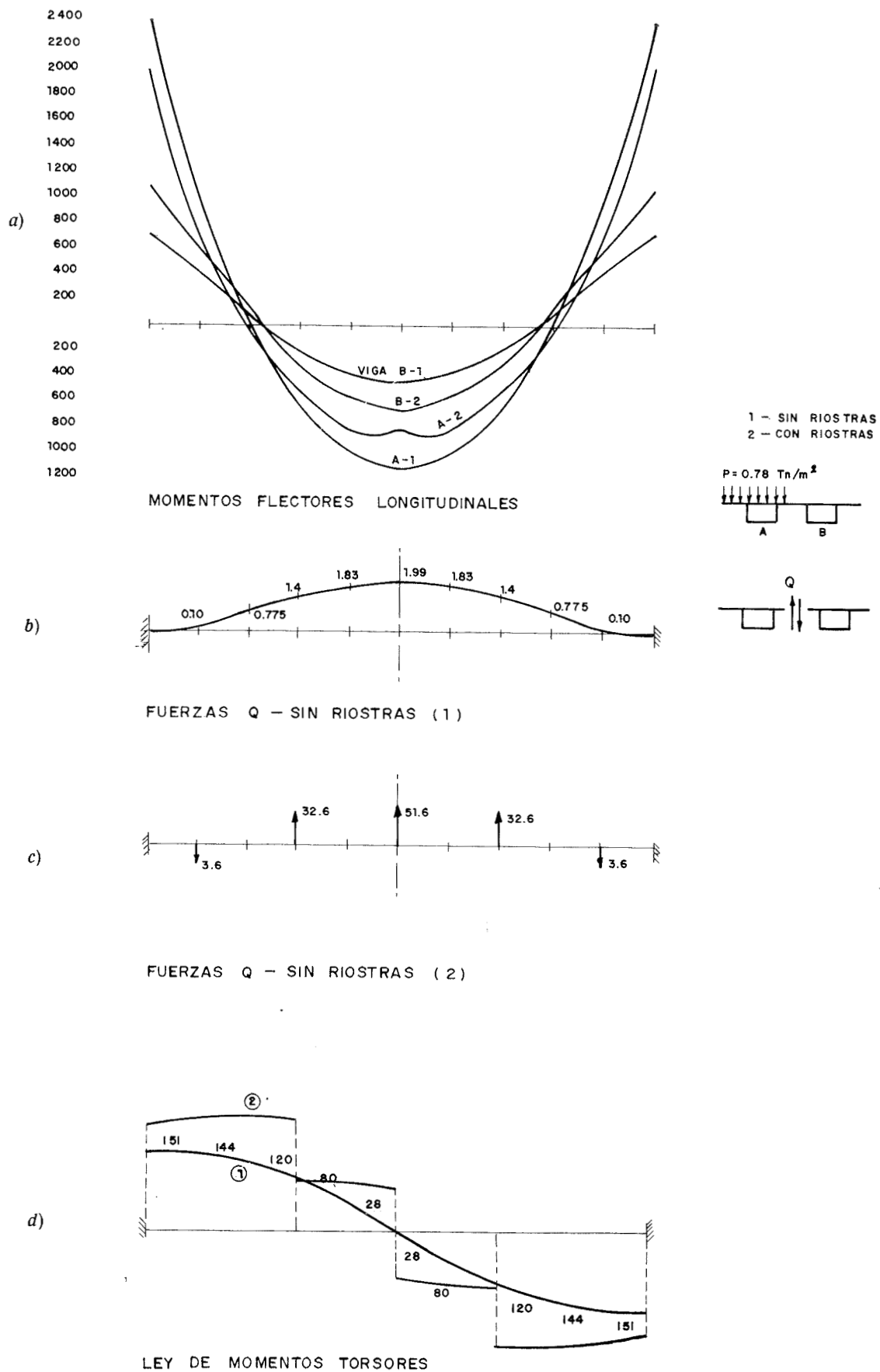


Fig. 101. — Tramo empotrado  $L = 80$  m.



dos es que la distribución de momentos flectores en el centro del vano y en los apoyos es muy parecida en el caso de que no existan vigas riostras, mientras que en el caso de que éstas existan, la distribución de momentos entre las dos vigas cambia bastante. Esto es debido, sin duda, a la perturbación que introducen las vigas riostras en el momento del centro.

c) *Conclusiones respecto a la colocación de vigas riostras.*

De los resultados anteriores sacamos en consecuencia la enorme eficacia que en este tipo de tableros tienen las vigas riostras de cara al reparto de momentos flectores. Sin embargo, a nuestro entender, su presencia es más perjudicial que beneficiosa. Esta conclusión tiene su justificación en lo siguiente:

En primer lugar, un tablero con sección transversal, formado por dos vigas cajón, se dispone siempre en aquellos casos en que la distribución de la sobrecarga en el tablero puede actuar sobre las dos vigas.

Según los resultados que acabamos de ver para el tablero de 50 m de luz sin vigas riostras, que es el de mayor relación de ancho-luz de los estudiados, las dos vigas cajón contribuyen a resistir el momento de la carga descentrada, lo que quiere decir que el máximo momento flector longitudinal sobre las vigas corresponde cuando actúa la carga sobre los dos cajones.

No hemos llevado el cálculo a relaciones de ancho-luz mayores, en las que evidentemente el reparto transversal de cargas es menor. Sin embargo, creemos que quizá, salvo en casos de relación ancho-luz extraordinariamente grande, el momento máximo corresponde siempre a la carga total sobre los dos cajones. Además, en este caso de relación ancho-luz muy grande una disposición de tablero formado por dos cajones tiene menos sentido, siendo más lógico ir a secciones con más alveolos.

Para el caso en que la actuación de la carga no sea en el eje de un cajón, sino que pueda tomar posiciones más descentradas, no hemos realizado cálculo alguno. Nos remitimos, por tanto, a los estudios realizados por los franceses para el puente de Choisy le Roi, en donde para el tablero de su puente obtienen la línea de influencia en el centro y los apoyos cuando la carga se pasea transversalmente (fig. 102).

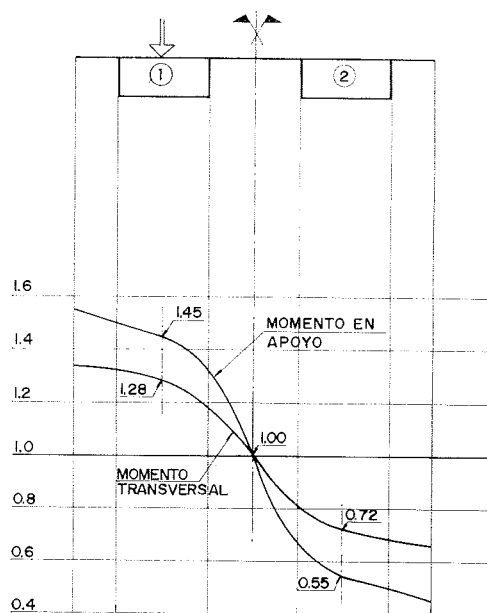


Fig. 102. — Línea de influencia transversal de los momentos flectores, sobre y en el centro, en las vigas cajón (coeficiente de excentricidad).

Si concluimos de lo dicho, que la colocación de vigas riostras no contribuye a reducir el momento flector máximo longitudinal sobre las vigas, vemos que su colocación no los mejora. Sin embargo, lleva consigo un efecto perjudicial.

Si nos fijamos en las figuras 98, 99, 100, 101-d, en donde representamos las leyes de momentos torsores sobre las vigas cajón, vemos que estos aumentan extraordinariamente cuando existen vigas riostras. Esto se debe a que el momento torsor es producido por las fuerzas de intercambio verticales situadas en el eje del tablero y en su producto por el brazo hasta el centro de esfuerzos cortantes de cada uno de los cajones. Como la mayor rigidez de las vigas riostras ocasiona una mucho mayor cuantía de las fuerzas de intercambio, los momentos torsores aumentan extraordinariamente.

En los casos anteriores, las vigas riostras están colocadas cada 10 m en el tablero de 50 m de luz y cada 16 m en el de 80 m de luz. En ninguno de los dos casos existe viga riostra sobre apoyos.

Para estudiar el efecto de una viga riostra sobre apoyos hemos calculado el tablero de 50 m de luz apoyado y con una única viga riostra sobre apoyos, y hemos comparado los resultados con el del mismo tablero de 50 m de luz sin vigas riostras (fig. 103). Las conclusiones que obtenemos son exactamente las mismas que en el caso de vigas riostras intermedias.

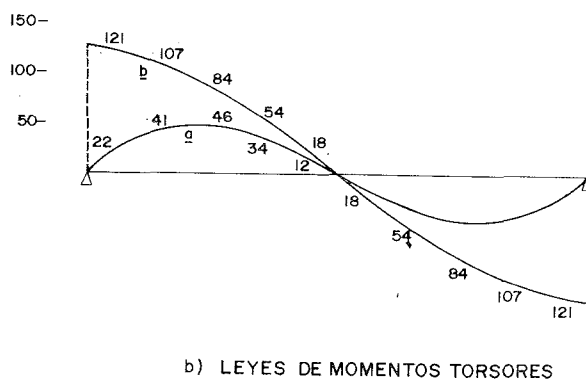
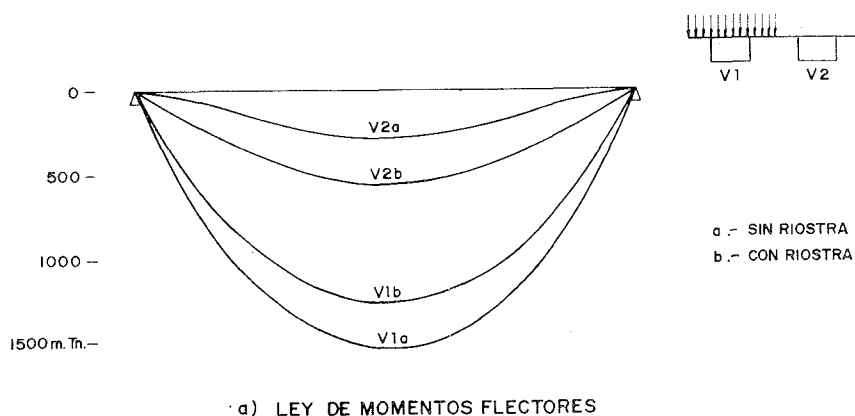


Fig. 103. — Influencia de la viga riostra sobre apoyos.

La viga riostra sobre apoyo presenta aún otro problema en el caso de puentes continuos, y es el enorme momento torsor que recoge, sin beneficio apreciable para el dintel, cuando se solicitan dos vanos contiguos con cargas descentradas y simétricas respecto al eje del tablero.

Por todas estas razones parece claro que la presencia de las vigas riostras que unen entre sí los cajones no son, en absoluto, aconsejables. Incluso el apoyo de cada uno de los cajones en los soportes parece que debe hacerse por apoyo único centrado, pues el doble apoyo hace el papel de viga riostra al estar estabilizado por la carga permanente.

#### d) Momentos flectores en la sección transversal.

Las vigas riostras intermedias tienen, sin embargo, un efecto favorable, y se refiere a la disminución de los momentos flectores transversales en la losa de unión entre cajones, conclusión a la que también llegamos cuando estudiábamos los tableros con vigas sin rigidez a torsión.

Las vigas riostras recogen en este caso todo el momento flector que aparecería en las losas por efecto del descenso diferencial que se produce en los cajones bajo carga descentrada.

En el caso de que no existan, la línea de influencia de momentos flectores transversales viene incrementada con los momentos producidos por la flecha diferencial entre vigas (figura 104).

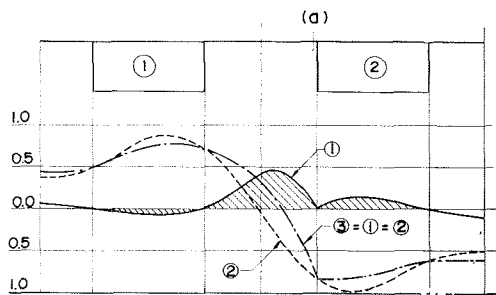


Fig. 104. — Líneas de influencia transversal, de los momentos flectores, en la losa.

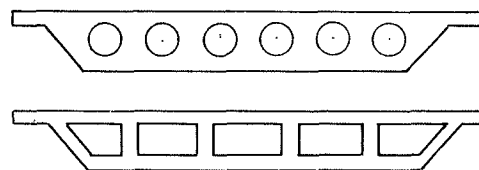


Figura 105.

### 2.3. Tableros alveolares.

Los tableros con sección transversal alveolar representan una situación intermedia entre las vigas cajón ya estudiadas y los puentes losa. Se obtienen por yuxtaposición de un conjunto de vigas cajón o por el aligeramiento de una losa maciza por medio de alveolos circulares o cuadrados.

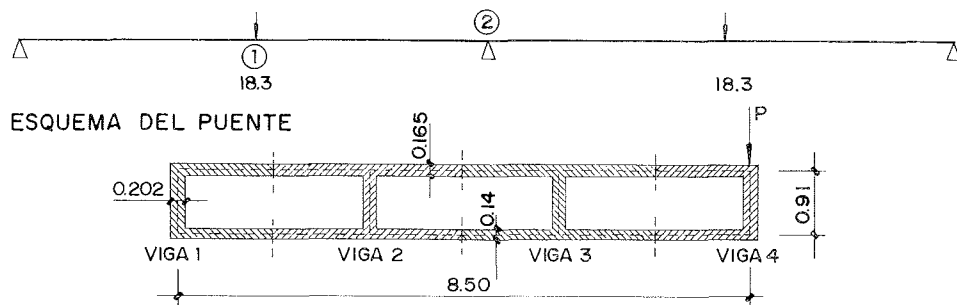
Este tablero es extraordinariamente interesante cuando se requieren cantos muy pequeños, ya que se consigue la máxima inercia al extender la rigidez a todo el ancho del tablero. Representa la versión de la estructura losa cuando se utiliza el hormigón pretensado por ofrecer las siguientes ventajas. Elimina peso propio y aumenta el radio de giro de la sección, lo que interesa mucho de cara a aprovechar al máximo el esfuerzo de pretensado. Presenta una gran rigidez a la torsión, lo que lo hace muy adecuado para puentes curvos y admite una gran movilidad en la disposición de los apoyos. Este conjunto de razones ha hecho que se utilice muy frecuentemente en puentes urbanos.

### Reparto transversal de cargas.

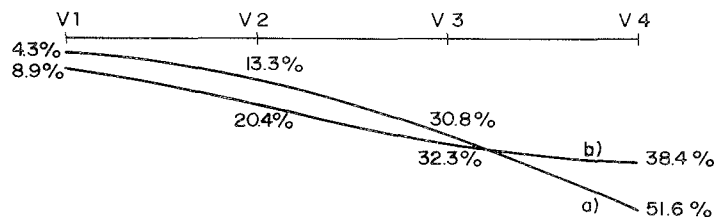
Cuatro son los procedimientos de cálculo normalmente empleados en este tipo de dinteles. Cálculo como lámina plegada, método de los segmentos juntos, método de elementos finitos y, por último, como losa ortotropa.

A. C. Scordelis y R. E. Davis han presentado en el segundo simposio internacional de diseño de puentes de hormigón un estudio en donde se comparan los esfuerzos obtenidos en los tableros representados en las figuras 106 y 107 para los tres primeros procedimientos.

Las conclusiones que respecto al reparto transversal de cargas se obtienen en estos tableros son análogas a las que hemos estado examinando a lo largo de los tableros estudiados. Depende de la relación entre ancho-luz, de las condiciones de vinculación en los extremos y de la colocación de la carga.

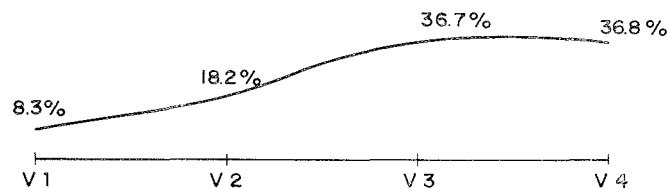


SECCION TRANSVERSAL



DISTRIBUCION TRANSVERSAL DEL MOMENTO FLECTOR EN SECCION ①

- a) SUPUESTA LA VIGA CONTINUA
- b) SUPUESTA LA VIGA APOYADA EN ②



DISTRIBUCION TRANSVERSAL DEL MOMENTO FLECTOR EN SECCION ②

Figura 106.

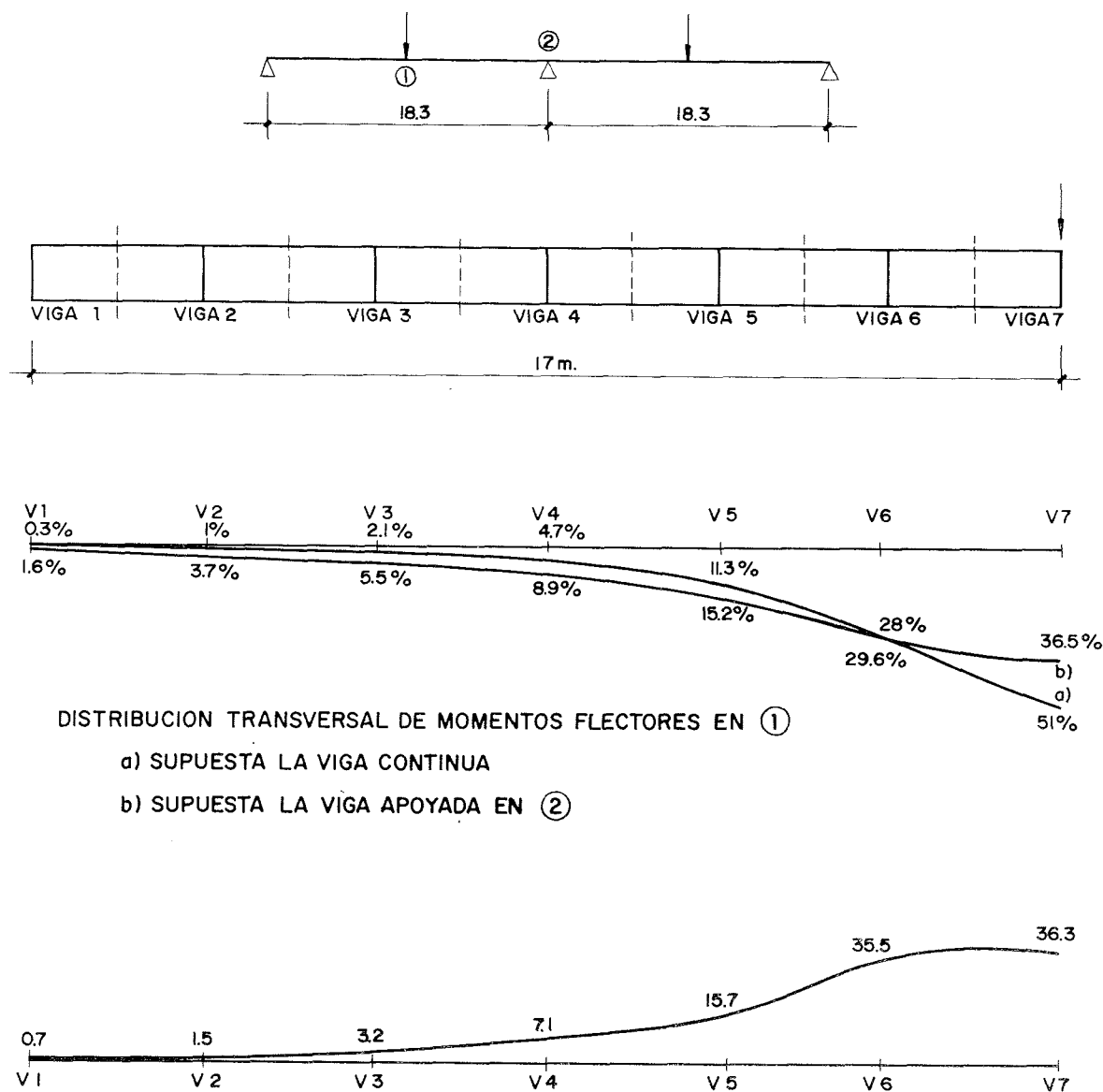


Figura 107.

