



asociación técnica
española del pretensado

hormigón y acero n. 98



4821

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA
DEL CEMENTO
CHAMARTIN
0-16

HORMIGÓN

y acero

n. 98

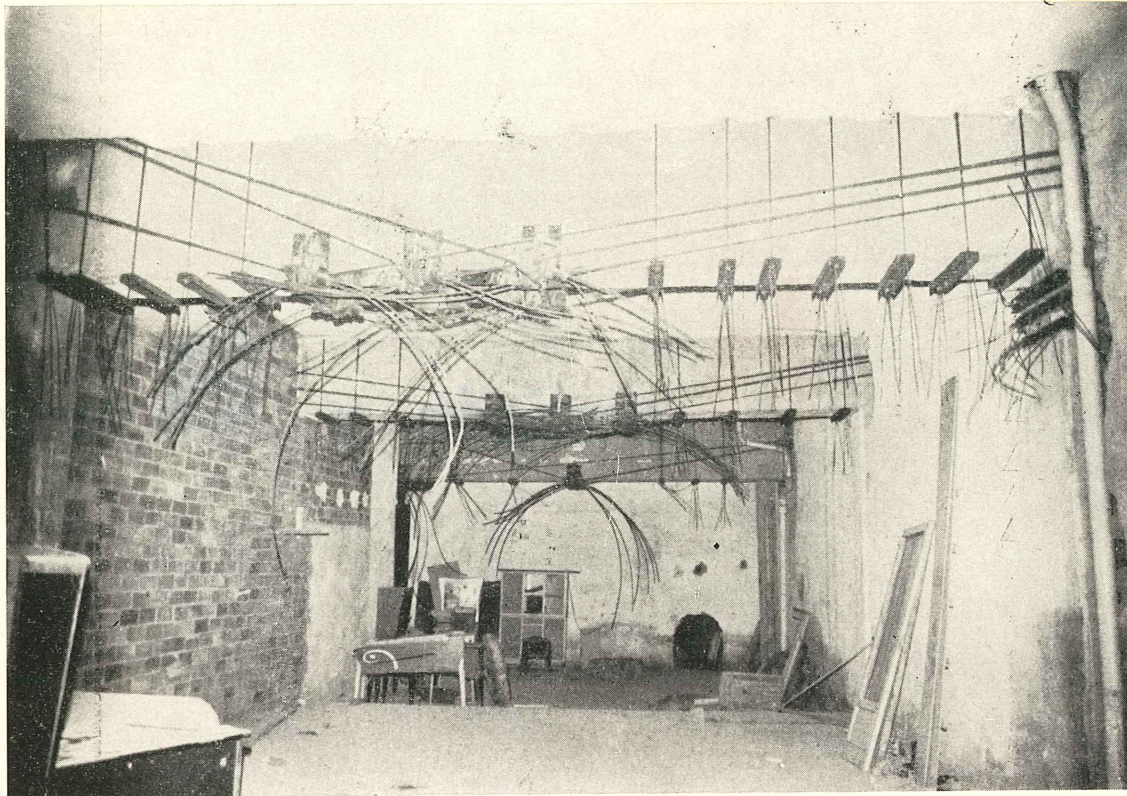
hormigón **y** **a**cero

n. 98

1.º trimestre 1971

procedimientos

Barredo



REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON

- Sistemas Barredo y Multi-B de hormigón postesado
- Cimbras para lanzamientos de vigas

Raimundo Fernández Villaverde, 45 - Teléfono 233 03 00 - MADRID - 3

asociación técnica española del pretensado

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

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

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

hormigón y acero n. 98

índice

Páginas

Resumen de actividades de la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1970. 7

Résumé des activités de l'Association Technique Espagnole de la Précontrainte, au cours de 1970.
Summary of the activities of the Spanish Technical Association of Prestressed, during 1970.
R. Piñeiro.

457-8-37 Ensayos de flexocompresión esviada de secciones rectangulares de hormigón pretensado 23

Essais de flexocompression déviée des sections rectangulaires en béton armé.
Compression and skew bonding test of rectangular sections of reinforced concrete.
J. Marfínez Calzón, F. Morán y A. Verde.

457-8-38 Ensayo indirecto de tracción en probetas cilíndricas de hormigón. 101

Essai indirect de traction sur des éprouvettes cylindriques en béton.
Indirect tensile test in concrete cylindrical specimens.
J. Vargas N.

457-9-19 Nota al cálculo de esfuerzos en tableros de puentes 115

Notes au calcul des efforts dans les tabliers des ponts.
Notes over stress analysis for bridges's slabs.
A. Samartín Quiroga.

628-0-30 La relajación del acero y la seguridad de las obras pretensadas. 137

La relaxation de l'acier et la sécurité des ouvrages précontraints.
Steel relaxation and the safety of prestressed concrete structures.
J. Betanzos y J. I. Orbeago.

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

PORTADA: Naves industriales de INTELHORCE, Málaga.

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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
AGUSTI, S. L. — Gerona.
ARION, S. A. — Barcelona.
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
BAGANT. — Castellón.
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Madrid.
BUTSEMS, S. A. — Valencia.
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA. — Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S. A. — Madrid.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
CIMACO, S. A. — Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid.
CIA. DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — HIDROCIVIL. — Madrid.
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao.
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUPRE. — Valladolid.
DIREC. GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS.—MINIST. DEL EJERCITO.—Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.
EDES, S. A. — Madrid.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A.— Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE CONSTRUCCION. — EXCO. — Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.

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

REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Madrid.
 ROSADO, S. A. — Cáceres.
 RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
 S. A. E. M. — Valencia.
 SAINCE. — Madrid.
 SALTOS DEL SIL, S. A. — Madrid.
 SECOTEC. — Madrid.
 SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
 SIKA, S. A. — Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
 SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS,
 SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).
 SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES. — OBRASCON. — Córdoba.
 TAU CENTRO, S. A. — Madrid.
 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.
 VIAS Y OBRAS PROVINCIALES. — San Sebastián (Guipúzcoa).
 VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).
 VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.
 VIGUETAS BORONDO. — Madrid.
 VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla.
 VIGUETAS FERROLAND, S. A. — Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).
 VIGUETAS NUÑEZ. — Salamanca.

EXTRANJERO

CACERES & PIAGGIO, CONTRATISTAS GENERALES, S. A. — Lima (Perú).
 EMPRESA DE CONSTR. CIVIS E INDUSTRIAIS, LDA. — Lourenço Marques (Mozambique).
 ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Univ. Católica de Valparaíso. Valparaíso (Chile).
 FACULTAD DE INGENIERIA (BIBLIOTECA). — Buenos Aires (Rep. Argentina).
 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 ANVENTION. — Londres (Inglat.).
 UNIVERSIDAD DE CHILE. — AREA DE ARTE Y TECNOLOGIA (Departamento Tecnológico). — Valparaíso (Chile).
 UNIVERSIDAD MAYOR SAN ANDRES — FACULTAD DE INGENIERIA. — La Paz (Bolivia).
 UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO (BIBLIOTECA). — Mayaguez (Puerto Rico).

resumen de actividades de la asociación técnica española del pretensado durante el año 1970

R. PIÑEIRO

Vocal Secretario de la A. T. E. P.

Abrimos este número 98 de nuestra Revista, primero del actual año 1971, con el acostumbrado resumen de las principales actividades desarrolladas por la Asociación durante el año que acaba de terminar. El próximo mes de junio se cumple el vigésimo segundo aniversario de la Asociación. Veintidós años ya de ininterrumpida y siempre creciente actividad en pro del desarrollo y mayor difusión de la técnica del pretensado. Todo un historial, un limpio y brillante historial de una labor fecunda de carácter estrictamente científico y ajena por completo a todo interés de índole comercial. En el artículo segundo de nuestros Estatutos se establece que "el fin que persigue esta Asociación es fomentar los progresos de todo orden referentes a la técnica del pretensado, colaborando al desarrollo técnico y social del país dentro del campo específico de esta rama de la construcción". Y al cumplimiento estricto de este objetivo hemos procurado ajustar siempre nuestra conducta prescindiendo totalmente, no ya de cualquier afán de lucro, en el que ni siquiera se ha llegado a pensar nunca, sino incluso de toda consideración económica encaminada a tratar de nivelar el presupuesto de gastos, lo que, desde cualquier punto de vista, estaría plenamente justificado. Cualquiera que lo piense un poco, fácilmente puede comprender que las cuotas que se cobran no hay posibilidad de cubrir los gastos ocasionados por los servicios que se prestan. ¿Cómo puede entonces subsistir la Asociación? Todos lo sabéis. Gracias a la inapreciable y desinteresada ayuda de todo orden que año tras año nos viene concediendo el *Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento*. El Instituto, interesado por un lado en procurar el mayor desarrollo en nuestro país de todas las técnicas de la construcción y consciente, por otro, de la eficacia de la labor que viene desarrollando la Asociación desde el inicio de sus actividades en el ya lejano 1949, no sólo le presta sus locales, su organización, su personal, sus servicios, etc., sino que anualmente contribuye con una sensible aportación económica, gracias a la cual se logra la necesaria nivelación de presupuestos. Es, por tanto, únicamente contando con esta generosa colaboración como la A.T.E.P. puede disponer de todo lo preciso para el desarrollo de sus actividades. Aunque estos hechos no constituyen ningún secreto, bueno es recordarlos de vez en cuando para que en ningún momento olvidemos que la deuda de gratitud que con el Instituto tenemos contraída nunca podremos saldarla. Y ello nos obliga no sólo a guardarle todas las consideraciones que se merece y a concederle cuantos privilegios podamos, sino también a procurar, poniendo en ello todo nuestro esfuerzo, que la

labor realizada sea cada día más eficaz, para que nunca pueda sentirse defraudado y lamentar la confianza que en nosotros tiene depositada.

Para los nuevos miembros de la A.T.E.P. (los antiguos ya conocen nuestras costumbres) aclararemos que es normal abrir el número de nuestra Revista correspondiente al primer trimestre de cada año, con una breve nota en la que se resumen las principales actividades desarrolladas por la Asociación durante el año anterior. El objetivo perseguido con esta nota no es otro que dejar constancia de la labor realizada y, hablando con la confianza y sinceridad que estimamos deben presidir siempre todas las relaciones entre los asociados, felicitarnos mutuamente por los éxitos conseguidos y exponer claramente las deficiencias observadas e incluso los fracasos, cuando los haya, para, entre todos, procurar subsanarlos en posteriores actuaciones.

Por fortuna, en la constante marcha ascendente de la Asociación, son muy pocas las veces en las que nos hemos visto forzados a tener que cumplir con la siempre desagradable obligación de formularnos alguna reconvencción, algún reproche. Por el contrario, el apoyo, la amable y valiosa colaboración de todos los asociados, sólo plácemes merece, y no puede, por tanto, extrañar que en cuantas acciones emprendemos lo normal es que los resultados obtenidos sean totalmente satisfactorios.

Y una vez hecha esta aclaración, ¿cuáles han sido los hechos más destacados en la vida de la Asociación a lo largo de 1970? Varios son los que, en el momento de efectuar este repaso, acuden a nuestra memoria. Pero puestos en el trance de tener que seleccionar algunos para dedicarles un comentario especial, elegiremos los siguientes:

REORGANIZACION DE LOS ORGANOS DE GOBIERNO DE LA A.T.E.P.

En virtud de lo dispuesto en los nuevos Estatutos de la Asociación, aprobados por resolución de 13 de agosto de 1969, de la Dirección General de Política Interior y Asistencia Social, del Ministerio de la Gobernación, previo informe favorable de la Dirección General de Seguridad, se procedió a la elección, mediante votación entre todos los asociados, de los once miembros que habrían de formar la Junta de Gobierno. Como resultado del escrutinio público de las 415 papeletas recibidas, celebrado el 16 de abril, salieron elegidos, por una amplia mayoría, los siguientes señores citados por orden alfabético:

ARREDONDO VERDÚ, Francisco.

BARREDO DE VALENZUELA, Ricardo.

BENITO HERNÁNDEZ, Carlos.

CALAVERA RUIZ, José.

CASSINELLO PÉREZ, Fernando.

FERNÁNDEZ CASADO, Carlos.

FISAC SERNA, Miguel.

PIÑEIRO ABRIL, Rafael.

POZO FRUTOS, Florencio del.

TERRADAS VÍA, Roberto.

TORROJA CAVANILLAS, José Antonio.

Es digno de destacar que la nueva Junta queda así integrada por los miembros que componían la Comisión Permanente de la antigua Asociación Española del Hormigón Pretensado, más el Sr. Calavera, con el que se completa el número de once Vocales de la

Junta, necesarios de acuerdo con los Estatutos vigentes. Este resultado es muy satisfactorio para los señores Vocales de la antigua Comisión Permanente, ya que su reelección debe interpretarse como una aprobación a la labor que habían venido realizando.

Conforme también a lo previsto en los Estatutos, en la primera reunión celebrada por la nueva Junta de Gobierno, se procedió a la designación de los cargos directivos. Por unanimidad se aprobaron los siguientes nombramientos:

Presidente de la A.T.E.P. y de su Junta de Gobierno: CASSINELLO, Fernando.

Vicepresidente de la A.T.E.P. y de su Junta de Gobierno: TORROJA, J. Antonio.

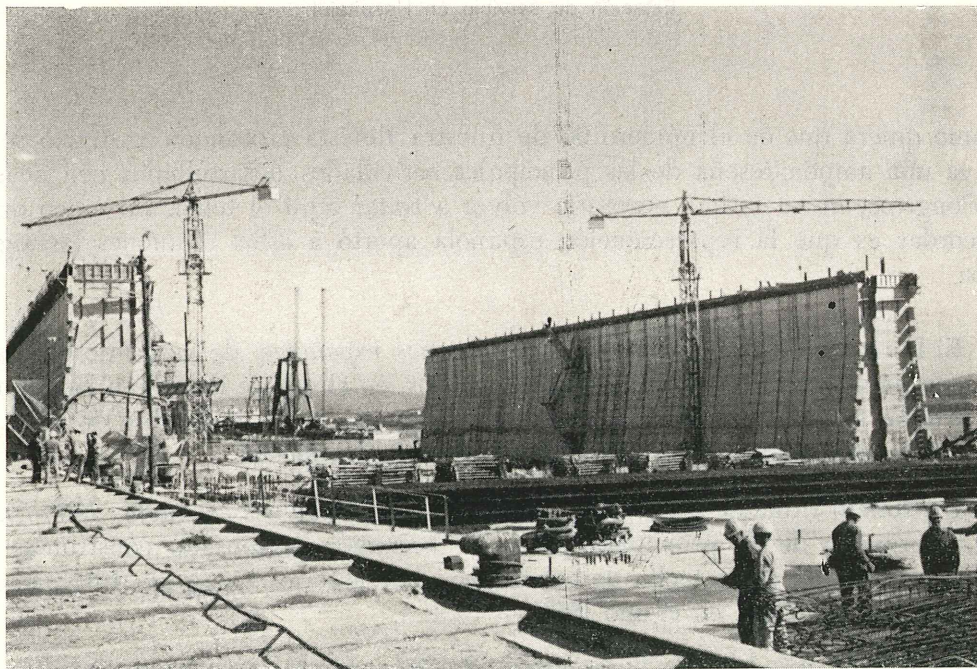
Secretario de la A.T.E.P. y de su Junta de Gobierno: PIÑEIRO, Rafael.

Tesorero de la A.T.E.P. ARREDONDO, Francisco.

Finalmente, debe también hacerse constar que, de acuerdo a lo dispuesto en el artículo adicional de los Estatutos, la Junta de Gobierno elegida se dirigió a la Dirección del Instituto Eduardo Torroja, agradeciéndole, en primer lugar, la inapreciable ayuda que hasta entonces había venido prestando a la Asociación y solicitándole la necesaria autorización para que la A.T.E.P. pudiera seguir manteniendo con dicho Centro el mismo grado y profundidad de vinculaciones que anteriormente existía entre ambos.

Esta petición fue discutida en la sesión celebrada, el 27 de mayo de 1970, por el Consejo Técnico-Administrativo del Instituto y en ella se acordó "seguir prestando a la Asociación la misma ayuda y colaboración que hasta entonces le había venido concediendo y expresarle sus mejores deseos de que siga realizando su labor con gran éxito".

Ya se ha indicado a cuánto nos obliga este compromiso,



Dique seco de El Ferrol.

VI CONGRESO INTERNACIONAL DE LA F.I.P.

Este ha sido, sin duda alguna, el acontecimiento más importante durante el año 1970, dentro del campo de actividades internacionales relacionadas con la técnica del pretensado. Su celebración tuvo lugar, en Praga, durante la primera quincena de junio. Entre participantes y acompañantes fueron 2.300 las personas que asistieron al Congreso, cifra nunca alcanzada hasta entonces, y de ellas 52 eran españoles.



Estación de servicio en Hospitalet.

Como quiera que en el número 96 de nuestra Revista *HORMIGÓN Y ACERO* se ha incluido ya una amplia reseña de las principales actividades desarrolladas con ocasión de dicho Congreso, no se estima necesario volver a tratar aquí el tema. Lo único que interesa recordar es que la representación española aportó a estas reuniones los siguientes trabajos:

- El libro *Hormigón pretensado. Realizaciones españolas*, de cerca de 600 páginas, con numerosas fotografías, láminas y planos, en el que se describen las obras construidas en nuestro país, en hormigón pretensado, hasta diciembre de 1968. A esta publicación dedicaremos después un comentario especial.
- Un folleto titulado *Hormigón pretensado. Realizaciones españolas 1966-70*, con la descripción de las principales obras de hormigón pretensado construidas en España a partir de la fecha de celebración del anterior Congreso Internacional de la F.I.P., en París, en el año 1966.
- La versión española de la propuesta de “Recomendaciones internacionales C.E.B.-F.I.P. para el cálculo y la ejecución de obras de hormigón”.

- Dos comunicaciones técnicas. Una, del Sr. Fernández Casado, titulada “La construcción de puentes de tramos rectos, en voladizos sucesivos, mediante dovelas prefabricadas”, y otra, del Sr. Kraemer, sobre “Proyecto, construcción y comportamiento de pavimento de hormigón pretensado en la carretera nacional II (Madrid-Barcelona)”.

Además, el Sr. Fernández Casado presentó el informe del grupo español sobre los principales puentes construidos desde 1966; el Sr. Cassinello, el informe relativo a “Estructuras de edificios”, y el Sr. Torroja el correspondiente a “Otros tipos de estructuras”.

Es de justicia señalar que las aportaciones del grupo español al Congreso tuvieron una acogida muy favorable y que, en general, este Congreso ha resultado realmente interesante desde el punto de vista técnico. Quizá, entre los diversos logros alcanzados, deba destacarse la aprobación de las “Recomendaciones internacionales para el cálculo y la ejecución de estructuras de hormigón” por su excepcional importancia y la trascendencia que indudablemente habrá de tener para el futuro desarrollo de la técnica del hormigón pretensado. Sobre este particular recomendamos a nuestros asociados la lectura del artículo del Profesor Franco Levi, publicado en el número 97 de HORMIGÓN Y ACERO.

PUBLICACION DEL LIBRO “HORMIGON PRETENSADO. REALIZACIONES ESPAÑOLAS”. Mayo 1970

Como ya se ha indicado, queremos dedicar un comentario especial a este tema. Creemos que merece la pena. En el resumen de las actividades de la Asociación durante 1969, publicado en el número extraordinario 94-95 de HORMIGÓN Y ACERO, se destacaba el extraordinario esfuerzo que había supuesto la preparación de este libro y nuestra confianza en que, cuando se pusiese a la venta, habría de tener una acogida muy favorable. Afortunadamente, la realidad ha venido a confirmar plenamente nuestras esperanzas. Conforme a lo previsto, el volumen ha sido distribuido, no sólo en España, sino también en el extranjero. Se ha enviado a los participantes en los Simposios de la F.I.P. en Madrid, a los delegados que asistieron al Congreso Internacional de Praga y a los presidentes de los diversos grupos nacionales integrados en la Federación Internacional. En nuestros archivos conservamos gran número de cartas, francamente elogiosas, felicitándonos por esta publicación. Análogo éxito ha tenido su distribución en nuestro país. Esto constituye para nosotros una gran satisfacción y el mejor premio que podíamos desear por el trabajo realizado. El objetivo perseguido: “dar publicidad y difusión a nuestra técnica, a nuestras realizaciones, etc., y reunir en un volumen todos los datos relativos a cuanto se ha hecho en España en el campo del pretensado”, ha sido plenamente cubierto. Pero ello nos ha planteado un problema económico que aún tenemos sin resolver. El presupuesto de esta publicación excedía, con mucho, a nuestras posibilidades. En consecuencia, se pidió ayuda a los más directamente interesados en el tema, los cuales se comprometieron a aportar las cantidades necesarias para sufragar estos gastos extraordinarios. Por una serie de circunstancias que, de acuerdo con el léxico actualmente de moda, podríamos calificar de coyunturales, algunas de las aportaciones prometidas han resultado sensiblemente disminuidas y otras todavía no han podido ser hechas efectivas. En definitiva, en estos momentos tenemos contraída una importante deuda con la imprenta, que es preciso saldar cuanto antes. Al principio hemos dicho que el objeto fundamental de este “resumen de actividades” era comentar, con toda sinceridad, los sucesos acaecidos durante el año anterior,

y no sólo los favorables, sino también los desfavorables para, entre todos, tratar de solucionarlos. De acuerdo con este criterio, no hemos dudado en plantear este problema que, de momento, nos preocupa, pero que estamos seguros que, como tantos otros, acabará resolviéndose satisfactoriamente, con vuestra colaboración. Para ello bastará con que, cuando las circunstancias se normalicen, los que aún no han ingresado su prometida aportación, lo hagan; los que la han abonado sólo en parte, la completen, y aquellos miembros de la A.T.E.P. que aún no poseen el libro, lo compren. No dudamos de que así ha de ocurrir.

Y ahora, una vez terminados los comentarios a estos puntos que, como más destacados, teníamos interés en tratar de un modo especial, haremos como siempre una rápida reseña de las principales actividades desarrolladas durante el pasado año 1970.

1. Reuniones públicas organizadas por la Asociación.

Todos estamos de acuerdo en el interés de estas reuniones y en lo eficaces que resultan para la mejor difusión de nuestra técnica. Pero también lo estamos en que, cada día, el trabajo es más agobiante y, por consiguiente, más difícil disponer del tiempo necesario para preparar una conferencia. Si a esto se añade que con la celebración de la VI Asamblea Técnica Nacional de la Asociación, en noviembre de 1969, y el VI Congreso Internacional de la F.I.P., en junio del 70, prácticamente se habían tratado y agotado todos los temas de actualidad, se comprenderá que no ha resultado nada fácil conseguir las colaboraciones precisas para el desarrollo de un programa de conferencias análogo a los desarrollados en años anteriores. No obstante, se han podido celebrar las siguientes:

11 de febrero. — Conferencia en Costillares por el ingeniero D. Carlos Barredo, sobre "Los nuevos elementos de Procedimientos Barredo". Fue ilustrada con numerosas diapositivas.

11 de marzo. — El Dr. Arquitecto D. Miguel Fisac pronunció, en la Escuela Técnica

Sr. Fisac.

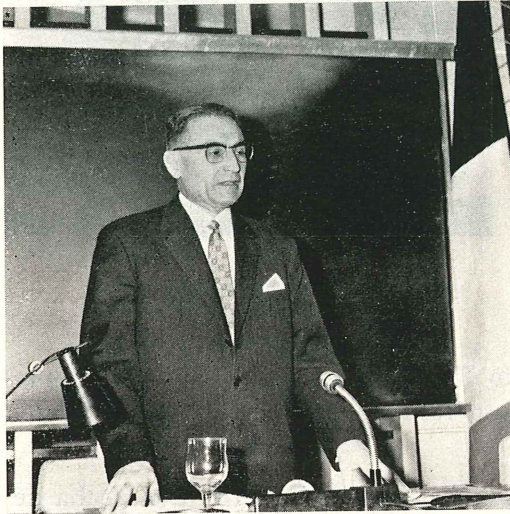


Sr. Barredo.



Superior de Arquitectura de Sevilla, una conferencia titulada: "Soluciones arquitectónicas en hormigón pretensado", durante la cual se proyectaron también varias diapositivas.

7 de abril. — En el Colegio Oficial de Arquitectos de Cataluña y Baleares, en Barcelona, el ingeniero belga Azarius Dobruszkes, con el auxilio de interesantes diapositivas, expuso el tema "Técnica y aplicaciones de la viga Preflex".



Sr. Dobruszkes.



Sr. Cassinello.

8 de abril. — El citado Sr. Dobruszkes repitió su conferencia en Madrid, en los locales del Instituto Eduardo Torroja, en Costillares.

10 de abril. — En colaboración con la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de Bilbao, y en los locales de dicha Escuela, se organizó una reunión pública en la cual el Sr. Dobruszkes repitió la conferencia ya pronunciada en Barcelona y Madrid. El



Sr. Fernández Casado.



Sr. Kraemer.



Sr. Torroja.

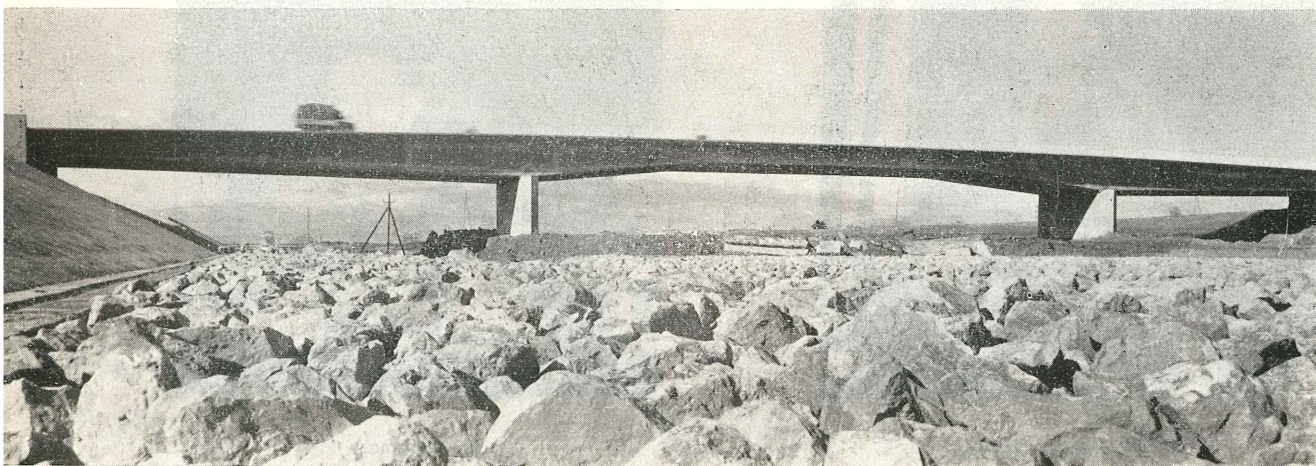


Sr. Kelterborn.

conferenciante fue presentado por el Dr. Arquitecto D. Fernando Cassinello, Presidente de la A.T.E.P., quien, a modo de introducción, expuso resumidamente el fundamento del sistema Preflex.

26 de junio. — Con motivo del VI Congreso Internacional de la F.I.P. que acaba de celebrarse en Praga (Checoslovaquia), la Asociación organizó, en Costillares, una reunión pública con el objeto de informar a los miembros de la A.T.E.P. sobre el desarrollo de dicho Congreso y, especialmente, sobre los diferentes trabajos y publicaciones presentados por el grupo nacional español al mismo. En esta reunión intervinieron los Sres. Cassinello, Fernández Casado, Kraemer y Torroja. Después se entabló un animado coloquio comentando las diversas incidencias del Congreso y, finalmente, se proyectó una película sobre el acueducto de Loriguilla, presentada por el Ingeniero D. Rafael Barredo, quien destacó los detalles ejecutivos de mayor interés en dicha obra, en cuya construcción había colaborado. Dada la variedad, interés y actualidad de las distintas intervenciones, el acto resultó muy del agrado de todos los asistentes.

Plan Sur de Valencia. Puente de la carretera de Silla.



Autopista Barcelona-La Junquera. Puente sobre el río Ter y dos pasos superiores.



17 de noviembre. — El Ingeniero diplomado ETH Sr. Kelterborn, Director de Investigación Técnica de “Sika Internationale”, de Suiza, pronunció en español una conferencia sobre el tema “La unión de elementos prefabricados de hormigón mediante resinas epoxi”, ilustrada con numerosas diapositivas y la proyección de una película sobre la construcción del viaducto de Chillon. El acto se celebró en los locales del Instituto Eduardo Torroja. Por el interés del tema tratado y a petición de varios miembros de nuestra Asociación que no pudieron asistir a la reunión, el texto de esta conferencia será publicado en uno de los próximos números de HORMIGÓN Y ACERO.

Y estas han sido las reuniones organizadas durante el pasado año. Esperamos vuestra colaboración durante 1971. Son muchas las obras pretendidas que se están realizando. Cada una, con sus peculiaridades y sus problemas, tendrá algo que merezca ser comentado y dado a conocer. Cuantos lo deseen, no tienen más que dirigirse a la Secretaría de la Asociación indicando el tema que les gustaría tratar y proponiendo una fecha para su intervención. Ya nos encargaremos nosotros de organizar todo lo demás.

2. Publicaciones.

Después de varios años durante los cuales los sucesivos números de HORMIGÓN Y ACERO, han venido publicándose con sensible retraso debido a diversas causas que en anteriores ocasiones ya hemos comentado, se ha logrado alcanzar su normalidad y, como habéis podido comprobar, los últimos números se han distribuido dentro de su plazo. Era este un problema que nos tenía realmente preocupados y que, por todos los medios, tratábamos de solucionar. Por fortuna nuestros esfuerzos han dado su fruto y, una vez puestos ya de nuevo al día, confiamos en poder mantener en el futuro la regularidad en la sa-

lida de nuestra Revista. Sinceramente, el haber conseguido eliminar este retraso, que a todos nos perjudicaba, constituye para nosotros una verdadera satisfacción. Una vez más, hemos de agradecer vuestra comprensión y benevolencia.

Durante 1970 se ha publicado un número extraordinario, 94-95, correspondiente a los dos primeros trimestres, en el que se recogen los textos de todas las comunicaciones presentadas a la VI Asamblea Técnica Nacional de la Asociación, celebrada en Valencia en noviembre de 1969. Posteriormente se distribuyó el número 96 (tercer trimestre) y, finalmente, el 97 (cuarto trimestre), repartido durante los primeros días del presente año. Los índices de dichos números son los que a continuación se detallan:

NUMERO EXTRAORDINARIO, 94-95. Primero y segundo trimestre de 1970:

- Resumen de las actividades de la Asociación Española del Hormigón Pretensado durante el año 1969, por R. Piñeiro.
- VI Asamblea Técnica Nacional de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, Valencia, 18 a 21 de noviembre de 1969. Informe general, por R. Piñeiro.
- Discurso inaugural, por F. Cassinello.
- “Informe general sobre el tema I: Aceros”, por F. del Pozo.
- “Fabricación de cordones para armaduras de hormigón pretensado”, por F. J. Jiménez Atienza.
- “Alargamiento y límite elástico de los aceros. Normalización”, por J. I. Orbeago y J. Betanzos.
- “Consideraciones generales sobre prefabricación”, por M. Moneo.
- “Apoyo de forjados sobre viguetas metálicas”, por A. Puerta.
- “Aplicaciones del pretensado en edificación”, por J. B. Ripoll.
- “El forjado Spiroll”, por R. Romero.
- “Mejoras en la construcción de losas para puentes y nuevo tipo de cubierta”, por H. Trigueiros.
- “Forjados de hormigón pretensado”, por F. Cassinello.
- “La contribución de las vigas preflex para la realización de forjados de gran luz y canto pequeño”, por C. Alvarez.
- “Aspectos estructurales de la industria del hormigón pretensado”, por L. Gómez-Centurión.
- “Informe general sobre el tema II: Forjados”, por F. Ruvira.
- “Prefabricación de puentes por dovelas en España”, por C. Fernández Casado.
- “Cimbra para construcción de tramos cantilever *in situ*”, por G. Aparicio.
- “Unión de los elementos prefabricados del viaducto de Chillon mediante resina epoxi”, por M. Antolín.
- “Lanzamiento de vigas de puentes y colocación de vigas de forjados y cubiertas”, por C. Barredo.
- “Proyecto de encofrados y carros de transporte para el hormigonado *in situ* del puente en voladizo sobre el río Higuamo (República de Santo Domingo)”, por J. Flors.
- “Montaje de piezas prefabricadas en obras marítimas”, por J. A. López-Jamar.

- “Informe general sobre el tema III: Montaje”, por C. Fernández Casado.
- “Piezas prefabricadas para aparcamientos”, por J. Calavera y B. Gómez Sedano.
- “Edificación Picadero y garaje Catasús”, por C. Fernández Casado.
- “Vigas huecas pretensadas”, por M. Fisac.
- “Piezas especiales con secciones huecas”, por A. Maestud.
- “Vigas en V, pretensadas”, por A. Puerta.
- “Últimas obras tensadas con el sistema Barredo”, por C. Barredo.
- “Mejoras introducidas últimamente en los procedimientos Barredo”, por C. Barredo.
- “Informe general sobre el tema IV: Realizaciones. Primera parte”, por R. Terradas.
- “Puentes”, por L. Fernández Troyano.
- “Pasos y viaductos urbanos”, por J. Manterola.
- “Puentes pretensados para autopistas”, por A. Páez.
- “Proyecto y ejecución de puentes para autopistas”, por J. V. Almela.
- “Diversas realizaciones con el sistema C.C.L.”, por F. Elía.
- “Algunas obras pretensadas”, por C. Siegrist.
- “Algunos puentes pretensados con el sistema BBRV en las autopistas catalanas”, por M. Raspall.
- “Colección de puentes pretensados prefabricados”, por E. González Valle.
- “Informe general sobre el tema IV: Realizaciones. Segunda parte”, por J. Soler.
- “Discurso de clausura”, por F. Cassinello.

NUMERO 96. Tercer trimestre de 1970:

- “Ensayo y análisis de una viga mixta de hormigón y acero con sección metálica aligerada y pretensada”, por J. Martínez Calzón y N. Cubría.
- “Cálculo de láminas parabólicas largas pretensadas”, por G. D. Nasser.
- “VI Congreso Internacional de la F.I.P. Praga, 7 al 13 de junio de 1970”.
- “Puentes construidos en España (1966-70)”, por C. Fernández Casado.
- “El hormigón pretensado en la arquitectura española”, por F. Cassinello.
- “Estructuras especiales de hormigón pretensado construidas en España entre 1966-70”, por J. A. Torroja.
- “Proyecto, construcción y comportamiento de los pavimentos de hormigón pretensado de la C.N.-II (Madrid-Barcelona)”, por C. Kraemer.

NUMERO 97. Cuarto trimestre de 1970:

- “La edición “Praga 1970” de las Recomendaciones Internacionales para el Hormigón Armado y Pretensado”, por F. Levi.
- “Examen de algunos accidentes en pretensado”, por M. C. Hossard.
- “Realizaciones recientes en hormigón pretensado según la técnica francesa”, por R. Cherki.
- “Informe de la Comisión de la F.I.P. sobre prefabricación”.

- “Estudio teórico de la forma que debe darse a las presas de gravedad pretensadas”, por N. M. Dehousse.
- “Notas de la F.I.P. correspondientes a los meses de enero-abril 1970”.
- “Notas de la A.T.E.P. Intercambio de publicaciones. Referencias bibliográficas de los artículos de mayor interés incluidos en las revistas recibidas en la Asociación a través del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F.I.P.”.

Como veis, poco a poco vamos consiguiendo aumentar el número de artículos originales incluidos en la Revista. Los esfuerzos del Comité de Redacción, aunque más lentamente de lo deseado, van dando sus frutos. Falta todavía bastante para alcanzar la meta que nos tenemos marcada, pero confiamos, como siempre, que con vuestra leal colaboración no tardaremos mucho en lograr igualmente este objetivo. Perdonad la insistencia, pero debéis comprender que se trata de un tema de real interés todos y que sólo puede resolverse con el esfuerzo también de todos. Esperamos vuestros trabajos.

A parte de la Revista, como ya se ha comentado, durante el pasado año se han editado las publicaciones que fueron presentadas en el Congreso de Praga de la F.I.P., como aportación del grupo nacional español. No vamos a volver a insistir sobre su interés. Únicamente queremos recordar que se sigue trabajando en la recopilación de los datos necesarios para la descripción de las nuevas obras pretensadas construidas a partir de diciembre de 1968, con el objeto de, en su día, poder llevar al próximo Congreso un nuevo libro en el que se recojan las realizaciones que, por haberse terminado en fecha posterior, no se incluyeron en el primer volumen. Como es lógico, para poder efectuar este trabajo vuestra colaboración es imprescindible. Sois vosotros los únicos que podéis facilitarnos los datos, planos y fotografías necesarios para preparar esta publicación, igual que hicisteis para el volumen anterior. Pero con la ventaja de que, por tratarse ahora de obras recientes, la labor habrá de resultar mucho más rápida y menos penosa.

3. Otras actividades.

Como ya es norma en este apartado comentaremos, muy escuetamente, aquellas otras actividades que, aparte de las ya mencionadas, merecen ser reseñadas.

En primer lugar, tenemos la distribución de libros extranjeros relacionados con la técnica del pretensado que, en condiciones económicas especiales, nos ofrece la F.I.P. Es esta una labor por la cual cada día se interesa un mayor número de asociados. Es innegable que ofrece muchas ventajas y su único inconveniente es que la tramitación resulta lenta. Primero hay que reunir las peticiones de todos los interesados; después, pasar la solicitud a la F.I.P., esperar su fractura proforma, gestionar la concesión de las correspondientes divisas por parte del Instituto Español de Moneda Extranjera, efectuar el pago, esperar el envío de los ejemplares necesarios, proceder a su distribución y, finalmente, efectuar el cobro de su importe en pesetas. Ya comprendereis que en todo esto se tardan meses. Teníamos interés en hacer esta aclaración, que creemos justifica plenamente la lentitud del proceso y explica el retraso con que normalmente se realizan las entregas de estos libros. Ello ha dado lugar a algunas reclamaciones; pero, a la vista de cuanto queda expuesto, es fácil deducir que las causas son totalmente ajenas a nuestra voluntad y que poco podemos hacer nosotros para acelerar los trámites.

Veamos ahora cuáles han sido los libros distribuidos durante el último año:

- 68 ejemplares, en inglés, de los “Proceedings del Simposio sobre Aceros”, celebrado por la F.I.P., en Madrid, en 1968.
- 34 ejemplares, en inglés, del libro “The Structure of Concrete”.

Además se ha pasado oferta, a todos los miembros de la Asociación, de las siguientes publicaciones:

- “Realizzazioni italiane in cemento armato precompresso 1966-70”.
- “Recomendaciones internacionales sobre el cálculo y construcción de estructuras de hormigón”, preparadas por el Comité Mixto F.I.P.-C.E.B. y aprobadas en el Congreso Internacional, celebrado en Praga por la F.I.P.

Confiamos en que estos libros puedan ser distribuidos en los primeros meses de 1971.

Por lo que respecta a las Normas nacionales sobre hormigón pretensado, que, como ya se informaba en el resumen de actividades correspondiente al año anterior, se están preparando por un grupo especial de trabajo designado por la Secretaría General Técnica del Ministerio de Obras Públicas, podemos decir que la labor continúa desarrollándose normalmente. Como se sabe, de dicho Grupo forman parte algunos miembros de la A.T.E.P.

También durante 1970 se ha seguido reuniendo la Comisión encargada de redactar unas Normas de calidad para forjados. Al terminar el año puede decirse que se han concluido las normas correspondientes a las viguetas pretensadas, auto y semirresistentes, de hormigón y las de cerámica pretensada. Estas normas van a ser publicadas en fecha inmediata con la designación “V.P.-71” y servirán de base para la concesión de un llamado “Sello de conformidad” que acreditará que los elementos que lo ostenten cumplen con las especificaciones y controles de calidad establecidos en la “V.P.-71”. La A.T.E.P., que ha colaborado en la redacción de dichas Normas, estará además representada en la Comisión de Dirección del Sello, de acuerdo con lo establecido en los correspondientes estatutos.

Análogamente, y a petición de UNESID, nuestra Asociación ha intervenido en el Grupo de Trabajo designado para redactar la Norma 36.095 para aceros de pretensado. Está programada una norma para alambres y otra para cables. La de alambres se encuentra ya prácticamente concluida, a falta sólo de algunas correcciones en puntos muy concretos. Más adelante se iniciará la preparación de la norma para cables.

Por último, queremos comentar que en las últimas reuniones de la Junta de Gobierno de la Asociación se estudió la conveniencia de preparar un programa de posibles futuras actividades técnicas, teniendo en cuenta que, de acuerdo con los Estatutos, uno de los fines de la A.T.E.P. es proponer, orientar, realizar y colaborar en la realización de los trabajos de investigación científica, técnica y económica necesarios para el mejor desarrollo del pretensado. Se ha pensado que, si bien la situación económica actual de la Asociación no le permite emprender por sí sola ninguna labor de investigación, quizá podría encauzar, coordinar o colaborar con algún programa de investigación patrocinado por uno o varios grupos de miembros con problemas afines. No hay duda que la técnica del pretensado tiene planteados distintos problemas en cuya resolución existe un interés general, y, por consiguiente, parece que sería posible organizar alguna actividad de este tipo. A la vista de todas estas consideraciones, se ha decidido nombrar una Comisión, integrada por los señores Torroja, del Pozo, Calavera y Piñeiro, que se encargará de preparar una propuesta concreta para un programa de actuación, previos los estudios y gestiones que juzgue necesarios, y una consulta a todos los asociados rogándoles sugieran temas de interés general en cuyo estudio estén dispuestos a colaborar.

* * *

Como quiera que no es nuestra intención hacer una enumeración exhaustiva de todas las actividades de la Asociación, sino únicamente de aquéllas más destacadas, estimamos que con lo hasta ahora expuesto hemos cumplido el objetivo que nos habíamos señalado.

¿Qué conclusiones cabe deducir de este resumen de la actuación de la A.T.E.P. durante su primer año de vida con personalidad jurídica propia e independiente?

Puede afirmarse, sin pecar de optimismo, que el balance ha sido satisfactorio. Quizá el mayor elogio que cabe hacer es que el cambio no se ha notado. Pero ¡cuidado! Esto no quiere decir que se haya frenado la marcha ascendente que a lo largo de los años venía manteniendo la Asociación, sino que este progreso ha continuado a un ritmo análogo. El número de miembros ha seguido aumentando, así como también el prestigio alcanzado tanto dentro como fuera de nuestras fronteras. La aportación de nuestro Grupo nacional al VI Congreso de la F.I.P. ha merecido unánimes felicitaciones y, lo mismo las intervenciones de los delegados españoles que las publicaciones que se distribuyeron entre los congresistas, fueron objeto de generales elogios. En diversas ocasiones, tanto privada como públicamente, los órganos directivos de la F.I.P. han expresado su reconocimiento a la A.T.E.P. por su asidua, leal y eficaz colaboración. Nuestras actividades y realizaciones encuentran ya eco en el extranjero y se comentan favorablemente. Con satisfacción hemos podido comprobar que en varios de los últimos números de la publicación "Notas de la F.I.P.", que la Federación distribuye periódicamente entre todos los Grupos nacionales a ella afiliados, se han incluido reseñas de obras españolas, cosa que hasta ahora nunca había ocurrido. Y en el ámbito nacional, consideramos suficientemente significativo el que se solicite la participación de la A.T.E.P. en los distintos grupos de trabajo a los que se les encomienda la normalización o el estudio de cualquier tema relacionado con la técnica del pretensado.

¿Debemos, entonces, considerarnos ya totalmente satisfechos? ¡Ni mucho menos! Quedan todavía muchas cosas por hacer e incluso defectos que corregir. Hay que conseguir que los trabajos técnicos presentados por el Grupo español en las distintas reuniones de carácter internacional sean cada vez más numerosos. Uno de nuestros objetivos fundamentales más inmediatos es lograr una mayor participación activa de los distintos miembros en los trabajos de la Asociación, mayor número de artículos originales para su publicación en HORMIGÓN Y ACERO, mayor participación en las reuniones públicas, mayor número de conferenciantes para estas reuniones, aumentar los contactos entre los asociados y entre éstos y los Organos de Gobierno de la Asociación. Hay algunos servicios a los cuales no se les saca todo el provecho que estamos seguros que podrían dar. ¿Por qué no se hacen más peticiones de información bibliográfica? Tenemos muchos miles de fichas (sin exagerar) a vuestra disposición, así como numerosas revistas de distintos países recibidas a través del servicio de intercambio de publicaciones establecido por la F.I.P. De éstas incluimos las oportunas reseñas, a medida que llegan a nuestro poder, en los sucesivos números de HORMIGÓN Y ACERO. Tenemos también grandes esperanzas de conseguir vuestra colaboración para poder llevar a cabo los programas de actividades técnicas que antes hemos comentado. En fin, que es mucha la labor que aún hay por delante y que, con el esfuerzo de todos, debemos y queremos realizar. No podemos olvidarnos de que quien no avanza, retrocede.

Y para terminar, permitidme incluir a título puramente personal, unas palabras para reiterar mi sincero y eterno agradecimiento a todos cuantos, con una ilimitada generosidad, me acompañaron, con su presencia o su adhesión, en el entrañable acto celebrado en la noche del martes, día 26 de mayo, y del cual guardaré un imperecedero recuerdo.

comité asce-iabse

sobre planificación y proyecto de edificios de gran altura

Durante los últimos meses, un Comité conjunto de A.S.C.E.-I.A.B.S.E. ha iniciado los trabajos preliminares de lo que puede significar el proyecto más ambicioso y potencialmente útil emprendido por ambas asociaciones. Se trata del Comité conjunto sobre Planificación y Proyecto de edificios de gran altura.

Los planes preliminares de este Comité fueron expuestos en la II Comisión de trabajo de la I.A.B.S.E. en sus reuniones de 1969 en Londres. La autorización de la A.S.C.E. para proceder a la formación de la junta se dio en febrero de 1970. En principio la actividad se encaminó sólo a estructuras metálicas elevadas, de muchos pisos. Más tarde, sin embargo, el panorama se amplió para incluir estructuras de hormigón similares, y en la reciente reunión de la I.A.B.S.E., en Madrid, las tres Comisiones de trabajo ofrecieron su esfuerzo para colaborar en este empeño.

El presidente del Comité conjunto es el profesor Lynn S. Beedle, de la Universidad de Lehigh, Bethlehem, Pennsylvania. El vicepresidente es el Dr. Duiliu Sfintesco, C.T.I.C.M., de París.

OBJETIVO

El objetivo del Comité conjunto es la preparación de una monografía sobre la planificación y proyecto de edificios elevados. La explosión demográfica urbana en todo el mundo y la necesidad urgente de crear un ambiente urbano más armonioso y habitable, exige un examen de todos los aspectos de la planificación y proyecto de edificios elevados. El resultado principal del programa estará en la mejora de calidad, habitabilidad y economía de gran número de esta clase de edificios. En orden a la preparación de esta monografía, el Comité conjunto revisará las prácticas corrientes y la investigación en todos los aspectos de la planificación y cálculo de edificios altos. Iniciará nuevas investigaciones en campos tales como el de la funcionalidad, carga, resistencia, utilidad y seguridad.

El Comité colaborará estrechamente con Comités y Comisiones ya existentes, no sólo de la I.A.B.S.E. y A.S.C.E., sino también con la A.I.A., C.I.B., I.A.S.S., así como con las industrias del acero y del hormigón y organismos nacionales como la N.B.S.

ORGANIZACION

La estructura de los Comités dentro del Comité conjunto dará una idea de la amplitud del propósito. Estos Comités son: 1, sistemas ambientales; 2, sistemas de servicio; 3, sistemas estructurales; 4, construcción; 5, cargas de piso; 6, efectos sísmicos; 7, efectos de viento; 8, fuego y explosiones; 9, control de calidad; 10, seguridad estructural; 11, cimentaciones; 12, detalles arquitectónicos.

Estos doce Comités cubren áreas comunes a todos los tipos de estructuras de gran altura. Los siete Comités siguientes se ciñen específicamente a estructuras metálicas: 13,

normas actuales; 14, cálculo elástico; 15, cálculo plástico; 16, estabilidad; 17, cálculo para rigidez; 18, fatiga y rotura; 19, cálculo con factor de carga (estado límite).

En la reunión de trabajo de Madrid, en septiembre último, se formaron siete Comités paralelos para edificios de hormigón como sigue: 20, normas actuales; 21, cálculo de resistencia última; 22, cálculo límite; 23, estabilidad; 24, rigidez y control de grietas; 25, fluencia, retracción y temperatura; 26, factor de carga y cálculo en estado límite.

Cada uno de los subcomités tiene un presidente y vicepresidente. Uno de ellos es americano y el otro pertenece a uno de los distintos países representados.

ACTIVIDADES HASTA LA FECHA.

Se ha formado un grupo director que ha celebrado varias reuniones. En Madrid se decidió que los tres secretarios generales del I.A.B.S.E. fueran miembros de enlace de los grupos directivos. Han sido nombrados los presidentes y vicepresidentes de casi todos los Comités. Los presidentes y vicepresidentes americanos han tenido una primera reunión en agosto.

Se celebró en Madrid, durante la asamblea de septiembre del I.A.B.S.E., otra reunión a la que acudieron principalmente los presidentes y vicepresidentes miembros del Comité directivo y otras personas interesadas, no americanos. En la Universidad de Lehigh se ha hecho una lista inicial de las investigaciones pertinentes, lista que ha sido distribuida y que será difundida como un informe del Comité. También se ha iniciado una relación de las investigaciones adicionales necesarias.

ACTIVIDADES FUTURAS.

Para este año se está planteando una reunión dividida en tres sesiones para estudiar los problemas más importantes. Una de estas sesiones se celebrará en los Estados Unidos, y las otras dos en otros países todavía no determinados. Los resultados de estas reuniones se comunicarán inmediatamente a los Comités.

Para agosto de 1972 se está preparando la primera gran conferencia internacional, que tendrá lugar en Lehigh. Se anticipa un programa de diez días, durante el cual cada uno de los Comités organizará una sesión. Asimismo, se espera pueda ultimarse la colaboración del Comité conjunto en la conferencia del C.I.B. en Moscú, en noviembre de 1971.

APOYO ECONOMICO.

Los gastos de secretaría, que actualmente se encuentra en la Universidad de Lehigh, se están cubriendo con donaciones de la National Science Foundation y del American Iron and Steel Institute.

Este magno empeño, sobre cuyo alcance no hace falta insistir, estará abierto a la participación de todos aquellos interesados en estos temas, cuyas comunicaciones serán bien recibidas por el Comité organizador.

Para mayor información pueden dirigirse a:

Ilmo. Sr. D. Juan Batanero García-Geraldo

Director de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Ciudad Universitaria - Madrid-3

ensayos de flexocompresión esviada de secciones rectangulares de hormigón armado

Programa dirigido por J. NADAL, Dr. Ing. de Caminos. Desarrollado por J. MARTINEZ CALZON, Dr. Ing. de Caminos; F. MORAN, Ing. de Caminos, y A. VERDE, Ingeniero de Caminos.

Se agradece la eficaz colaboración prestada en la realización de este trabajo por los becarios Sres. FARUK y VILLEGAS, ingenieros pakistaní y uruguayo, respectivamente ().*

0. INTRODUCCION

Se describen en este trabajo los ensayos, realizados en el Instituto Eduardo Torroja, de veintiséis piezas prismáticas de hormigón armado sometidas a esfuerzos de flexocompresión esviada.

Las piezas son de sección rectangular y van armadas, bien en las cuatro esquinas, bien en las cuatro caras. La carga dada excéntricamente con respecto a los dos ejes de la sección se aplica en varias etapas hasta llegar a la rotura. En cada etapa se miden las deformaciones tanto del hormigón como del acero, así como los movimientos de la pieza.

También se describen las características geométricas de las series de piezas ensayadas, así como su fabricación, dispositivo de ensayo, aparatos de medida colocados, marcha de los ensayos y, al final, se incluyen todas las series de cuadros y figuras de las medidas efectuadas y resultados obtenidos.

Se comparan, finalmente, las cargas de rotura obtenidas con las deducidas utilizando diversas fórmulas y ábacos en uso, para comprobación de secciones de hormigón armado sometidas a flexocompresión esviada.

1. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS SERIES

En la figura 1 se puede ver un aspecto general de la pieza, así como las características geométricas de las series y la cantidad y clase de armaduras (número de redondos y tipo de acero), tanto longitudinales como transversales.

(*) El plan de ensayos sobre flexión esviada forma parte de un estudio más completo sobre el tema que se lleva a cabo, en el Instituto Eduardo Torroja, por F. Morán y A. Verde, bajo la dirección de J. A. Torroja y A. García Meseguer.

En la figura 2 se dan los esquemas de las secciones y puntos de carga para cada pieza dentro de cada serie. Se aprecia la disposición y recubrimiento de las armaduras en cada serie de piezas. El recubrimiento es en todos los casos del 10 por 100 del lado correspondiente.

En las series S1, S2, S3 y S4 se ensayaron cuatro piezas por serie, variando en cada pieza, dentro de la misma serie, solamente la posición del punto de carga (es decir, las excentricidades e_x , e_y).

En las series S5, S6 y S7 se ensayaron tres piezas por serie, variando, como en las anteriores, el punto de carga (ver fig. 2). Con el dispositivo de carga usado en las anteriores series no se pudo llegar a rotura en la pieza S8-N1 (fig. 3). En la serie S8 solamente se pudo llegar a finalizar el ensayo en S8-N2, previo hormigonado de unas cabezas especiales (figura 4).

En las series S5 y S6 la armadura longitudinal estaba formada por acero de alto límite elástico (4.600 kp/cm^2); en el resto de las series la armadura era de acero ordinario (2.400 kp/cm^2).

Solamente la series S7 y S8 tenían armadura en las cuatro caras; el resto de las piezas y series estaban armadas en las cuatro esquinas.

2. FABRICACION DE LAS PIEZAS

Las piezas ensayadas, con relación a su fabricación, se dividen en dos grupos:

1. Piezas ensayadas con pequeñas excentricidades.
2. Piezas ensayadas con grandes excentricidades.

Las piezas del grupo 1 fueron realizadas en moldes de madera recubiertos de chapa, hormigonándose conjuntamente el fuste y las cabezas troncopiramidales de los extremos (figuras 5 y 6).

Los moldes de los fustes de las piezas del grupo 2 eran también de madera, recubiertos de chapa, pero los de las cabezas extremas estaban constituidos por dos troncos de cono metálicos, de chapa gruesa, con anclajes interiores que, al mismo tiempo que formaban el encofrado de los extremos, servían, posteriormente, de apoyo al mecanismo especial de aplicación de carga empleada (figs. 7 y 8).

En todos los casos el hormigonado se realizó en posición vertical, utilizándose, para la colocación del hormigón, un tubo de unos 15 cm de diámetro que iba elevándose a medida que se producía el llenado. El tubo servía, al mismo tiempo, para introducir el vibrador de aguja utilizado para compactación.

A los dos días se procedía al desencofrado de los laterales, manteniéndose la pieza sobre su fondo, sin moverse, hasta el día del ensayo.