En la figura 106 representamos la distribución del momento flector longitudinal en cada una de las cuatro vigas ficticias en que se puede dividir la sección transversal. En la figura 107 representamos los mismos resultados, pero en el caso en que el tablero tenga seis células en lugar de tres.

De los resultados pueden sacarse las siguientes conclusiones:

- 1.<sup>a</sup> El momento total en una sección transversal es el mismo que el que existe en una viga continua, con la misma disposición longitudinal de apoyos.

- 2.<sup>a</sup> El reparto transversal es tanto más eficaz cuanto mayor sea la relación luz-ancho.
- 3.<sup>a</sup> La vinculación de empotramiento equivale a una disminución de la relación luz-ancho, ya que supone un incremento en la relación entre la rigidez longitudinal y transversal del tablero.
- 4.<sup>a</sup> La distribución de momentos flectores en la sección central es menos uniforme que en la sección sobre apoyos.

La 4.<sup>a</sup> conclusión, punto del estudio de Scordelis que se observa en los resultados de las figuras 106 y 107, resulta justa para el caso que se estudia, el de carga puntual. En las sollicitaciones más habituales de puentes con cargas no tan concentrada, la diferencia en la distribución de los momentos flectores en la sección de apoyo y en el centro del vano, aunque diferentes, no son tan acusadas. Esto se debe a que la respuesta de un tablero sin vigas riostras a una carga puntual tarda en producirse, o lo que es lo mismo, la zona situada bajo la carga puntual queda muy perturbada, anulándose la perturbación muy cerca de la zona de acción de la carga.

El cálculo de este tablero como losa ortotropa precisa tener en cuenta las particulares condiciones de deformabilidad de la sección transversal. El método de Guyon-Massonett, que con tanto éxito se utiliza en el cálculo de tableros de vigas, necesita de una corrección, propuesta por el mismo Massonett, para poder utilizarlo en este tipo de tableros.

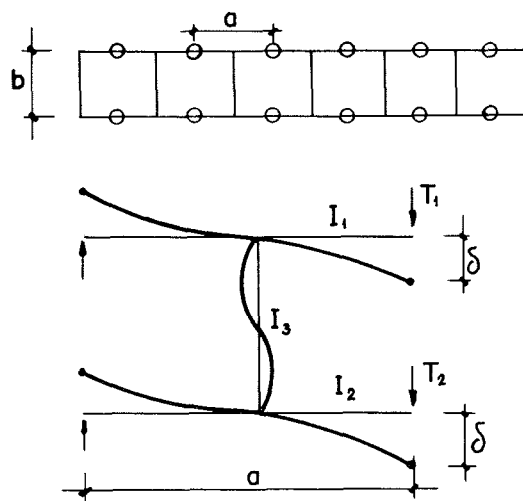


Figura 108.

Esta corrección estriba en la determinación de las características elásticas de la sección transversal. Esta se presenta como una viga Vierendel, y en cuanto tal, su deformabilidad viene determinada, tanto por la separación entre las cabezas superior e inferior y su espesor —que daría la inercia en una viga normal—, como por la deformabilidad interna debida al esfuerzo cortante del conjunto de marcos que la componen. Para introducir esta deformabilidad Massonett supone la hipótesis normal de considerar articulados los centros de las barras superior e inferior, y establecen la deformación tangente  $2\delta/a = \gamma$  en función del esfuerzo cortante  $T = T_1 + T_2$ .

Obtiene la expresión  $\gamma = S \cdot T$ , en donde  $S$ :

$$S = \frac{a b}{12 E I_3} + \frac{a^3}{12 E} \cdot \frac{3 b I_1 + 3 b I_2 + a I_3}{12 b I_1 I_2 + a I_1 I_3 + a I_2 I_3 - I_3}$$

Con esta deformabilidad adicional se plantea la variación de la ecuación diferencial de las losas ortotropas cuya integración es posible, pero poco accesible.

Para simplificar el método recurre a considerar cualquier caso real situado entre dos casos extremos. El primero corresponde a suponer que la deformabilidad como consecuencia del esfuerzo cortante de la sección transversal es nula comparada con la de flexión de las dos cabezas, lo que equivaldrá a suponer el cambio de la viga Vierendal por una viga doble T de alma infinitamente delgada.

El segundo corresponde a suponer despreciable la deformabilidad por flexión frente a la de esfuerzos cortantes.

Por este procedimiento determina un nuevo  $\theta$  llamado  $\theta'$  y un nuevo  $\alpha$  llamado  $\alpha'$  a partir de los cuales puede utilizar los ábacos normales para el método de Guyon-Massonett.

Se deduce que cuando la relación  $\theta/\delta$ , siendo  $\theta$  el coeficiente de entrecruzamiento normal y

$$\delta = \frac{\pi^2 b}{l^2} \sqrt{S \cdot f_p}$$

es mayor que 0,3,  $\theta'$  es prácticamente igual a  $\theta$  y  $\alpha' = \alpha$  hecho que ocurre generalmente salvo en aquellos en que los espesores de las paredes son muy delgados.

Por otro lado C.A.C.A. supone que esto se produce cuando el área aligerada no es mayor que el 60 por 100 del área de la sección transversal.

### Secciones transversales de tableros cajón.

En las figuras comprendidas entre la 109 y 128 representamos un conjunto de puentes cuya sección transversal está formada por vigas cajón.

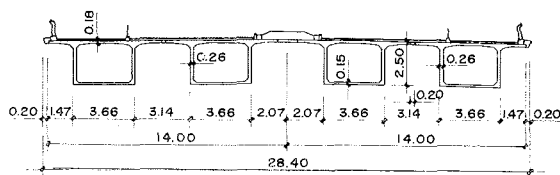


Fig. 109. — Puente Choisy le Roi.  
Tramo continuo. Canto constante.  
Luz: 37,5 + 55 + 37,5.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{22}$$

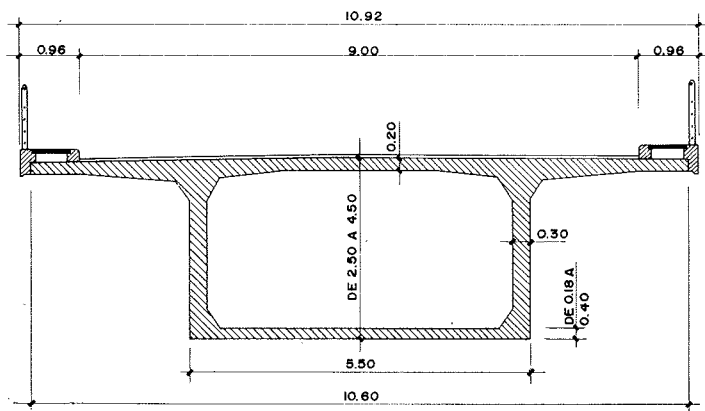


Fig. 110. — Ponte de Oleron.  
Tramos continuos. Canto variable.  
Luz, 79 m.

$$\frac{1}{31,6} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{17,5}$$

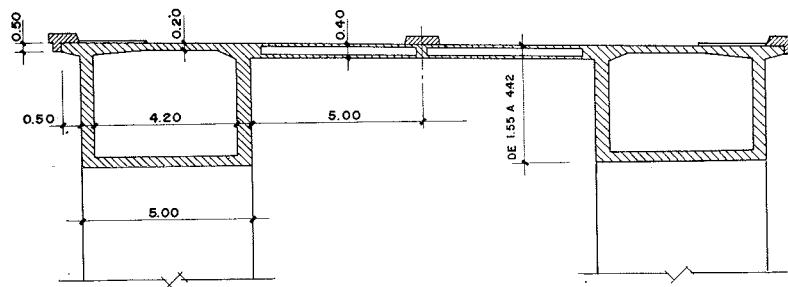


Fig. 111. — Acceso al puente sobre el Tajo, en Lisboa.  
Tramos ménsula. Canto variable.  
Luz, 74,2 m.

$$\frac{1}{47,8} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16,78}$$

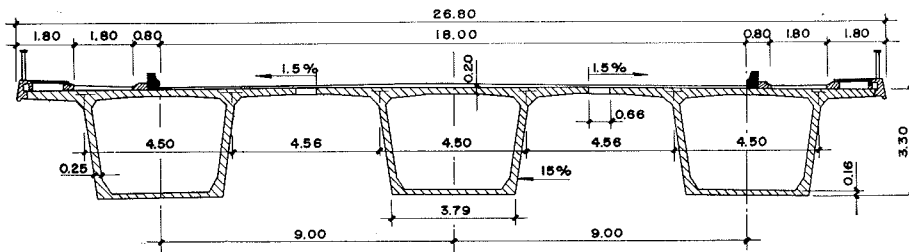


Fig. 112. — Ponte de San Juan, en Burdeos.  
Tramos continuos. Canto constante. Luz, 77 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{23,3}$$

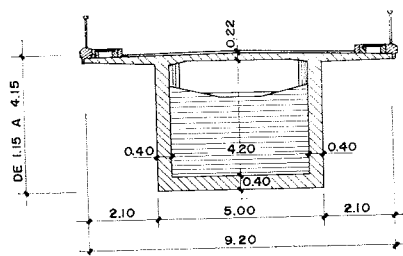


Fig. 113. — Ponte de Sabines.  
Tramos ménsula. Canto variable.  
Luz, 77 m.

$$\frac{1}{67} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{18,5}$$

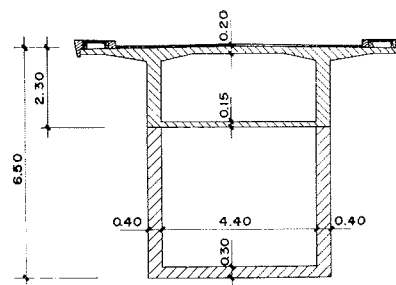


Fig. 114. — Ponte de la Pyle.  
Pórticos continuos. Canto variable. Luz, 105 m.

$$\frac{1}{45} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16,5}$$



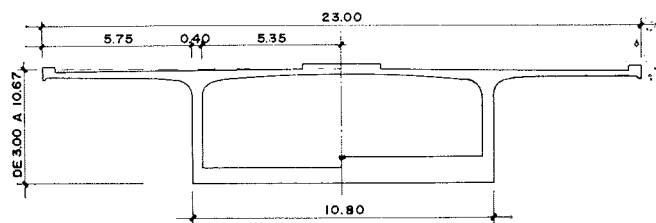


Fig. 115. — Viaducto de S. Leonardo (Palermo).

Puente continuo. Canto variable.  
Luz, 100,5 m.

$$\frac{1}{33,5} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{9,3}$$

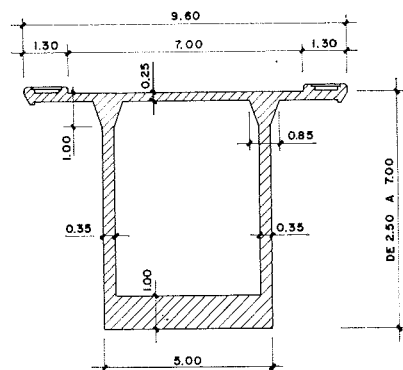


Fig. 116. — Puente sobre el río Tagliamento.

Pórtico único. Canto variable.  
Luz, 160 m.

$$\frac{1}{64} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{22,8}$$

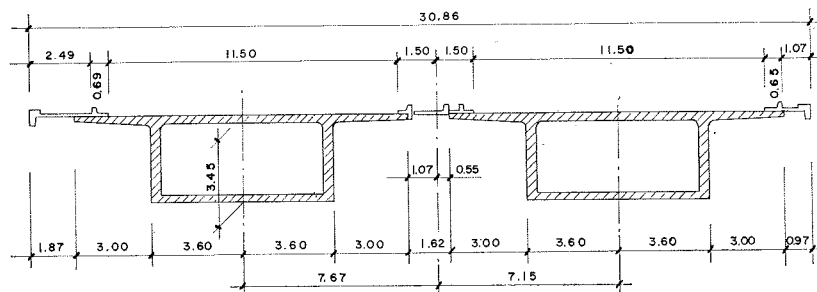


Fig. 117. — Puente de Bendorf.  
Tramos de acceso. Viga continua. Canto constante. Luz, 44,15 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{12,8}$$

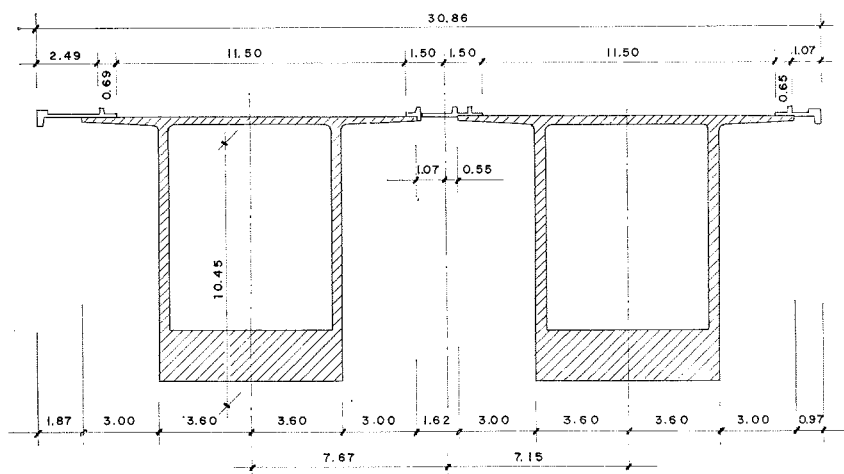


Fig. 118. — Puente de Bendorf.  
Tramo principal. Tramo ménsula. Canto variable. Luz, 208 m.

$$\frac{1}{47,2} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20}$$

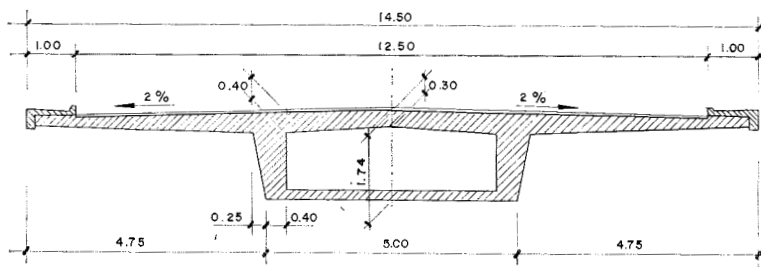


Fig. 119. — Carretera elevada Döhren (1960). Viga continua. Canto constante. Luz máxima, 50 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{32}$$

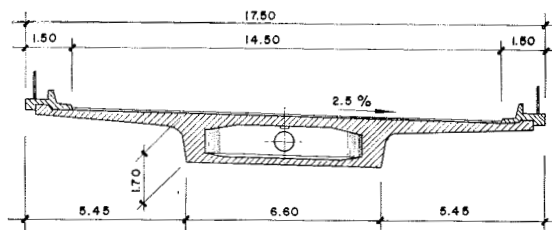


Fig. 120. — Carretera elevada Hildesheim (1960). Viga continua. Canto constante. Luz máxima, 36 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{21}$$

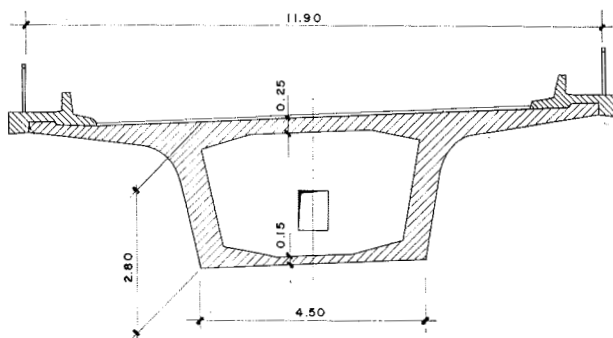


Fig. 121. — Puente sobre el Valle Rentrich (1963). Viga continua. Canto constante. Luz, 52 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{18,5}$$

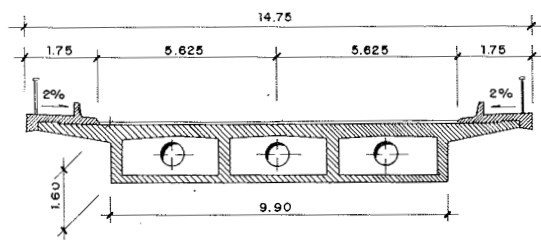


Fig. 122. — Nudo de Eichbaum (1963).

Viga continua. Canto constante. Luz, 35 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{22,5}$$

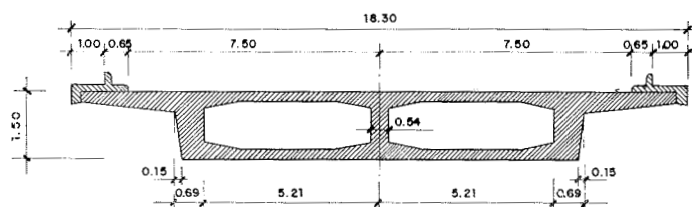


Fig. 123. — Acceso al Kniebruke (1967).

Viga continua. Canto constante. Luz, 38,32 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{23,5}$$

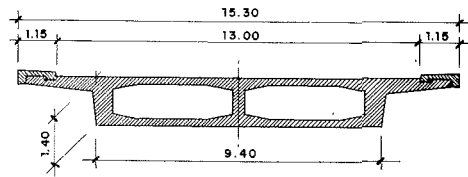


Fig. 124. — Puente de Hamburgo (1966).

Viga continua. Canto constante.  
Luz, 27,5 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{19,6}$$

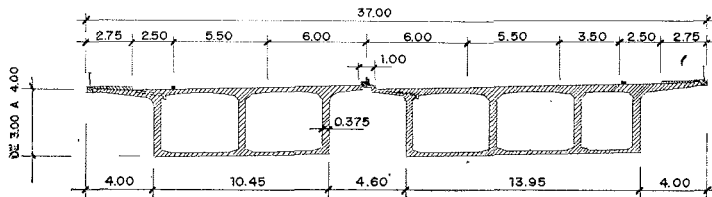


Fig. 125. — Puente del zoo de Coloma (1965).

Viga continua. Canto variable.  
Luz máxima, 98,75 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{24,6}$$

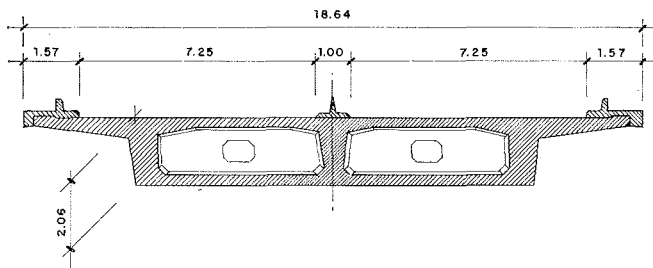


Fig. 126. — Puente Andernach (1964).

Viga continua. Canto constante.  
Luz, 31,75 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{15,4}$$

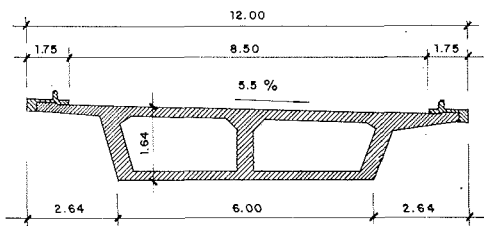


Fig. 127. — Puente de Neuss (1961).