Conjuntamente con cada soporte fueron fabricadas probetas cilíndricas de $30 \times 15 \text{ cm}$, que se mantuvieron junto a los mismos y en idénticas condiciones para ser ensayadas a compresión simple en el mismo día del ensayo.

3. DISPOSITIVO DE ENSAYO

La obtención de la sollicitación requerida se logra de dos formas diferentes, según los valores de las excentricidades:

a) *Excentricidades menores que el lado de la sección.* — El fuste con las dimensiones de la sección a ensayar se completa en sus dos extremos con unas cabezas de forma troncopiramidal (figs. 5 y 6), cuya base menor es igual a la sección del fuste y cuya base mayor tiene el tamaño necesario para permitir la aplicación sobre la misma de la carga con las excentricidades previstas, repartidas sobre un área suficiente para que no se produzcan roturas locales.

b) *Excentricidades iguales al lado de la sección.* — Se emplean dos piezas especiales de acero moldeado (figs. 7 y 8). Tienen forma de cuchara (fig. 9) con un hueco troncocónico a cuya superficie, perfectamente torneada, se ajustan de manera precisa unos elementos de chapa. Estos elementos, de superficie exterior también mecanizada, han sido unidos a las cabezas del soporte durante el hormigonado del mismo, a cuyo efecto disponen en su parte interior de ganchos adecuados. Se consigue así la aplicación de cargas con grandes excentricidades respecto al eje de la pieza y con cualquier esviaje (fig. 10).

La aplicación de las cargas se realiza en ambos casos mediante un gato previamente tarado en el mismo lugar del ensayo, sirviendo como marco una prensa de 750 t. Las cargas se transmiten por intermedio de rótulas (figs. 11 y 12) formadas por dos semirrodillos dispuestos perpendicularmente entre sí; por su parte, la prensa tiene también una rótula en el plato superior al cual se fija el gato de carga (fig. 13). Se asegura de esta manera que la aplicación de la carga es correcta y que la pieza puede tomar en sus extremos los giros necesarios.

La esbeltez geométrica de los fustes de las piezas ensayadas es reducida — a causa del espacio necesario para las cabezas, gato, rótulas, etc. —, pero suficiente para garantizar que los efectos secundarios producidos por la aplicación de la carga no tienen importancia en la zona central de la pieza en la que se produce la rotura.

Colocados los soportes en su posición de ensayo, debidamente centrados y aplomados con ayuda de taquímetro, se disponen unas cuñas para sujeción de los mismos (fig. 14), que se retiran mediante un ligero golpe al comienzo de actuación de la carga, con lo que el soporte queda sometido a la compresión excéntrica deseada.

4. APARATOS DE MEDIDA COLOCADOS

Los aparatos de medida colocados fueron:

- Flexímetros y escalas para la medida de los movimientos de las piezas (figuras 18, 19 y 23).
- Bases de elongómetros para la medida de las deformaciones en todo el perímetro de la sección central de las piezas (figs. 19 y 24).
- Bandas extensométricas para la medida de las deformaciones en las armaduras y en el hormigón (figs. 18, 19, 20, 21 y 22).

Las distintas series de piezas llevaban diferentes puntos de medidas:

Las series S1 y S2 (fig. 15) llevaban colocados:

- 4 flexímetros, designados por F1, F2, F3 y F4.
- 2 escalas, designadas por E1 y E2.
- 24 elongómetros mecánicos, de 40 cm de base, en el perímetro de la sección central de las piezas, numerados del 1 al 24.
- 22 bandas extensométricas, numeradas del 1 al 22. De éstas, las numeradas:
 - del 1 al 8 iban en las armaduras;
 - la número 9, en el interior del hormigón, y
 - del número 10 al número 22, en las caras de la sección central de la pieza.

El detalle de situación de aparatos puede apreciarse en la figura 15. Los resultados de las lecturas de las bandas extensométricas, escalas y flexímetros se recogen en los cuadros II-1 a II-26.

Las series S3, S4, S5 y S6 (fig. 16) llevaban colocados:

- 4 flexímetros, designados por F1, F2, F3 y F4.
- 2 escalas, designadas por E1 y E2.
- 22 elongómetros mecánicos, de 40 cm de base, en el perímetro de la sección central de las piezas, numerados del 1 al 22.
- 19 bandas extensométricas, numeradas del 1 al 19. De éstas, las numeradas:
 - del 1 al 8 iban en las armaduras;
 - la número 9, en el interior del hormigón, y
 - del número 10 al número 19, en las caras de la sección central de la pieza.

El detalle de situación de aparatos puede apreciarse en la figura 16. Los resultados de las lecturas de las bandas extensométricas, escalas y flexímetros se recogen en los cuadros II-1 a II-26.

La serie S7 (fig. 17) llevaba colocados:

- 4 flexímetros, designados por F1, F2, F3 y F4.
- 2 escalas, designadas por E1 y E2.
- 24 elongómetros mecánicos, de 40 cm. de base, en el perímetro de la sección central de la pieza.
- 15 bandas extensométricas, numeradas del 1 al 15. De éstas, las numeradas:
 - del 1 al 12 iban en las armaduras;
 - la número 13, en el interior del hormigón, y
 - las números 14 y 15, en las caras de la sección central de la pieza.

El detalle de situación de aparatos puede apreciarse en la figura 17. Los resultados de las lecturas de las bandas extensométricas, escalas y flexímetros se recogen en los cuadros II-1 a II-26.

La serie S8, de la cual sólo se ensayó una pieza — la S8-N2 —, por fallar en el resto la cabeza de compresión, no se detalla aquí en lo referente a aparatos y puntos de medida colocados.

5. DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS

Las cargas se aplicaron por incrementos iguales de valor comprendido entre el 10 y el 15 por 100 de la carga de rotura prevista. Cada carga se mantuvo aplicada por espacio de quince minutos, período durante el cual se procedió a la lectura de los diversos aparatos y al control de la marcha de la fisuración.

El desarrollo del ensayo fue en todas las piezas muy semejante. La fisuración comenzaba prácticamente en las primeras fases del ensayo y su evolución fue también en todos los casos muy parecida (véanse las fotografías de las diferentes piezas después del ensayo en las figuras 25-1 a 25-22).

El ensayo se dio por terminado al apreciarse un descenso de la acción aplicada por el gato. El valor de la carga en ese momento se consideraba como carga de rotura, coincidiendo en todos los casos con el aplastamiento del hormigón en la zona de compresión, con aparición previa de fisuras verticales y posterior rotura en cuña (figs. 6, 23, 24 y 25-1 a 25-22).

6. RESULTADOS OBTENIDOS

Para cada fase de carga se anotaban, además de la carga aplicada, los siguientes datos:

- Deformaciones perimetrales en la zona central de la pieza. Alargamientos y acortamientos medidos en los elongómetros de 40 cm de base (ver figs. 26-1 a 26-26).
- Movimiento de la esquina más comprimida medido con flexímetros colocados por parejas, en dos caras, a 30 cm del centro de la pieza y con escalas de lectura por taquímetro, colocadas en el centro de dichas caras (ver cuadros II-1 a II-26).
- Deformaciones en las armaduras y en el interior del hormigón mediante bandas extensométricas convenientemente pegadas a las barras y protegidas por cápsulas de plástico y colas de sellado antihumedad (ver cuadros II-1 a II-26).

Simultáneamente se observaba y anotaba la marcha de la fisuración en las piezas, midiendo:

- Espesor de fisuras.
- Longitud de fisuras.
- Separación media de fisuras (ver figs. 27-1 y 27-2 y cuadros III-1 a III-26).

Previamente se habían hormigonado, en el mismo día que la pieza ensayada, una serie de probetas cilíndricas 15×30 cm que, en la fecha del ensayo, se rompieron a compresión. En dos de ellas se obtuvo el módulo dinámico por el método de resonancia longitudinal. Estos ensayos fueron efectuados, respectivamente, en el Departamento de Materiales y en la División de Metrología del Instituto, y sus resultados se indican en el cuadro I.

Con los datos anteriores se han efectuado los siguientes estudios:

- Curvas tensión-deformación de las probetas cilíndricas.
- Leyes de cargas-flechas de las piezas, a partir de las lecturas de flexímetros y escalas.
- Movimiento de la esquina.

- Movimiento, en un plano horizontal, del vértice más comprimido.
- Gráficos donde se expresan las deformaciones perimetrales, para la rebanada central, en las diferentes fases y se localiza para cada fase la posición de la fibra neutra de deformaciones.
- Curvas carga-deformación, con los datos de bandas extensométricas en el interior y exterior del hormigón y en las armaduras.
- Deformación a lo largo de una dirección perpendicular a la fibra neutra, para cada fase, a partir de las deformaciones medidas por elongómetros perimetrales y bandas extensométricas en el hormigón y en las armaduras.

De los estudios anteriores se detallan aquí los correspondientes a las deformaciones perimetrales, en la rebanada central, así como la posición de la fibra neutra para cada fase (figuras 26-1 a 26-26).

Los demás datos, excepto los correspondientes al punto primero, se pueden deducir de los cuadros II-1 a II-26.

7. ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS Y DE LOS DEDUCIDOS APLICANDO DIVERSAS FORMULAS

En la figura 28 se indican, para los 24 (*) ensayos efectuados, las diversas características geométricas y mecánicas de los materiales y de las piezas ensayadas (columnas 1 a 8); las excentricidades relativas del punto de aplicación de la carga (columnas 9 y 10) y los valores de la carga de rotura del ensayo (columna 11).

Por otra parte, se han calculado las cargas de rotura según los diversos procedimientos que a continuación se detallan:

PROCEDIMIENTOS DIRECTOS

1. *Abacos para flexocompresión esviada preparados por el Instituto Eduardo Torroja* y publicados por el mismo. (Véanse las referencias 4 y 5). Los diagramas tensión-deformación del hormigón y el acero con que están confeccionados estos ábacos, no se corresponden exactamente con los recomendados por el C.E.B.. Se han usado diagramas reales, de modo que para ensayos bajo carga rápida se obtienen resultados muy concordantes con la realidad. Los resultados de este cálculo pueden verse en la columna 12 de la figura 28.

PROCEDIMIENTOS INDIRECTOS

Fórmulas de reducción a flexocompresión recta.

2. Fórmula de la Instrucción Española E.H.-68, art. 36, que es de la forma:

$$\bar{e}_y = e_y + K \frac{h_t}{b} e_x \quad \text{para} \quad \frac{e_y}{e_x} \leq \frac{h_t}{b}$$

(*) Se realizaron 26 ensayos en total, pero las piezas S2-N2 y S7-N3 rompieron antes de llegar a la carga de rotura, por fallo de las cabezas.

siendo: \bar{e}_y la excentricidad en flexocompresión recta; e_x y e_y las excentricidades según los ejes x e y ; b y h_t el ancho según x y el canto total según y , y K un coeficiente que se toma de la tabla siguiente:

ν	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
K	0,6	0,7	0,8	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,5

siendo ν la fuerza normal reducida $\nu = \frac{N}{\sigma'_{bm} \cdot b \cdot h_t}$.

Para cuantías mecánicas grandes ($\omega > 0,6$) los valores de K indicados se incrementan en 0,1; por el contrario, para cuantías mecánicas débiles ($\omega \leq 0,2$) dichos valores se disminuyen en 0,1.

El cálculo a flexocompresión recta se efectúa de acuerdo con las bases del C.E.B., y para determinar ν se procede por aproximaciones sucesivas. Los resultados se indican en la columna 13 de la figura 28. (Véanse las referencias 7 y 9.)

- Este procedimiento corresponde a la anterior fórmula de la Instrucción española E.H.-68, tomándose ahora como valores del coeficiente K los dados por unos ábacos obtenidos por el Instituto Eduardo Torroja. (Véanse las referencias 5 y 10.) En estos ábacos, para la determinación del coeficiente K se ha tenido en cuenta, además del factor ν , la cuantía mecánica ω y el límite elástico del acero σ'_a .

Los resultados de las cargas de rotura así obtenidos son los indicados en la columna 14 de la figura 28.

- Fórmula propuesta al C.E.B. por la delegación española. Equivalente en todo a la fórmula de la Instrucción Española E.H.-68, pero tomando como valores de K los de la tabla siguiente:

ν	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
K	0,6	0,7	0,8	0,9	0,9	0,8	0,7	0,7
ν	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
K	0,6	0,6	0,5	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4

obtenida mediante una simplificación de los ábacos citados en 3. (Véanse las referencias 5 y 10.) De esta forma se obtienen las cargas de rotura que aparecen en la columna 15 de la figura 28.

- Se utiliza de nuevo una fórmula equivalente a la de la Instrucción Española E.H.-68, pero tomando en todos los casos el valor $K = 1$. Se trata, en realidad, de la fórmula del A.C.I. y equivale a calcular en flexocompresión recta, con un momento flector reducido igual a la suma de los momentos flectores reducidos en cada una de las direcciones. Los resultados obtenidos son los indicados en la figura 28, columna 16.
- Fórmula de la Norma Noruega NS-427A, propuesta por A. Aas-Jakobsen, que es de la forma:

$$\bar{e}_y = h_t \sqrt{\left(\frac{e_x}{b}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{h_t}\right)^2} \quad \text{para} \quad \frac{e_y}{e_x} \geq \frac{h_t}{b}$$

Los valores de las cargas de rotura así calculadas se recogen en la columna 17 de la figura 28.

En las columnas 18 a 23 de la figura 28 están expresados los valores $N_{\text{cálculo}}/N_{\text{ensayo}}$ deducidos para los 24 ensayos mediante las diferentes fórmulas antes detalladas.

Las medias y desviaciones típicas de estos valores están expresadas en el cuadro anejo de la figura 28.

También se han representado en la figura 29, los histogramas correspondientes a las distribuciones de frecuencias de los valores $N_{\text{cálculo}}/N_{\text{ensayo}}$ de cada fórmula procesada.

COMENTARIOS FINALES

Se aprecia en el cuadro anejo de la figura 28 (donde se expresan las características de las distribuciones de valores N_C/N_E para cada ensayo), así como en la figura 29, que el procedimiento de cálculo en flexocompresión esviada que conduce a resultados más acordes con los de los ensayos es el correspondiente a los ábacos del Instituto Eduardo Torroja. La media de los cocientes N_C/N_E vale aproximadamente la unidad, y la desviación es del orden del 7 por 100. Los errores son, por tanto, comparables a los de lectura de los ábacos (*).

La fórmula de la Instrucción Española E.H.-68, art. 36, da también, como puede apreciarse, unos resultados muy interesantes, teniendo en cuenta que se trata de una fórmula aproximada, de expresión sencilla.

Se mejora apreciablemente el ajuste de la fórmula de la Instrucción E.H.-68, utilizando el coeficiente K deducido de los ábacos citados en el procedimiento 3. Como se puede observar en el cuadro anejo señalado, se obtiene una desviación menor y un valor medio más ajustado.

Con la propuesta española al C.E.B. se obtienen unos resultados muy parecidos a los del procedimiento 3. (Fórmula de la Instrucción E.H.-68.)

En cuanto a la fórmula del A.C.I. parece ser excesivamente segura (valor medio de 0,663) con desviaciones mayores del 10 por 100. Con la fórmula de A. Aas-Jakobsen se obtienen unos valores medios muy ajustados, pero con unas desviaciones del orden del 14 por 100. Los valores de los cocientes N_C/N_E , para los ensayos citados, oscilan entre 0,728 y 1,356, obteniéndose, por tanto, zonas excesivamente seguras y zonas excesivamente inseguras.

Los ensayos aquí expuestos cubren las zonas normales de la experimentación existente en la bibliografía consultada.

Con el fin de cubrir zonas aún no tratadas por dicha experimentación se lleva a cabo, en la actualidad, en el Instituto Eduardo Torroja, un nuevo programa de ensayos de piezas sometidas a flexocompresión esviada, con secciones muy armadas, y sobre las cuales actúan esfuerzos con predominio de flexión. Cuando se concluyan estos ensayos se darán a conocer los resultados que en ellos se obtengan.

Dado el buen ajuste conseguido con los ábacos españoles, han sido éstos los adoptados como referencia para la programación de nuevos ensayos.

(*) En la actualidad se están preparando los mismos ábacos de acuerdo en todo a las bases del C.E.B.

CUADRO 1

Resultados de la rotura de probetas.

Probeta	I	II	III	IV	V	VII	kp/cm ²	kp/cm ²
Soporte	CARGAS UNITARIAS DE ROTURA kp/cm ²						$\sigma'_{b,m}$	E'_b
S1-N1	240	204	215	205	215	201	212,4	302.000
S1-N2	172	178	172	184	172	174	176	312.000
S1-N3	214	220	184	215	202	224	210	362.000
S1-N4	315	348	357	336	—	—	339	376.000
S2-N1	292	273	260	267	261	326	279,83	316.000
S2-N2	386	359	338	348	336	340	351,1	335.000
S2-N3	297	280	303	316	311	300	301,1	335.000
S2-N4	254	221	233	193	—	—	225,2	360.000
S3-N1	248	244	241	255	253	246	248	322.000
S3-N2	240	231	242	266	243	220	240,3	324.000
S3-N3	292	295	289	292	268	275	285,3	339.000
S3-N4	336	360	349	317	326	360	337,87	322.000
S4-N1	261	263	279	284	294	285	277,66	330.000
S4-N2	335	313	262	289	278	279	292,66	311.000
S4-N3	298	344	327	287	324	303	313,8	327.000
S4-N4	374,3	395,2	399,2	402,6	413,7	—	397,0	344.000
S5-N1	300,1	294,3	316,9	301,1	—	—	303,1	333.000
S5-N2	294,3	299,9	282,9	301,1	279,6	—	291,6	341.000
S5-N3	350	360	334	358	340	—	348	332.000
S6-N1	350,8	315,8	309,0	345,2	378,0	341,8	340,1	332.000
S6-N2	316,9	258,0	289,7	294,3	273,9	—	286,56	334.000
S6-N3	311,2	297,7	311,2	277,3	301,1	318,0	302,75	318.000
S7-N1	380	357	333	350	362	363	358	306.000
S7-N2	365	280	313	289	344	310	310,7	—
S7-N3	299	292	294	294	311	—	298	—
S8-N2	344	362	345	353	352	329	344,1	350.000

$\sigma'_{b,m}$ == resistencia media a compresión de probetas de hormigón 15 × 30 cm.

E'_b == módulo dinámico medio.

CUADRO II-1

Deformaciones en 10^{-6} + acortamiento.
—alargamiento.

SI-NI

Cargas (Kp)	Peso propio	4.000	8.000	12.000	16.000	20.000	24.000
FASE DEL ENSAYO							
Aparatos	P	1	2	3	4	5	6
S 1	0	115	155	500	790	810	3.330
S 2	0	195	325	680	975	1.340	—
S 3	0	165	390	670	945	1.455	—
S 4	0	—105	—320	—640	—970	—1.175	—
S 5	0	—100	—310	—635	—1.040	—1.350	—
S 6	No funcionó						
S 7	0	20	10	—20	—75	—210	—1.060
S 8	0	20	5	—40	—110	—240	—930
S 9	0	125	290	515	765	1.090	3.990
S 10	0	155	380	670	1.020	1.540	—
S 11	0	315	725	1.135	1.575	2.230	—
S 12	0	210	500	810	1.180	1.670	—
S 13	0	130	335	590	900	1.335	—
S 14	0	160	390	660	975	1.375	1.525
S 15	0	125	300	520	800	1.150	1.535
S 16	0	160	355	585	885	1.220	—
S 17	0	180	410	700	1.030	1.525	—
S 18	0	345	780	1.245	1.695	2.390	5.500
S 19	0	145	350	665	1.010	1.470	—
S 20	0	75	300	595	910	1.320	—
S 21	0	140	360	630	1.050	1.545	—
S 22	0	125	285	490	755	1.060	1.990
F 1	0	186	263	334 345	430 442	583 619	2.110
F 2	0	126	199	275 286	374 383	530 557	—
F 3	0	92	193	318 336	483 495	757 817	—
F 4	0	85	186	309 326	465 477	715 773	—
Escala 1	0	90	190	330	500	800	4.000
Escala 2	0	180	250	420	520	700	2.350

CUADRO II-2

S1-N2

Cargas (Kp)	0	6.000	12.000	18.000	24.000	30.000	36.000	42.000	45.000	48.000	
Aparatos	FASE DEL ENSAYO										
	P	1	2	3	4	5	6	7	8	9 (R) (*)	(**)
S 1	0	140	290	470	665	875	1.180	2.800	3.350	5.100 (?)	—
S 2	0	125	275	450	635	835	1.120	1.100	1.165	6.700 (?)	—
S 3	0	130	285	465	665	855	1.135	1.860	2.820	7.020 (?)	—
S 4	0	-50	-125	-220	-330	-460	-650	-970	-1.190	-890 (?)	—
S 5	0	-45	-110	-205	-310	-455	-665	-1.050	-1.250	-1.130 (?)	—
S 6	0	-50	-125	-250	-375	-520	-730	-1.070	-1.250	-340 (?)	—
S 7	0	40	85	130	180	225	290	370	400	370 (?)	—
S 8	0	25	55	80	100	120	130	135	100	-990 (?)	—
S 9	0	115	270	420	610	835	1.120	1.625	2.055	7.660 (?)	—
S 10	0	165	360	570	820	1.065	1.385	1.760	2.260	1.300 (?)	—
S 11	0	80	175	300	500	735	1.070	1.765	2.360	4.250 (!)	—
S 12	0	95	205	340	520	725	990	1.465	1.725	390 (?)	—
S 13	0	120	265	435	620	850	1.100	1.485	1.720	685 (?)	—
S 14	0	120	275	450	650	865	1.145	1.670	2.045	1.475 (?)	—
S 15	0	140	315	505	715	950	1.225	1.740	2.125	3.425 (?)	—
S 16	0	110	250	405	580	780	1.030	1.480	1.800	2.305 (?)	—
S 17	0	190	410	640	900	1.180	1.540	1.950	2.545	1.425 (?)	—
S 18	0	80	155	260	460	690	1.035	1.770	2.445	725 (?)	—
S 19	0	90	190	325	495	705	980	1.500	1.850	380 (?)	—
S 20	0	115	250	405	580	790	1.040	1.450	1.820	1.170 (?)	—
S 21	0	160	350	540	765	1.030	1.345	1.910	2.415	1.000 (?)	—
S 22	0	115	250	390	545	730	965	1.355	1.695	1.865 (?)	—
F 1	0	34	75	125	150	195	258	354	428	591 (!)	1.046
F 2	0	23	66	103	139	188	250	346	417	746 (!)	1.153
F 3	0	59	114	199	284	396	541	739	890		1.957
F 4	0	55	107	180	261	376	516	697	848		2.030
Escala 1	0	50	120	200	300	400	580	800	980		2.200
Escala 2	0	20	70	100	140	200	240	360	430		1.120

Los valores (!) de los flexímetros fueron leídos instantes antes de romper la pieza durante el movimiento bajo carga constante. Los valores de la columna (**) se leyeron después de rota la pieza.

(*) Lecturas efectuadas después de rota la pieza, excepto la de S 11, que se hizo durante el proceso de carga.

CUADRO II-3

SI-N3

Cargas (Kp)	0	2.500	5.000	7.500	10.000	12.500	15.000	17.500	20.000	22.500
Aparatos	FASE DEL ENSAYO									
	P	1	2	3	4	5	6	7	8	9
S 1	0	60	210	350	480	640	780	990	1.200	775
S 2	0	65	225	365	495	660	800	1.015	1.175	485
S 3	0	65	215	360	490	640	775	950	1.170	505
S 4	0	Roto								
S 5	0	—65	—255	—470	—660	—880	—1.110	—1.355	—1.365	Roto
S 6	0	0	—175	—210	—360	—535	—735	—960	—870	—350
S 7	0	35	105	160	210	270	330	395	380	—570
S 8	0	—20	—100	—215	—365	—515	—670	—830	—1.210	—8.070
S 9	0	55	180	285	385	490	610	760	1.070	1.470
S 10	0	60	230	485	600	795	990	1.215	1.750	710
S 11	0	170	565	870	1.160	1.430	1.720	2.060	3.370	605
S 12	0	50	170	315	470	630	815	1.020	1.610	1.120
S 13	0	85	305	505	710	895	1.085	1.290	1.845	1.685
S 14	0	60	120	375	545	705	865	1.050	1.655	1.885
S 15	0	70	230	370	530	685	870	1.155	1.830	3.620
S 16	0	85	290	470	650	820	1.010	1.250	2.010	2.915
S 17	0	70	255	435	625	800	990	1.230	1.840	865
S 18	0	165	530	800	1.055	1.290	1.540	1.860	3.865	740
S 19	0	60	210	355	535	695	885	1.125	1.910	1.400
S 20	0	80	265	430	600	780	1.000	1.260	2.065	3.010
S 21	0	95	265	410	550	670	805	980	1.360	2.500
S 22	0	55	170	260	335	425	525	650	910	330
F 1	0	15 16	61 58	78 80	95 99	123 126	154 155	176 181	311 356	—
F 2	0	19 17	48 51	63 65	82 85	107 109	137 137	167 166	297 331	—
F 3	0	56 56	— 240	341 349	452 467	596 611	751 753	939 951	1.473 1.622	3.138
F 4	0	72 70	— 190	303 307	407 422	543 558	693 694	870 882	1.388 1.517	2.817
Escala 1	0	120	250	390	500	670	810	1.020	1.600	3.350
Escala 2	0	10	50	80	100	110	160	200	400	800

CUADRO II-4

S1-N4

Cargas (Kp)	0	1.500	3.000	4.500	6.000	7.500	9.000	10.380
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO							
	P	1	2	3	4	5	6	7
S 1	0	—	200	450	640	840	1.210	R
S 2	0	—	180	370	590	690	900	—
S 3	0	—	195	420	600	760	1.180	—
S 4	0	—	-160	-3.220	-3.330	-5.030	-5.180	—
S 5	0	—	-210	-600	-960	-1.240	-1.370	—
S 6	0	—	-190	-170	-1.900	-1.430	-1.740	—
S 7	0	—	0	20	60	120	570	—
S 12	0	—	240	430	690	900	1.450	—
S 13	0	—	160	350	520	690	1.105	—
S 17	0	—	210	420	620	830	1.430	—
S 18	0	—	190	380	540	760	1.150	—
F 1	0	—	93 105	298 355	512 513	750 704	1.230 1.258	—
F 2	0	—	112 101	282 291	460 461	698 710	1.172 1.196	—
F 3	0	—	196 203	315 320	405 405	504 510	755 768	—
F 4	0	—	219 228	335 339	425 426	527 533	778 787	—
Escala 1	0	—	0,5	-1,5	-3,5	-6	-11	—
Escala 2	0	—	3,2	4,2	5	5,9	8	—

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-5

S2-N1

Cargas (Kp)	0	4.000	8.000	12.000	16.000	20.000	24.000	28.000	28.000	32.000
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO									
	P	1	2	3	4	5	6	7	7 bis	8
S 1	0	140	330	530	710	920	1.130	1.860	2.200	4.240
S 2	0	120	300	490	670	880	1.120	1.860	2.240	2.980
S 3	0	130	310	500	680	860	990	1.190	1.220	470
S 4	0	-110	-310	-540	-750	-950	-1.200	-1.330	-1.210	-500
S 5	0	-110	-290	-510	-750	-960	-1.230	-1.420	-1.370	-460
S 6	0	-100	-290	-520	-710	-930	-1.170	-1.420	-1.420	-580
S 7	0	-10	0	-20	-40	-30	-110	-470	-220	-420
S 8	0	20	20	110	0	10	70	450	240	-440
S 9	0	120	290	460	630	910	1.020	1.390	1.630	1.200
S 12	0	240	610	980	1.110	1.630	1.950	2.500	2.890	2.350
S 13	0	200	490	730	970	1.230	1.520	2.060	2.420	1.850
S 17	0	220	550	840	1.320	1.400	1.740	2.370	2.750	2.230
S 18	0	150	400	630	830	1.030	1.260	1.640	1.885	1.420
F 1	0	20	290	347	410	477	570	755	742	1.408
F 2	0	144	199	260	309	370	449	598	662	956
F 3	0	222	362	488	617	755	928	1.245	1.412	—
F 4	0	161	284	386	500	625	772	1.034	1.182	1.734
Escala 1	0	1,8	3	4	5	6,2	8	10,5	12	18,5
Escala 2	0	-2	-3	-4	-5	-6	-7,3	-10	-11,8	-17