Viga continua. Canto constante.  
Luz, 35 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{21,3}$$

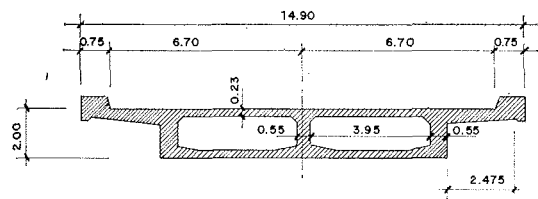


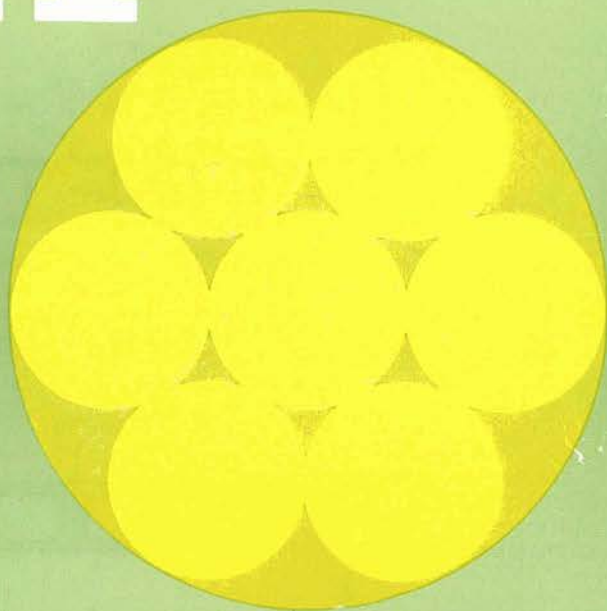
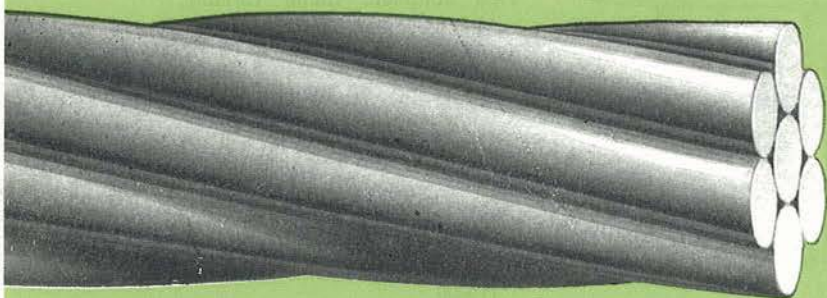
Fig. 128. — Viaducto Unkelstein (1957).

Viga continua. Canto constante.  
Luz, 40 m.

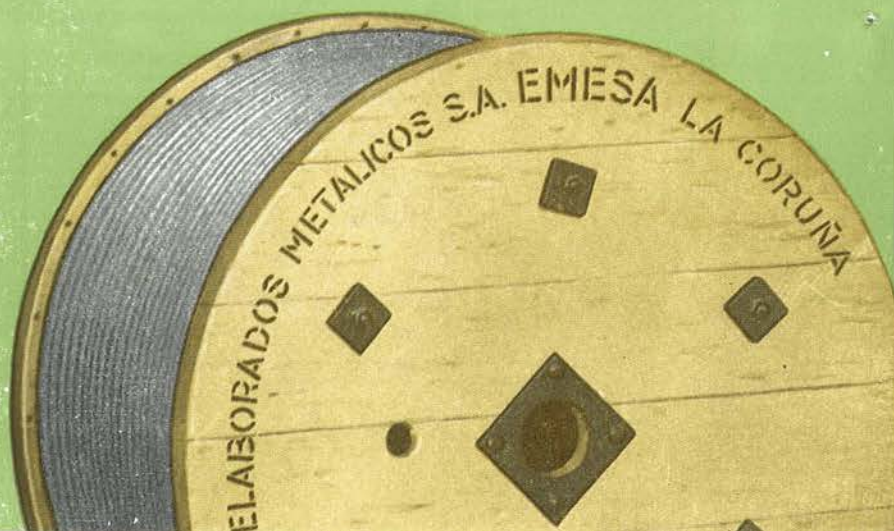
$$\frac{h}{L} = \frac{1}{20}$$

# CABLES DE ACERO PARA HORMIGON "POSTENSADO"

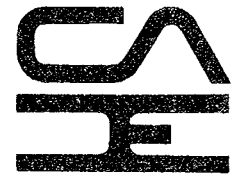
# EMESA



STRESS-RELIEVED STRAND FOR  
PRESTRESSED CONCRETE



# PREFABRICACION



M A D R I D MONTE ESQUINZA, 30

TELEF. 4 19 24 12/16

CADE

BARCELONA GERONA, 2

TELEF. 2 25 30 02/2 25 94 38

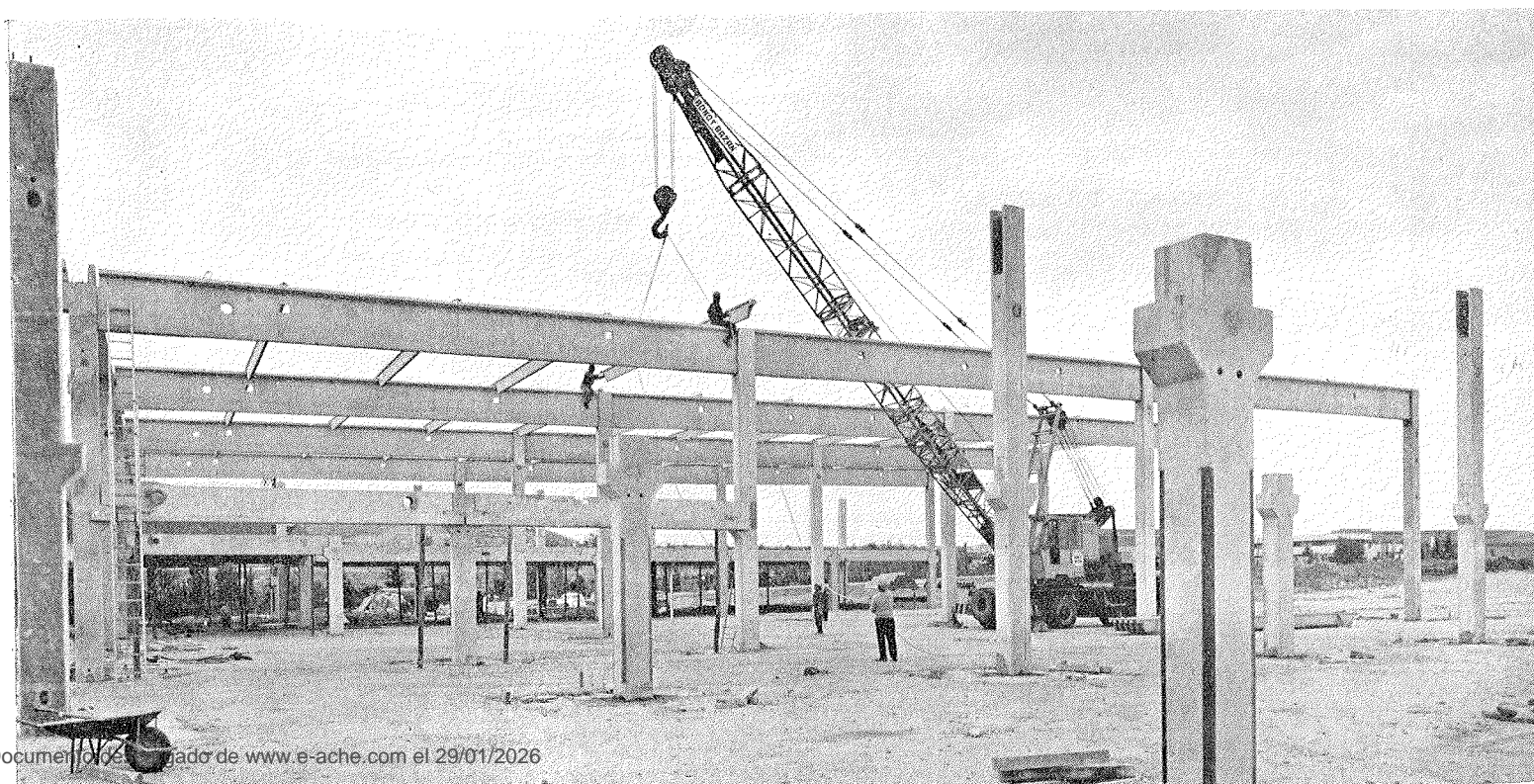
PIMOSA

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

TELEF. 23 61 17

PRESUM

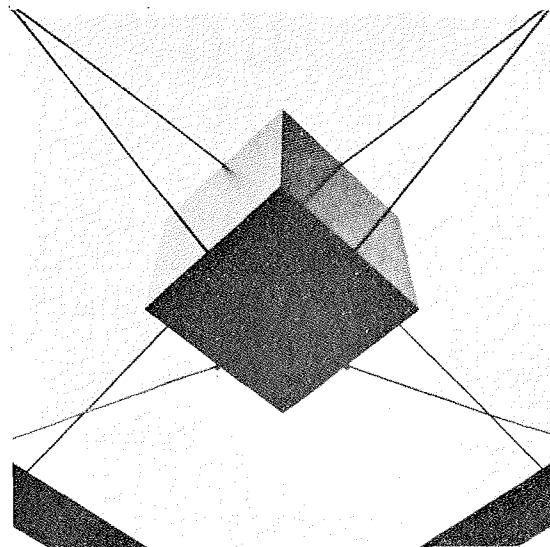
NAVE PREFABRICADA POR CADE





# EL ACERO EN LA CONSTRUCCIÓN

## STAHL IM HOCHBAU



EL MANUAL MÁS COMPLETO, ÚTIL Y MODERNO PARA EL  
PROYECTO  
CÁLCULO  
Y EJECUCIÓN DE CONSTRUCCIONES EN ACERO

13 EDICIONES  
350.000 EJEMPLARES · 20 AÑOS AL SERVICIO DEL INGENIERO DE OBRAS  
Y DEL CONSTRUCTOR METÁLICO

*Un volumen de 1.368 páginas, (16 x 23 cms.) con más de 2.800 figuras  
y todas las TABLAS, NORMAS, PRESCRIPCIONES, NUEVAS SERIES DE ACEROS Y PERFILES  
adoptados por los países de la C.E.C.A.*

EXTRACTO DEL INDICE:

- 1 Generalidades sobre el acero
  - 2 Perfiles
  - 3 Uniones de perfiles laminados
  - 4 Cálculo y ejecución de las construcciones metálicas
  - 5 Tablas de resistencia
  - 6 Elementos de unión
  - 7 Prescripciones, normas y datos complementarios
  - 8 Ramos especiales
  - 9 Acero para diferentes usos en la construcción
  - 10 Resistencia de materiales y estática
  - 11 Datos generales
  - 12 Matemáticas
- Apéndice e Índices (clasificación decimal)

**EDITORIAL REVERTÉ, S. A.**

BARCELONA · BUENOS AIRES · CARACAS · MEXICO

PIDA ESTA IMPORTANTE OBRA EN SU LIBRERIA O BIEN DIRECTAMENTE A  
EDITORIAL REVERTE, S.A.  
Calle San Magín, n.º 26 - Barcelona-6

# riesgo de fisuración del hormigón pretensado curado por calor

P. W. KEENE (\*)

## SINOPSIS

El autor propone fórmulas para deducir las tensiones de tracción que se producen en el hormigón de las piezas pretensadas cuando, después de curadas a temperatura elevada, se dejan enfriar antes de transferir las tensiones al hormigón. Estas fórmulas demuestran que la tensión de tracción depende de la magnitud del enfriamiento, de la longitud de la pieza de hormigón respecto a la del banco de pretensado y del coeficiente de dilatación térmica lineal del hormigón. Según el autor, el momento en que durante el enfriamiento se transfiere la tensión al hormigón, no influye en la pérdida suplementaria de pretensado que ocasiona el curado a temperatura elevada.

Para disminuir el riesgo de fisuración, el autor recomienda transferir el pretensado al hormigón lo antes posible, después del fin del curado a elevada temperatura y antes de que el hormigón se haya enfriado de un modo apreciable.

## NOTACION

La notación utilizada en este artículo es la misma que en el artículo anterior, con las siguientes adiciones:

- $\sigma'_{a o}$  = tensión de tracción del acero cuando la pieza se ha enfriado hasta una temperatura  $t$ , por encima de la temperatura ambiente, antes de la transmisión del pretensado al hormigón.
- $\sigma'_{b o}$  = tensión de tracción en el hormigón cuando la pieza se ha enfriado hasta una temperatura  $t$ , por encima de la temperatura ambiente, antes de la transmisión del pretensado al hormigón.
- $t$  = diferencia entre la temperatura ambiente y la del hormigón durante el enfriamiento antes de la transmisión del pretensado.
- $y$  = corrimiento de los extremos de la pieza, hacia el centro, en el momento del enfriamiento del hormigón hasta una temperatura  $t$  por encima de la del ambiente.

---

(\*) *Nota de la Redacción.* — Este artículo viene a completar el publicado por el mismo autor en el número 104 de HORMIGÓN Y ACERO, bajo el título "Curado a elevada temperatura del hormigón pretensado". En ambos artículos se hace referencia a otro, del mismo autor, que constituye el principio de este estudio y que no se publica en HORMIGÓN Y ACERO por no ser necesario para la comprensión de estos dos.

## INTRODUCCION

Cuando el curado del hormigón pretensado se realiza a elevada temperatura, el destesado y la transferencia de la tensión del acero al hormigón puede efectuarse antes de iniciarse al enfriamiento de la pieza, después de su enfriamiento hasta la temperatura ambiente o en cualquier estado intermedio.

Hasta el final del destesado de la armadura, ésta actúa como un freno de la retracción del hormigón durante su enfriamiento, y, en un determinado momento, comienzan a desarrollarse en el hormigón tensiones de tracción. En ciertos casos, bajo el efecto de estas tensiones de tracción, se producen fisuras en el hormigón.

Para evitar las fisuras y también para conseguir un ritmo elevado de producción, es conveniente transferir el pretensado al hormigón lo antes posible después del fin del curado a elevada temperatura y antes de que se produzca un enfriamiento apreciable de la pieza. Sin embargo, en ocasiones pueden producirse retrasos y no ser posible transferir el pretensado antes de que se presente el riesgo de que aparezcan fisuras.

El principal objetivo del presente artículo es establecer fórmulas que den los valores de las tensiones de tracción en el hormigón, cuando se deja que las piezas pretensadas, curadas a temperatura elevada, se enfríen antes de la transferencia del pretensado al hormigón.

El segundo objetivo de este artículo es determinar cómo influye el momento en que tiene lugar dicha transferencia sobre la pérdida suplementaria de pretensado causada, directamente, por el curado a elevada temperatura. Esta pérdida de pretensado aparece, inicialmente, como resultado de la caída de tensión en el acero cuando se eleva la temperatura.

Dicha pérdida no se recupera, ni con mucho, durante el enfriamiento debido a que el módulo de elasticidad del hormigón al principio del curado es muy inferior al que tiene al final del mismo. La pérdida suplementaria de pretensado causada directamente por el curado a temperatura elevada, no tiene en cuenta todos los efectos indirectos que esta forma de curado puede producir por su acción sobre la relajación del acero o sobre las propiedades del hormigón.

El estudio que a continuación se expone es una ampliación de artículos precedentes, en los que se han establecido fórmulas que permiten determinar la pérdida suplementaria de pretensado que se produce cuando se calienta todo el banco de pretensado [1] o cuando se calienta solamente el hormigón [1]. Para establecer estas fórmulas se ha supuesto que la transferencia del pretensado al hormigón se hace antes que la pieza haya comenzado a enfriarse. Se trata ahora de deducir fórmulas análogas a las anteriores, para el caso en que la temperatura de la pieza haya descendido hasta un valor  $t$ , por encima de la temperatura ambiente, en el momento de la transferencia de la fuerza de pretensado al hormigón.

Se examinarán los casos extremos de unión entre el hormigón y el acero durante la subida de temperatura: que no exista unión hasta que la temperatura máxima constante de curado haya sido alcanzada y que exista ya dicha unión cuando la temperatura se haya elevado lo suficiente para producir tensiones térmicas. Cada uno de estos dos casos se estudiará para las dos hipótesis antes citadas: que se calienta todo el banco de pretensado y que sólo se calienta el hormigón.



El estudio se hará para el caso de una pieza simple ideal, con su banco de pretensado, tal como se representa en la figura 1.

Esta pieza, de longitud  $2L$ , está colocada en el centro del banco, y hay una longitud  $l$  de cable sin recubrimiento, entre el extremo de la pieza y el anclaje. Se supone, como en los artículos precedentes: que el cable está colocado en el centro de gravedad de la sección de hormigón; que las posiciones de los anclajes no resultan afectadas por los cambios de temperatura, y que el rozamiento o la adherencia entre el hormigón y el molde o entre éste y sus apoyos, no influyen de modo apreciable sobre las tensiones del hormigón o el acero. No se tendrán en cuenta los efectos de la fluencia ni de las variaciones dimensionales resultantes de la hidratación del cemento.

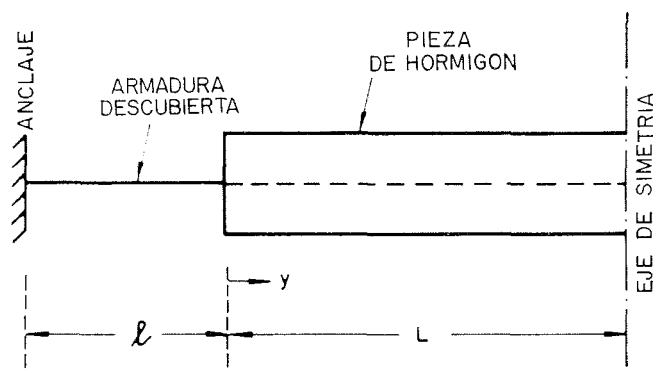


Figura 1.

En principio se supuso que cuando existe unión entre el hormigón y el acero durante la elevación de temperatura la tensión térmica originada en el hormigón sigue una línea, en una longitud  $\beta L$  a partir de cada extremo de la pieza y que dicha tensión es constante en el resto de la longitud de la pieza de hormigón.

Sin embargo, se ha comprobado que el valor de  $\beta$  influye muy poco sobre la pérdida suplementaria de pretensado causada por el curado a elevada temperatura y que puede hacerse una estimación suficientemente precisa de esta pérdida suplementaria tomando  $\beta$  igual a cero. Esta aproximación equivale a suponer que la tensión en el hormigón es constante en toda la longitud de la pieza y que la tensión en el acero varía bruscamente en los extremos de dicha pieza. Esto es imposible en la práctica, pero puesto que se ha demostrado que esta hipótesis da resultados suficientemente precisos, será adoptada en el estudio que a continuación se expone.

### Se calienta el conjunto del banco de pretensado.

a) No hay unión entre el acero y el hormigón durante la elevación de la temperatura.

En condiciones de estabilidad a temperatura elevada, para el banco de pretensado ideal de la figura 1, en el cual se calientan simultáneamente el hormigón y los trozos de cable al descubierto, y suponiendo que no hay unión entre el hormigón y el acero durante la elevación de la temperatura, la tensión en el acero viene dada por:

$$\sigma_{ai} - E_a \alpha_a T$$

siendo:

- $\sigma_{ai}$  = la tensión inicial de tracción en el acero;
- $E_a$  = el módulo de elasticidad del acero;
- $\alpha_a$  = el coeficiente de dilatación lineal del acero, y
- $T$  = el incremento de temperatura.

En esta fase no hay tensión en el hormigón, puesto que al no haber unión, el hormigón puede moverse libremente con relación al acero. Durante el período de curado se desarrolla la adherencia, y el hormigón adquiere resistencia.

Una vez terminado el curado, el hormigón y el acero al descubierto se enfrían. El trozo de cable de acero al descubierto se enfría más de prisa que la pieza de hormigón a causa de su pequeña sección y su elevada conductividad térmica.

Se supondrá que la temperatura del cable al descubierto baja rápidamente y que, en toda fase posterior que se considere, su temperatura es igual a la del ambiente. La pieza de hormigón se enfría a partir de su superficie, y se establece un gradiente de temperatura en su interior. Se supondrá que la temperatura media o efectiva del hormigón es igual a la temperatura del acero situado en el interior de la pieza.

Cuando la pieza se enfría, el hormigón se contrae, pero la contracción está coartada, en cierta medida, por el acero, al cual el hormigón está ya ahora unido.

Sea  $t$  el exceso de temperatura de la pieza con relación a la del ambiente, en un instante dado del enfriamiento, hasta el momento en que se efectúa la transferencia del pretensado al hormigón. La caída de temperatura de la pieza desde que se termina el curado será, por tanto,  $T - t$ .

Sea  $y$  el corrimiento del extremo de la viga correspondiente a la caída de temperatura  $T - t$ , según se indica en la figura 1.

Si la unión entre el acero y el hormigón fuese perfecta, la tensión de tracción en el hormigón como consecuencia del curado vendría dada por:

$$E'_b \alpha_b (T - t)$$

siendo  $E'_b$  el módulo de elasticidad del hormigón al final del período de curado, y  $\alpha_b$  el coeficiente de dilatación térmica lineal del hormigón. Pero como dicha unión acero-hormigón no es total, la citada tensión de tracción se reduce debido al corrimiento  $y$  del extremo de la pieza, y viene dada por:

$$\sigma'_{bo} = E'_b \alpha_b (T - t) - \frac{y}{L} E'_b \quad (1)$$

Para calcular  $y$ , y con ello  $\sigma'_{bo}$ , es preciso considerar el equilibrio entre el cable al descubierto y la pieza de hormigón. La tensión de tracción en el acero al descubierto se incrementa, en  $E_a \alpha_a T$  como consecuencia del enfriamiento hasta la temperatura ambiente, y en el valor  $\frac{y}{L} E_a$  como consecuencia del corrimiento  $y$ .

Así, la tensión de tracción en los trozos de acero al descubierto, después del enfriamiento, viene dada por:

$$\sigma_{ai} = E_a \alpha_a T + E_a \alpha_a t + \frac{y}{L} E_a$$

es decir:

$$\sigma_{a i} + \frac{y}{l} E_a \quad (2)$$

La temperatura del acero situado en el interior de la pieza de hormigón disminuye en  $T - t$ , lo que produce un aumento de tensión de tracción igual a:  $E_a \alpha_a (T - t)$ . Por otra parte, el corrimiento  $y$  produce una disminución de dicha tensión de tracción igual a  $\frac{y}{L} E_a$ . Por consiguiente, la tensión de tracción final en esta porción de acero, después del enfriamiento hasta una temperatura que excede en  $t$  a la del ambiente, vendrá dada por:

$$\sigma'_{a o} = \sigma_{a i} - E_a \alpha_a T + E_a \alpha_a (T - t) - \frac{y}{L} E_a$$

o sea:

$$\sigma'_{a o} = \sigma_{a i} - E_a \alpha_a t - \frac{y}{L} E_a \quad (3)$$

Por razones de equilibrio, resulta que la fuerza en la parte de acero al descubierto debe ser igual a la suma de las fuerzas en el hormigón y el acero de la propia pieza. De las expresiones (1), (2) y (3), por tanto, se obtiene:

$$\left( \sigma_{a i} + \frac{y}{l} E_a \right) A = \left( \sigma_{a i} - E_a \alpha_a t - \frac{y}{L} E_a \right) A + \left[ \alpha_b (T - t) - \frac{y}{L} \right] B \cdot E'_b$$

en donde  $A$  y  $B$  son las áreas de las secciones rectas del acero y del hormigón, respectivamente. De aquí se deduce:

$$y A E_a \left( \frac{1}{l} + \frac{1}{L} \right) + B \cdot E'_b \frac{y}{L} = B \cdot E'_b \alpha_b (T - t) - A \cdot E_a \alpha_a t$$

Si se hace:

$$k = \frac{A \cdot E_a}{B \cdot E'_b}$$

resulta:

$$y [k(l + L) + l] = l \cdot L [\alpha_b (T - t) - k \alpha_a t] \dots \quad (4)$$

Entrando con este valor de  $y$  en la ecuación (1), la tensión de tracción en el hormigón viene dada por:

$$\sigma'_{b o} = E'_b \cdot \alpha_b (T - t) - \frac{l \cdot E'_b [\alpha_b (T - t) - k \alpha_a t]}{l + k(L + l)}$$

es decir:

$$\sigma'_{b o} = k \cdot E'_b \frac{\alpha_b (l + L) (T - t) + l \alpha_a t}{l + k(L + l)} \quad (5)$$

Análogamente, entrando con el valor de  $y$  en la expresión (3), se obtiene la tensión de tracción correspondiente al acero del interior de la pieza:

$$\sigma'_{a o} = \sigma_{a i} - E_a \alpha_a t - \frac{E_a l [\alpha_b (T - t) - k \alpha_a t]}{l + k(L + l)}$$

es decir:

$$\sigma'_{a o} = \sigma_{a i} - E_a \frac{\alpha_a t(l + kL) + \alpha_b l(T - t)}{l + k(l + L)} \quad (6)$$

Ahora puede ya determinarse la tensión final en la pieza, es decir, la tensión después de la transferencia del esfuerzo de pretensado al hormigón y del enfriamiento de la pieza hasta la temperatura ambiente. Sea  $\sigma_{b o}$  la tensión de compresión en el hormigón y  $\sigma_{a o}$  la tensión de tracción en el acero, inmediatamente después de dicha transferencia. Durante esta transferencia, el hormigón y el acero trabajan solidariamente.

Sea  $\varepsilon$  el valor de la deformación relativa.

Se tiene:

$$\sigma'_{b o} + \sigma_{b o} = \varepsilon \cdot E'_b$$

$$\sigma'_{a o} - \sigma_{a o} = \varepsilon \cdot E_a$$

Por tanto:

$$\frac{\sigma'_{b o} + \sigma_{b o}}{E'_b} = \frac{\sigma'_{a o} - \sigma_{a o}}{E_a} \quad (7)$$

Por razones de equilibrio deberá verificarse:

$$\sigma_{b o} \cdot B = \sigma_{a o} \cdot A \quad (8)$$

Sustituyendo los valores de  $\sigma'_{b o}$ ,  $\sigma'_{a o}$  y  $\sigma_{b o}$  sacados de las ecuaciones (5), (6) y (8), respectivamente, en la ecuación (7), se tiene:

$$k \frac{\sigma_b (l + L)(T - t) + l \alpha_a t}{l + k(l + L)} + \frac{\sigma_{a o} \cdot A}{B \cdot E'_b} = \frac{\sigma_{a i}}{E_a} - \frac{\alpha_a t(l + kL) + \alpha_b l(T - t)}{l + k(l + L)} - \frac{\sigma_{a o}}{E_a}$$

es decir:

$$(1 + k) \sigma_{a o} = \sigma_{a i} - E_a [\alpha_b (T - t) + \alpha_a t] \quad (9)$$

Cuando la pieza de hormigón continúa enfriándose, su temperatura disminuye aun en un valor  $t$ , para alcanzar la temperatura ambiente.

Se puede demostrar [1] que, a consecuencia de este descenso de temperatura, la tensión de tracción en el acero disminuye en:

$$\frac{E_a t (\alpha_b - \alpha_a)}{1 + k}$$

Restando este valor del de  $\sigma_{a o}$ , dado por la ecuación (9), se obtiene la tensión final

$\sigma_a$  en el acero, después de la transferencia del esfuerzo de pretensado al hormigón y del enfriamiento de la pieza hasta la temperatura ambiente. Resulta así:

$$(1+k)\sigma_a = \sigma_{ai} - E_a [\alpha_b (T-t) + \alpha_a t + (\alpha_b - \alpha_a) t]$$

o sea:

$$(1+k)\sigma_a = \sigma_{ai} - E_a \alpha_b T \quad (10)$$

Como se ve, la tensión final de tracción en el acero resulta independiente de  $t$ , y, por tanto, independiente de la temperatura a la cual se efectúa la transferencia del esfuerzo de pretensado al hormigón.

b) Existe unión entre el hormigón y el acero en el momento de la elevación de la temperatura.

Cuando se calienta todo el banco de pretensado y existe unión entre el hormigón y el acero antes de la elevación de temperatura, se puede demostrar que, en condiciones de estabilidad a elevada temperatura, las tensiones existentes en los diversos materiales vienen dadas por las siguientes expresiones, en las que  $E_b$  es el módulo de elasticidad medio (variable con la temperatura) del hormigón, durante la elevación de temperatura, y  $q$  es igual a  $\frac{B \cdot E_b}{A \cdot E_a}$ .

La tensión de compresión en el hormigón viene dada por:

$$\frac{E_b \alpha_b T (l+L)}{l(1+q) + L} \quad (11)$$

La tensión de tracción en el acero, en el interior de la pieza, viene dada por:

$$\sigma_{ai} - E_a T \left[ \alpha_a - \frac{l q \alpha_b}{l(1+q) + L} \right] \quad (12)$$

La tensión de tracción en los trozos de cable de acero al descubierto viene dada por:

$$\sigma_{ai} - E_a T \left[ \alpha_a + \frac{L q \alpha_b}{l(1+q) + L} \right] \quad (13)$$

Una vez terminado el curado y enfriada la pieza, su contracción está coartada, en una cierta medida, por la unión entre el hormigón y el acero. Como en el caso anterior, sea  $y$  el corrimiento de los extremos de la pieza de hormigón resultante de dicha contracción, parcialmente coartada. Como antes, se supone que la temperatura de los trozos de acero al descubierto disminuye rápidamente hasta la temperatura ambiente y que las temperaturas del hormigón y el acero de la pieza son iguales hasta que se produce la transferencia de la fuerza de pretensado al hormigón, es decir, que se encuentran a una temperatura que excede en  $t$  a la temperatura ambiente.

Como en el caso anterior, la tensión de tracción en el hormigón, resultante únicamente del enfriamiento hasta una temperatura que excede en  $t$  a la del ambiente, viene dada por:

$$E'_b \alpha_b (T-t) - \frac{y}{L} E'_b$$

El valor real de la tensión de tracción en este estado es igual al citado valor menos el valor de la tensión de compresión en el hormigón, antes del enfriamiento, dado por la expresión (11). Por consiguiente, el valor de  $\sigma'_{bo}$  será:

$$\sigma'_{bo} = E'_b \alpha_b (T - t) - \frac{y}{L} E'_b - \frac{E_b \alpha_b T (l + L)}{l(1 + q) + L} \quad (14)$$

La tensión de tracción,  $\sigma'_{ao}$ , en el acero del interior de la pieza, en el mismo estado, vendrá dada por:

$$\sigma'_{ao} = \sigma_{ai} - E_a T \left[ \alpha_a - \frac{l q \alpha_b}{l(1 + q) + L} \right] + E_a \alpha_a (T - t) - \frac{y}{L} E_a$$

es decir:

$$\sigma'_{ao} = \sigma_{ai} - E_a \left[ \alpha_a t - \frac{l q \alpha_b T}{l(1 + q) + L} \right] - \frac{y}{L} E_a \quad (15)$$

La tensión de tracción correspondiente, en el acero al descubierto, viene dada por:

$$\sigma_{ai} - E_a T \left[ \alpha_a + \frac{L q \alpha_b}{l(1 + q) + L} \right] + E_a \alpha_a T + \frac{y}{l} E_a$$

es decir:

$$\sigma_{ai} - E_a T \frac{L q \alpha_b}{l(1 + q) + L} + \frac{y}{l} E_a \quad (16)$$

Considerando las condiciones de equilibrio, se puede también deducir ahora el valor de  $y$  de la ecuación (4), e introducirlo en la ecuación (14), con lo que se obtiene el valor de  $\sigma'_{bo}$ :

$$\sigma'_{bo} = E_b \frac{\alpha_b k (l + L) (T - t) + \alpha_a k l t}{l + k(l + L)} - \frac{E_a \alpha_b T (l + L)}{l(1 + q) + L} \quad (17)$$

De la misma forma que antes, se puede demostrar que la tensión final de tracción  $\sigma_a$  en el acero, es decir, después de la transferencia de la fuerza de pretensado al hormigón y del enfriamiento de la pieza hasta la temperatura ambiente, viene dada por:

$$(1 + k) \sigma_a = \sigma_{ai} - E_a \alpha_b T \frac{l + L}{l(1 + q) + L} \left( 1 - \frac{E_b}{E'_b} \right) \quad (18)$$

Por tanto, la tensión final es, también en este caso, independiente del grado de enfriamiento al que se efectúa la transferencia del pretensado al hormigón.

### Sólo se calienta el hormigón.

a) No hay unión durante la elevación de temperatura.

En un trabajo anterior [1] se ha demostrado que, cuando sólo se calienta el hormigón y los trozos de acero al descubierto permanecen a la temperatura ambiente, si se supone que no hay unión durante el período de elevación de la temperatura, la tensión

de tracción en el acero, en condiciones de estabilidad a elevada temperatura, viene dada por:

$$\sigma_{ai} = E_a \alpha_a T \frac{L}{l+L}$$

Puesto que no hay unión entre el hormigón y el acero durante la elevación de temperatura, el acero no ejerce sobre el hormigón acción alguna durante dicho período, y la tensión en el hormigón, en condiciones de estabilidad a elevada temperatura, puede considerarse igual a cero.

La tensión de tracción en el hormigón, cuando su temperatura ha descendido hasta que sólo excede en  $t$  a la temperatura ambiente, viene dada por:

$$E'_b \alpha_b (T-t) - \frac{y}{L} E'_b \quad (19)$$

La tensión de tracción correspondiente del acero situado en el interior del hormigón viene dada por:

$$\sigma_{ai} = E_a \alpha_a T \frac{L}{l+L} + E_a \alpha_a (T-t) - \frac{y}{L} E_a \quad (20)$$

Se supone que el acero, en el trozo de cable que se encuentra al descubierto, permanece constantemente a la temperatura ambiente, de forma que, en el transcurso del enfriamiento de la pieza, la tensión en dicho acero sólo está afectada por el corrimiento  $y$ . La tensión de tracción en este acero, cuando la temperatura de la pieza de hormigón ha descendido hasta un valor que excede en  $t$  a la del ambiente, viene dada por:

$$\sigma_{ai} = E_a \alpha_a T \frac{L}{l+L} + \frac{y}{l} E_a$$

Se puede demostrar, basándose en las consideraciones de equilibrio, que  $y$  viene dado por:

$$y = \frac{l L (T-t) (\alpha_b + k \alpha_a)}{l + k (l + L)}$$

Introduciendo este valor de  $y$  en la expresión (19), la tensión de tracción  $\sigma'_{bo}$  en el hormigón, cuando su temperatura ha descendido hasta el valor que excede en  $t$  a la del ambiente, vendrá dada por:

$$\sigma'_{bo} = E'_b \alpha_b (T-t) - \frac{l E'_b (T-t) (\alpha_b + k \alpha_a)}{l + k (l + L)}$$

es decir:

$$\sigma'_{bo} = k E'_b (T-t) \frac{\alpha_b (l+L) - \alpha_a l}{l + k (l + L)} \quad (21)$$

Se puede demostrar también que la tensión final de tracción,  $\sigma_a$ , en el acero, después de la transferencia del pretensado al hormigón y del enfriamiento de la pieza hasta la temperatura ambiente, viene dada por:

$$(1+k) \sigma_a = \sigma_{ai} + E_a \alpha_a T \frac{l}{L+l} - E_a \alpha_b T$$

Como puede verse, en este caso, igual que en los anteriores, la tensión final es independiente de  $t$  y, por consiguiente, el estado en que se encuentra la pieza en el momento en que se produce la transferencia del pretensado al hormigón no influye sobre el pretensado.

b) Existe unión cuando aumenta la temperatura.

En el artículo anterior se ha demostrado que cuando sólo se calienta el hormigón y la unión entre el hormigón y el acero existe antes de elevarse de temperatura, en condiciones de equilibrio a temperatura elevada, las tensiones en los diversos materiales constituyentes son las siguientes:

La tensión de compresión en el hormigón viene dada por:

$$E_b T \frac{\alpha_b (l + L) - \alpha_a l}{l(1 + q) + L}$$

La tensión de tracción en el acero del interior de la pieza viene dada por:

$$\sigma_{ai} = E_a \alpha_a T + l \cdot E_a T \frac{\alpha_a + q \alpha_b}{l(1 + q) + L}$$

y la del acero al descubierto por:

$$\sigma_{ai} = \frac{L E_a T (\alpha_a + q \alpha_b)}{l(1 + q) + L}$$

Por un razonamiento semejante al empleado en las demostraciones precedentes, se puede demostrar que la tensión de tracción en el hormigón, enfriado hasta una temperatura cuyo valor excede en  $t$  a la del ambiente, viene dada por:

$$\sigma'_{bo} = [\alpha_b (l + L) - \alpha_a l] \left[ \frac{k \cdot E'_b (T - t)}{l + k(l + L)} - \frac{E_b T}{l(1 + q) + L} \right] \quad (22)$$

y que la tensión final en el acero, después de la transferencia del pretensado al hormigón y el enfriamiento de ésta hasta la temperatura ambiente, resulta igual a:

$$(1 + k) \sigma_a = \sigma_{ai} - \frac{E_a T \left( \frac{E_b}{E'_b} \right) [\alpha_b (l + L) - \alpha_a l]}{l(1 + q) + L} \quad (23)$$

La ecuación (23) demuestra, una vez más, que  $\sigma$  es independiente de  $t$ , y que, por tanto, como en todos los casos estudiados, el momento en que se produce la transferencia del pretensado al hormigón no influye sobre el valor del pretensado aplicado al hormigón cuando la pieza se enfría hasta la temperatura ambiente.

### Ejemplo.

Como se acaba de ver, cualquiera que sean las condiciones de ensayo y el momento en que se efectúa la transmisión del pretensado al hormigón durante el proceso de enfriamiento, la tensión resultante en el acero, y, por consiguiente, en el hormigón, cuando la pieza se enfría hasta la temperatura ambiente, es la misma. La pérdida suplemen-



taria de pretensado producida directamente por el curado a elevada temperatura es, pues, la misma que se produce cuando la transferencia del pretensado al hormigón se ha efectuado antes de iniciarse el proceso de enfriamiento. Por otra parte, en el trabajo citado en la referencia bibliográfica [1] se ha estudiado el efecto que sobre la pérdida suplementaria de pretensado ejercen los otros diversos factores que intervienen en el proceso de curado a temperatura elevada.

De todo ello se deduce que, en las piezas de hormigón pretensado curadas a elevada temperatura, el instante en que se efectúa la transferencia sólo tiene influencia si el hormigón se enfría antes de que dicha transferencia se realice, ya que en este caso el enfriamiento origina tracciones en el hormigón.

Con el fin de aclarar la aplicación de las fórmulas propuestas en este estudio para determinar las tensiones de tracción que se producen en el hormigón durante el proceso de enfriamiento, a continuación se incluye un ejemplo en el que se utilizan, para las distintas variables, sus valores más frecuentes.

Estos valores son los mismos ya empleados en los otros trabajos publicados anteriormente. En ellos se exponen las razones por las que se han elegido.

Dichos valores son los siguientes:

$$\frac{B}{A} = 135$$

$$\alpha_a = 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$$

$$\alpha_b = 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$$

$$E_b = 17.500 \text{ kg/cm}^2$$

$$E'_b = 350.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 60^{\circ} \text{ C}$$

$$\frac{l}{L} = \text{una serie de valores: } 0; 0,05; 0,1; 0,2; 0,5.$$

Para determinar la tensión de tracción en diversas etapas del proceso de curado se consideran tres valores de  $t$ : 40, 20 y  $0^{\circ} \text{ C}$ , que representan descensos de temperatura de 20, 40 y  $60^{\circ} \text{ C}$ , respectivamente, a partir de la temperatura máxima de curado. En el último de los tres casos citados la pieza se enfría hasta la temperatura ambiente antes de la transferencia del pretensado al hormigón.

Las tensiones de tracción originadas en el hormigón calculadas por medio de las expresiones (5), (17), (21) y (22) son las que figuran en los cuadros 1 y 2 siguientes.