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-6

S2-N2

Cargas (Kp)	0	11.000	20.000	30.000	38.000	48.000	56.500	65.500
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO							
	P	1	2	3	4	5	6	7
S 1	0	150	320	560	740	870	1.140	1.255
S 2	0	160	335	570	750	885	1.160	1.110
S 3	0	140	300	540	710	830	1.100	1.250
S 4	0	-55	-120	-220	-290	-400	-490	-625
S 5	0	-60	-135	-240	-320	-425	-510	-425
S 6	0	-50	-115	-200	-275	-370	-445	-325
S 7	0	75	150	250	330	-640	-510	-700
S 8	0	20	50	85	120	115	-800	-895
S 9	0	100	210	405	555	640	-160	-560
S 12	0	210	440	750	940	1.100	1.300	-350
S 13	0	190	385	655	870	1.040	1.250	-210
S 17	0	170	350	600	790	940	1.160	-220
S 18	0	140	280	560	680	870	1.030	-370
F 1	0	-54	-47	5	40	83	140	-
		-46	-57	7	41	83	136	-
F 2	0	-66	-65	5	37	77	132	-
		-61	-73	6	36	79	123	-
F 3	0	216	269	357	422	482	565	-
		210	267	357	420	488	541	-
F 4	0	183	230	306	372	431	517	-
		178	227	305	370	438	493	-
Escala 1	0	1,9	2	3	3,7	4,0	5,0	-
Escala 2	0	0	-0,1	-1	-1,3	-2,0	-2,7	-

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-7

S2-N3

Cargas (Kp)	0	4.000	8.000	12.000	16.000	20.000	24.000	28.000	32.000
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO								
	P	1	2	3	4	5	6	7	8
S 1	0	115	245	390	540	670	820	960	1.320
S 2	0	125	270	425	575	710	855	1.015	3.860
S 4	0	— 90	—255	—500	—720	—920	—1.130	—1.350	—1.390
S 5	0	— 95	—275	—520	—755	—955	—1.170	—1.400	—1.250
S 6	0	— 90	—280	—505	—720	—925	—1.140	—1.370	—1.415
S 8	0	— 45	—140	—305	—450	—600	— 760	— 935	—1.475
S 9	0	110	225	340	450	555	680	810	1.240
S 12	0	145	315	495	675	850	1.050	1.275	2.720
S 13	0	150	315	500	690	870	1.070	1.290	2.820
S 17	0	170	420	690	1.050	1.275	1.505	1.760	3.420
S 18	0	75	145	220	290	370	440	560	1.000
F 1	0	101 114	122 120	138 141	164 166	190 193	217 219	248 250	450
F 2	0	75 83	92 92	108 111	131 132	153 155	178 179	204 208	426
F 3	0	—323 —303	—183 —163	— 16 — 4	159 163	218 233	506 513	632 650	1.738
F 4	0	—148 —131	2 0	142 152	305 309	355 469	732 739	839 850	1.914
Escala 1	0	— 2,4	— 1	+ 0,8	+ 2,5	+ 4,2	+ 6,0	3,4	24,8
Escala 2	0	— 0,9	— 1	— 1,2	— 1,5	— 1,8	— 2	— 2,2	— 5,5

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-8

S2-N4

Cargas (Kp)	0	1.750	3.500	5.250	7.500	8.750	10.500	12.250	14.000	—
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO									
	P	1	2	3	4	5	6	7	8	—
S 1	0	—	240	450	600	740	970	1.400	3.020	—
S 2	0	—	310	550	720	910	1.170	1.520	3.720	—
S 4	0	—	-260	-620	-910	-1.080	-1.290	-1.460	-1.840	—
S 5	0	—	-170	-190	-360	-510	-570	-290	-170	—
S 6	0	—	-260	-570	-840	-1.080	-1.290	-1.580	-1.640	—
S 7	0	—	-150	-130	-210	-280	-350	-540	-1.000	—
S 8	0	—	10	0	-20	-20	-30	-100	-400	—
S 9	0	—	190	355	475	590	700	850	1.195	—
S 12	0	—	360	680	950	1.170	1.420	1.840	2.720	—
S 13	0	—	350	640	850	1.015	1.190	1.400	2.040	—
S 17	0	—	190	480	660	800	990	1.310	2.090	—
S 18	0	—	-90	360	460	540	590	780	1.230	—
S 19	0	—	-60	-235	-350	-370	-400	-420	-640	—
S 20	0	—	-60	-85	—	-120	-115	-100	-40	—
S 21	0	—	-70	-230	-350	-370	-390	-470	-510	—
S 22	0	—	0	-20	-30	-30	-30	-30	-30	—
F 1	0	—	299 302	390 393	444 444	494 506	558 560	650 656	896 912	—
F 2	0	—	-51 -51	-171 324	369 370	409 422	470 474	556 560	798 808	—
F 3	0	—	161 252	334 334	475 476	596 608	624 636	913 927	1.420 1.445	—
F 4	0	—	118 119	279 282	304 304	413 423	635 649	723 731	1.347 1.357	—
Escala 1	0	—	-1	-3	-4	-4,8	-6,5	-8,6	-14,2	-18,8
Escala 2	0	—	3,1	4	4,2	—	4,7	5,2	7,3	11,6

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-13

S4-N1

Cargas (Kp)	0	2.500	5.000	7.500	10.000	12.500	15.000	17.500	20.000
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO								
	P	1	2	3	4	5	6	7	8
S 3	0	5	280	390	520	690	825	990	1.090
S 4	0	- 50	-215	-460	-8.625	-8.830	-9.035	-9.205	-9.145
S 5	0	- 55	-220	-350	- 560	- 795	-1.000	-1.220	-1.275
S 6	0	- 70	-245	-370	- 535	- 725	- 910	-1.120	-1.175
S 7	0	20	30	25	15	10	0	- 20	- 370
S 8	0	20	30	25	15	10	- 10	- 30	- 425
S 9	0	75	230	320	460	600	740	890	1.470
S 12	0	10	330	470	665	895	1.090	1.320	2.280
S 13	0	5	285	395	540	710	850	1.020	1.640
S 17	0	125	360	495	700	945	1.135	1.375	2.505
S 18	0	5	290	410	580	775	940	1.130	1.880
F 1	0	- 14 - 10	80 86	131 135	195 189	278 281	358 359	458 458	791 857
F 2	0	7 11	98 102	153 156	218 213	300 302	378 378	473 471	803 851
F 3	0	60 64	166 165	220 227	298 300	392 393	479 484	594 597	974 1.013
F 4	0	53 56	148 146	204 210	278 276	368 370	453 454	556 557	922 934
Escala 1	0	+ 80 +100	+200	+270	+ 320	+ 420	+ 500	+ 610	+1.000
Escala 2	0	+ 20 + 30	- 80	--100	- 186	- 260	- 310	- 410	- 800

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-14

S4-N2

87-22

Cargas (Kp)	0	5.000	10.000	15.000	20.000	25.000	30.000	35.000	40.000	45.000	50.000
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO										
	P	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
S 2	0	140	255	420	575	735	870	1.035	1.210	1.045	—
S 3	0	135	210	355	490	635	760	915	1.075	1.105	—
S 4	0	—40	— 80	—450	—540	—650	—745	—860	—1.070	— 990	—
S 5	0	—60	—125	—200	—290	—380	—460	—560	— 735	—1.000	—
S 6	0	—45	— 85	—150	—220	—315	—395	—490	— 645	— 875	—
S 7	0	25	70	100	130	145	180	210	255	300	—
S 8	0	35	60	105	140	170	200	230	270	300	—
S 9	0	170	270	415	545	685	810	965	1.280	1.605	—
S 12	0	190	335	555	755	955	1.135	1.350	1.710	2.200	—
S 13	0	190	340	575	780	975	1.155	1.375	1.745	2.200	—
S 17	0	215	380	610	815	1.025	1.210	1.435	1.760	2.275	2.680
S 18	0	210	380	630	835	1.020	1.185	1.385	1.750	2.155	4.190
F 1	0	25	60	100	140	190	245	320	425	575	—
F 2	0	30	65	105	150	200	260	320	430	580	—
F 3	0	37	75	115	160	210	270	350	460	630	—
F 4	0	35	75	130	160	225	290	370	460	620	—
Escala 1	0	40	90	145	205	270	340	420	540	700	—
Escala 2	0	25	50	80	110	150	200	260	350	480	—

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-15

S4-N3

Cargas (Kp)	0	3.000	6.000	9.000	12.000	15.000	18.000	21.000
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO							
	P	1	2	3	4	5	6	7
S 1	0	125	340	540	710	910	1.170	—
S 2	0	130	345	540	700	860	910	—
S 3	0	110	285	450	595	750	950	—
S 5	0	—180	— 500	—900	—1.190	—1.480	—1.665	—
S 6	0	— 80	— 315	—625	— 870	—1.115	—1.350	—
S 7	0	—475	—6.300	—	—	—	—	—
S 8	0	— 40	— 195	—370	— 550	— 740	—1.185	—
S 9	0	120	310	470	620	775	1.180	—
S 12	0	120	320	530	720	940	1.540	—
S 13	0	160	465	745	1.000	1.265	1.870	4.440
S 17	0	145	425	660	890	1.130	1.740	—
S 18	0	110	265	400	520	665	1.030	—
F 1	0	— 2 3	78 83	117 120	163 163	223 229	366 374	— 839
F 2	0	— 7 2	55 61	98 101	130 130	181 186	309 315	— 698
F 3	0	61 49	218 234	373 382	527 525	707 719	1.045 1.048	— 2.359
F 4	0	48 52	214 228	365 373	413 526	680 691	982 981	— —
Escala 1	0	50	220	400	550	730	1.100	2.450
Escala 2	0	0	— 100	—130	— 200	— 300	— 460	—1.000

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-16

S4-N4

Cargas (Kp)	0	—	3.000	4.500	6.000	7.500	9.000
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO						
	P	1	2	3	4	5	6
S 1	0	—	350	490	700	900	1.490
S 2	0	—	220	430	600	510	1.300
S 4	0	—	—300	—660	— 980	—1.190	—1.250
S 5	0	—	—270	—930	—1.340	—1.590	—1.630
S 6	0	—	—300	—700	—1.075	—1.220	—1.265
S 7	0	—	60	—695	—1.710	— 420	—1.040
S 8	0	—	160	225	1.490	1.000	430
S 9	0	—	150	260	360	460	650
S 12	0	—	280	450	685	1.040	1.750
S 13	0	—	280	450	670	990	1.615
S 17	0	—	260	510	760	1.170	2.005
S 18	0	—	220	420	600	840	1.225
F 1	0	—	249	445	614	897	1.505
		—	257	454	638	925	1.549
F 2	0	—	174	461	628	915	1.505
		—	179	467	652	946	1.544
F 3	0	—	358	498	706	933	1.461
		—	362	501	726	959	1.497
F 4	0	—	343	488	654	862	1.389
		—	346	493	671	889	1.421
Escala 1	0	—	—3,3	—5	—6,7	—9	—14,2
Escala 2	0	—	2,9	5	7	10	17

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-17

S5-N1

AF-12

Cargas (Kp)	0	1.500	3.000	4.500	6.000	7.500	9.000	10.500
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO							
	P	1	2	3	4	5	6	7
S 1	0	—	300	500	840	1.140	1.650	—
S 2	0	—	334	620	920	1.260	1.820	—
S 3	0	—	290	580	860	310	560	—
S 4	0	—	-430	-1.020	-1.680	-2.540	-4.050	—
S 5	0	—	-450	-1.000	-1.660	-2.500	-3.790	—
S 6	0	—	-390	-930	-1.550	-2.510	-6.560	—
S 7	0	—	-30	-110	-210	-380	-730	—
S 8	0	—	-60	-180	-310	-500	-900	—
S 9	0	—	240	420	610	820	1.150	—
S 11	0	—	360	730	1.160	1.640	2.350	3.690
S 12	0	—	320	630	970	1.360	2.940	—
F 1	0	—	188	418	684	936	1.421	2.665
F 2	0	—	199	427	701	974	1.452	2.595
F 3	0	—	210	498	658	943	1.421	2.595
F 4	0	—	226	505	684	976	1.449	2.321
Escala 1	0	—	294	520	707	910	1.244	2.321
Escala 2	0	—	306	525	723	924	1.258	2.103
	0	—	213	421	615	806	1.119	2.103
	0	—	224	426	628	815	1.128	—
Escala 1	0	—	3	6	8,5	12	18	36
Escala 2	0	—	1,5	3,5	5,5	7,0	9,5	22

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-18

S5-N2

Cargas (Kp)	0	4.500	9.000	13.500	18.000	22.500	27.000
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO						
	P	1	2	3	4	5	6
S 1	0	195	490	780	1.110	1.550	2.280
S 2	0	210	520	820	1.150	1.580	2.490
S 3	0	190	480	770	1.090	1.480	2.270
S 4	0	-150	-480	-900	-1.420	-2.020	-3.510
S 5	0	-150	-510	-900	-1.390	-2.070	-3.930
S 6	0	-150	-440	-830	-1.250	-1.860	-3.300
S 7	0	20	0	-30	-80	-210	-520
S 8	0	30	10	-20	-70	-120	-450
S 9	0	190	450	710	1.010	1.440	2.250
S 12	0	180	480	850	1.320	1.990	-3.280
S 17	0	140	370	680	1.080	1.670	2.640
F 1	0	63 69	154 161	265 269	416 423	605 629	861 1.045
F 2	0	56 60	156 164	274 278	426 433	614 636	962 1.039
F 3	0	15 19	133 191	291 296	266 482	704 727	1.124 1.213
F 4	0	38 42	161 189	313 319	490 498	710 736	1.109 1.188
Escala 1	0	1	2	3,5	5,5	8	12,5
Escala 2	0	0,8	2	3,5	5,5	8	13

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-19

S5-N3

Cargas (Kp)	0	3	6	9	12	15	18	21
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO							
	P	1	2	3	4	5	6	7
S 1	0	480	650	1.520	2.030	2.060	2.540	3.300
S 2	0	470	770	1.580	2.200	2.060	2.680	4.200
S 3	0	430	750	1.770	2.230	2.420	2.600	4.780
S 4	0	470	100	-340	-640	-1.190	-2.560	-6.450
S 5	0	970	70	-70	-100	-1.130	-2.400	-6.480
S 6	0	140	-370	80	-130	-1.050	-2.290	-7.660
S 7	0	290	190	260	320	240	630	2.250
S 8	0	450	950	1.170	1.350	1.380	1.360	1.350
S 9	0	100	280	420	550	730	980	1.530
S 12	0	220	790	1.170	1.550	1.950	2.560	4.120
S 17	0	200	710	1.100	1.480	1.890	2.530	4.120
F 1	0	54	139	232	312	407	569	907
		54	162	240	319	424	591	977
F 2	0	47	145	218	300	397	565	921
		47	147	226	318	415	587	998
F 3	0	79	302	487	685	—	1.270	2.047
		79	304	498	698	1.545	1.405	2.166
F 4	0	74	297	492	694	927	1.287	1.995
		74	300	503	707	958	1.329	2.118
Escala 1	0	1	3,5	5,5	8	10,5	11,5	12,5
Escala 2	0	1	2	3	4	5	7,5	23

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-20

S6-N1

Cargas (Kp)	0	2.250	4.500	6.750	9.020	11.300	13.530	—
Aparatos	FASE DEL ENSAYO							
	P	1	2	3	4	5	6	—
S 1	0	140	450	800	1.110	1.440	2.160	—
S 2	0	130	420	735	1.070	1.310	2.000	—
S 3	0	150	440	760	1.065	1.330	1.950	—
S 4	0	—190	—650	—1.260	—1.820	—2.320	—10.530	—
S 5	0	—170	—670	—1.320	—1.960	—2.510	—	—
S 6	0	—180	—675	—1.230	—1.790	—2.290	— 9.150	—
S 7	0	— 70	—120	— 220	— 320	— 400	— 910	—
S 8	0	— 10	— 80	— 210	— 330	— 440	— 990	—
S 9	0	100	290	490	680	870	1.320	—
S 10	0	260	750	1.200	1.580	1.970	3.040	—
S 11	0	150	590	1.080	1.490	1.890	2.740	—
S 12	0	150	480	850	1.150	1.450	2.150	—
S 13	0	110	410	700	990	1.265	2.090	—
S 14	0	70	200	350	500	2.040	2.900	3.265
S 15	0	280	800	1.250	1.660	1.650	1.080	—
S 16	0	140	510	930	1.300	1.920	2.500	—
S 17	0	200	640	1.090	1.510	1.700	2.880	—
S 18	0	220	625	1.010	1.370	1.700	2.470	—
S 19	0	110	220	430	660	800	1.170	—
F 1	0	278 279	467 483	717 738	907 931	1.110 1.135	1.498 1.535	—
F 2	0	215 217	371 380	643 666	854 878	1.064 1.088	1.456 1.589	—
F 3	0	6 11	243 273	550 580	739 725	1.021 1.056	1.444 1.584	—
F 4	0	41 49	288 305	575 600	801 839	1.028 1.056	1.453 1.578	—
Escala 1	0	0,5	3	6	8,2	11	15,5	—
Escala 2	0	2,5	4,5	7	9	11	15	—

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-21

S6-N2

Cargas (Kp)	0	5.000	10.000	15.000	20.000	25.000	30.000	32.750 (2)
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO							
	P	1	2	3	4	5	6	7
S 1	0	190	440	680	950	1.290	1.670	—
S 2	0	200	460	710	1.000	1.360	1.770	—
S 3	0	190	470	750	1.070	1.480	2.130	—
S 4	0	—170	—430	—730	—1.050	—1.420	—1.880	—
S 5	0	—130	—410	—740	—1.100	—1.510	—1.990	—
S 6	0	—200	—530	—850	—1.220	—1.660	—2.280	—
S 7	0	30	40	40	50	50	30	—
S 8	0	25	30	30	30	40	50	—
S 9	0	170	380	580	800	1.070	1.410	—
S 12	0	240	550	870	1.200	1.600	2.030	—
S 17	0	200	480	790	1.130	1.540	2.020	—
F 1	0	210	293	408	548	713	926	—
		210	298	415	555	735	961	—
F 2	0	163	262	382	523	703	926	—
		166	267	388	529	719	969	—
F 3	0	147	294	407	593	767	987	—
		143	297	416	591	784	1.025	—
F 4	0	133	263	394	543	834	970	—
		132	266	402	551	852	1.111	—
Escala 1	0	1,5	3	4,5	6	8	11	—
Escala 2	0	2	3	4	6	8	11	—

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-22

S6-N3

Cargas (Kp)	0	4.000	8.000	12.000	16.000	20.000	24.000	28.000
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO							
	P	1	2	3	4	5	6	7
S 1	0	170	410	640	890	1.140	1.480	1.960
S 2	0	190	470	750	1.050	1.400	1.830	2.730
S 3	0	170	440	700	1.000	1.330	1.760	2.420
S 4	0	-135	-480	-870	-1.270	-1.650	-2.110	-2.900
S 5	0	-130	-470	-930	-1.320	-1.730	-2.200	-2.890
S 6	0	-180	-500	-870	-1.250	-1.630	-2.090	-2.790
S 7	0	90	200	290	390	490	600	700
S 8	0	-60	-230	-480	-700	-940	-1.240	-1.710
S 9	0	110	250	380	530	710	910	1.280
S 12	0	280	660	1.000	1.380	1.650	2.080	2.320
S 17	0	230	600	950	1.310	1.860	2.570	4.830
F 1	0	69 70	143 144	218 222	304 309	398 408	521 538	699
F 2	0	46 47	119 125	195 199	278 283	374 382	493 508	677
F 3	0	69 73	265 289	489 503	709 724	945 964	1.258 1.286	1.652
F 4	0	81 83	278 292	498 512	721 732	959 975	1.253 1.280	1.662
Escala 1	0	1,8	5	8	11	15	19	26
Escala 2	0	0,8	1,8	2,7	3,7	5	6,5	9

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-23

S7-N1

Cargas (Kg)	0	3.500	7.000	10.500	14.000	17.500	21.000	24.200
Aparatos	FASE DEL ENSAYO							
	P	1	2	3	4	5	6	7
S 1	0	190	470	680	910	1.220	1.330	—
S 2	0	190	470	670	890	1.190	1.450	—
S 3	0	160	400	600	800	1.060	1.390	—
S 4	0	—180	—510	—780	—1.000	—1.210	—1.550	—
S 5	0	—190	—560	—870	—1.170	—1.620	—3.000	—
S 6	0	—180	—550	—850	—1.170	—1.680	—2.590	—
S 7	0	90	200	290	370	480	630	—
S 8	0	70	140	190	230	300	180	—
S 9	0	20	0	— 10	— 30	— 50	— 120	—
S 10	0	— 20	—110	—190	— 270	— 350	— 470	—
S 11	0	—100	—320	—500	— 680	— 910	—1.290	—
S 12	0	— 70	—240	—410	— 660	— 930	—1.260	—
S 13	0	150	320	450	600	800	1.080	—
S 14	0	120	340	560	820	1.150	1.570	—
S 15	0	120	350	590	850	1.180	1.610	2.500
F 1	0	290 288	384 485	643 659	825 832	1.060 1.064	1.365 1.409	— —
F 2	0	237 233	420 424	580 591	726 732	989 990	1.286 1.329	— —
F 3	0	339 353	590 594	704 713	822 827	975 981	1.153 1.178	— —
F 4	0	205 219	407 410	508 515	614 621	741 746	890 920	— —
Escala 1	0	4	5	6,5	5	8	11	—
Escala 2	0	2	4	5	6	7	9	—

CUADRO II-24

S7-N2

Cargas (Kp)	0	16	24	32	40	48	56
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO						
	P	2	3	4	5	6	7
S 1	0	620	830	910	1.170	1.450	1.750
S 2	0	370	530	740	1.030	1.440	1.900
S 3	0	350	500	690	930	1.150	1.230
S 4	0	-300	-490	-630	-860	-1.120	-1.330
S 5	0	-280	-470	-610	-850	-1.150	-1.450
S 6	0	-280	-460	-600	-820	-1.100	1.330
S 8	0	230	320	440	580	750	900
S 9	0	30	30	50	80	90	120
S 10	0	50	50	80	100	120	130
S 11	0	40	-30	-50	-140	-270	-410
S 12	0	-140	-20	-330	-380	-400	-470
S 13	0	320	470	610	850	1.150	1.400
S 14	0	460	750	990	1.360	1.910	2.180
S 15	0	450	730	950	1.310	1.780	2.160
F 1	0	90	133	194	272	367	466
		90	146	197	275	381	478
F 2	0	60	118	178	247	337	433
		60	132	180	249	348	442
F 3	0	265	346	439	577	749	907
		265	349	438	577	762	927
F 4	0	234	312	400	530	693	844
		233	316	399	531	702	859
Escala 1	0	2,5	3,5	4,5	6	8	10
Escala 2	0	-1,5	-2	-3	-4	-5	-6,5

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO II-25

S7-N3

Cargas (Kp)	0	6,5	13	19,5	26
Aparatos	FASE DEL ENSAYO				
	P	1	2	3	4
S 1	0	190	410	630	840
S 2	0	290	500	800	1.130
S 3	0	200	420	660	880
S 4	0	-160	-380	-600	-810
S 5	0	-180	-420	-640	-840
S 6	0	-170	-410	-650	-880
S 7	0	130	350	630	920
S 8	0	60	110	130	190
S 9	0	110	220	330	450
S 10	0	-60	-170	-320	—
S 11	0	-30	-90	-150	—
S 12	0	-120	-120	-160	—
S 13	0	150	300	450	—
S 14	0	240	500	740	—
S 15	0	240	500	760	—
F 1	0	32 30	297 330	515 530	724
F 2	0	125 124	280 210	479 490	676
F 3	0	108 120	160 162	190 194	215
F 4	0	18 26	170 174	207 210	236
Escala 1	0	0,5	1	6,5	6,5
Escala 2	0	2	4	6	8

CUADRO II-26

S8-N2

Cargas (Kp)	0	17	34	51	68	85	102
Aparatos (*)	FASE DEL ENSAYO						
	P	1	2	3	4	5	6
S 1	0	-160	-320	-620	-810	-1.090	-1.400
S 2	0	- 70	-180	-510	-760	-1.070	-1.360
S 3	0	-120	-370	-690	-890	-1.150	-1.420
S 4	0	130	300	510	650	820	1.020
S 5	0	170	390	660	830	1.020	1.170
S 6	0	180	440	740	940	1.230	1.560
S 7	0	- 90	-200	-460	-550	-760	-980
S 9	0	10	20	10	- 10	- 50	- 80
S 10	0	60	140	230	280	340	420
S 11	0	130	290	470	570	730	900
S 12	0	190	400	680	860	1.210	1.560
S 13	0	80	190	300	380	470	570
S 14	0	30	60	70	70	80	80
S 15	0	- 10	- 60	-170	-250	-350	-460
S 16	0	- 60	-170	-360	-500	-690	-890
S 18	0	60	200	520	730	1.010	1.330
S 19	0	20	40	200	370	630	950
S 20	0	10	40	110	400	700	1.060
S 21	0	30	130	340	540	800	1.130
F 1	0	976 981	1.100 1.101	1.263 1.253	1.370 1.365	1.516 1.513	1.701 1.702
F 2	0	722 725	824 826	974 968	1.075 1.070	1.209 1.210	1.392 1.390
F 3	0	1.014 1.006	1.119 1.117	1.300 1.898	1.409 1.407	1.433 1.453	1.737 1.735
F 4	0	906 901	1.004 1.002	1.161 1.156	1.555 1.550	1.701 1.698	1.886 1.887
Escala 1	0	-8	-10	-11,5	-12,9	-14	-16
Escala 2	0	9	10	11,5	12,5	14	16

(*) Los que no se citan no funcionaron.

CUADRO III-1

Longitud máxima y separación media de fisuras, en centímetros.
Espesor de fisuras en 10^{-1} centímetros.

SI-N1	CARA 2			CARA 3		
	Fase	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor
1	4	—	—	—	—	—
2	8	1,5	< 0,5	8	< 0,5	18
3	12	22	0,7	15	0,7	10
4	16	27	0,85	18	0,85	10
5	20	30	2,0	20	2,0	10

CUADRO III-2

SI-N2	CARA 2			CARA 3		
	Fase	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor
1	6	1	< 0,5	5	< 0,5	1 fisura
2	12	1	< 0,5	5	< 0,5	»
3	18	5,5	0,5	8	0,5	»
4	24	20	0,5	10	0,5	10
5	30	22	0,7	12	0,7	10
6	36	23	0,9	13	0,9	10
7	42	23	1,3	13	1,3	10
8	45	26	3	15	3	10

CUADRO III-3

SI-N3	CARA 2			CARA 3		
	Fase	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor
1	2,5	—	—	—	—	—
2	5	26	—	—	< 0,5	13
3	7,5	30	—	3	0,5	13
4	10	30	—	5	1	13
5	12,5	30	—	8,5	1,5	13
6	15	30	—	8,5	2	13
7	17,5	30	—	8,5	2,5	7 (*)
8	20	30	—	10	7	7

(*) Aparecen dos fisuras intermedias muy cortas.