CUADRO 1. — *Tensión de tracción originada en el hormigón cuando se calienta todo el banco de pretensado.*

| $\frac{l}{L}$ | Tensión de tracción en el hormigón después del enfriamiento desde 60° C por encima de la temperatura ambiente hasta $t^\circ$ por encima de dicha temperatura (en Kg/cm <sup>2</sup> ) |                          |                         |   |                          |                         |
|---------------|--|--------------------------|-------------------------|---|--------------------------|-------------------------|
|               | No hay unión acero-hormigón durante la elevación de la temperatura   |                          |                         | Hay unión acero-hormigón durante la elevación de la temperatura |                          |                         |
|               | $t = 40^\circ \text{ C}$   | $t = 20^\circ \text{ C}$ | $t = 0^\circ \text{ C}$ | $t = 40^\circ \text{ C}$  | $t = 20^\circ \text{ C}$ | $t = 0^\circ \text{ C}$ |
| 0             | 69   | 138                      | 207                     | 59  | 128                      | 197                     |
| 0,05          | 36   | 67                       | 98                      | 26  | 57                       | 88                      |
| 0,1           | 26   | 46                       | 66                      | 17  | 37                       | 57                      |
| 0,2           | 19   | 30                       | 42                      | 10  | 22                       | 34                      |
| 0,5           | 13   | 19                       | 23                      | 6   | 11                       | 16                      |

CUADRO 2. — *Tensión de tracción originada en el hormigón cuando sólo se calienta la pieza.*

| $\frac{l}{L}$ | Tensión de tracción en el hormigón después del enfriamiento desde 60° C por encima de la temperatura ambiente hasta $t^\circ$ por encima de esta temperatura (en Kg/cm <sup>2</sup> ) |                          |                         |   |                          |                         |
|---------------|---|--------------------------|-------------------------|---|--------------------------|-------------------------|
|               | No hay unión acero-hormigón durante la elevación de la temperatura  |                          |                         | Hay unión acero-hormigón durante la elevación de la temperatura |                          |                         |
|               | $t = 40^\circ \text{ C}$  | $t = 20^\circ \text{ C}$ | $t = 0^\circ \text{ C}$ | $t = 40^\circ \text{ C}$  | $t = 20^\circ \text{ C}$ | $t = 0^\circ \text{ C}$ |
| 0             | 69  | 138                      | 207                     | 59  | 128                      | 197                     |
| 0,05          | 31  | 62                       | 94                      | 22  | 53                       | 84                      |
| 0,1           | 20  | 40                       | 61                      | 12  | 32                       | 52                      |
| 0,2           | 12  | 23                       | 35                      | 5   | 17                       | 28                      |
| 0,5           | 5   | 10                       | 16                      | 0   | 6                        | 11                      |

## DISCUSION

El examen de los cuadros 1 y 2 demuestra que, en algunas de las condiciones consideradas, aparecen en el hormigón fuertes tensiones de tracción que sobrepasan ampliamente la resistencia normal a tracción del hormigón de las piezas pretensadas. Un estudio más detallado demuestra que la tensión de tracción aumenta cuando el hormigón se enfría, y que, para una temperatura dada, la tensión de tracción es tanto menor cuanto mayor es la relación  $l/L$ . La magnitud de la elevación de temperatura y el grado de unión entre el acero y el hormigón, tienen una influencia relativamente pequeña sobre el valor de la tensión de tracción.

La resistencia del hormigón a tracción puede tomarse aproximadamente igual a la décima parte de su resistencia a compresión [2]. Un valor normal de la resistencia a compresión de los hormigones utilizados en las piezas pretensadas, en el momento de la transferencia del pretensado, es el de  $400 \text{ kg/cm}^2$ . En las normas británicas para elementos prefabricados de hormigón ("code of practice for precast concrete, CP 116, 1965"), este valor corresponde a un hormigón cuyo módulo de elasticidad  $E'_b$  es el mismo utilizado en los ejemplos precedentes, o sea,  $350.000 \text{ kg/cm}^2$ . Se puede, pues, adoptar para la presente discusión una resistencia a tracción del hormigón de  $40 \text{ kg/cm}^2$ .

Los cuadros demuestran que para valores extremadamente bajos de  $l/L$  un aumento de temperatura de sólo algunos grados puede ser suficiente para provocar fisuras en el hormigón. Sin embargo, para valores muy elevados de  $l/L$  sería posible dejar enfriar la pieza hasta la temperatura ambiente sin riesgo de fisuras. El riesgo disminuye ligeramente si se calienta sólo el hormigón o si la unión entre el acero y el hormigón existe ya en el momento de elevar la temperatura.

En la práctica los valores grandes de  $l/L$  no son económicos, teniendo en cuenta las excesivas longitudes de cable que sería necesario utilizar para cada pieza que se fabricase.

Por ello, en general, se utiliza una relación  $l/L$  próxima a los valores pequeños considerados en el ejemplo, y para estos valores de  $l/L$  la tensión de tracción originada en el hormigón puede aproximarse a su resistencia a tracción para un descenso de temperatura de  $20^\circ$ , o incluso menos.

El examen de las expresiones (5), (17), (21) y (22) que dan las tensiones de tracción desarrolladas en el hormigón en las diferentes condiciones de ensayo consideradas, demuestra que la tensión de tracción puede resultar considerablemente afectada por el valor de  $\alpha_b$ , que, en la práctica, varía, probablemente, más que las otras características de los materiales que intervienen en estas expresiones. El valor de  $\alpha_b$  elegido en este ejemplo ( $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ ) ha sido adoptado como valor tipo medio de una serie de valores determinados experimentalmente [2]. En casos extremos, sin embargo, puede ser un 40 por 100 superior o inferior al valor medio, porque depende, principalmente, del tipo de áridos utilizados; y, en tales casos, la tensión de tracción originada en el hormigón en el transcurso de su enfriamiento variará proporcionalmente.

## CONCLUSION

La pérdida suplementaria de pretensado causada por el curado a elevada temperatura no resulta influenciada por el momento en que se efectúa la transferencia del preten-

sado al hormigón durante el proceso de enfriamiento; pero para disminuir el riesgo de fisuración es conveniente efectuar la transferencia, o sea, el destesado, lo más pronto posible después del fin del curado a elevada temperatura, y antes de que el hormigón se enfríe de manera apreciable.

Cuanto mayor es la relación entre la longitud de acero al descubierto y la longitud de la pieza de hormigón, menor es el riesgo de fisuración.

## **BIBLIOGRAFIA**

- [1] KEENE, P. W.: "The loss of prestress in pretensioned concrete as a result of curing at high temperature". Prestress, Johannesburg, marzo, 1969.
- [2] NEVILLE, A. M.: "Properties of concrete". Londres (Pitman), 1963.

Traducido por JUAN JÓDAR

**inhor** S. a.

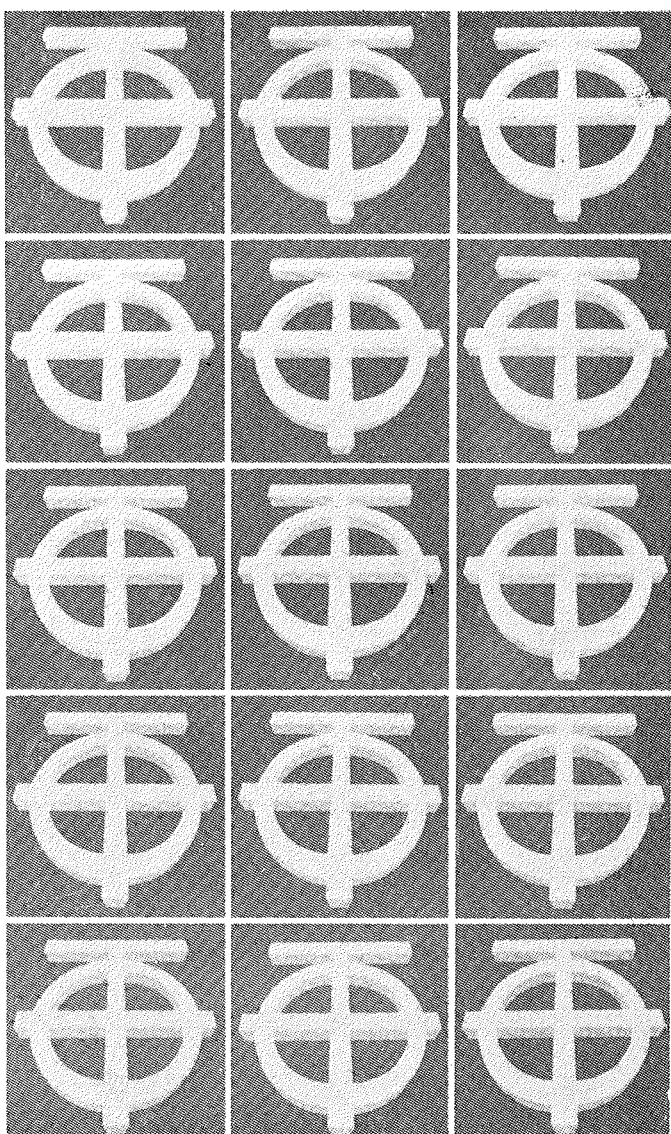
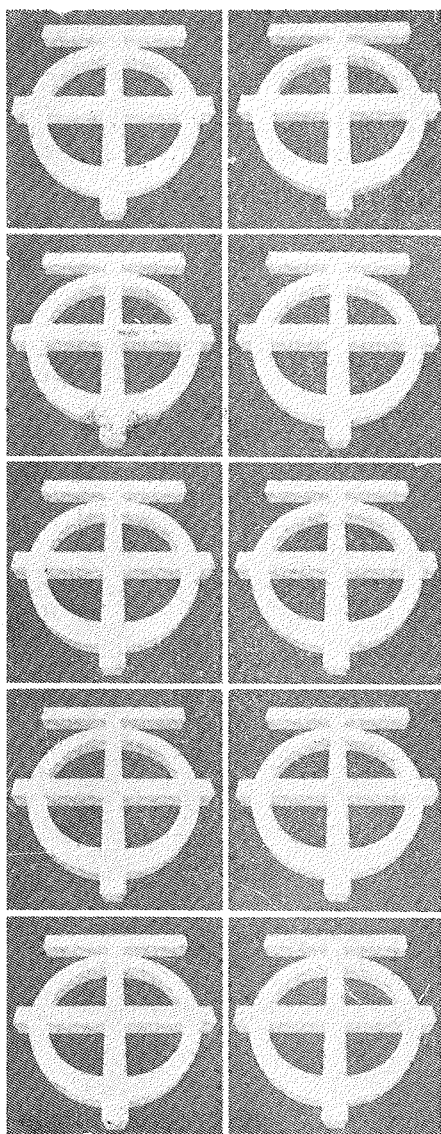
**INDUSTRIAS DEL HORMIGON**  
aplicaciones del hormigón pretensado



**ACEQUIAS Y CANALES PARA RIEGOS**

**Vigas y viguetas • Cubiertas • Estructuras**

**Embajadores, 252 - Teléfono 239 56 00 - MADRID - 5**



**25** aniversario  
**1947\*1972**  
**tetracero, s. a.**

Fuencarral, 123 \* Tels. 224 87 53 - 54 - 55 \* MADRID - 10



# notas de la F.I.P.

n.º 39, marzo-abril 1972

## VIAJE ALREDEDOR DEL MUNDO DEL SECRETARIO GENERAL

A finales del año pasado y principios de éste, el Secretario general de la F.I.P. *mister Gooding*, acompañado de su esposa, realizó un viaje en el que visitó veintidós países. Durante este viaje tuvo ocasión de reunirse con representantes de los grupos miembros de la F.I.P. y con personalidades relacionadas con el pretensado y la construcción. Visitó también varias obras terminadas y fábricas de equipos de pretensado.

Para dar una idea de este viaje, *Mr. Gooding* lo resume a continuación:

“Los países que visité fueron Estados Unidos, Canadá, Francia, Alemania (solamente *Düsseldorf*), el Medio Oriente, algunos del Pacífico Sur y cuatro de América del Sur.

En este resumen expondré mis impresiones generales. Primeramente debo destacar:

1. El interés, progreso y actividad — a veces totalmente insospechada — en lo referente al pretensado en la mayoría de los países visitados.
2. El entusiasmo demostrado por los Grupos Miembros y Observadores.
3. El gran avance realizado en la construcción en conjunto y en particular y debido al pretensado, en las losas de forjado, edificios, puentes y pasos elevados.
4. El interés despertado por los Simposios de *Tbilisi*, sobre estructuras marítimas y sísmicas (septiembre 1972) y el VII Congreso de la FIP, en Nueva York (1974).
5. La hospitalidad con que fuimos recibidos mi esposa y yo en todos los países visitados.

La razón por la que visité Estados Unidos fue la de asistir a una reunión del Comité Ejecutivo de la FIP y del Comité organizador del VII Congreso que se celebrará en Nueva York; también para visitar *Wáshington D.C.*

La hospitalidad dispensada por los americanos a los miembros del Comité Ejecutivo fue magnífica; esta primera reunión de dicho Comité fuera de Europa se recordará durante mucho tiempo. El cambio de impresiones mantenido con el Comité organizador del Congreso fue muy detallado. Se ha pensado y hecho mucho. Las sedes del Congreso serán el *New York Hilton* y el *Waldorf Astoria*. Estoy seguro que tanto el programa técnico y la exposición, como las visitas y los viajes después del Congreso serán un éxito.

En *Wáshington* visité varios edificios interesantes y pude obtener, en mis reuniones con el Gobierno, por primera vez, una idea global de la extensión de la industria de la

construcción en América. Mi visita a Canadá fue breve y una vez más me sentí impresionado por la calidad de los nuevos edificios y por la magnitud de la industria de la construcción canadiense.

En París me entrevisté con personas relacionadas con el pretensado en la "Association Française du Béton", en la calle La Pérouse, 9. Me fue posible renovar viejas amistades y obtuve información muy útil sobre lo que está pasando en varios países europeos. Mi esposa y yo tuvimos ocasión de saludar a M. y Mme. Guyon. M. Guyon me ayudó mucho dándome consejos e instrucciones sobre los países que aún tendríamos que visitar.

De especial interés fue la visita a la Exposición de la Edificación en París; he visitado muchas exposiciones sobre este tema durante mi vida de trabajo, pero ésta me impresionó de una forma especial. El proyecto de los "stands" es bueno, pero lo que verdaderamente llama la atención es su distribución y las áreas de circulación y restaurantes.

Nuestra visita a Alemania se redujo a un día en Düsseldorf, pero constituyó una gran experiencia; además de inspeccionar las estructuras más importantes construidas con hormigón pretensado, visitamos la fábrica de Vorspanntechnik. Fuimos recibidos por el Director, Herr G. Steltmann y el ingeniero Jefe, Dr. Topaloff. La firma fabrica equipos de pretensado, cables y elementos para apoyos de puentes. Pude comprobar que los equipos de pretensado han avanzado considerablemente desde que, hace años, vi por primera vez, preparar un cable en Francia.

En Egipto pasamos unos días con el Dr. W. J. Hanna, miembro del Consejo Administrativo de la F.I.P. Tuve ocasión de ver varias obras pretensadas incluyendo un puente sobre el Nilo, y sus accesos, construidos con un sistema checo de pretensado. Tanto el doctor Hanna como yo esperamos que las dificultades del grupo egipcio se solucionen pronto.

Nuestra estancia en El Cairo fue muy agradable; visitamos las pirámides y otros lugares de interés. Nos alojamos en el Hotel Nilo Hilton; es muy diferente de los otros hoteles de esta cadena, ya que ha sido absorbido por el Gobierno.

Yo ya había visitado previamente Turquía. Encontré Estambul interesantísimo, pero Ankara me desilusionó; fuimos atendidos por Mr. y Miss Etiman. Mr. Etiman es miembro de la F.I.P., pertenece a "Freyssinet Prestressed Concrete Limited" y es ingeniero consultor. Me preparó una conferencia sobre el trabajo de la F.I.P. en la Universidad Técnica del Oriente Medio, en Ankara. Visitamos obras muy interesantes, principalmente los accesos, de hormigón pretensado, al puente colgante del Bósforo. Existen en Turquía un gran número de obras en hormigón pretensado. Estoy seguro de que pronto se formará un grupo miembro de la F.I.P., debido al interés demostrado por la técnica del pretensado.

En Irán me entrevisté con Mr. M. H. C. Adib, "FIP Observer" e ingeniero consultor. También me entrevisté con Mr. Adib Allan, constructor importante, y con mister Hassain Amanat, arquitecto proyectista del Arco del Tiempo, en la conmemoración del 2.500 aniversario del Imperio. La torre, que tiene 45 m de altura, con una base de  $60 \times 39$  m, es una de las estructuras más impresionantes que vi durante mi viaje. El arquitecto y los ingenieros, "Ove Arup and Partners", merecen ser felicitados por el proyecto. Amanat empezó a trabajar en dicho proyecto cuando tenía veinticuatro años; ahora tiene veintinueve. Al comienzo de su trabajo se lo enseñó al Profesor Nervi, en Roma, para que emitiera un juicio crítico.



Mr. Adib ha construido una gran cantidad de obras en hormigón pretensado y está organizando la formación de un grupo miembro de la F.I.P.

En Israel me entrevisté con Mr. J. Shimoni, miembro del Consejo de Administración, y hablé con miembros de la Asociación de Ingenieros y Arquitectos de Tel-Aviv. Observé su gran interés por las técnicas del pretensado y por las actividades de la F.I.P.

Israel es un país pequeño y visitamos la mayoría de sus ciudades importantes. Habían pasado algunos años desde que estuve allí por última vez y me sorprendió el progreso realizado en la construcción, sobre todo en la de viviendas.

Desgraciadamente no pudimos visitar Delhi, donde habíamos previsto un programa interesante; espero poder visitar esta ciudad en breve.

Tanto Thailandia como Bangkok resultan interesantes en todos los aspectos: los canales, los viejos y nuevos edificios y la importancia que el pretensado ha tenido en los nuevos edificios. Se está construyendo en Bangkok un gran puente con tres vanos, conocido por el puente "Ta Chang", proyectado por ingenieros suizos y construido por una empresa japonesa.

Se fabrican pilotes y postes pretensados y vigas para puentes, algunas de las cuales se exportan a Vietnam. La fábrica de elementos pretensados que visité es muy interesante y en ese momento estaban instalando una nave para fabricación de tuberías de hormigón pretensado.

Di algunas conferencias en el Instituto Tecnológico Asiático y el Departamento de Autopistas, sobre pretensado y sobre las actividades de la F.I.P.

Durante nuestra estancia en Thailandia fuimos atendidos por Mr. A. Poonpipatana, de "The Concrete Products and Aggregates Co. Ltd." y su personal. Nos invitaron a un magnífico banquete chino, en el que nos sirvieron un típico menú.

Cuando visité Hong Kong hace algunos años, me impresionó el ritmo de construcción de pasos elevados en hormigón pretensado. En esta visita he comprobado que esos trabajos se han realizado con éxito y que la construcción de edificios con hormigón pretensado ha progresado considerablemente. Es necesario ver los edificios de Hong Kong para creerlos; enfrente del Hotel Mandarín se está construyendo uno de 53 plantas con estructura de hormigón. En los diez últimos años se ha llevado a cabo un programa intensivo de construcción de viviendas que no tiene igual en el mundo.

En Hong Kong me entrevisté con el Prof. Mackey, Director del Departamento de Ingeniería Civil, y otras personalidades de la Universidad de Hong Kong; L. J. Brooker, Director gerente de Green Island Cement Company; Mr. Jordan, del Sistema CCL de pretensado, y Sing-Hoi Cheung, Arquitecto del Ministerio de la Vivienda de Hong Kong, y el Dr. K. W. Chung, nuevo "FIP Observer" del territorio. El Dr. Cheung asistió al Congreso de la FIP en Praga y trabaja en la Universidad.

Para muchos de los ingenieros de Hon-Kong y otros países del Pacífico el ferrocemento tiene un gran interés.

Desde Hong-Kong nos trasladamos a Singapur, otra ciudad con grandes progresos en el pretensado y la edificación. Me entrevisté con el Prof. Lewis Au, Director de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Singapur; Dr. P. Y. Tong; Mr. Alex Chew, Ingeniero proyectista de "Hume Industries (for East) Ltd."; Mr. Joe Huang, Partner, Ove Arup and Partners; Mr. Vicent Chew, Standard Construction Company (STUP); Mr. Pe-

ter Melliush, USL Prestressing (Aust.) Pty Ltd. Singapur; Mr. P. K. Ng, T. Y. Lin Associates, Singapur; Mr. D. A. Simpson, Director de Pan Malaysian Cement; Mr. Chris H. K. Tan, Secretario de la Junta de Vivienda y Desarrollo de Singapur.

El Dr. P. Y. Tong, que es Profesor de Hormigón armado y pretensado en la Universidad, aceptó ser un "FIP Observer".

En Singapur se está utilizando el pretensado en la construcción de edificios y es de esperar que cuando comiencen a resolver los problemas de tráfico se utilizará también para construir pasos elevados. Existe una gran planta de fabricación de vigas de puente, pilotes y forjados pretensados.

Tanto los hoteles y edificios comerciales como los bloques de viviendas se han proyectado cuidando mucho el paisaje urbano y el conjunto resulta agradable.

En Malasia fuimos recibidos por el "FIP Observer" Mr. P. Ganendra. En mi opinión sólo existen en Kuala Lumpur cuatro o cinco edificios que merecen ser mencionados. Son los siguientes: "National Mosque", el aeropuerto y los edificios del Parlamento. Lamentablemente sólo pudimos permanecer en Malasia dos días.

Celebramos varias reuniones con los directores de la empresa fabricante de cemento más importante de Malasia, con los profesores de las Escuelas de Ingeniería Civil de la Universidad y con los representantes de los sistemas de pretensado.

También pude dialogar con los estudiantes — camino del aeropuerto — y visité la fábrica de piezas pretensadas más importante de Kuala Lumpur. El pretensado no se utiliza en Malasia tanto como en otras zonas del sudeste asiático, debido en gran parte a que no ha comenzado aún la construcción de edificios a gran escala.

Llegamos a Auckland el día de Navidad, con un tiempo maravilloso y fuimos recibidos por un gran número de amigos. Una de las experiencias personales más grata fue volver a encontrar a Mr. H. W. (Sandy) Cormarck, tan vinculado al desarrollo del pretensado. Sentí mucho no poder entrevistarme con Mr. Morley Sutherland, otro pionero del pretensado.

El desarrollo adquirido por el pretensado en Nueva Zelanda es grande, aunque no tanto como se esperaba. Se utiliza principalmente para puentes y obras de fábrica, pero no para edificios.

Nueva Zelanda es un país muy agradable y Auckland una ciudad muy bonita. Existe gran interés por las actividades de la F.I.P. y es de esperar que el Congreso de Nueva York cuente con un gran número de participantes de este país.

Nuestra visita a Australia se redujo a Sydney y sus alrededores. Fuimos recibidos magníficamente por Mr. K. J. Cavanagh, miembro del Consejo Administrativo, otros miembros de su Comité y viejos amigos.

El pretensado se utiliza sobre todo en la construcción de puentes y edificios. Existen un gran número de pasos elevados. El edificio de la ópera de Sydney es muy interesante. Las técnicas empleadas en su construcción son sorprendentes y el edificio merece ser descrito como "maravilla del mundo".

La F.I.P. está muy interesada en organizar en Sydney una gran reunión en 1976.

De Australia nos fuimos a Santiago de Chile, pasando por las islas Fiji, Tahití, Moorea; un viaje muy interesante. Tuvimos una semana de vacaciones en Tahití y Moorea.

Chile es un país miembro de la F.I.P. desde hace varios años, pero ha tenido dificultades y no ha podido desempeñar un papel importante en la F.I.P. Después de las conversaciones mantenidas es de esperar que estas dificultades se subsanen.

En Chile fuimos recibidos por D. Eduardo Gomién D., Director del Instituto Chileno del Cemento, y por el Sr. Enrique Dolgeón, ingeniero consultor y Director de varias obras pretensadas.

El pretensado se utiliza principalmente en Chile, para puentes; también se están construyendo con grandes vigas pretensadas las cubiertas de las estaciones del "metro" de Santiago.

En Perú acordé con D. Eduardo Gillo Deza que fuese el representante de la F.I.P. Es un ingeniero consultor y trabaja con hormigón pretensado. Asistió a los Congresos de la F.I.P. en Berlín, Roma, París y Praga. Me mostró las obras principales de Lima, ciudad en donde llueve cada cinco años.

Visité también la Universidad y al Profesor Kuroiwa, que es una autoridad en problemas sísmicos en Perú, y también es ingeniero consultor. Accedió a formar parte de la Comisión Sísmica de la F.I.P.

La visita a Colombia resultó de gran interés, me entrevisté por primera vez con el doctor Domenica Parma, que ha realizado muchos trabajos en hormigón pretensado, como lo demuestran muchos edificios de Bogotá. Es un ingeniero consultor y está muy relacionado con el pretensado, prefabricación y fabricación de anclajes y cables. Un sistema de pretensado lleva su nombre.

Mantuve conversaciones con él y visité obras pretensadas de Colombia; también asistí a la reunión en la que se formó un nuevo Grupo Miembro de la F.I.P.

Había visitado con anterioridad Caracas, sorprendiéndome su progreso y la extensión de su moderno sistema de carreteras. También comprobé que el pretensado ha experimentado un gran desarrollo. Vino a esperarnos al aeropuerto el ingeniero Alfredo Febres Cordero E., el Secretario del Grupo Miembro y también el Presidente, Sr. Eli Abadi Tagger. Algunos días más tarde asistimos a la reunión inaugural del "Venezuelan Prestressed Group".

Pasamos unos días muy agradables en Venezuela, que sirvieron como final a un viaje maravilloso, durante el cual fuimos recibidos con gran hospitalidad en todos los países.

## **PANELES DE GRAN LONGITUD EN HORMIGON PRETENSADO**

Este informe sobre el desarrollo de la fabricación de paneles de gran longitud, de hormigón pretensado, utilizados, generalmente, en las fachadas de edificios de oficinas y aparcamientos, ha sido redactado por Mr. Jan Bobrowski, nuevo presidente de la Comisión de la FIP sobre hormigón ligero.

### **Introducción.**

Con el desarrollo de los forjados pretensados para grandes luces, solución ideal en edificios con plantas muy diáfnas, en los que además los elementos resistentes verticales son prefabricados, el cierre de las fachadas con paneles sin función resistente presenta problemas especiales.

Para soportar el peso de los paneles de fachada de hormigón normal es necesario colocar en cada forjado vigas de borde y pilares, que chocan, en general, con el principio de pórticos en una sola dirección, típico de los sistemas de prefabricación de edificios, y entorpece la eficacia y rapidez de la construcción.

Por esta razón se ha trabajado intensamente en el desarrollo de un tipo de panel colgado, que sólo necesite soportes al nivel del piso superior, para utilizarlo en edificios con grandes luces.

### **Proyecto.**

Las condiciones iniciales imponían que los paneles se colgasen del último forjado para utilizar como soporte el peto de la terraza. Era lógico, por tanto, proyectarlos de una sola pieza cubriendo toda la altura del edificio, sin apoyos resistentes en los forjados intermedios.

Esta forma ofrece la ventaja de evitar las juntas horizontales, que presentan serios problemas de aislamiento.

Dada la gran longitud de los paneles no era recomendable proyectarlos muy rígidos, porque como consecuencia de ello tendrían un peso que los haría poco manejables; por eso, los paneles se proyectaron flexibles con el espesor mínimo necesario para cumplir las condiciones de durabilidad, con un recubrimiento de armaduras de 25 mm y espesor total de hormigón de 65 mm.

Fue necesario introducir un esfuerzo de pretensado suficiente para asegurar un comportamiento satisfactorio durante el manejo, y para compensar las solicitaciones originadas por el peso propio una vez que los paneles estuviesen colocados en posición vertical.

Se comprobó que un esfuerzo de pretensado de 50.000 kg/m de anchura de panel era suficiente para cerrar las fisuras que se produjesen durante el manejo de los paneles.

La tensión residual uniforme de comprensión en una sección transversal es aproximadamente de 55 kg/cm<sup>2</sup>, que asegura el cierre de las fisuras y una durabilidad muy superior a la de los paneles colgados de hormigón armado normal.

### **Fabricación.**

Los paneles, que tienen espesor y anchura uniforme, pueden fabricarse en bancadas de pretensado de gran longitud utilizando moldes de forma muy sencilla.

El esfuerzo uniforme de pretensado se introduce por medio de alambres  $\phi$  7 mm o cables  $\phi$  9,6 mm, separados, aproximadamente, 75 mm entre ejes, y colocados en una sola capa a mitad del espesor de los paneles.

Como armadura transversal se utiliza una malla ligera que se fija a los alambres de pretensado.

En posiciones cuidadosamente calculadas se sitúan unos casquillos especiales para levantar los paneles; además, se colocan tornillos de anclaje para fijar los paneles en los niveles intermedios del edificio.

Para colgar los paneles se dispone en ellos un nervio de hormigón, del que sobresalen cajetines de acero dulce, en los que encajan las espigas de la viga de peto de la terraza.

El hormigón utilizado tiene una resistencia de 520 kg/cm<sup>2</sup>.

## Aplicaciones.

Este tipo de paneles colgados presenta evidentes ventajas de rapidez y eficacia en la construcción de edificios de muchas plantas, en particular cuando las piezas de fachada no forman parte de la estructura, sino que se colocan una vez terminada dicha estructura.

Entre las obras en las que se ha utilizado este tipo de paneles figuran las tribunas de los hipódromos de Doncaster y Leopardstown. Los paneles, en estas dos tribunas, se fabricaron con hormigón de cemento blanco y áridos de mármol de Capstone y Galway, que les proporcionan un acabado muy superior al normal.

Recientemente se han utilizado en un edificio de seis plantas, destinado a oficinas, para cerrar la caja de escalera, paneles de 22,3 m de longitud, que son los mayores que se han fabricado en el país.

Para el manejo de estos paneles de gran longitud se han utilizado dos grúas automóviles.

Los 32 paneles, con 625 m<sup>2</sup> de superficie, se han colocado en cuatro días, lo que da idea de la eficacia y rapidez de las operaciones de manejo.

## COMISION DE LA FIP SOBRE "ACEROS PARA PRETENSADO" Y GRUPO DE TRABAJO SOBRE "ANCLAJES"

La Comisión sobre "Aceros para pretensado" y el grupo de Trabajo sobre "Anclajes" se reunieron en Londres el 20 y 21 de enero.

El presidente aceptó la dimisión de Mr. Brereton (Inglaterra), agradeciéndole todo el trabajo realizado por él en el pasado, y dio la bienvenida a Mr. Sleigh en la Comisión.

El presidente informó que se están haciendo grandes progresos en la preparación de la normalización de los métodos de ensayo y que se publicarían en breve en la revista "Annales de l'Institut Technique des Batiments et des Travaux Publics".

Se cambiaron impresiones sobre el simposio sobre "Corrosión bajo tensión", organizado en Holanda en septiembre 1971. En octubre 1973 se celebrará otro simposio sobre el mismo tema. Se espera poder presentar una comunicación oral de este simposio en el Congreso de Nueva York.

Se ha formado un pequeño grupo para enumerar las causas de la rotura de los alambres.

Los delegados ingleses informaron que ya estaban preparados dos breves especificaciones para alambres y cables, pendientes únicamente de su aprobación por el Eurostress Information Service, en la próxima reunión que se celebrará en marzo. El próximo paso será el acuerdo entre la FIP y los fabricantes europeos sobre la mejor forma de publicar e implantar dichas especificaciones.

Francia informó que se estaban preparando unas "Normas" para constituir una organización que controle los ensayos realizados en las fábricas.

Polonia se ocupará de enviar detalles sobre la resistencia al fuego de vigas pretensadas de 18 m de luz.

La reunión del Grupo de Trabajo sobre Anclajes se dedicó a la discusión de dos documentos preparados por dicho Grupo:

1. Recomendaciones para la utilización y aceptación de los sistemas de pretensado.
2. Ensayos de tolerancias.

Estos dos temas se unirán en un solo informe, que pronto estará preparado para su publicación.

## HORMIGÓN POLIMERIZADO

En las notas de la FIP, núm. 38, se hace una breve introducción al tema del Hormigón Polimerizado, basándose en un trabajo del Dr. Rotariu. Después de publicado este trabajo, se celebró en Denver, Colorado, una reunión del US Bureau of Reclamation, en las que se discutieron las aplicaciones prácticas de este material.

A esta reunión asistió Mr. Ben C. Gerwick; a continuación se presenta un resumen de su informe.

### Proceso de fabricación.

Los elementos de hormigón polimerizado del Bureau of Reclamation se fabrican de la siguiente forma:

a) Se hormigonan las piezas por medios convencionales; el hormigón es de 350 kilogramos/cm<sup>2</sup> de resistencia a compresión y tiene 6 por 100 de aire ocluido. Las piezas se curan al vapor.

b) Las piezas de hormigón se colocan en recipientes, en los que crea el vacío para extraerles la humedad, y después se inyecta el monómero (metil-metacrilato) a una presión de 1,4 kg/cm<sup>2</sup>.

c) Se polimeriza el monómero elevando la temperatura a 77° C.

El hormigón resultante tiene las siguientes propiedades:

|  |   |
|--|---|
| Resistencia a compresión .....                         | 1.200 a 1.500 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Resistencia a tracción .....                           | 110 a 140 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Módulo de elasticidad .....                            | 500.000 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Fluencia .....   | 10 por 100 de la del hormigón normal  |
| Retracción .....                                       | 0   |
| Permeabilidad .....                                    | 0   |
| Resistencia a las heladas (ciclo hielo-deshielo) ..... | Muy superior a la del hormigón normal después de la primera capa de 0,2 mm (esta capa puede desaparecer). |
| Densidad .....   | 7 por 100 mayor   |
| Resistencia a la abrasión .....                        | Muy superior  |
| Resistencia al fuego .....                             | Menor que la del hormigón normal.   |

## Aplicaciones.

En el Bureau se están ensayando dos tipos de piezas:

1. Dovelas de túnel, de 5 cm de espesor y 64 kg de peso, que se colocan como encofrado del túnel y después se hormigona con bomba.
2. Tuberías de hormigón, con resistencia superior a las tuberías actuales, lo que permite la reducción de su espesor y hasta la eliminación de la armadura. La durabilidad también se ve aumentada.

## Ensayos.

Se va a realizar una serie de ensayos en colaboración con el American PCI. En primer lugar se ensayarán losas prefabricadas de 15 cm de espesor, prestando especial atención a los desperfectos producidos por las sales en el deshielo.

En segundo lugar, se ensayarán pilotes pretensados de sección cuadrada, bajo cargas axiales concéntricas y excéntricas. También se ensayarán pilotes cilindros huecos bajo combinación de carga axial y momento flector.

Mister Gerwick informó que los ensayos para mezclar los monómeros con el hormigón fresco no dieron resultados satisfactorios, ya que se producían reacciones de aquéllos con el cemento. De todas formas, se está estudiando un nuevo monómero, el Tufchem DP, para mezclarlo con el hormigón fresco. Este monómero produce un aumento sustancial de la resistencia, pero al mismo tiempo disminuye el módulo de elasticidad del hormigón.

## Hormigón polimerizado.

El Bureau está realizando también ensayos sobre hormigón polimerizado, propiamente dicho, que se fabrica con un monómero, arena y gravilla, y, a veces, cenizas volantes. El hormigón resultante tiene una resistencia a compresión de 900 kg/cm<sup>2</sup> y bajo módulo de elasticidad (120.000 kg/cm<sup>2</sup>), alta durabilidad y baja resistencia al fuego, y, según el informe, una capacidad muy alta de energía de deformación.

El proceso de fabricación es el siguiente:

- a) Se mezclan los áridos y el monómero; si es necesario, se añaden las cenizas volantes.
- b) Se calienta a 77° C.

El manejo del monómero es muy delicado; su vida es corta (aproximadamente dos semanas), es muy volátil y sus vapores son ligeramente venenosos. Mientras se polimeriza desprende calor, y si no se controla puede ocasionar explosiones.

## Estudio económico del hormigón pretensado.

En los últimos números del boletín PCI Items del Prestressed Concrete Institute se presta atención especial al verdadero coste del hormigón pretensado.

En un artículo publicado en el número correspondiente a junio de 1971, se describe la construcción de una pequeña fábrica de maquinaria en Estados Unidos.

Para construir este edificio, de unos 1.000 m<sup>2</sup> de superficie, en una sola planta, se presentaron varias ofertas, unas a base de estructura metálica, y otra, en hormigón pretensado.

La solución con estructura de hormigón pretensado presentaba ventajas estructurales y arquitectónicas, pero el presupuesto resultaba 1.000 \$ más caro que en el caso de estructura metálica. Sin embargo, se aceptó la propuesta a base de hormigón pretensado; el propietario ha logrado así un ahorro anual de 1.000 \$ en la prima del seguro. El PCI no especifica si este ahorro es debido a la mayor resistencia al fuego del hormigón pretensado, pero es lógico que esa sea la razón.

En la construcción del edificio se utilizaron piezas en TT para los muros y la cubierta, con luz de 18 m. La estructura se montó en menos de cinco días.

En el Boletín PCIItems de agosto de 1971 se incluye otro artículo, en el que se describe la estructura, en hormigón pretensado, de una Escuela Técnica en Estados Unidos; en él se dice: "Como todos los elementos estructurales son resistentes al fuego desde el momento en que se colocan, el coste de la protección contra el fuego y la prima del seguro se reducen considerablemente".

En un editorial de la revista se comenta: "Las instituciones docentes se están beneficiando de varias formas al utilizar el hormigón pretensado en sus edificios.

La posibilidad de cambiar de posición las cargas sin variar la estructura de los edificios da a éstos una gran flexibilidad en la distribución del espacio disponible.

La dureza de las superficies de las piezas prefabricadas es una buena razón para utilizarlas en escuelas, donde los costes de mantenimiento suelen ser altos.

Finalmente, la alta resistencia al fuego del hormigón le hace muy utilizable en edificios, en los que debe tenerse muy en cuenta la seguridad frente a este tipo de siniestros".

## **DISTRIBUCION DE CARGA EN PLACAS HUECAS PREFABRICADAS DE HORMIGON PRETENSADO PARA FORJADOS**

Se ha publicado en el "Journal of the Prestressed Concrete Institute of America" de noviembre-diciembre 1971 los resultados de los ensayos llevados a cabo para determinar la forma de reparto transversal de cargas concentradas en los forjados o cubiertas.

En este artículo, Mr. David J. Lague explica cómo se realizaron los ensayos utilizando placas aligeradas, pretensadas y prefabricadas de 0,6 m de ancho y 7,7 m de luz, unidas entre sí por una junta normal en V, rellena con mortero. En el primer ensayo se colocaron siete placas unidas lateralmente, quedando la central soportada exclusivamente por las dos laterales. En el segundo ensayo se abrió en el centro del conjunto de las siete placas un hueco de 1,2 × 1,5 m<sup>2</sup>. En este último ensayo todas las placas estaban apoyadas. En ambos ensayos se empotraron los bordes exteriores de las placas laterales.

Los resultados de estos ensayos demostraron que existía un reparto relativamente uniforme de la carga a través de las siete piezas. También se demostró que si se quitaban los empotramientos laterales el reparto seguía siendo uniforme.



## PIEZAS EN TT DE CANTO VARIABLE EN RUMANIA

Durante la reunión que la Comisión de la FIP sobre Prefabricación celebró en Rumania en diciembre de 1971, los asistentes pudieron ver varios ejemplos interesantes de utilización del pretensado.

Alrededor del 40 por 100 de las viviendas construidas en este país lo son a base de elementos prefabricados; del mismo modo se construyen, aproximadamente, 1.000.000 m<sup>2</sup> por año de fábricas y estructuras para edificios industriales con elementos prefabricados de hormigón.

Entre los distintos tipos de piezas prefabricadas destacan las vigas de sección en TT con canto variable según una curva, que se emplean en cubiertas de fábricas y naves industriales.