CUADRO III-4

SI-N4	CARA 2			CARA 3		
	Fase	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor
1	1,5	—	—	—	—	(*)
2	3	24	0,7	20	0,7	—
3	4,5	27	1,2	20	1,2	—
4	6	30	1,5	20	1,5	—
5	7,5	30	2,5	20	2,5	—
6	9	30	6,0	20	6,0	—

(*) Aparecen numerosas fisuras antes de cargar.

CUADRO III-5

Longitud máxima y separación media de fisuras, en centímetros.
Espesor de fisuras en 10^{-1} centímetros.

S2-N1	CARA 2			CARA 3		
Fase	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor	Separación media
1	4	1	< 0,5	2	< 0,5	(*)
2	8	3	1	3	1	—
3	12	28	1,3	16	1,3	—
4	16	30	1,5	20	1,5	—
5	20	30	2	20	2	—
6	24	30	2	20	2	—
7	28	30	2	20	2	—

(*) Se observa una fisura que atraviesa el pilar, a consecuencia del estribo. Además, hay pequeñas fisuras.

CUADRO III-6

S2-N2	CARA 2			CARA 3		
1	8	23	0,5	7,5	—	7 (*)
2	16	23	0,5	7,5	—	7
3	24	27	0,7	9	—	7
4	32	27	0,85	10	—	7
5	40	27	1	10	—	7

(*) Aparecen numerosas fisuras antes de cargar.

CUADRO III-7

S2-N3	CARA 2			CARA 3		
1	4	10	< 0,5	4	< 0,5	(*)
2	8	10	1,0	5,5	1,1	15
3	12	30	1,1	15	1,1	15
4	16	30	1,1	16	1,1	15
5	20	30	1,5	16	1,5	15
6	24	30	1,7	16	1,7	15
7	28	30	1,9	16	1,9	15

(*) Existen cuatro fisuras antes de cargar.

CUADRO III-8

S2-N4	CARA 2			CARA 3		
1	1,75	30	—	—	—	15
2	3,50	30	0,5	20	0,5	15
3	5,25	30	0,6	20	0,6	15
4	7,00	30	1,0	20	1,0	15
5	8,75	30	1,2	20	1,2	15
6	10,50	30	1,8	20	1,8	15
7	12,25	30	3,2	20	3,2	15
8	14,00	30	6,0	20	6,0	15

CUADRO III-9

Longitud máxima y separación media de fisuras, en centímetros.
Espesor de fisuras en 10^{-1} centímetros.

S3-N1	CARA 2			CARA 3		
	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor	Separación media
1	3	—	—	—	—	—
2	4,5	10	< 0,5	—	—	1 fisura
3	6,0	17	0,5	—	—	»
4	7,5	18	1	—	—	»
5	9,0	19	1,3	—	—	»
6	10,5	20	3	2,5	3	»
7	12	—	6	4	6	»

CUADRO III-10

S3-N2	CARA 2			CARA 3		
	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor	Separación media
4	12	6	< 0,5	8	< 0,5	10
5	15	12	< 0,5	8	< 0,5	10
6	18	13	0,5	9	0,5	10
7	21	14	0,6	13	0,6	8
8	24	14	0,7	13	0,7	8
9	27	14	0,8	15	0,8	8
10	30	15	0,9	15	0,9	8
11	33	17	1,3	15	1,3	8
12	34,5	18	1,6	16	1,6	8

CUADRO III-11

S3-N3	CARA 2			CARA 3		
	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor	Separación media
2	4	4	< 0,5	1	< 0,5	2 fisuras en total
3	6	17	< 0,5	8	< 0,5	16 cm.
4	8	20	0,7	10	0,7	9
5	10	20	1,5	14	1,5	9
6	12	20	2,5	15	2,5	9
7	14	20	2,5	15	2,5	9

CUADRO III-12

S3-N4	CARA 2			CARA 3		
	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor	Separación media
1	1	12	0,6	13	0,6	15
2	2	12	0,8	20	0,8	15
3	3	20	1,5	20	1,5	15
4	4	20	2,6	20	2,6	15
5	5	20	4,0	20	4,0	15
6	6	20	6,0	20	6,0	15

CUADRO III-13

Longitud máxima y separación media de fisuras, en centímetros.
Espesor de fisuras en 10^{-1} centímetros.

S4-N1	CARA 2			CARA 3		
Fase	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor	Separación media
1	2,5	2	< 0,5	3	< 0,5	—
2	5,0	15	0,5	20	0,5	1 fisura
3	7,5	14	0,5	20	0,5	—
4	10,0	—	—	—	—	—
5	12,5	20	1,0	20	1,0	—
6	15,0	20	1,2	20	1,2	2 fisuras a 13 cm.
7	17,5	20	1,5	20	1,5	—
8	20,0	20	3,5	20	3,5	—

CUADRO III-14

S4-N2	CARA 2			CARA 3		
1	5	3	< 0,5	3	0,5	(*)
2	10	3	< 0,5	3	< 0,5	—
3	15	3	< 0,5	3	< 0,5	—
4	20	8	0,5	5	0,5	8
5	25	8	0,6	6	0,6	8
6	30	17	0,6	10	0,6	8
7	35	17	0,7	10	0,7	8
8	40	18	0,7	11	0,7	8
9	45	18	1,0	13	1,0	8

(*) Existen dos fisuras antes de cargas.

CUADRO III-15

S4-N3 (*)	CARA 2			CARA 3		
Fase	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor	Separación media

(*) Existe una serie de fisuras previas al ensayo que abarcan gran parte del soporte. En las siguientes fases se abren nuevas fisuras que pueden ser prolongación de las existentes, con espesor de 0,5 y separación de 15 cm.

CUADRO III-16

S4-N4	CARA 2			CARA 3		
1	1,5	—	—	—	—	—
2	3	15	< 0,5	15	< 0,5	15
3	4,5	15	0,5	20	0,5	15
4	6	20	1,3	20	1,3	15
5	7,5	20	3,5	20	3,5	15
6	9	20	6,0	20	6,0	15

CUADRO III-17

*Longitud máxima y separación media de fisuras, en centímetros.
Espesor de fisuras en 10⁻¹ centímetros.*

S5-N1	CARA 2			CARA 3		
Fase	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor	Separación media
1	1,5	—	—	—	—	—
2	3,0	18	1,0	17	1,0	14
3	4,5	20	2,2	20	2,2	14
4	6,0	20	3,1	20	3,1	14
5	7,5	20	3,5	20	3,5	14
6	9,0	20	5,0	20	5,0	4

CUADRO III-18

S5-N2	CARA 2			CARA 3		
1	4,5	20	0,5	17	0,5	15
2	9,0	20	0,9	20	0,9	15
3	13,5	20	1,1	20	1,1	7
4	18	20	1,9	20	1,9	4
5	22,5	20	3,0	20	3,0	4
6	27	20	5,7	20	5,7	4

CUADRO III-19

S5-N3	CARA 2			CARA 3		
1	3	20	0,5	20	0,5	15
2	6	20	1,0	20	1,0	15
3	9	20	1,6	20	1,6	7
4	12	20	2,1	20	2,1	7
5	15	20	2,8	20	2,8	7
6	18	20	4,1	20	4,1	7
7	21	20	8,3	20	8,3	7

CUADRO III-20

*Longitud máxima y separación media de fisuras, en centímetros.
Espesor de fisuras en 10⁻¹ centímetros*

S6-N1	CARA 2			CARA 3		
Fase	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor	Separación media
1	2,25	2	< 0,5	2	< 0,5	(*)
2	4,50	18	0,9	15	0,9	7
3	6,75	18	1,5	18	1,5	7
4	9,02	19	2,0	20	2,0	7
5	11,30	20	2,3	20	2,3	7
6	13,53	20	4,7	20	4,7	7

(*) Tres fisuras en la esquina 2-3.

CUADRO III-21

S6-N2	CARA 2			CARA 3		
1	5	2	< 0,5	2	< 0,5	(*)
2	10	14	0,5	15	0,5	15
3	15	15	1,0	20	1,0	8
4	20	17	1,5	20	1,5	8
5	25	18	1,6	20	1,6	4
6	30	18	2,0	20	2,0	4

(*) Existe una sola fisura.

CUADRO III-22

S6-N3	CARA 2			CARA 3		
1	4	2	0,6	2	0,6	(*)
2	8	8	0,9	10	0,9	7
3	12	10	1,5	17	1,5	7
4	16	11	1,8	20	1,8	7
5	20	13	2,2	20	2,2	7
6	24	14	3,3	20	3,3	4
7	28	17	5,2	20	5,2	4

CUADRO III-23

Longitud máxima y separación media de fisuras, en centímetros.
Espesor de fisuras en 10^{-1} centímetros.

S7-N1	CARA 2			CARA 3		
Fase	Carga (Mp)	Longitud máxima	Espesor	Longitud máxima	Espesor	Separación media
1	3,5	5	0,5	3	0,5	10
2	7,0	23	0,9	16	0,9	5
3	10,5	23	1,7	16	1,7	5
4	14,0	26	2,3	18	2,3	5
5	17,5	30	2,7	19	2,7	5
6	21	30	4,0	19	4,0	5

CUADRO III-24

S7-N2	CARA 2			CARA 3		
1	8	—	—	—	—	—
2	16	14	1,0	14	1,0	2
3	24	21	1,5	15	1,5	2
4	32	21	1,6	15	1,6	2
5	40	21	2,0	15	2,0	2
6	48	27	2,3	20	2,3	2
7	56	27	2,5	20	2,5	2

CUADRO III-25

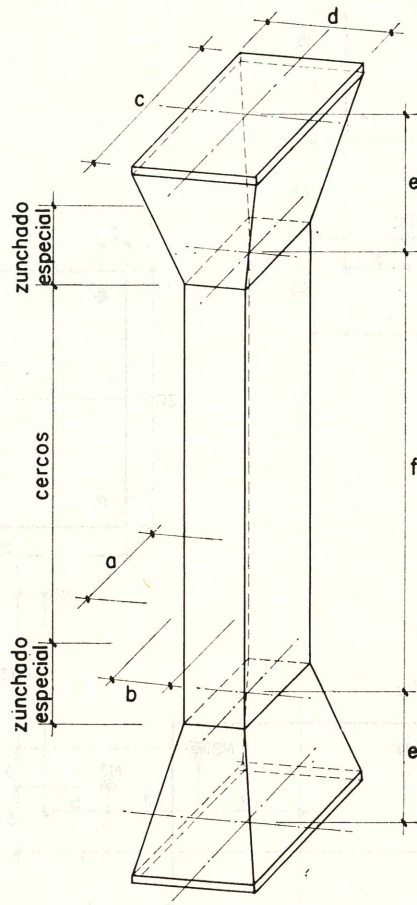
S7-N3 (*)	CARA 2			CARA 3		
1	6,5	14	0,6	5	0,6	7
2	13	25	0,8	10	0,8	7
3	19,5	25	1,0	11	1,0	7

(*) Rompió por fallo de la cabeza.

CUADRO III-26

S8-N2	CARA 2			CARA 3		
1	17	7	0,8	8	0,8	5
2	34	28	1,0	14	1,0	5
3	51	28	1,5	22	1,5	5
4	68	40	1,8	23	1,8	5
5	85	40	3,5	23	3,5	5
6	102	40	4,0	23	4,0	5

ESQUEMA DE LA PIEZA



CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS PIEZAS.

PIEZAS	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
a (cm.)	30	30	20	20	20	20	30	40
b "	20	20	20	20	20	20	20	40
c "	50	50	40	40	40	40	50	— *
d "	40	40	40	40	40	40	40	—
e "	50	50	50	50	50	50	50	—
f "	150	150	150	150	150	150	150	—
Arm. Long.	4Ø16	4Ø20	4Ø12	4Ø16	4Ø12,5	4Ø15,5	8Ø20	12Ø20
Tipo de acero	2400kp/cm ²	2400	2400	2400	4600	4600	2400	2400
Cercos	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6	Ø6
Separación	15 cm.	15	15	15	15	15	15	15
Nº de piezas	4	4	4	4	3	3	3	1

* La pieza S8-N2 poseía una cabeza especial (ver fig. 4).

Fig. 1.

ESQUEMA DE SECCIONES Y PUNTOS DE CARGA

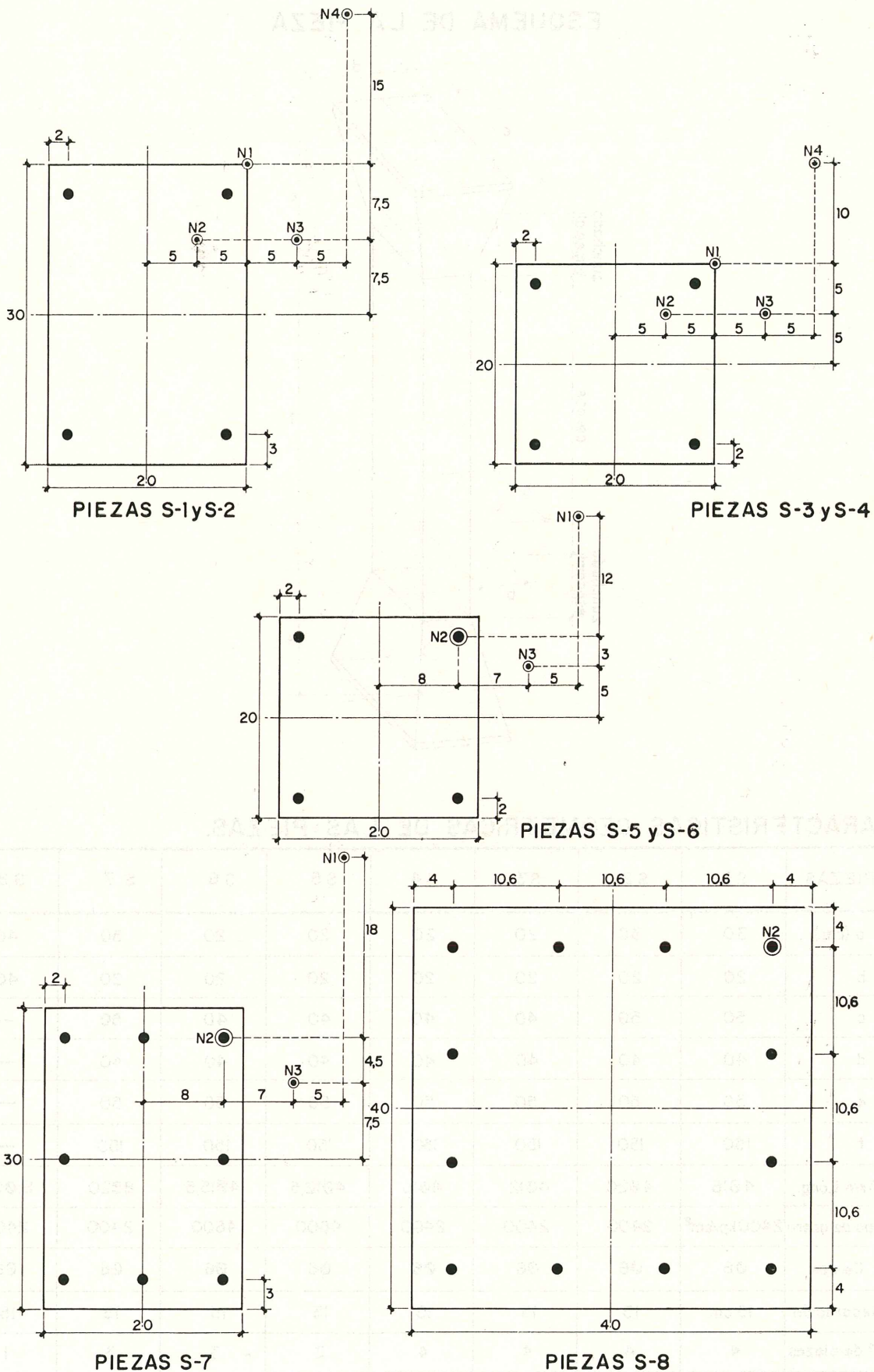


Fig. 2.

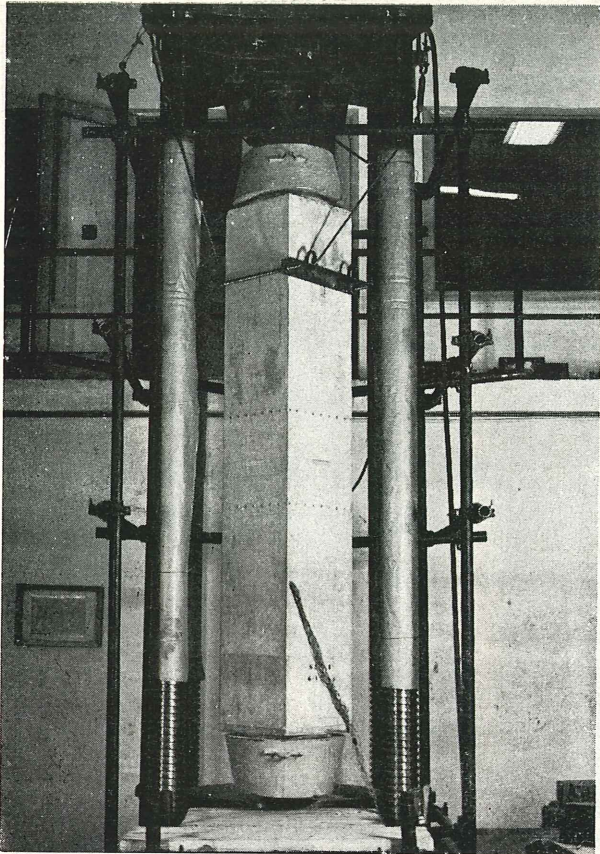


Fig. 3.—Vista de la pieza S8-N1 durante el ensayo.

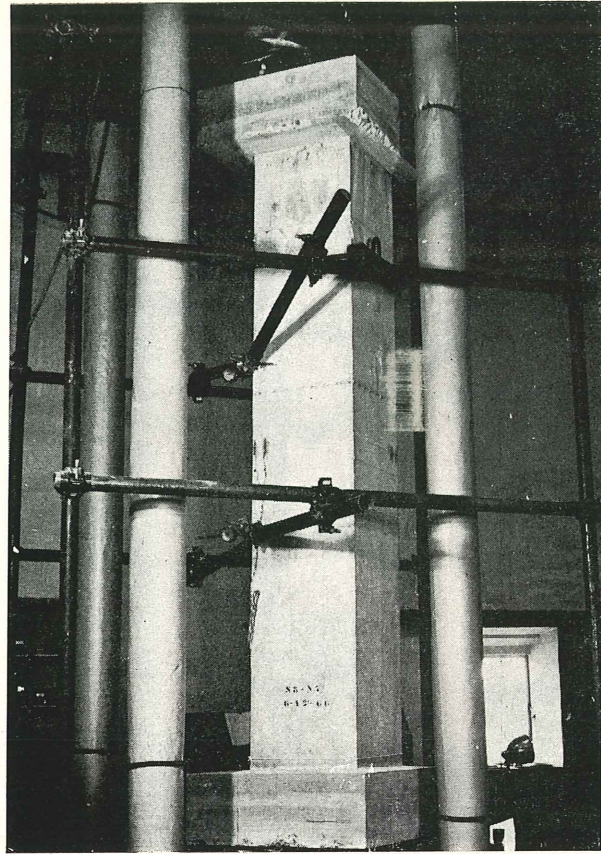


Fig. 4.—Pieza durante el ensayo.

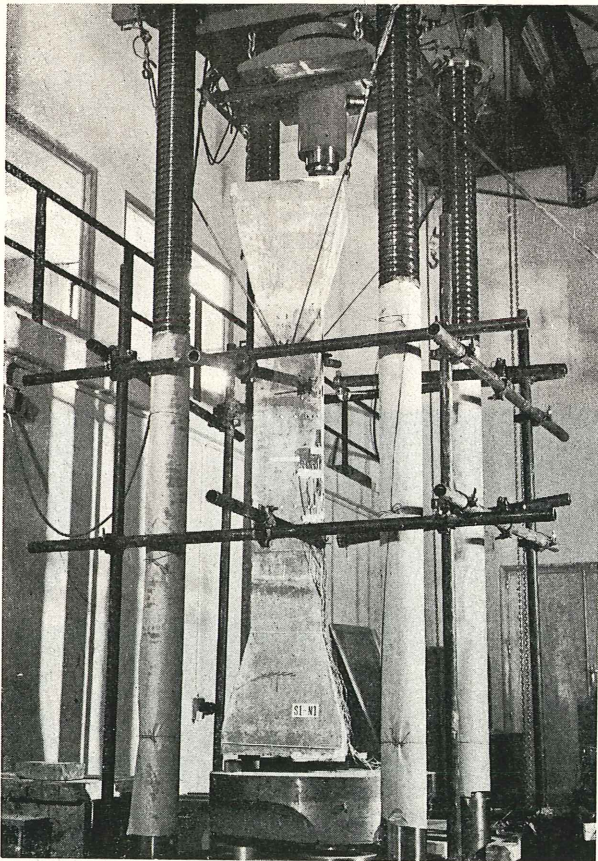


Fig. 5.—Pieza después del ensayo.

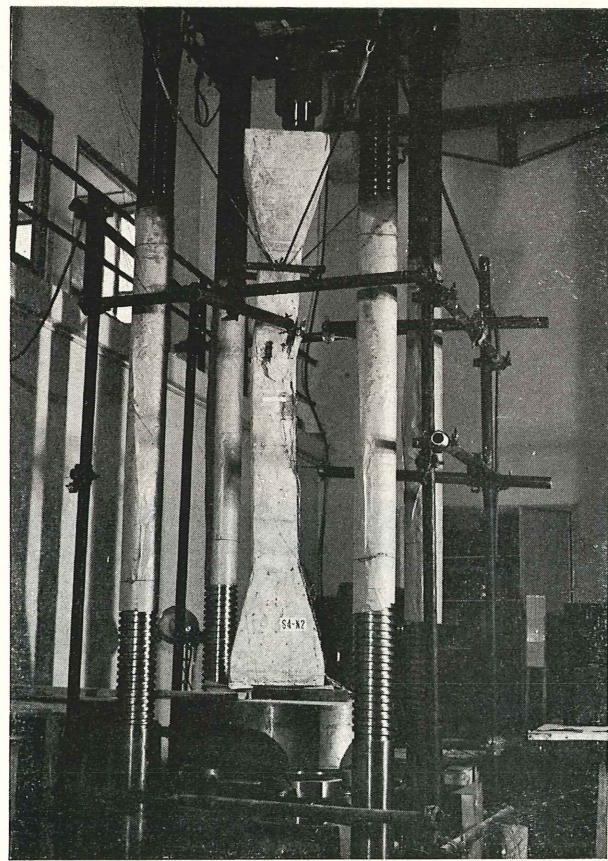


Fig. 6.—Pieza después del ensayo.

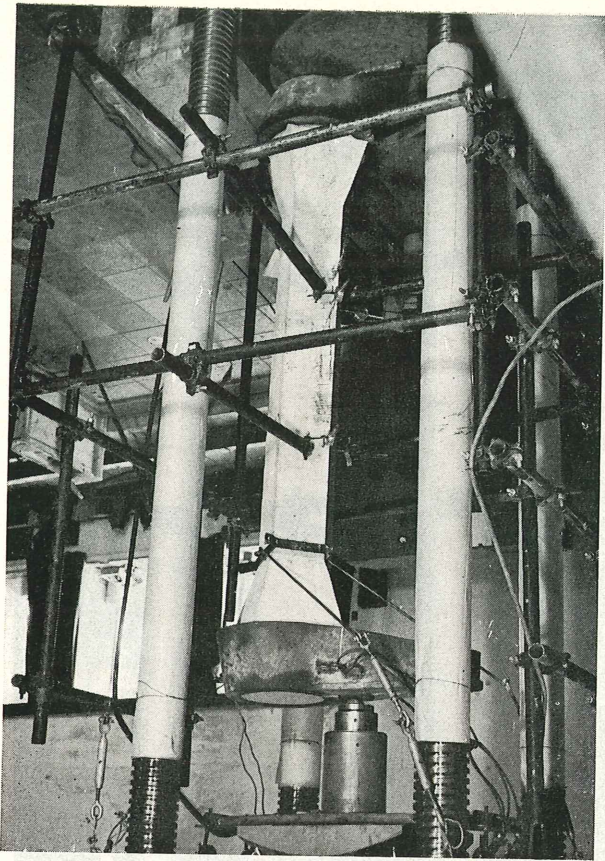


Fig. 7.—Pieza durante el ensayo.

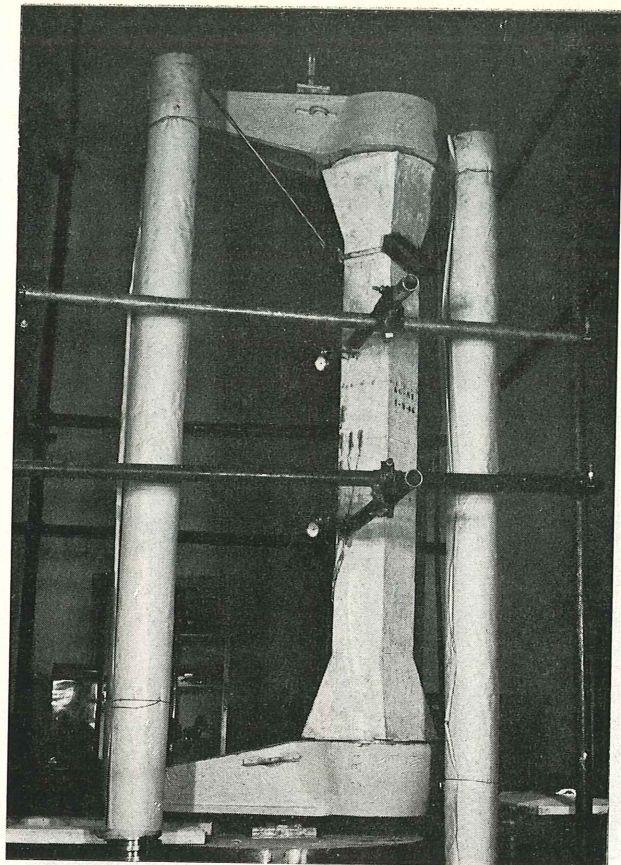


Fig. 8.—Pieza durante el ensayo.

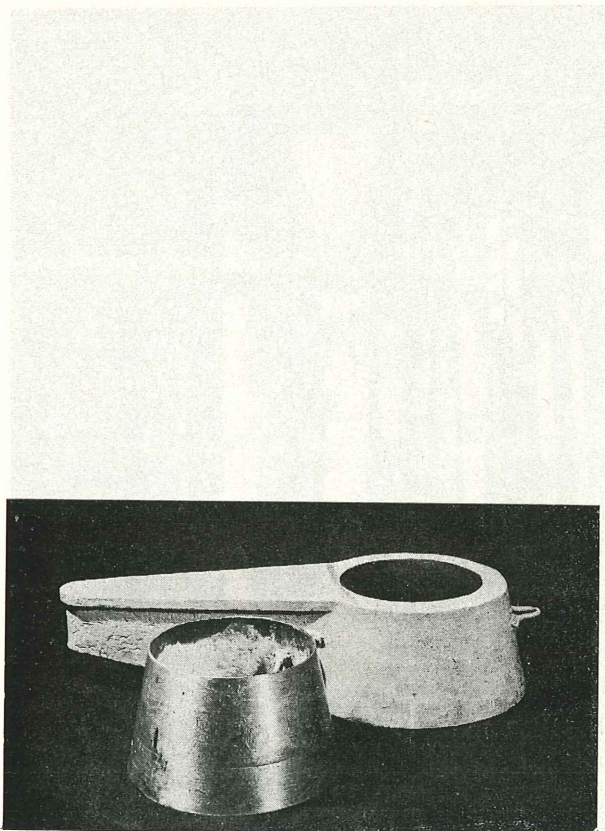


Fig. 9.—Detalle de las piezas especiales para grandes excentricidades.