## LA FABRICACION DE GRANDES PANELES EN EUROPA

En la IV Conferencia Nacional del Hormigón celebrada en Rumania en diciembre de 1971, se expusieron detalles sorprendentes sobre la utilización de grandes paneles prefabricados en la construcción de viviendas en dicho país. Se informó que, en Rumania, esta clase de paneles se utiliza en un 40 por 100 de las viviendas que se construyen.

La tabla siguiente, publicada en "L'Industria Italiana del Cemento", muestra cifras comparativas de la construcción de viviendas con paneles fabricados en los distintos países de Europa en el año 1968.

| PAIS                    | Número de viviendas en las que se utilizaron paneles prefabricados (en miles) | % sobre el total de viviendas construidas |
|-------------------------|---|---|
| Inglaterra .....        | 21,00   | 6,00                                      |
| Austria .....           | 3,90  | 7,70                                      |
| Bulgaria .....          | 12,00   | 39,00                                     |
| Hungría .....           | 5,30  | 21,60                                     |
| Alemania Oriental ..... | 28,17   | 48,00                                     |
| Dinamarca .....         | 9,50  | 60,00                                     |
| Holanda .....           | 11,40   | 9,30                                      |
| Noruega .....           | 0,80  | 10,00                                     |
| Rumania .....           | 11,70   | 21,00                                     |
| Rusia .....             | 450,00  | 34,00                                     |
| Finlandia .....         | 4,00  | 15,00                                     |
| Francia .....           | 100,00  | 25,00                                     |
| Checoslovaquia .....    | 33,00   | 60,00                                     |
| Suecia .....            | 8,00  | 14,00                                     |
| <i>Total</i> .....      | 694,87  |   |

Se demuestra que en un 26,8 por 100 de las viviendas construidas en 1968 en los países mencionados se han utilizado grandes paneles.

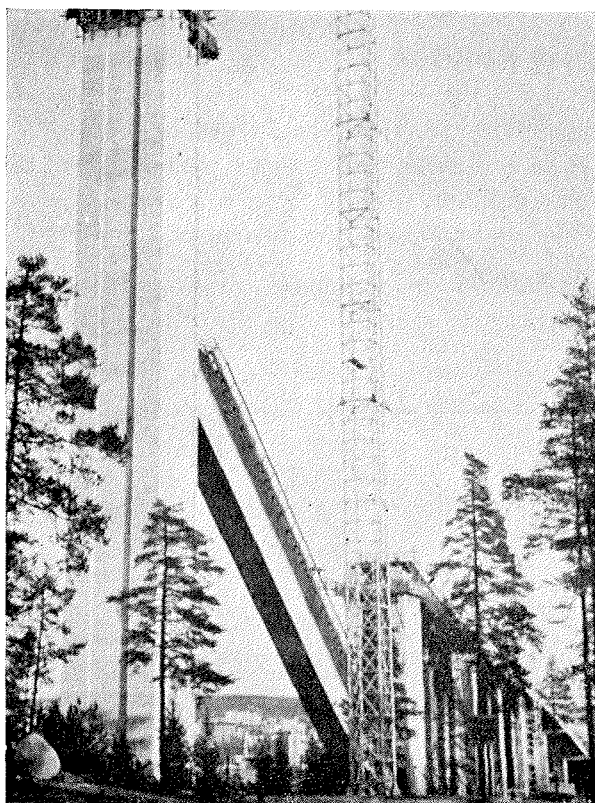
## PUENTE DE HORMIGON PRETENSADO EN IRAN

Recientemente se ha construido en Iran, cerca de Teherán, sobre la autopista Teherán-Karadj, un puente de hormigón pretensado de forma poco corriente.

Se trata de un pórtico de dos vanos de 30 m y 50 m de luz, cuyo dintel es una viga en cajón tricelular, de canto variable, empotrada en el apoyo central, como puede verse en las figuras.

El pretensado se introdujo con cables de  $12 \phi 8$ , colocados en las almas de la viga. Se utilizaron 110 t de acero de pretensado y 960 anclajes. El puente se hormigonó in situ, y el tiempo total de duración de la obra, incluyendo la redacción del proyecto, fue de cuatro meses.

El proyecto es de la Oficina de Ingeniería HANCAR.



## TRAMPOLIN PARA SALTOS DE ESQUI EN FINLANDIA

Hemos recibido de Finlandia la descripción de un trampolín para saltos de esquí construido con piezas prefabricadas de hormigón pretensado que demuestra la variedad de aplicaciones de este material.

La longitud total de la rampa de hormigón es de 160 m, y la altura de la torre alcanza los 73 m.

La pista se ha construido con vigas pretensadas en doble T, arriostradas transversalmente. Las pilas y las dos torres, posterior e intermedia, se construyeron mediante encofrados deslizantes.

La mayor dificultad de la obra estuvo en la construcción del trampolín, propiamente dicho, situado entre las dos torres. Esta parte de la estructura es una viga cajón de 66 metros de longitud y 660 t de peso; se hormigonó y pretensó en tierra, y después se levantó hasta su posición final.

El levantamiento se hizo por etapas: en la primera el extremo que apoya en la torre mayor se levantó hasta 35 m. Después se elevó la viga completa otros 25,3 m, dejándola apoyada en las dos torres. La sección de la viga es un cajón rectangular de 3 m de anchura, con voladizos de 1,50 m en la losa superior, que dan al trampolín una anchura de 6 metros.

El levantamiento se realizó con gatos hidráulicos de 300 t; la viga se colgó de otras vigas metálicas transversales, por medio de 16 barras Dywidag de 32 mm de diámetro. El ascenso se hizo a una velocidad media de 4,5 m por día.

### **PASARELA PARA PEATONES EN ALEMANIA OCCIDENTAL**

Esta pasarela de hormigón pretensado, construida en Ereiburg (Alemania Occidental), es una muestra de cómo se pueden compaginar la funcionalidad de una estructura y su aspecto estético.

El tablero, de tan sólo 25 cm de canto, salva tres vanos de luz variable entre 33 y 42 m, apoyándose en pilas articuladas en su base.

Dicho tablero es una especie de banda de hormigón pretensado que, en cada vano, adopta la forma de una catenaria. La anchura del tablero es de 4,40 m.

Los cables de pretensado de 26,5 mm de diámetro resisten esfuerzos variables entre 800 y 1.600 t, según la temperatura ambiente; están anclados en macizos situados en los extremos de la pasarela.

### **NUEVAS PUBLICACIONES**

#### **Proceedings del VI Congreso de la FIP.**

Se han publicado recientemente los "Proceedings" del VI Congreso de la FIP celebrado en Praga, en 1970, en un solo volumen de 227 páginas, tamaño A4. Contiene las principales comunicaciones, coloquios e informes presentados por las Comisiones de la FIP. Las comunicaciones fueron las siguientes:

#### *Proyecto y construcción de las estructuras de hormigón pretensado.*

- "Estructuras flotantes y sumergidas de hormigón pretensado". B. C. Gerwik, Jr. (USA).
- "Estructuras mixtas de hormigón pretensado y acero". Y. Guyon (Francia).
- "Hormigón pretensado: su aplicación a cimentaciones". Ch. Ostenfeld (Dinamarca).
- "Fatiga y rotura de estructuras en la clase III". R. Bau (Bélgica).

#### *Encuesta acerca de la investigación sobre hormigón pretensado.*

- "Elementos triaxilmente pretensados". V. V. Mikhailov (URSS).
- "Esfuerzo cortante y torsión en el hormigón pretensado". F. Leonhardt (Alemania Occidental).
- "Estructuras de hormigón pretensado bajo condiciones extremas de temperatura". A. F. Milovanov (URSS).
- "Investigación y teoría de las vigas de hormigón pretensado de paredes delgadas". V. Kristek (Checoslovaquia).

Los informes presentados por las Comisiones de la FIP tratan de: durabilidad, acero para pretensado, prefabricación, estructuras sísmicas, estructuras de hormigón ligero, resistencia al fuego del hormigón y hormigones de muy alta resistencia.

Las comunicaciones técnicas fueron presentadas por:

Profesor P. Bonatz, Wayss & Freytag KG. — Alemania Occidental.  
Míster W. Burr Bennett, Prestressed Concrete Institute. — Estados Unidos.  
Profesor R. Lacroix, Societe Generale d'Entreprises. — Francia.  
Doctor R. E. Rowe, Cement and Concrete Association. — Inglaterra.

En los Proceedings aparece una lista completa de dichas comunicaciones.

El precio de los Proceedings editados en inglés es de 8 £, y con ellos se entrega gratuitamente una traducción en francés o alemán.

## **RECOMENDACIONES INTERNACIONALES CEB/FIP PARA EL PROYECTO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON. FE DE ERRATAS**

Se han encontrado algunas erratas en la edición de las Recomendaciones de 1970. Para subsanar estos errores se ha publicado recientemente en francés e inglés una fe de erratas que se distribuye gratuitamente a quienes hayan adquirido las Recomendaciones y a los que las han recibido como asistentes al VI Congreso de la FIP celebrado en Praga.

Las peticiones deben dirigirse directamente a:

Publications Sales  
Cement and Concrete Association  
Wexham Springs  
Slough SL3 6PL (Inglaterra).

Especificando el idioma (inglés o francés) en que se deseen recibir.

## **PUBLICACIONES DEL ACI**

Están a la venta las siguientes publicaciones del ACI:

1. SP 27: "Cálculo de los efectos de la fluencia y la temperatura en las estructuras de hormigón."  
Consta de 21 informes preparados para la 66 Convención Anual del ACI en Nueva York, en abril de 1970. La introducción es de Mr. Raymond C. Reese.
2. SP 28: "Láminas delgadas de hormigón."  
Consta de 17 comunicaciones presentadas al Simposio celebrado en la 66 Convención anual del ACI de Nueva York, en abril 1970.
3. SP 26: "Comunicaciones presentadas en el segundo Simposio Internacional sobre Proyecto de Puentes de Hormigón, Chicago, abril 1969."  
Consta de 2 grandes volúmenes de cerca de 1.300 páginas, con 44 informes selec-

cionados, escritos por 63 autores de los cuatro continentes. Para mayor facilidad los informes han sido agrupados en 12 capítulos:

- Sobrecargas y coeficientes de impacto.
- Proyecto y cálculo de puentes-losas.
- Puentes esviados de hormigón.
- Vigas cajón para puentes.
- Resistencia a rotura y estados límites en puentes de hormigón.
- Estudio de los trenes de carga.
- Proyecto y construcción de puentes de hormigón pretensado.
- Puentes prefabricados.
- Puentes de estructura mixta.
- Fatiga en puentes de hormigón.
- Hormigón para piezas de puentes.
- Apoyos para puentes de hormigón.

Los coloquios y notas finales de los autores de las comunicaciones se publicaron en el ACI Journal de julio de 1972.

Para mayor información pueden dirigirse a:

American Concrete Institute  
Box 4754 Redford Station  
22400 West Seven Mile Road  
DETROIT, Michigan 48219 (USA)

## **MANUAL PARA PROYECTISTAS DEL INSTITUTO AMERICANO DEL PRETENSADO**

El PCI acaba de publicar la primera edición de un Manual para proyectistas de estructuras prefabricadas de hormigón pretensado. Se trata de un libro más completo que un manual tradicional.

Además de 250 tablas y gráficos, contiene ejemplos de proyectos y varios capítulos sobre algunos aspectos relacionados con el proyecto y la utilización del hormigón pretensado.

Estos capítulos tratan sobre los siguientes temas:

- La construcción con muros de carga, vigas, pórticos y elementos de gran luz, en hormigón pretensado.
- Criterios de proyecto; tipos de carga y elección de los elementos estructurales más convenientes.
- Elementos estructurales especiales, como piezas en T y doble T, incluyendo tolerancias de pérdidas de pretensado.
- Juntas; detalles de juntas típicas.
- Propiedades térmicas, acústicas y de resistencia al fuego.
- Problemas del proyecto de estructuras antisísmicas.
- Recomendaciones para arquitectos e ingenieros.

Este manual puede adquirirse al precio de 20 \$ en:

Prestressed Concrete Institute  
20 North Wacker Drive  
Chicago, Illinois 60606 (USA)

## **INDICE DE LOS TRABAJOS DE INVESTIGACION PARA EL DESARROLLO DEL HORMIGON EN MASA Y ARMADO EN 1971**

Este índice, elaborado por el Comité 115 del ACI, contiene una lista de 2.200 trabajos sobre hormigón en masa y armado que se encuentran en marcha en 329 centros de investigación de todo el mundo.

La edición europea está editada por el Cembureau y la Asociación Europea del Cemento.

Para más información pueden dirigirse a:

Cembureau  
2 rue St. Charles  
París 15 (Francia)

## **CONFERENCIA SOBRE EL CALCULO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS. RUMANIA, SEPTIEMBRE 1970. PROCEEDINGS**

Los Proceedings de la Conferencia sobre estructuras antisísmicas, celebrada en Rumania del 1 al 4 de septiembre de 1970, acaban de ser publicados. Constan de dos volúmenes de 950 páginas, con 61 comunicaciones presentadas en la Conferencia.

Las comunicaciones están en inglés y francés, salvo alguna excepción; en todo caso tienen un resumen en inglés, francés y rumano.

Se puede pedir a:

The Polytechnic of Jassy  
Jassy (Rumania)

## **CUENTO DE INVIERNO. VERSION PRETENSADA**

No se puede decir que el mes de febrero en Inglaterra sea agradable: se alternan la nieve y el hielo con la lluvia y el viento.

Huyendo de las condiciones climatológicas de Londres, el Secretario Técnico de la FIP tomó una semana de vacaciones para descansar en un lugar de mucho sol y temperaturas agradables: la isla de Menorca.

Menorca es una isla pequeña, tiene aproximadamente 50 km de longitud y 25 km de anchura. No ha alcanzado todavía la popularidad y el desarrollo turístico de la isla vecina, Mallorca. Se han proyectado urbanizaciones, hoteles y restaurantes para un futuro próximo, pero en el presente existen pocos y muy distanciados.

En la costa sur de la isla se encuentra el pueblecito pesquero de Binibeca, seguramente uno de los más pintorescos del país: alrededor de 100 casas, hacinadas unas con otras, con calles de 1 ó 1,5 m de ancho. Con las casas recién encaladas, el efecto del sol de invierno es una verdadera maravilla. Esto, unido a la impresión de que todo pertenece a otra época ya lejana. Pero el desarrollo de la isla continúa y se están construyendo nuevos edificios y urbanizaciones.

Todos ellos tienen una cosa en común: están contruidos con vigas prefabricadas pretensadas, para que el Secretario Técnico se sienta como en casa.

Traducido por C. PITA  
Revisado por J. JÓDAR

# notas de la F.I.P.

*n.º 40, mayo-junio 1972*

## PRIMERAS JORNADAS DE LA FIP, EN HOLANDA

Ha quedado establecido definitivamente el programa de reuniones de la FIP: Se celebrará un Congreso cada cuatro años, y entre Congreso y Congreso se celebrarán Simposios. El próximo Congreso tendrá lugar en Nueva York en mayo de 1974; mientras tanto, se han celebrado dos Simposios en Tbilisi (Rusia) durante el mes de septiembre de este año.

Con el fin de mantener contactos internacionales frecuentes, la FIP ha decidido celebrar todos los años las "Jornadas de la FIP". Al contrario de los Congresos, estas jornadas tienden a ser de más corta duración y de interés nacional o regional.

La primera de estas jornadas se ha celebrado en Holanda. Aunque no había precedente de este tipo de reuniones, la STUVO las organizó con gran entusiasmo. En principio no se podía prever el éxito de estas jornadas, ya que el interés que podrían despertar en los ingenieros extranjeros era incierto. Asistieron 120 ingenieros de 10 países diferentes.

### Comunicaciones y películas.

El programa se distribuyó en dos días. En el primero se presentaron las comunicaciones y se proyectaron las películas; en el segundo, los asistentes visitaron las obras descritas en las comunicaciones presentadas el día anterior.

Las principales obras descritas fueron el puente de hormigón pretensado sobre el río Waal, en Tiel; las esclusas de Kreekrak, en el canal Scheldt-Rhine y las de Haringvliet. Las comunicaciones sobre el puente de Tiel trataron tanto del proyecto como de la construcción de dicha obra, mientras que en las comunicaciones sobre las obras restantes se describían, en general, el Plan Delta. Este Plan, demasiado amplio para describirlo en estas Notas, incluye los proyectos de las obras necesarias para cerrar los pasos entre varias islas, con objeto de evitar inundaciones como la que ocurrió en 1953.

Todas las comunicaciones se presentaron en inglés, siguiendo el principio de que las jornadas de la FIP se celebren en un solo idioma.

### Visitas.

Durante el segundo día, los participantes visitaron las tres obras descritas. Cada una de estas obras es una muestra verdaderamente interesante de ingeniería civil, y mereció la pena el largo viaje realizado hasta su emplazamiento.

El puente de Tiel y las esclusas de Kreekrak estaban todavía en construcción, y se pudieron visitar con detenimiento los talleres de prefabricación y observar las técnicas de montaje, manejo y equipos de transporte de los elementos prefabricados, métodos de hormigonado y otros detalles de tipo práctico.

El puente de Tiel, en el que se han utilizado tirantes de hormigón pretensado, se describirá en una próxima edición de las Notas de la FIP. Es una estructura de hormigón pretensado muy interesante, con un gran vano central de 267 m de luz y pilonos de 50 metros sobre el nivel del tablero.

Las esclusas de Kreekrak están proyectadas para cumplir una misión poco común, la de evitar que el agua salada se mezcle con el agua del lago Zeeuwse; al mismo tiempo, desempeñan la misión normal de las esclusas. Toda el agua salada se cambia mientras que las compuertas permanecen cerradas.

El movimiento vertical del agua salada se lleva a cabo a través de una losa suspendida perforada de hormigón pretensado.

Después de la visita a las esclusas de Haringvliet, terminadas en 1970, los asistentes dieron un paseo en barco por el puerto de Rotterdam, durante el cual se sirvió una cena.

Las jornadas resultaron un éxito, y muchos de los ingenieros asistentes consideraban muy bien empleado el poco tiempo disponible.

## **COMISION DE LA FIP SOBRE "PRACTICA CONSTRUCTIVA"**

Esta Comisión se reunió por primera vez en Dublín, en mayo de 1971. En el programa de trabajo se incluyeron los cinco temas siguientes:

- a) Control del tesado y relación existente entre los alargamientos y flechas observados y los esfuerzos introducidos.
- b) Inyección.
- c) Precauciones que deben tomarse durante el almacenamiento, manejo y colocación de los tendones.
- d) Precauciones contra los efectos de los productos del deshielo en puentes y otras estructuras.
- e) Anclajes al terreno pretensados.

Para estudiar estos temas, el Presidente formó cinco grupos de trabajo, de cinco a diez miembros cada uno. Los grupos han trabajado durante este año para preparar un informe y presentarlo ante todos los miembros de la Comisión.

El 10 de abril de 1972 la Comisión se reunió por segunda vez; a esta reunión se presentaron cinco informes verdaderamente interesantes.

Asistieron 23 personas de 10 países diferentes, y los informes se discutieron desde distintos puntos de vista.

Como resultado de la reunión, a finales de mayo, se distribuyeron los informes a los Grupos Miembros de la FIP acompañados de un cuestionario que deberán contestar dichos Grupos.



Las respuestas una vez revisadas se presentarán en otro pleno de la Comisión, que tendrá lugar a primeros de 1973. Se intenta reunir los cinco informes en una comunicación que se presentará al VII Congreso de la FIP, que se celebrará en Nueva York, en mayo-junio de 1974. Después de la reunión de la Comisión, los asistentes tuvieron ocasión de visitar las obras del nuevo aeropuerto de París, en Roissy-en-France. Esta obra se describió en las Notas de la FIP, núm. 38. Se trata de una estructura circular de 200 m de diámetro, con 11 plantas y una superficie total de 150.000 m<sup>2</sup>. De este edificio salen, en forma de brazos, unos túneles que conducen a los siete edificios satélites, en los que se realizará la carga y descarga del pasaje de los aviones.