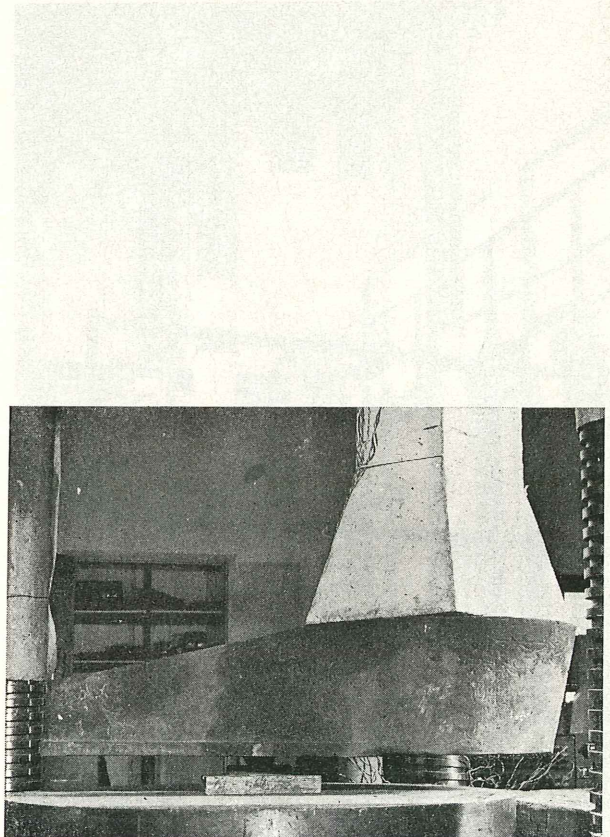


Fig. 10.—Detalle de apoyo para grandes excentricidades.

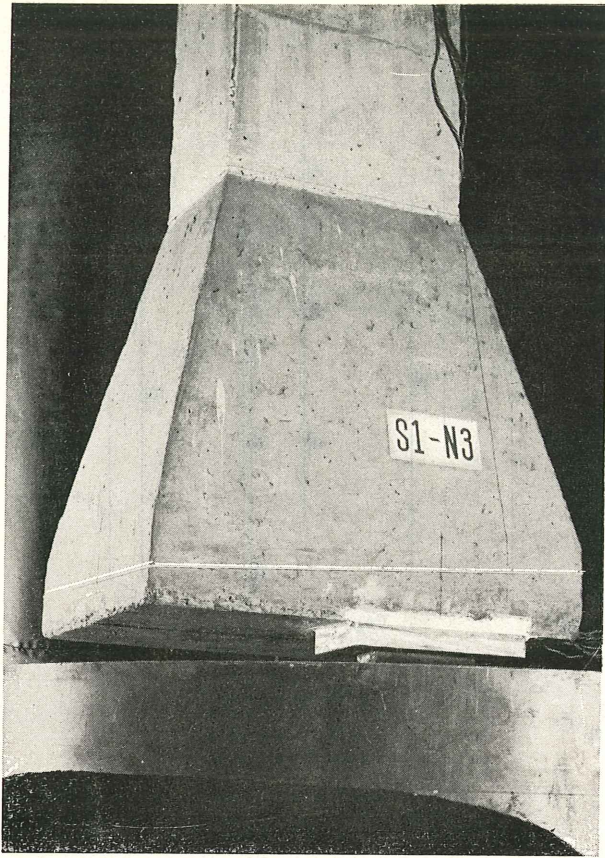


Fig. 11.—Detalle de apoyo inferior.

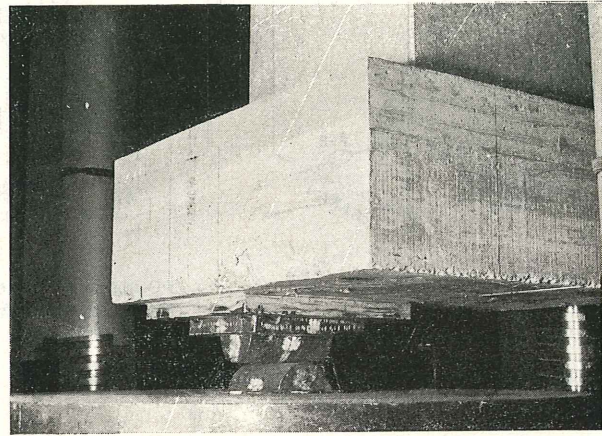


Fig. 12.—Detalle de apoyo inferior en soporte S8-N2.

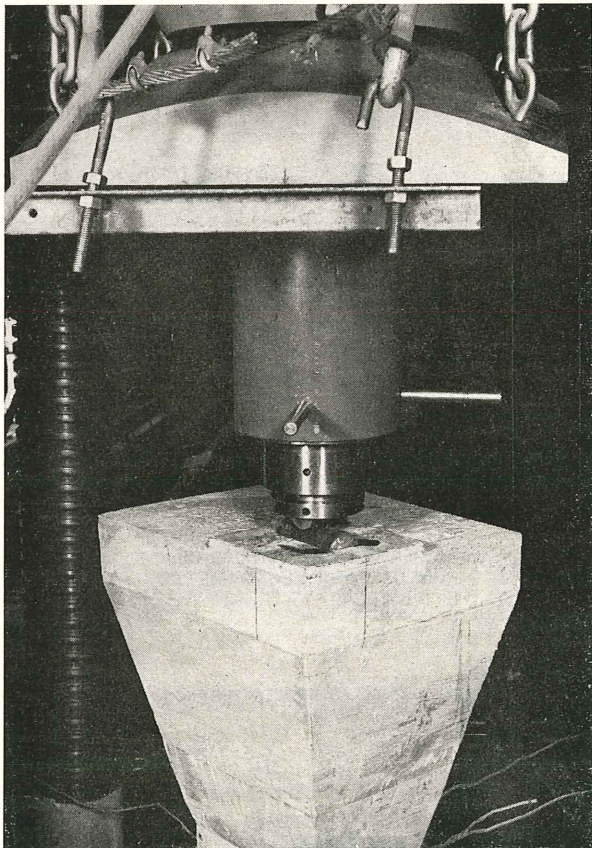


Fig. 13.—Detalle de apoyo superior.

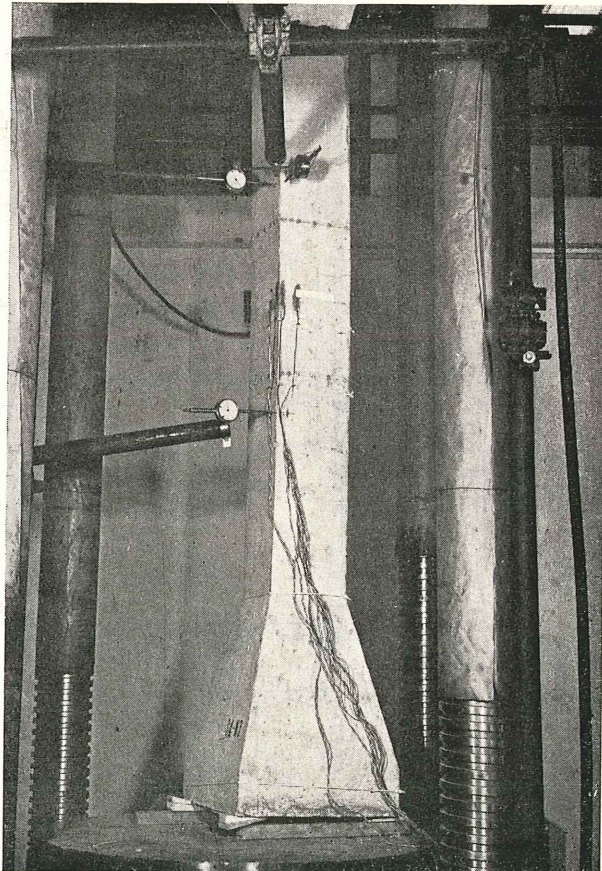
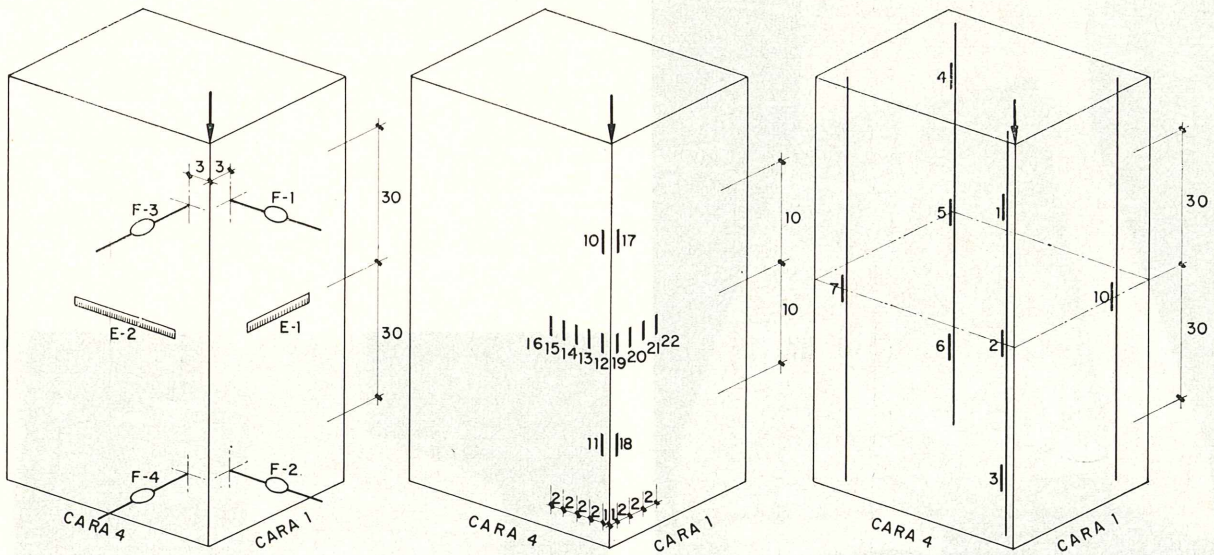


Fig. 14.—Detalle de las cuñas de sujeción.

PIEZAS S1 Y S2

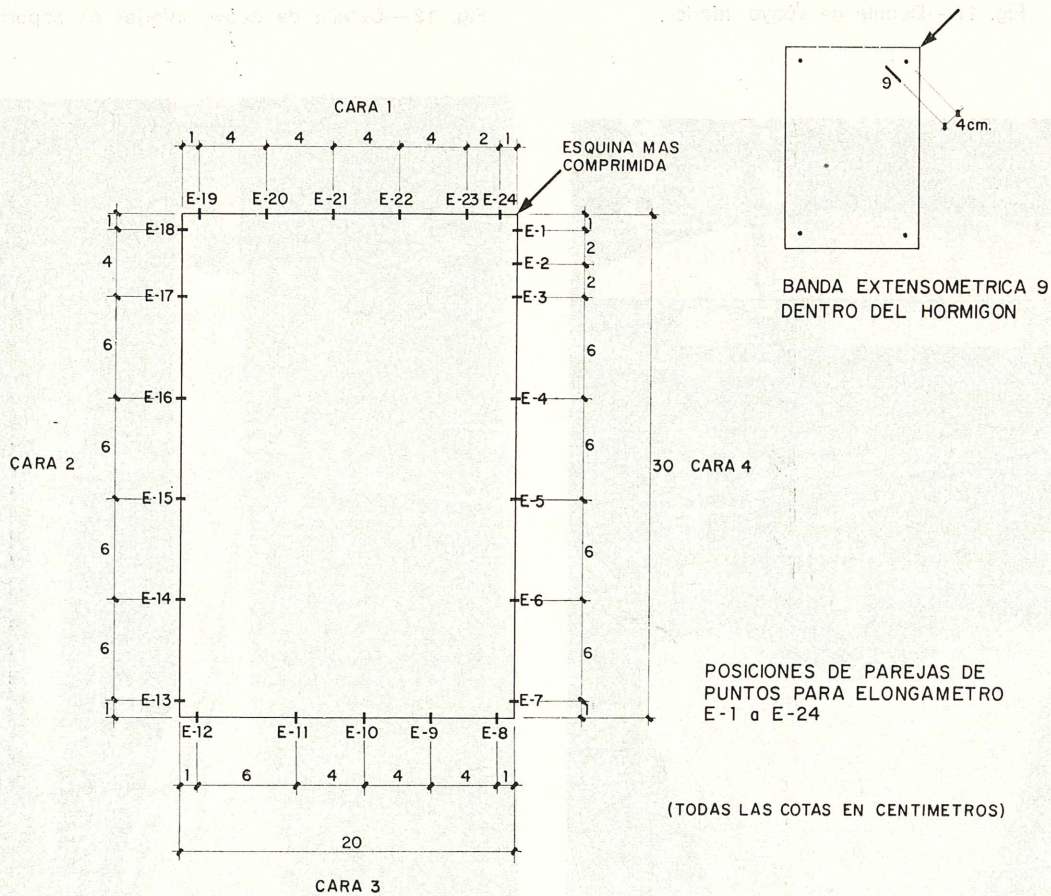


POSICION DE ESCALAS Y FLEXIMETROS.

POSICION DE BANDAS EXTENSOMETRICAS EN EL HORMIGON.

POSICION DE BANDAS EXTENSOMETRICAS EN LAS ARMADURAS.

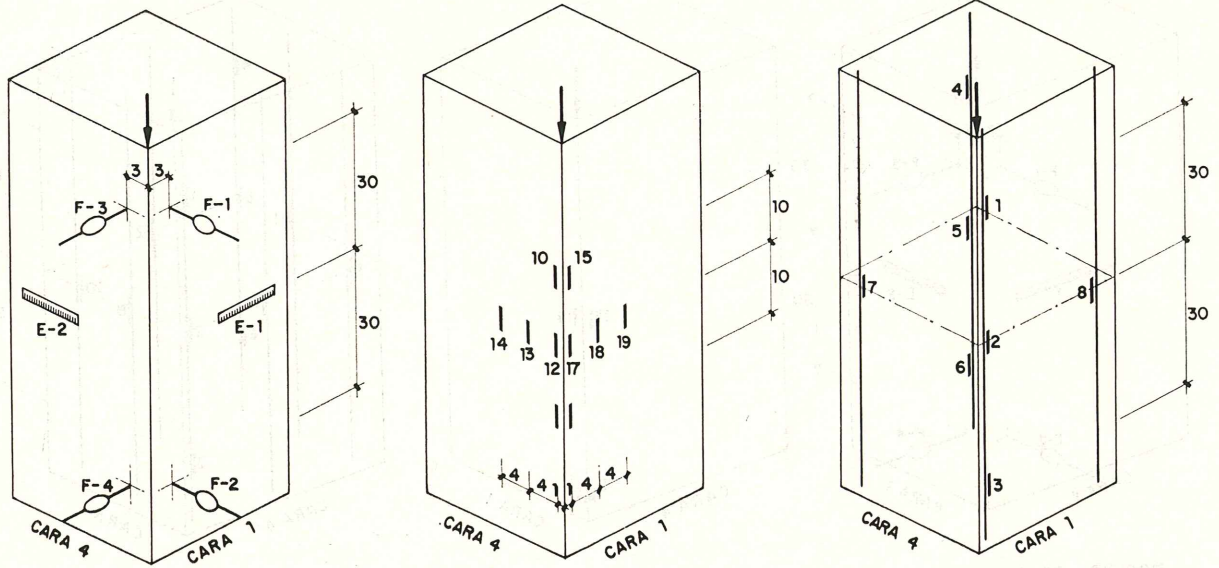
(LA FLECHA INDICA LA ESQUINA MAS COMPRIMIDA)



ESQUEMA DE DISPOSICION DE PUNTOS DE MEDIDA

Fig. 15.

PIEZAS S3, S4, S5 y S6

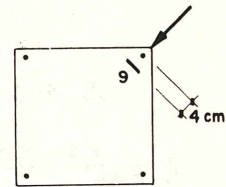


POSICION DE ESCALAS Y FLEXIMETROS

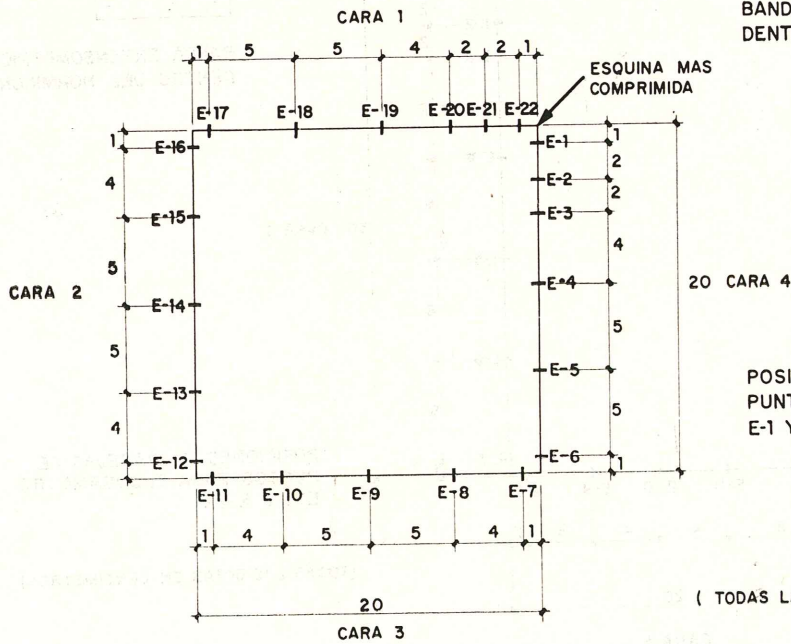
POSICION DE BANDAS EXTENSOMETRICAS EN HORMIGON

POSICION DE BANDAS EXTENSOMETRICAS EN LAS ARMADURAS

(LA FLECHA INDICA LA ESQUINA MAS COMPRIMIDA)



BANDA EXTENSOMETRICA 9 DENTRO DEL HORMIGON



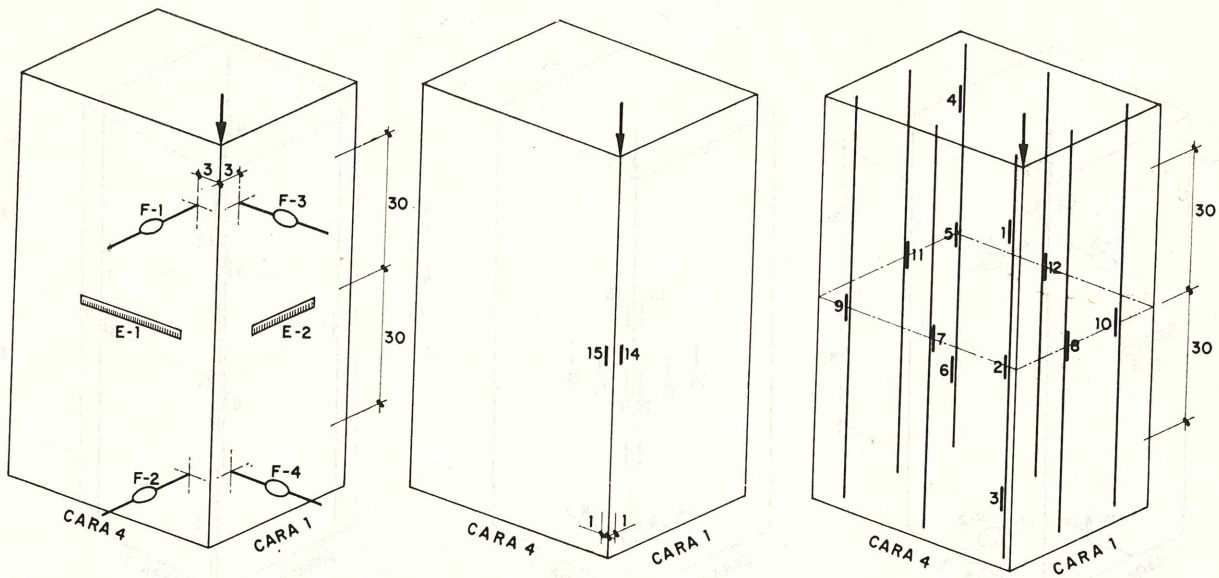
POSICIONES DE PAREJAS DE PUNTOS PARA ELONGAMETRO E-1 Y E-22

(TODAS LAS COTAS EN CENTIMETROS)

ESQUEMA DE DISPOSICION DE PUNTOS DE MEDIDA

Fig. 16.

PIEZAS S7

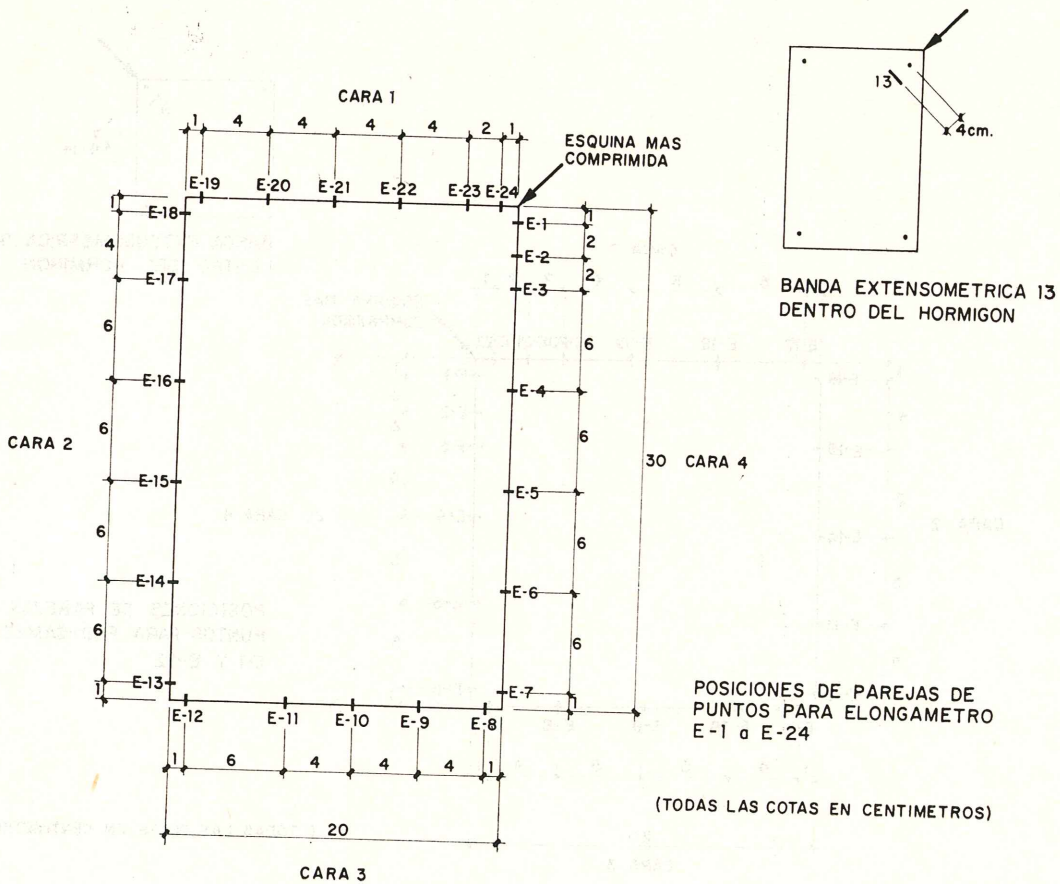


POSICION DE ESCALAS Y FLEXIMETROS.

POSICION DE BANDAS EXTENSOMETRICAS EN EL HORMIGON.

POSICION DE BANDAS EXTENSOMETRICAS EN LAS ARMADURAS.

(LA FLECHA INDICA LA ESQUINA MAS COMPRIMIDA)



ESQUEMA DE DISPOSICION DE PUNTOS DE MEDIDA

Fig. 17.

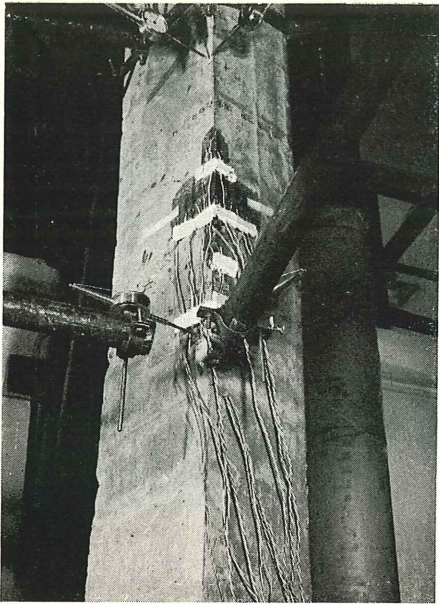


Fig. 18.—Detalle de aparatos y puntos de medida en serie S1 y S2.

Fig. 19.—Detalle de aparatos y puntos de medida en serie S7.

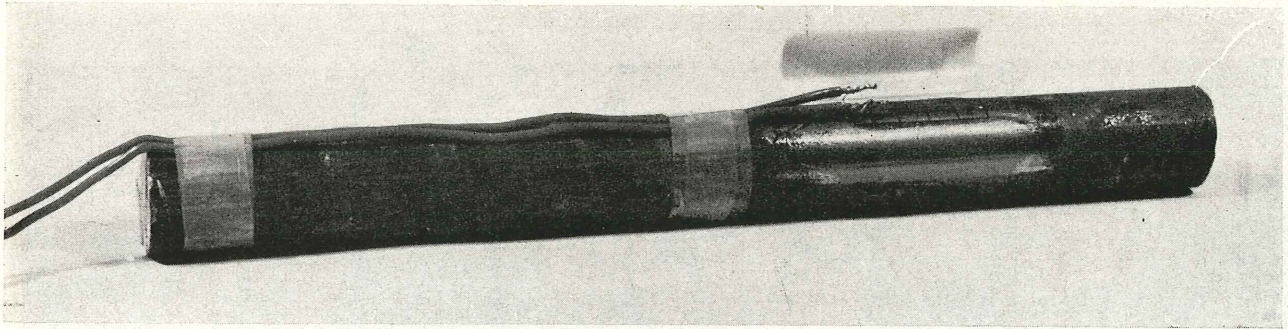
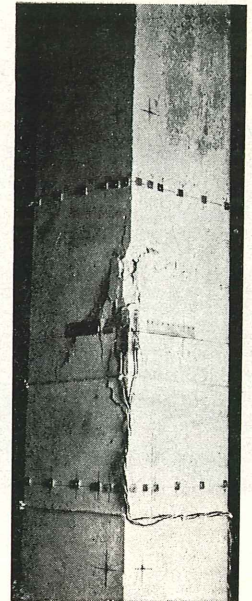


Fig. 20.—Banda extensométrica colocada en la armadura.

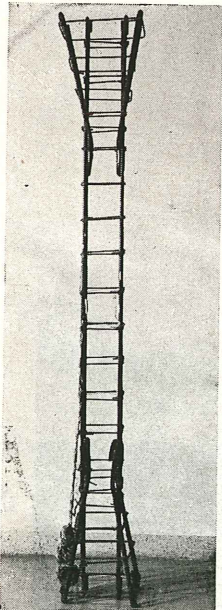


Fig. 21.—Detalle de la armadura con las bandas extensométricas.

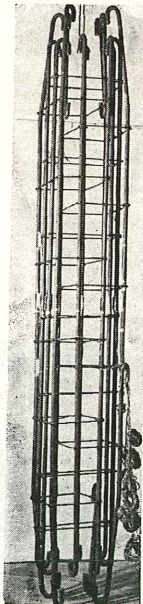


Fig. 22.—Detalle de la armadura.

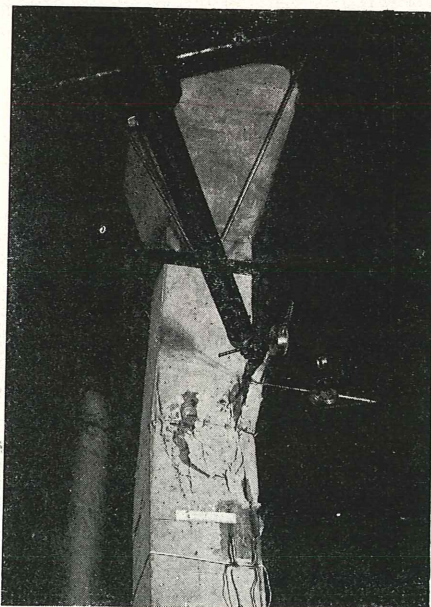


Fig. 23.—Detalle de rotura. Escalas y flexímetros.

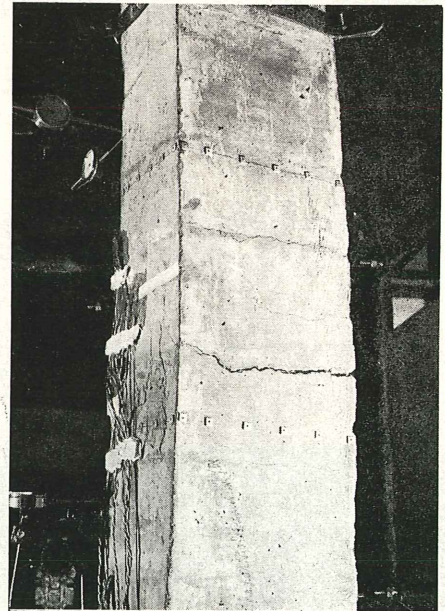


Fig. 24.—Detalle de fisura en la zona de tracción. Puntos de medida.

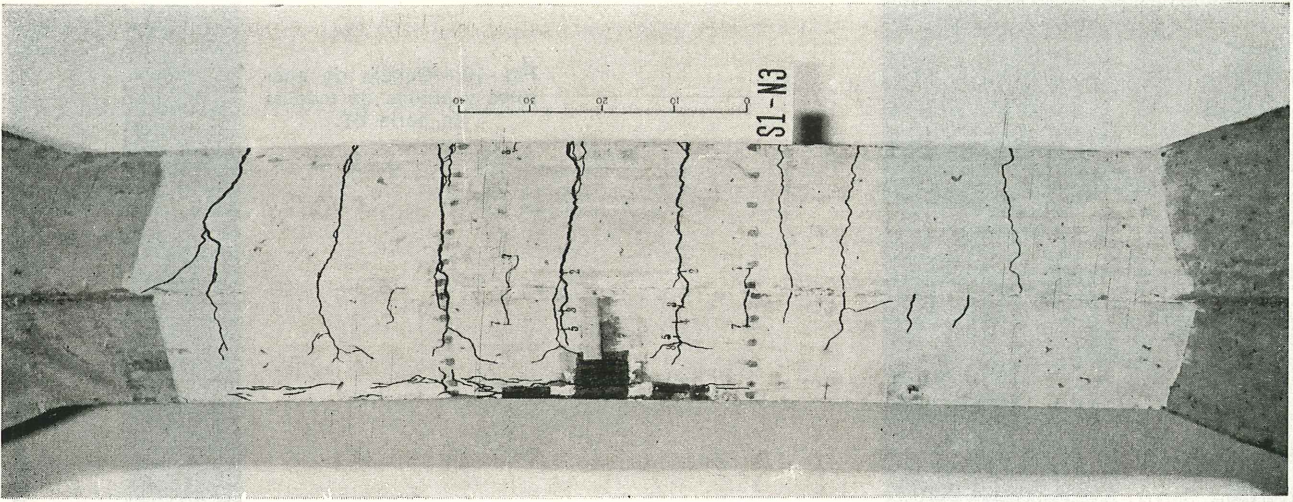


Fig. 25-1.

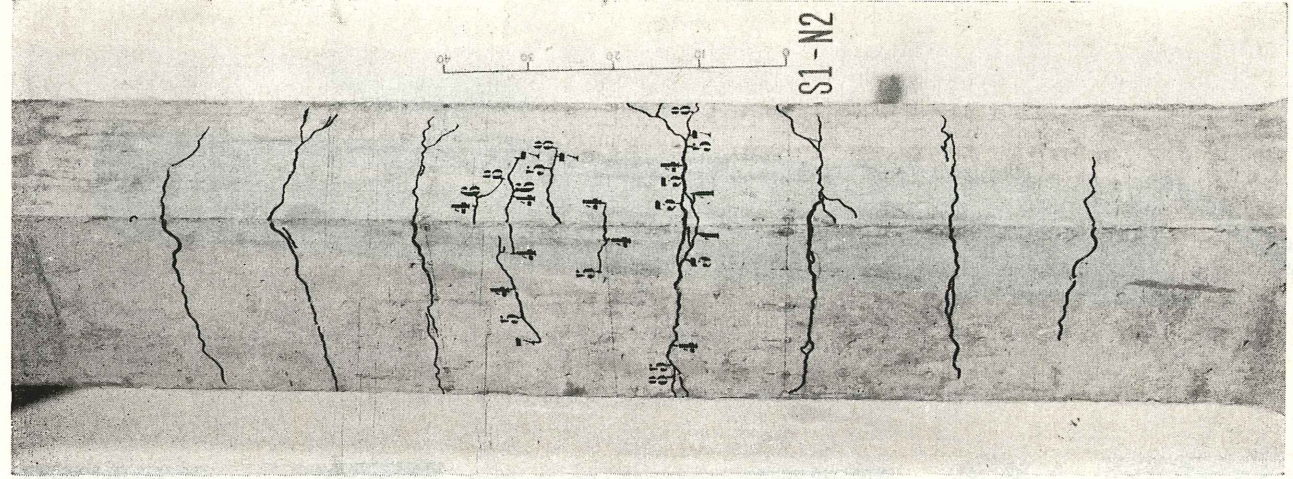


Fig. 25-2.

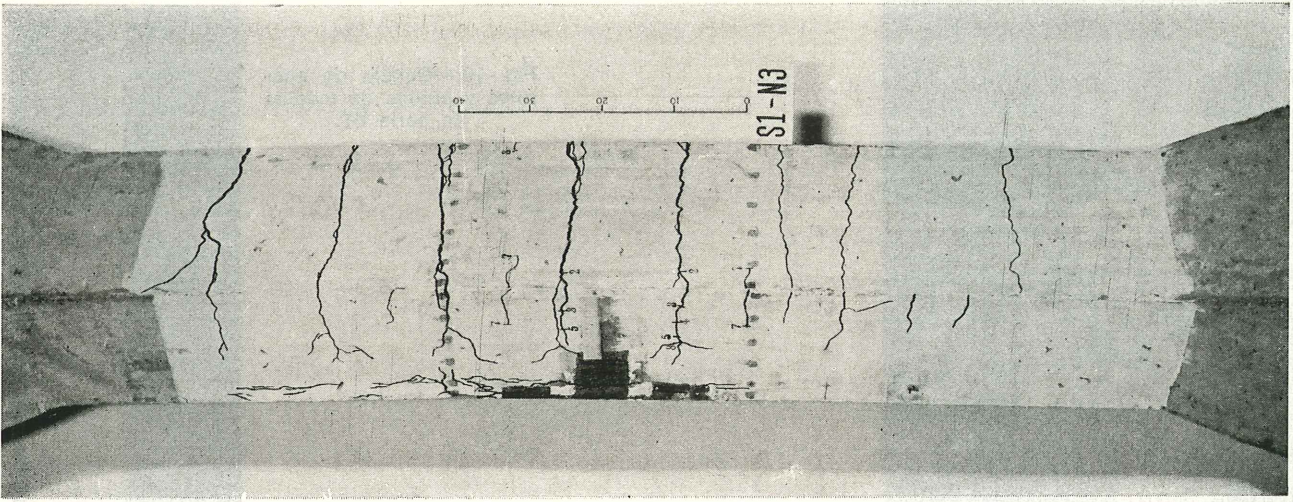


Fig. 25-3.

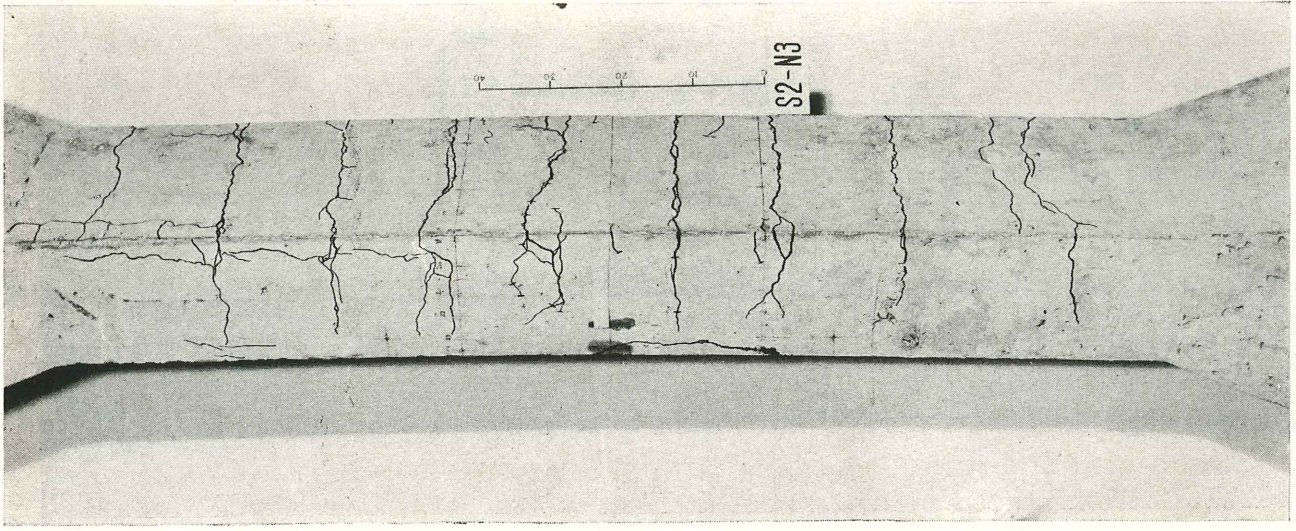


Fig. 25-6.

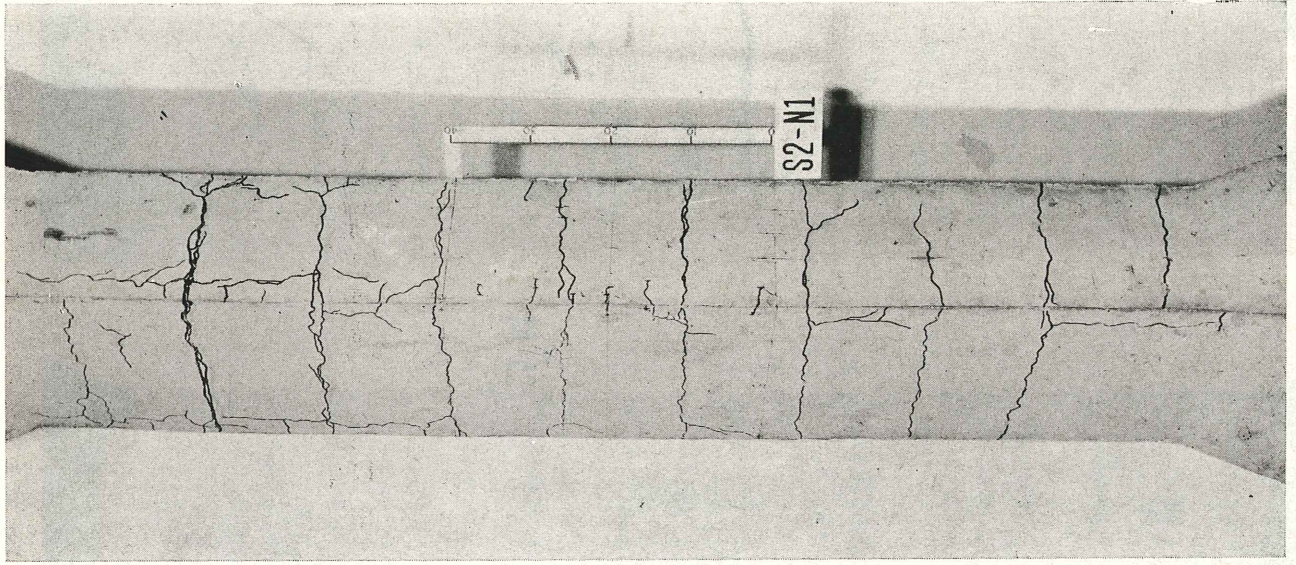


Fig. 25-5.

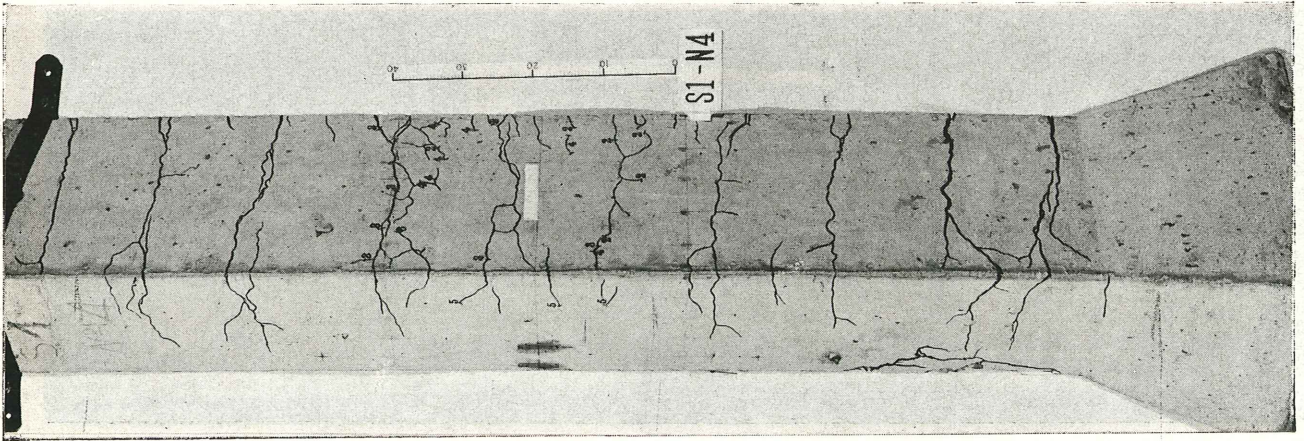


Fig. 25-4.

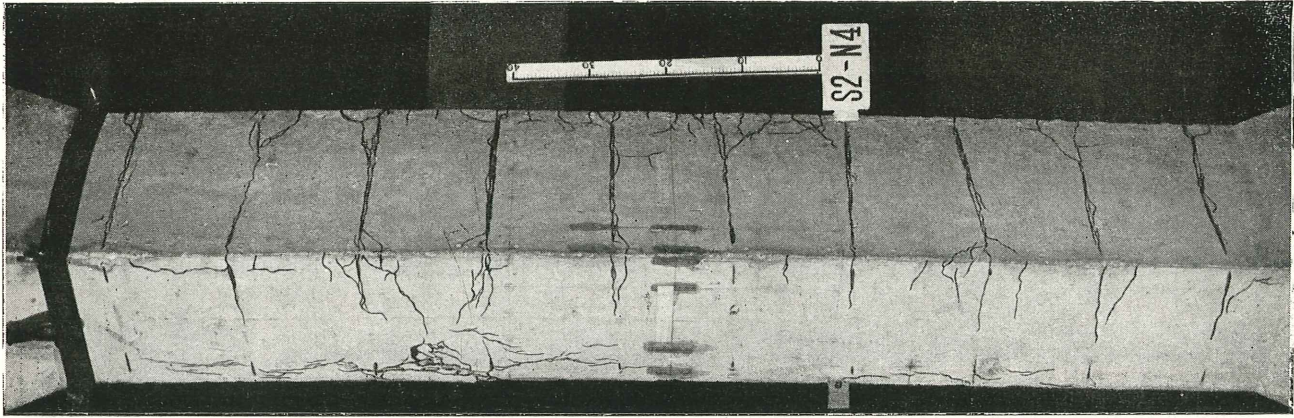


Fig. 25-7.

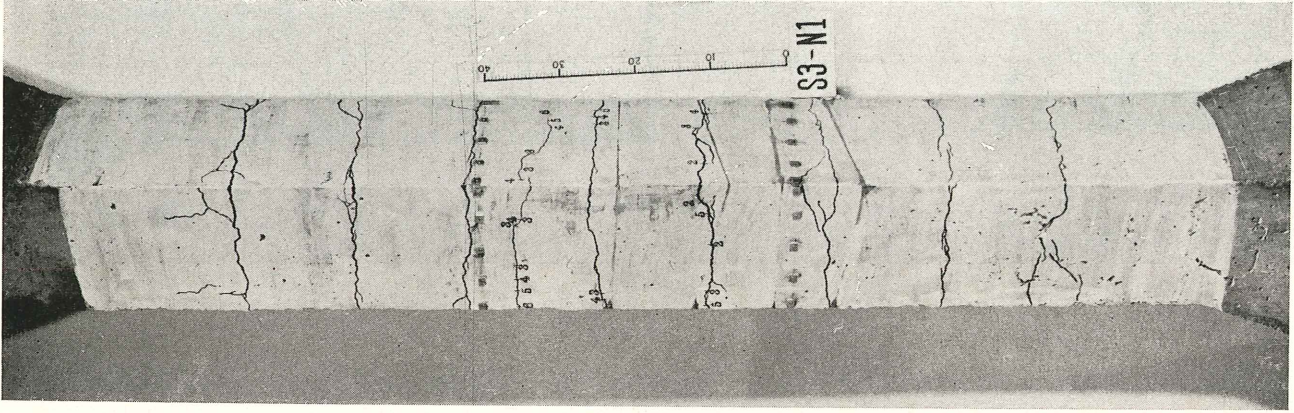


Fig. 25-8.

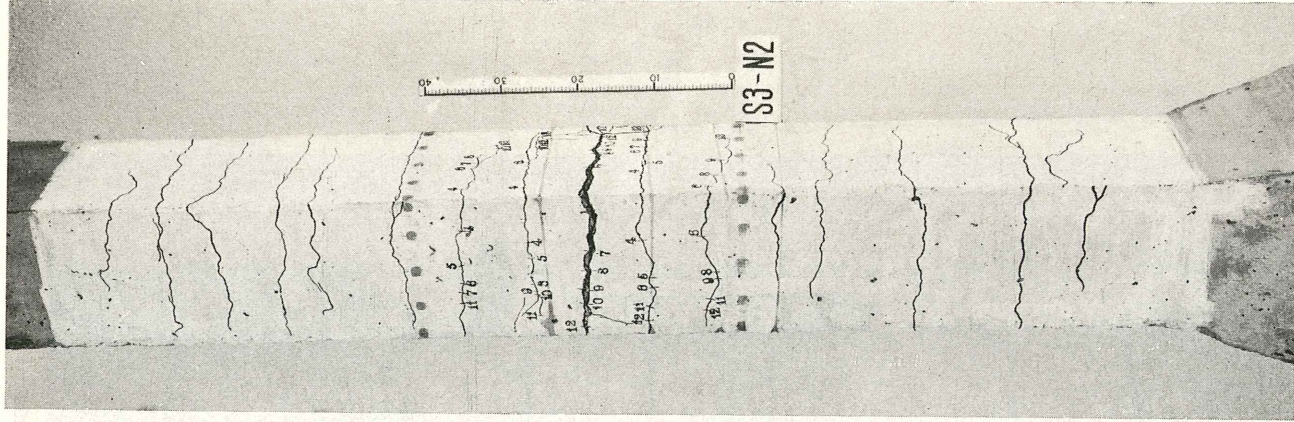


Fig. 25-9.

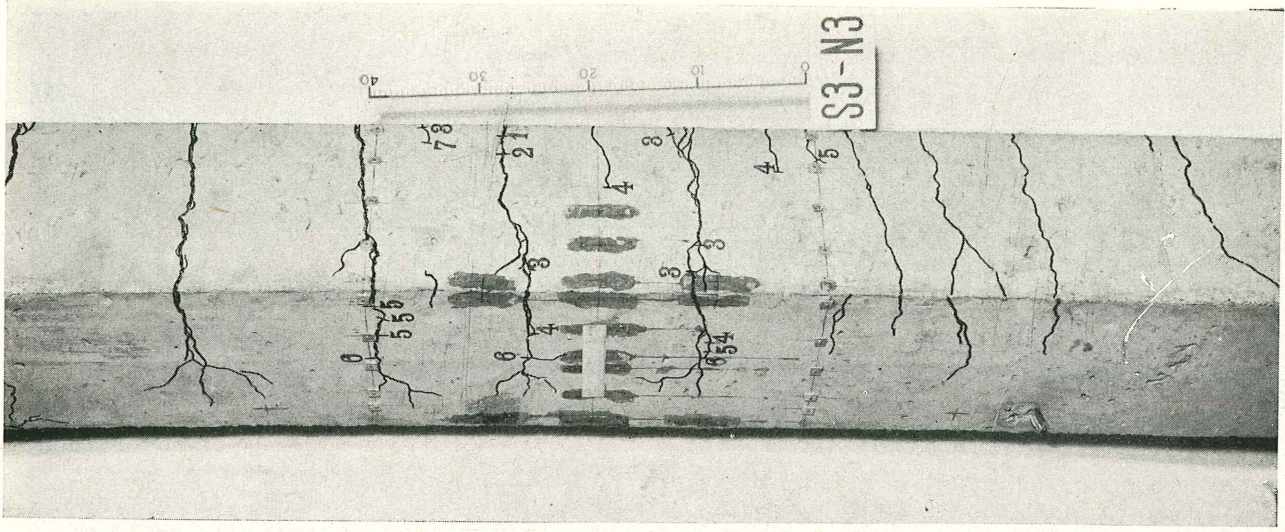


Fig. 25-10.

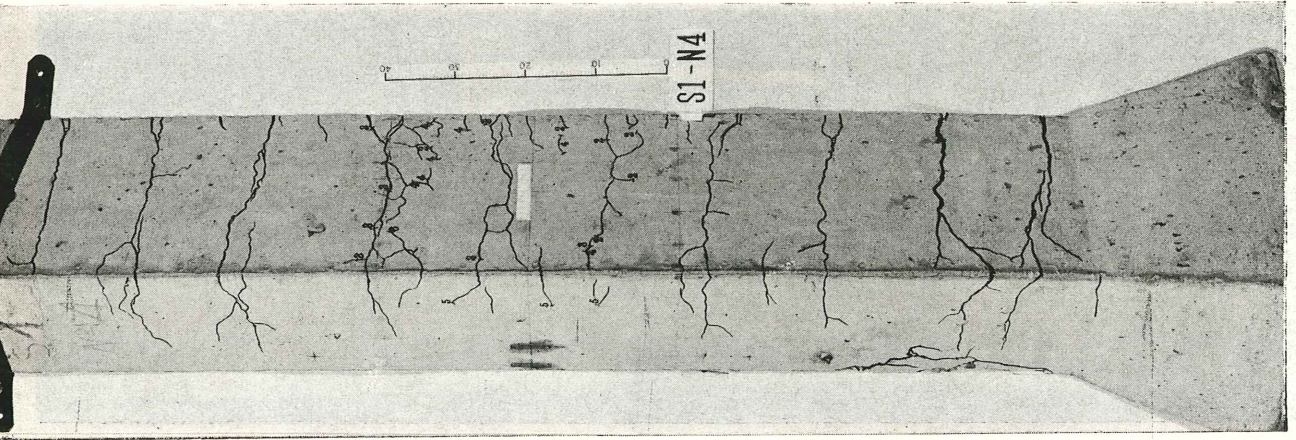


Fig. 25-4.

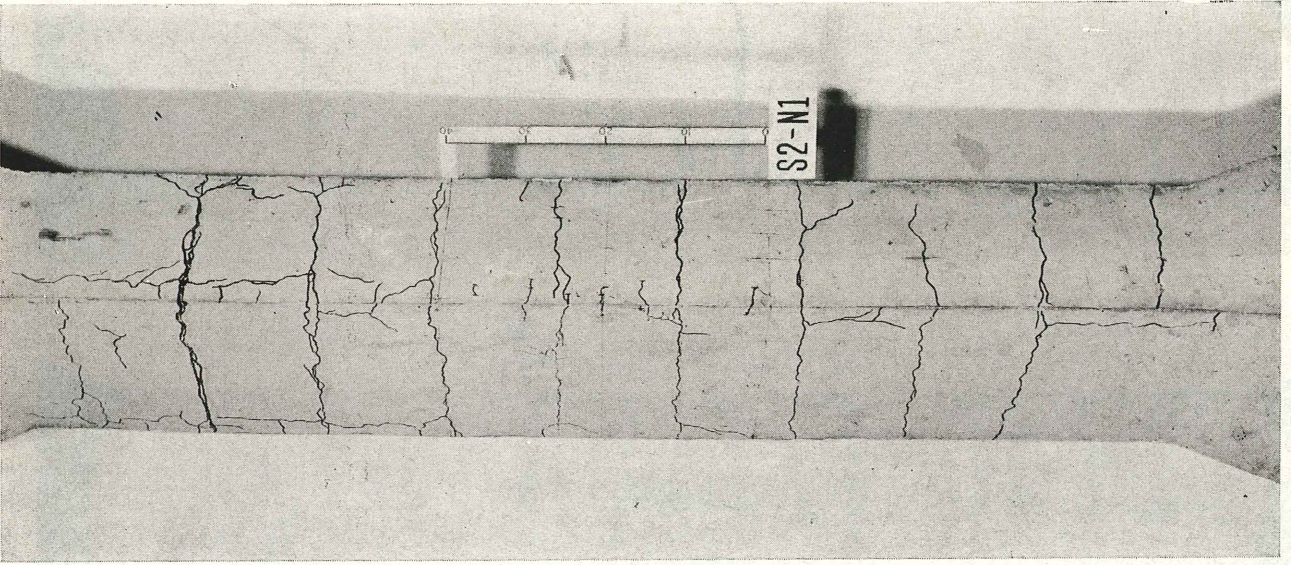


Fig. 25-5.

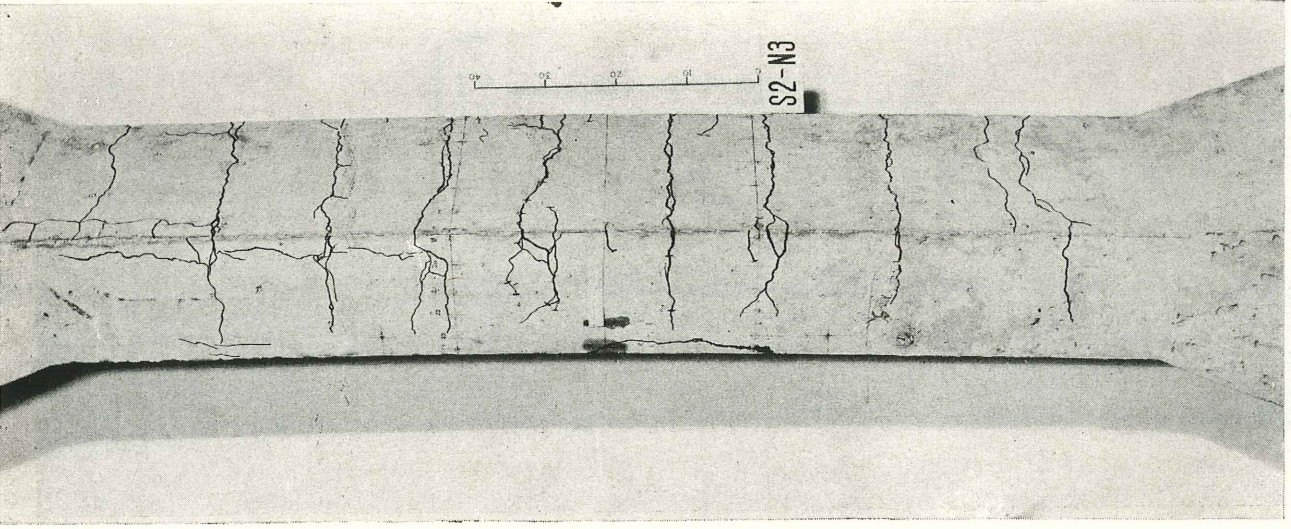


Fig. 25-6.