Más tarde se visitó el Centro de Ensayos de Estructuras, en donde los asistentes pudieron informarse sobre la serie de experimentos que se está llevando a cabo sobre hormigón armado y pretensado. Entre los ensayos más interesantes figura una serie de seis ensayos sobre vigas en I, proyectadas para pasos elevados. El programa incluye ensayos a torsión y a flexión. Las vigas tienen 17,5 m de luz; hasta el momento de la visita se habían realizado dos ensayos.

### **COMISION DE LA FIP SOBRE "RESISTENCIA AL FUEGO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO"**

Bajo la presidencia del Prof. Karl Kordina la Comisión de la FIP sobre Resistencia al fuego se reunió en Brunswick (Alemania Occidental) el 21 de abril de 1972. Esta reunión se programó durante la semana en la que el Grupo de trabajo ISO sobre resistencia al fuego se reunía también en Brunswick; de esta forma, a la reunión de la Comisión asistió un gran número de expertos.

Se espera que con los avances realizados en esta última reunión se pueda presentar a la próxima un informe sobre "Directrices para el proyecto de elementos estructurales de hormigón armado y pretensado".

Entre las comunicaciones presentadas a la reunión destacan por su interés las siguientes:

"Resistencia al fuego de vigas pretensadas; informe de las últimas investigaciones realizadas por el Comité CUR, en Holanda", por H. Van Tongeren.

"Investigación sobre los efectos del calor en el hormigón, del Imperial College of Science and Technology de Londres", por el Dr. P. J. E. Sullivan.

"Informe sobre valores recomendados de resistencia al fuego", de Checoslovaquia.

### **SIMPOSIO DE LA FIP SOBRE "CORROSION BAJO TENSION"**

El presidente de la Comisión de la FIP sobre "Aceros para pretensado" organizó, en Holanda, en los días 8 y 9 de septiembre de 1971, un simposio para discutir los problemas referentes a la corrosión bajo tensión de los aceros para pretensado.

Los temas principales de este simposio fueron los siguientes:

- a) Características de los aceros especiales para armaduras de pretensado.
- b) Métodos de ensayo y estudio de la corrosión bajo tensión.

La introducción a estos temas la presentó la Comisión danesa "Betonsthal" en el CUR-Report (49), en el que se resumen 63 casos conocidos de desperfectos en el acero de pretensado, debidos posiblemente a corrosión bajo tensión.

Asistieron representantes de 17 países. Una gran mayoría de los asistentes trabaja en plantas siderúrgicas, institutos de investigación y departamentos de obras públicas.

Las comunicaciones y los coloquios demostraron claramente que en la práctica normal no es corriente que se produzca la corrosión bajo tensión. De hecho, sólo en un número limitado de casos se ha demostrado que la causa de la rotura fuese la corrosión bajo tensión de las armaduras, y, en estos casos, el tipo de acero podría haber sido responsable, ya que algunas roturas no pueden ser explicadas en base a los mecanismos conocidos de corrosión bajo tensión.

Muchas de las roturas por corrosión bajo tensión de acero para pretensado pueden ser atribuidas a varios factores, como la calidad del hormigón, influencias ambientales, daños y fallos durante el hormigonado, tesado o inyección.

Aunque el consumo mundial de acero de pretensado ha alcanzado la cifra de 0,5 a 0,7 millones de toneladas al año, el número de accidentes detectados últimamente es muy pequeño. El mejor seguro contra estos accidentes es el control del proceso de construcción.

Finalmente, se consideró que sería muy útil estudiar un tipo económico de revestimiento para proteger al acero contra la corrosión durante la fabricación de los cables y durante las distintas etapas de construcción de las estructuras.

El CUR-Report (49), "Casos de accidentes debidos a la corrosión del acero de pretensado", puede adquirirse en:

Betonvereniging  
Postbox 61  
Zoetermeer (Holanda)

## **CONCESION DE UN "QUEEN'S AWARD" A UNA INDUSTRIA DE PREFABRICACION**

En el Reino Unido se conceden cada año un cierto número de "Queen's Award" a la industria, para premiar las innovaciones tecnológicas, avances en la exportación o actividades análogas. Este año, por segunda vez, se ha concedido uno de estos premios a una ofirma dedicada a la producción de elementos prefabricados de hormigón: la Concrete Ltd.

### **Historia de la evolución del proceso de fabricación**

La sección más económica para elementos de forjado es la I, o sea, la sección de las viguetas metálicas. Si una serie de estos elementos se unen lateralmente, ala con ala, se crea un elemento de mayor anchura con sección aligerada.

En la práctica, tanto desde el punto de vista de la fabricación como del uso, las secciones aligeradas son preferibles a las secciones en I, y por ello, los actuales elementos para forjados tienden hacia aquel tipo de sección.

El problema principal que se plantea en la fabricación de estas piezas consiste en encontrar la forma de moldear los aligeramientos.

Desde 1919, la Concrete Ltd. construye piezas aligeradas. Para la formación de los huecos se utilizaba un tubo de goma hinchado, alrededor del cual se vertía el hormigón; una vez fraguado dicho hormigón se deshinchaba el tubo y se retiraba. Este método, con sucesivas reformas y mejoras ha continuado utilizándose hasta hace poco tiempo.

En el momento actual este proceso presenta serios inconvenientes, ya que la retirada del tubo de goma requiere mucho espacio y trabajo lo que impone limitaciones en las dimensiones de los elementos que se fabrican.

Durante los últimos años se han planteado, tanto en Europa como en América, una serie de máquinas que fabrican las piezas aligeradas sin necesidad del molde interior, pero todas ellas presentan ciertos inconvenientes, que se derivan de la necesidad de cortar con sierra los elementos prefabricados y el gasto suplementario en discos de sierra.

### **Introducción al nuevo método.**

El nuevo sistema consiste en moldear los huecos mediante un encofrado perdido de urea formaldehído. De esta forma, el proceso de fabricación resulta muy simplificado y a la vez se obtienen ventajas muy importantes en el producto terminado.

El método se introdujo en 1970, y la producción de elementos fabricados de esta forma ha aumentado considerablemente desde entonces.

Las ventajas de este encofrado de espuma pueden clasificarse en dos grupos: de fabricación y de estructurales.

### **Fabricación.**

Al no tenerse que retirar el molde o encofrado, el proceso de fabricación resulta muy simple. Además, el nuevo encofrado es menos costoso que el tubo de goma hinchable, ya que éste requiere un mantenimiento constante y hay que repararlo frecuentemente.

Otro punto importante es la ilimitada posibilidad de variación de longitud de las piezas prefabricadas sin necesidad de corte, así como la máxima mecanización del proceso utilizando solamente máquinas muy sencillas.

Se estima que el coste de fabricación es un 15 por 100 menor que con el sistema antiguo.

### **Ventajas estructurales.**

Además de todas las ventajas propias de un encofrado perdido, este tipo ofrece las que se derivan de su ligereza y de su capacidad como aislante acústico.

## **CIMENTACION, A BASE DE HORMIGON PARCIALMENTE PRETENSADO, PARA CINCO MOTORES DE UN TREN DE LAMINACION**

**Por Ir. J. G. Hageman, Holanda**

Se ha construido en Hoogovens Imuiden (Holanda) una losa de 24 m de longitud, con sección en cajón, para cimentación de cinco motores, situados en tres niveles.

El peso total de las máquinas es de 700 Tn y el peso de la losa de cimentación es de 2.100 toneladas.

La frecuencia de los motores varía de 0,5 a 1 ciclos/seg. La frecuencia propia de vibración de la cimentación es de 4 ciclos/seg.

Las cargas más importantes sobre la cimentación se originan cuando se produce un cortocircuito. En este caso pueden originarse impactos o momentos torsores de más de 1.000 m T por motor.

Debido a estas acciones, combinadas con las acciones térmicas, se producen fuertes tracciones en algunas zonas de cimentación, principalmente en los alrededores de los aligeramientos de la losa.

Por tanto, se ha previsto la posibilidad de fisuración de la losa, y para limitar esta posibilidad se ha pretensado parcialmente dicha losa.

Esta cimentación fue visitada por los miembros de la Comisión de la FIP sobre "Cimentaciones de máquinas" durante su estancia en Hoogovens, en noviembre de 1971.

## **MENCIONES DE HONOR**

### **Dr. Ir. G. F. Janssonius.**

El Dr. Ir. G. F. Janssonius, Presidente de la FIP, Ingeniero Jefe de la ciudad de Amsterdam, ha sido investido miembro de la Orden de Orange-Nassau, en el aniversario de la coronación de la Reina Juliana, el 1 de mayo de 1972.

La Orden fue instituida en 1892 y revisada en 1923.

### **Prof. F. Levi.**

El Prof. Franco Levi, Presidente honorario de la FIP y Prof. de la Escuela Politécnica de Turín, ha sido condecorado con la medalla "Gustave Trassenster" del año 1971, por la Asociación de Ingenieros de la Universidad de Lieja (Bélgica). Dicha medalla le ha sido concedida por sus trabajos sobre la teoría del comportamiento elasto-plástico y viscoplastico de los materiales, el cálculo elástico de las láminas delgadas y la teoría y la práctica del hormigón pretensado; y también, como reconocimiento por sus esfuerzos a escala internacional, particularmente en lo concerniente a la publicación de las Recomendaciones Internacionales CEB/FIP para el proyecto y construcción de estructuras de hormigón.

### **Mr. Ben C. Gerwick, Jr.**

En América, la revista *Engineering News Record* ha citado 48 hombres que han sobresalido en la industria de la construcción durante el año 1971; entre ellos se encuentra Mr. Ben C. Gerwick Jr., Vicepresidente de la FIP y catedrático de Ingeniería Civil en la Universidad de California Berkeley (Estados Unidos).

### **Prof. S. Ban.**

El profesor Ban, Presidente de la Comisión de la FIP sobre "Estructuras antisísmicas", es el primer ingeniero que ha ingresado en la Academia Nacional Japonesa.

**Dres. Arthur R. Anderson y Fritz Leonhardt.**

Los Dres. Anderson y Leonhardt han sido nombrados miembros de honor del American Concrete Institute en las 68 Convención Anual de dicho Instituto, celebrada en Dallas, en marzo de 1972. Dicho título se concede a personas que han prestado relevantes servicios profesionales al Instituto y a la industria del hormigón.

### **TORRE DE COMUNICACIONES CONSTRUIDA CON PIEZAS PREFABRICADAS DE HORMIGON PRETENSADO**

La utilización de elementos pretensados de sección en T es cada día mayor. La torre de comunicaciones de Idaho (Estados Unidos) ha sido construida con cinco elementos de 32,6 m de longitud, hincados 2,1 m en el terreno.

La sección de la torre es un pentágono con las almas de las piezas dirigidas hacia el exterior. En las alas de las cinco piezas se han realizado unas muescas para favorecer el aspecto estético de la torre.

### **REACTOR NUCLEAR EN HORMIGON PRETENSADO**

El aumento de tamaño de los reactores nucleares está encareciendo su construcción con acero soldado.

El uso del hormigón pretensado en los edificios del reactor nuclear, de los generadores de vapor y del sistema de refrigeración de las centrales nucleares, aumenta constantemente.

Un ejemplo reciente es la central nuclear de Michigan (U.S.A.), de 845 megawattios de capacidad. El edificio principal tiene 60 m de altura y 37,5 m de diámetro. En el pretensado de las paredes y la cúpula de este cilindro se han utilizado 867 tendones no adherentes.

### **PROXIMAS REUNIONES DE LA FIP**

El VII Congreso de la FIP se celebrará en Nueva York del 26 de mayo al 1 de junio de 1974. El programa de este Congreso se publicará a finales del año actual. Los *stands* para la exposición están prácticamente vendidos, pero quienes estén interesados en dicha exposición pueden dirigirse a Mr. Gale Spowers, Prestressed Concrete Institute, 20 North Wacker Drive, Chicago, Illinois 60606 (U.S.A.)

Se comunica que, como en los anteriores Congresos, los participantes pueden contribuir con sus comunicaciones y también proyectar películas relacionadas con la construcción en hormigón.

Para los participantes y sus esposas, la FIP organizará vuelos *charters* desde las principales capitales de Europa.

En los próximos números de las Notas de la FIP se publicarán más detalles sobre este Congreso.

## PROXIMAS REUNIONES INTERNACIONALES

### Año 1973

3-9 marzo, Atlanta City (Estados Unidos): Convención Anual del ACI. Información: American Concrete Institute. PO Box 4754 Reford Station. 22400 West Seven Mile Road. Detroit, Michigan, 48219 (U.S.A.).

13-15 junio, Berna (Suiza): PIARC, Segundo Simposio Europeo sobre Carreteras de Hormigón. Información: Secretaría General del Segundo Simposio Europeo sobre Carreteras de Hormigón, 2 rue St. Charles, 75 París 15<sup>e</sup> (Francia).

18-23 junio, Kielce (Polonia): IASS, Simposio sobre Estructuras Espaciales Industrializadas. Información: Secretaría del Comité Organizador Institute of Fundamental Technological Research, Polish Academy of Sciences, Swietokrzyska 21, Warszawa 1 (Poland).

\* \* \*

Durante la reunión del ASCE sobre Ingeniería Estructural que se va a celebrar en San Francisco del 9 al 13 de abril de 1973, tendrán lugar dos sesiones técnicas sobre: "Efectos del medio ambiente y las condiciones climáticas en el comportamiento resistente del hormigón".

Estas sesiones serán organizadas por el Comité ASCE-EHD sobre "Propiedades de los materiales".

## NUEVAS PUBLICACIONES

Publicaciones SP 29 y SP 30, del ACI.

### SP 29: "Hormigón ligero".

En 1967 el Comité 213 del ACI publicó el libro *Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete*.

En 1970 se celebró un Simposio sobre el tema "Hormigón ligero. Un material de construcción experimentado"; los *proceedings* de este Simposio se publican en el nuevo libro SP 29.

Esta publicación consta de dos partes; la primera sobre la utilización del hormigón ligero como material estructural y la segunda sobre hormigones celulares y aislantes.

La primera parte contiene las descripciones de determinadas estructuras, entre las que se encuentra el edificio Plaza, de 217 m de altura, y algunos artículos sobre control de calidad.

En la segunda parte se describen algunas piezas prefabricadas con hormigón de baja densidad y elementos estructurales contruidos *in situ*; también hay algunas comunicaciones sobre las propiedades mecánicas del hormigón celular y su resistencia al fuego.

### SP 30: "Fisuración, flecha y carga de rotura en las losas de hormigón".

En este volumen se incluyen las comunicaciones presentadas en el Simposio sobre "Fisuración, flecha y carga de rotura en las losas de hormigón", celebrado durante la Convención Anual del ACI en 1971.

El contenido del libro puede dividirse en tres partes:

1. Utilidad del control de la fisuración en las losas nervadas en una y dos direcciones.
2. Esfuerzo cortante y reparto de momentos en las zonas de apoyos y en las de concentración de cargas.
3. Capacidad última de las losas de hormigón considerando los efectos de membrana y arco.

### **FISURACION Y DEFORMACIONES EN LAS VIGAS DE HORMIGON PARCIALMENTE PRETENSADO**

El Technical Report 42.465, de la Cement and Concrete Association, trata de la teoría de la fisuración de las vigas de hormigón parcialmente pretensado. Se han realizado 16 ensayos sobre vigas de 5,20 m de longitud y 400 mm de canto, unas de sección rectangular y otras de sección en T. De estas últimas, dos eran totalmente pretensadas y las restantes se proyectaron para un momento de fisuración igual a 1/2 del momento de rotura.

En los ensayos se estudió la relación entre momentos y curvaturas y la abertura de fisuras bajo cada carga.

El informe da fórmulas para el cálculo de las deformaciones y curvaturas de los elementos solicitados a flexión.

El estudio sobre abertura de fisuras demuestra que la teoría propuesta en el informe para el armado de elementos estructurales que trabajan a flexión, se puede aplicar a las piezas pretensadas.

Los autores del informe son los Sres. A. W. Beeby, E. Keyder y H. P. J. Taylor. Puede adquirirse, al precio de 1 libra esterlina, escribiendo a:

Cement and Concrete Association.  
Publication Orders.  
Wexham Springs.  
Slough SL3 6PL, England.

### **A GUIDE TO THE BRITISH STANDARD CODE OF PRACTICE FOR PRESTRESSED CONCRETE CP 115 (con un apéndice en unidades SI) (\*)**

El tan discutido nuevo British Unified Code no ha sido publicado aún, y hasta que aparezca, el CP 115 puede considerarse como norma.

Esta guía, cuyos autores son F. Valley y S. C. C. Bate, puede adquirirse al precio de 2 libras esterlinas, dirigiéndose a la Cement and Concrete Association.

---

(\*) NOTA DE LA REDACCIÓN. — Este libro ha sido distribuido recientemente por la A.T.E.P.

## **HORMIGON LIGERO**

El Expanded Shale, Clay and Slate Institute ha publicado un folleto sobre la historia, aplicaciones y coste del hormigón ligero.

Históricamente se ha progresado mucho desde la construcción de los primeros barcos de hormigón ligero, en la primera guerra mundial, hasta las modernas técnicas de construcción de rascacielos. En el folleto se reconoce que los grandes progresos en hormigón ligero se han realizado en los últimos diez a quince años. Los problemas que planteará la construcción de los edificios, ciudades y vías de comunicación del futuro, se resolverán en gran parte utilizando hormigón ligero.

Para más información sobre este tema puede escribirse a:

Expanded Shale Clay and Slate Institute.  
National Press Building.  
Washington DC., U.S.A.

## **"PROCEEDINGS" DEL V CONGRESO CIB, PARIS-VERSALLES, JUNIO 1971**

En el V Congreso CIB, en 1971, 1.100 participantes de 48 países, pasaron revista al estado de la investigación y al desarrollo de varios sectores de la industria de la construcción.

Se trataron varios temas, entre ellos la contribución de la ciencia a la industria de la construcción, viviendas económicas, etc.

El volumen 1 contiene las comunicaciones y el volumen 2 los informes.

Puede obtenerse más información escribiendo a:

C.S.T.B.  
4 avenue du Recteur-Poincaré.  
(75) París 16 (Francia).

## **"PROCEEDINGS" DEL SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE HORMIGON PRETENSADO**

El volumen 1 de los *proceedings* del Simposio Internacional sobre tuberías, postes y reactores nucleares de hormigón pretensado, celebrado en Madras (India) del 14 al 16 de febrero de 1972, puede adquirirse dirigiéndose a:

Mr. Zacharia George.  
Secretary Organising Committee of the Symposium.  
CSIR Campus.  
Madras 20 (India).



## **CURSOS SOBRE HORMIGON**

La Cement and Concrete Association ha editado un folleto con los programas de todos los cursos que se celebrarán en el período septiembre 1972-julio 1973, en el Training Centre de dicha asociación.

Este folleto puede adquirirse en:

The Registrar.  
Conference and Training Centre.  
Fulmer Grange, Fulmer.  
Slough SL2 4QS, Inglaterra.

Uno de los cursos más interesantes que se anuncian en dicho folleto es el Advanced Concrete Technology, de seis semanas de duración, dividido en dos períodos de tres semanas, con el que puede obtenerse, mediante un examen, el diploma de la City and Guilds London Institute en Advanced Concrete Technology.

Este curso se celebrará entre el 30 de abril y el 18 de mayo, y del 12 al 30 de noviembre de 1973. Los exámenes empezarán el 3 de diciembre de 1973. El plazo de inscripción termina el 10 de enero de 1973.

Traducido por C. PITA.

Revisado por J. JÓDAR.

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

## **V. P. - 71**

### **Recomendaciones para la Fabricación de Viguetas Autorresistentes y Semi- rresistentes de Hormigón Pretensado**

#### **Anejo: Recomendaciones para la Fabricación de Viguetas con Piezas Cerámicas**

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 otras que se iniciarán en breve: "Viguetas mixtas", "Paneles de grandes dimensiones", etc.

La instrucción V.P.-71 se compone de tres documentos bien delimitados:

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

Un volumen de 122 páginas, encuadernado en rústica.

Precios: España, 300 pesetas; extranjero, \$ 6.

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.





**asociación técnica  
española del pretensado**