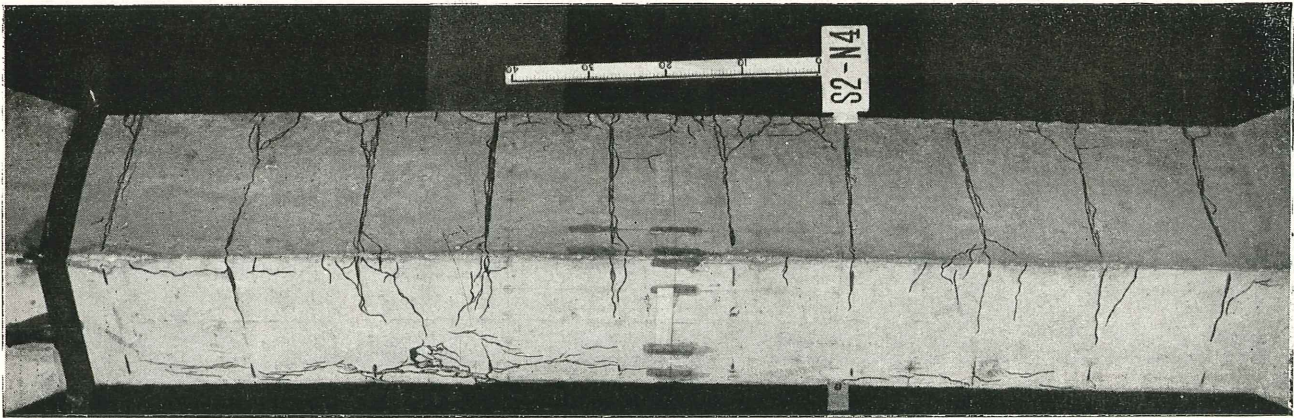


Fig. 25-7.

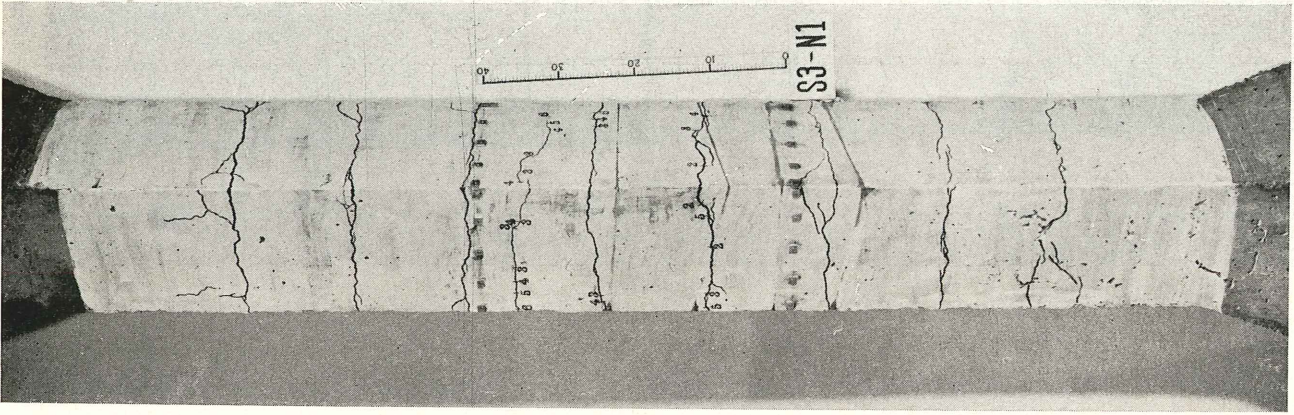


Fig. 25-8.

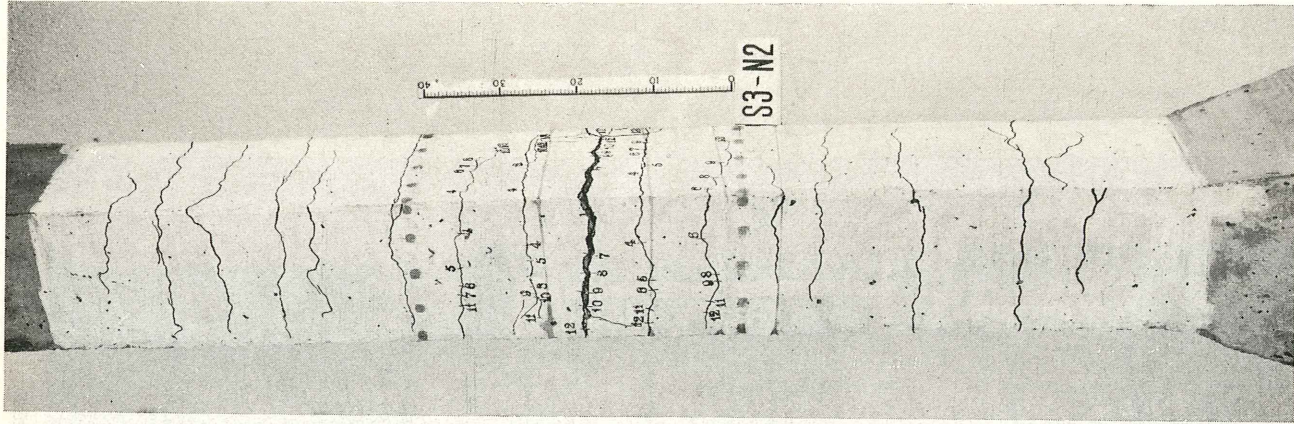


Fig. 25-9.

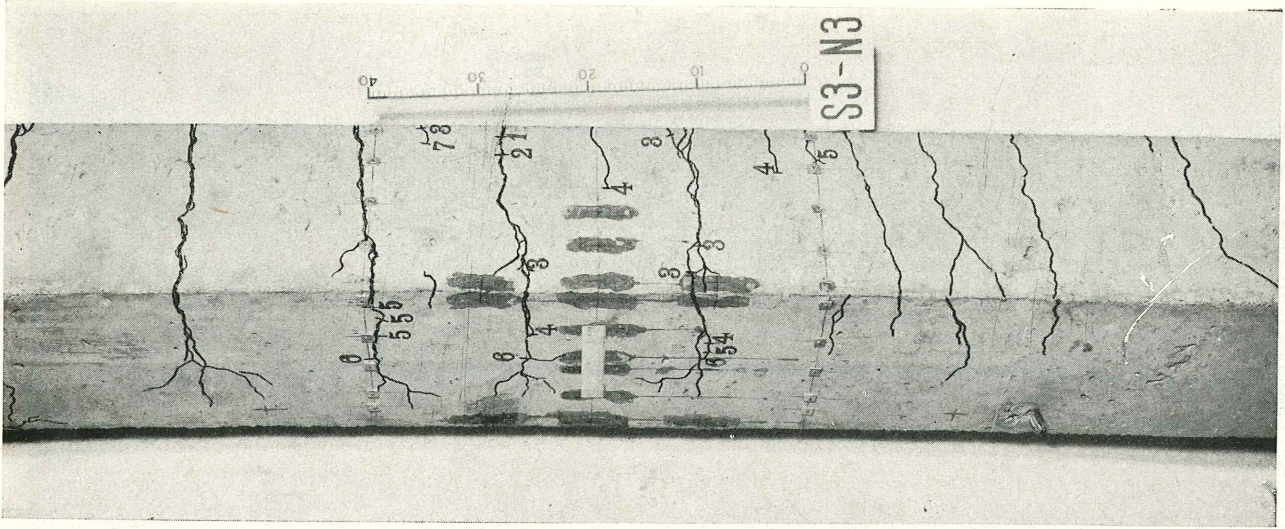


Fig. 25-10.

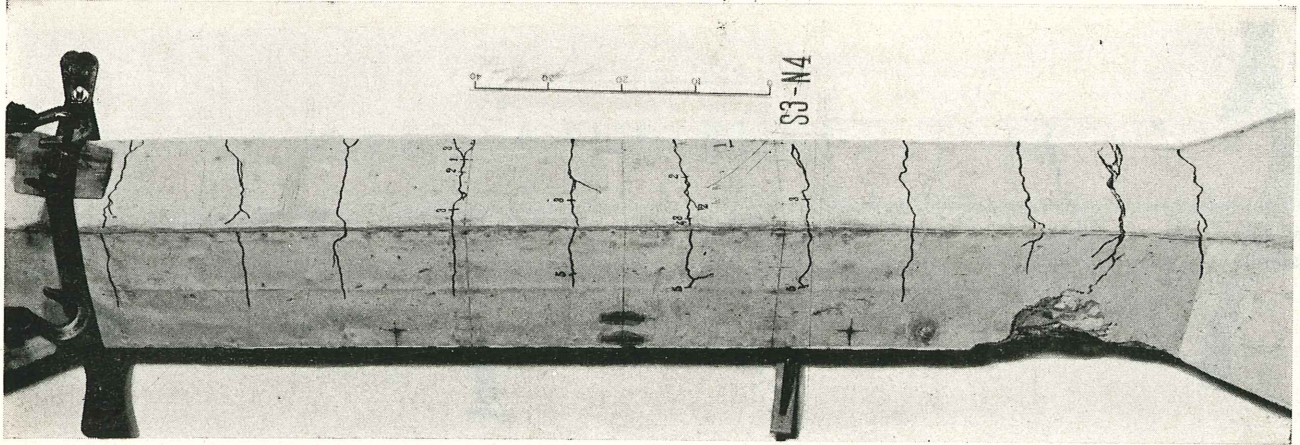


Fig. 25-11.

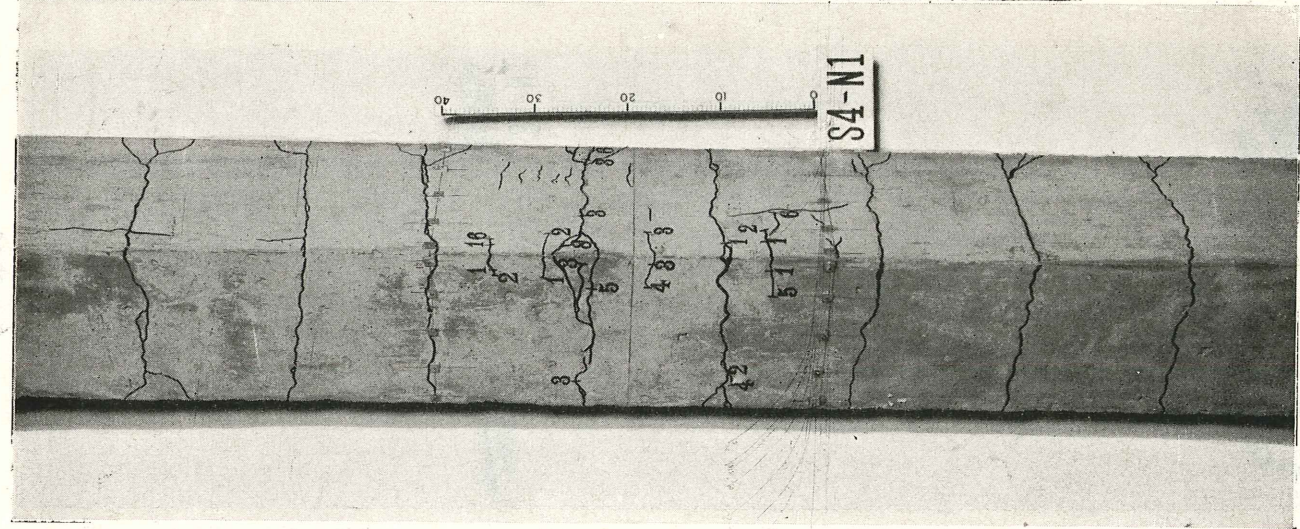


Fig. 25-12.

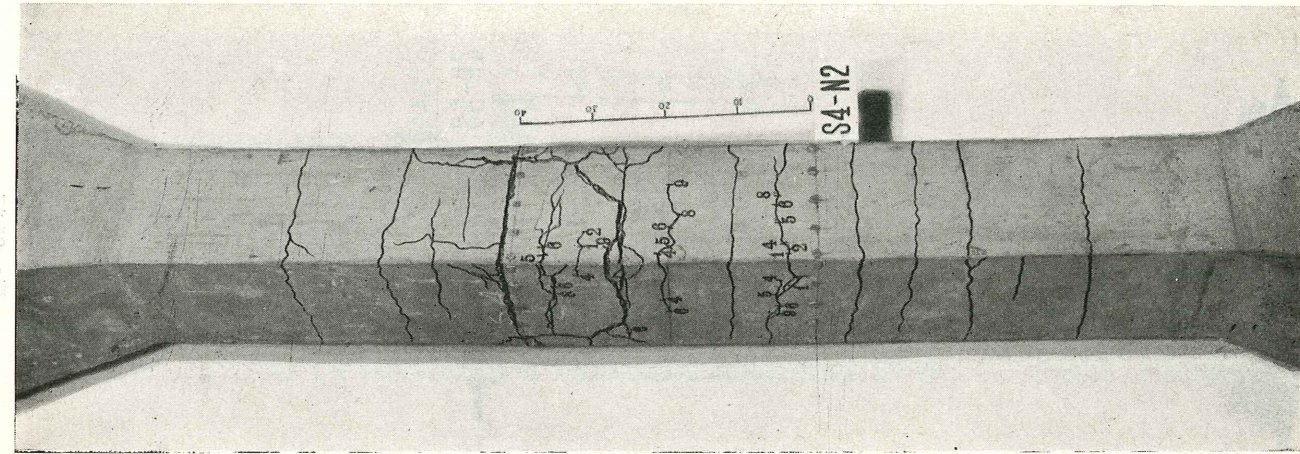


Fig. 25-13.

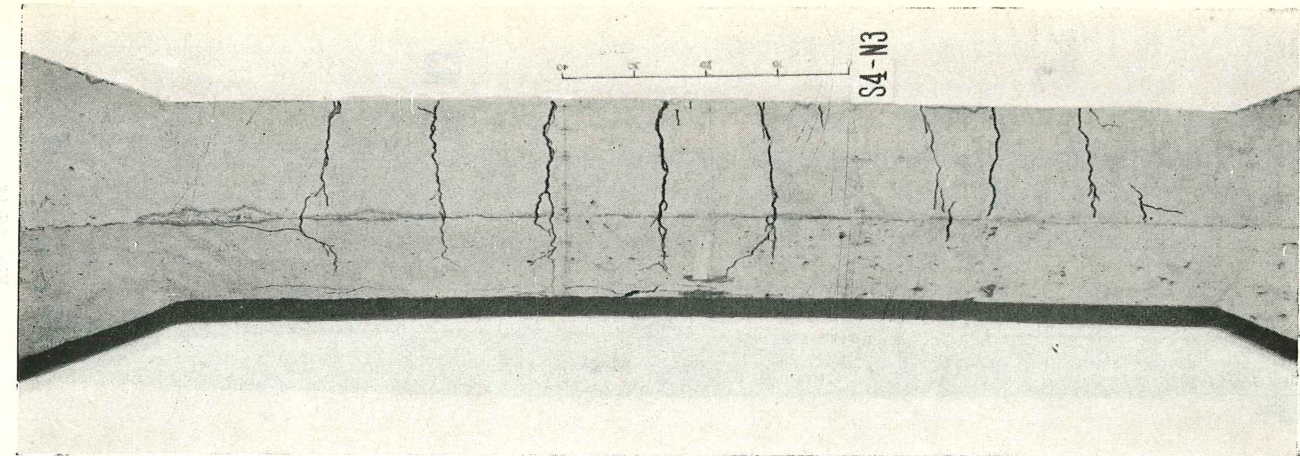


Fig. 25-14.

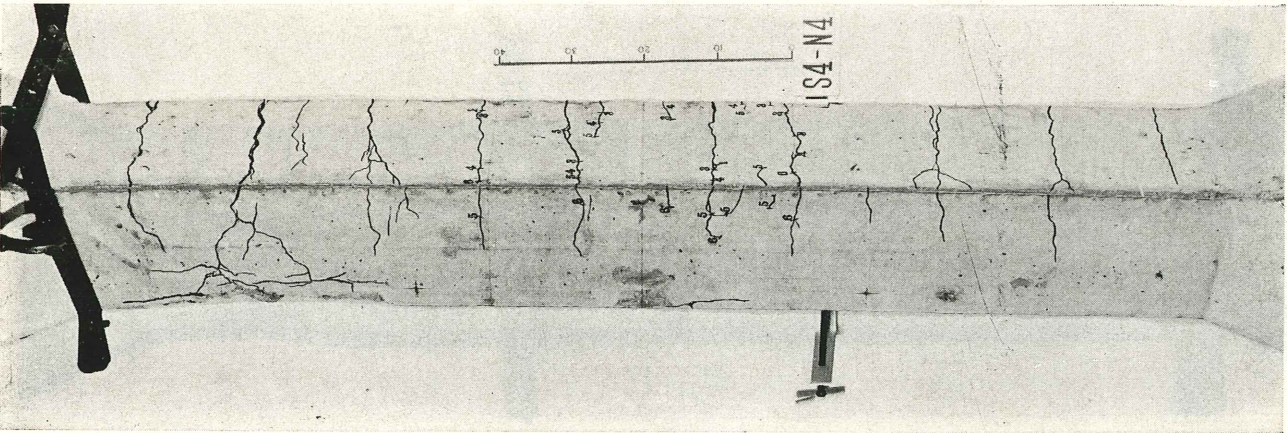


Fig. 25-15.

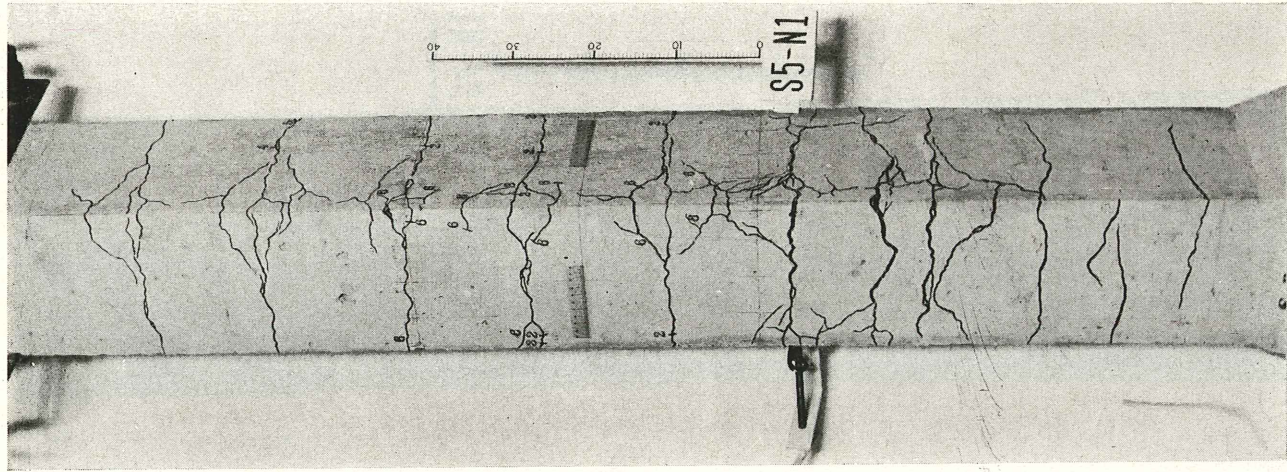


Fig. 25-16.

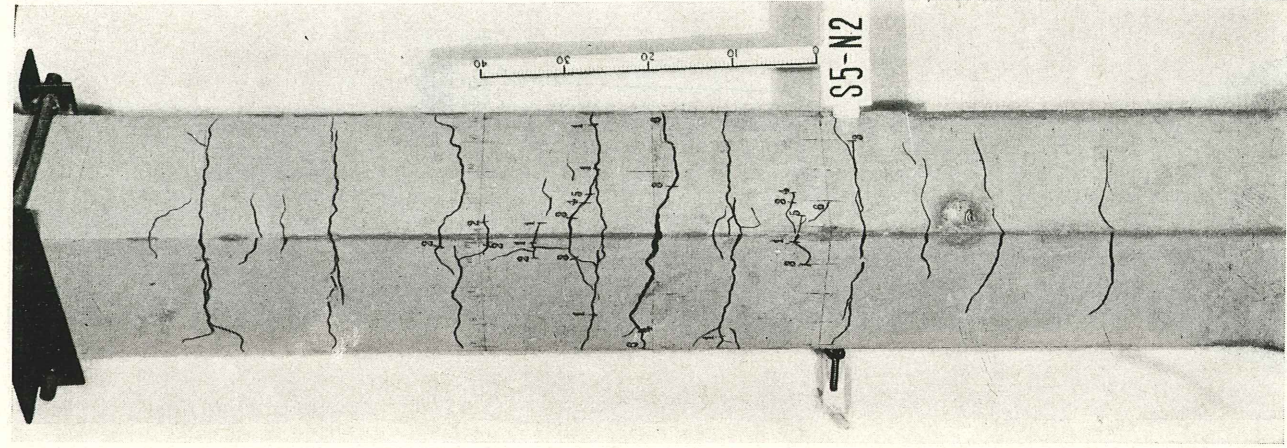


Fig. 25-17.

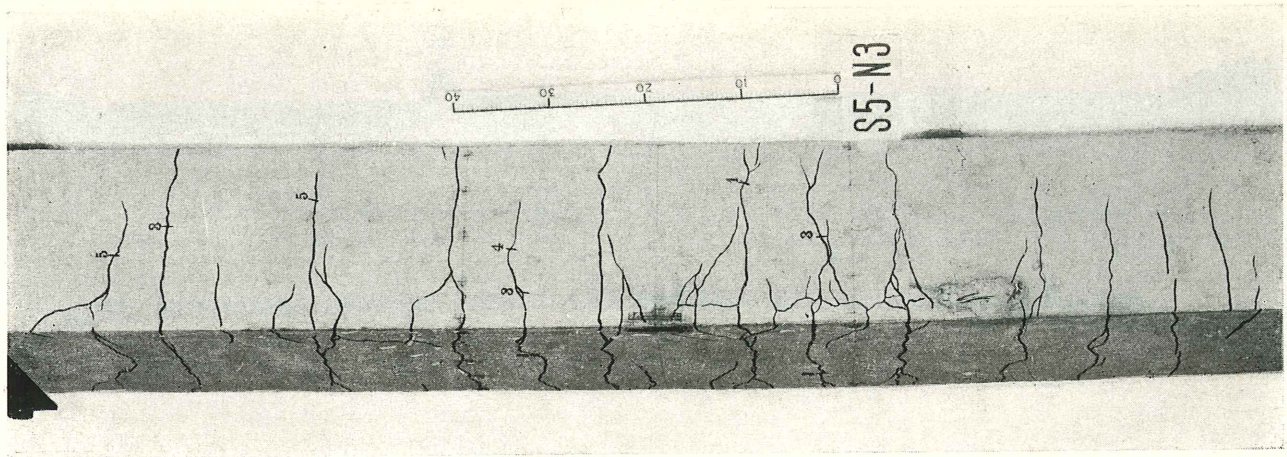


Fig. 25-18.

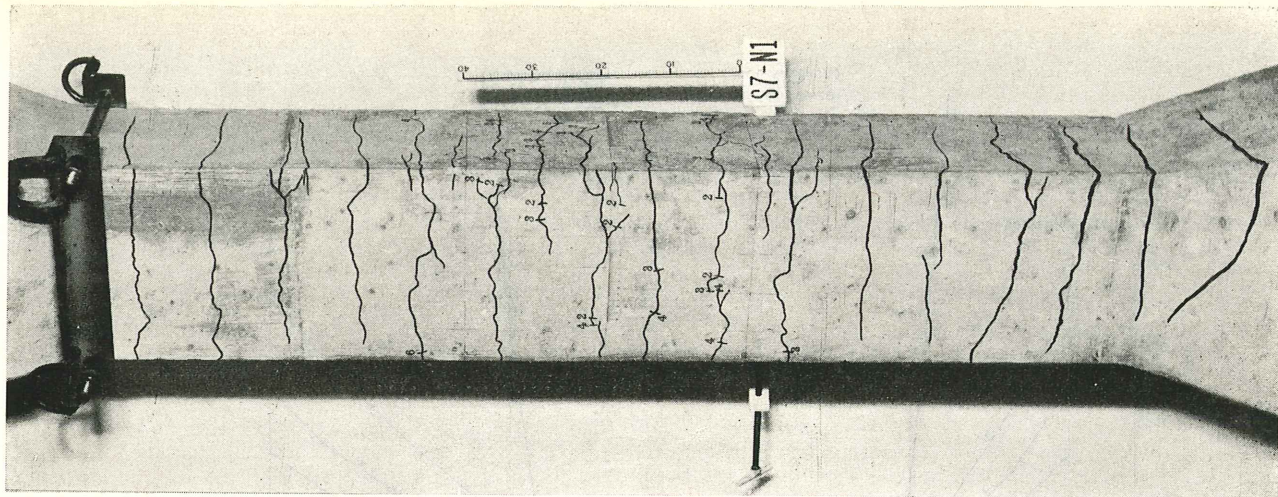


Fig. 25-22.

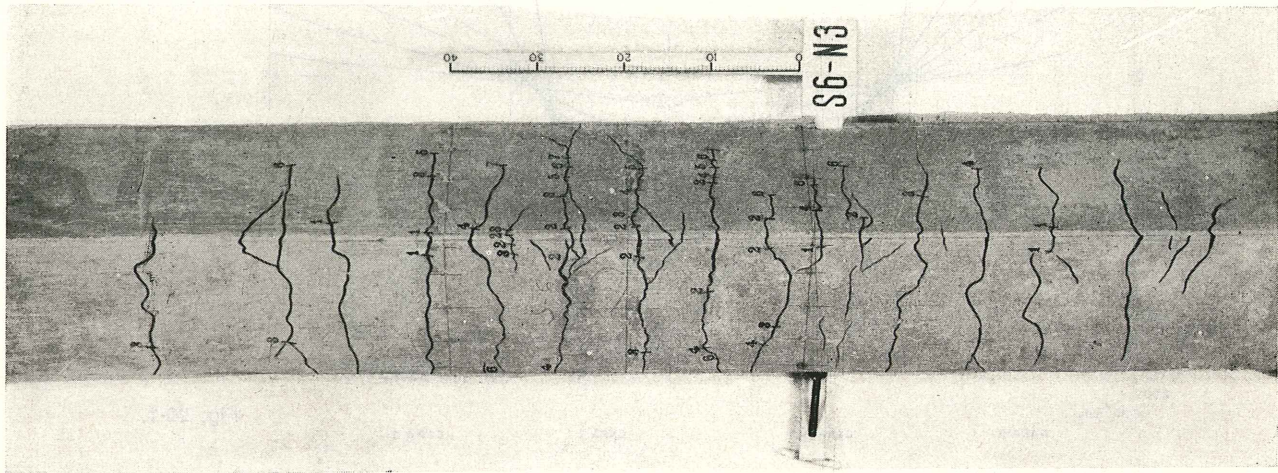


Fig. 25-21.

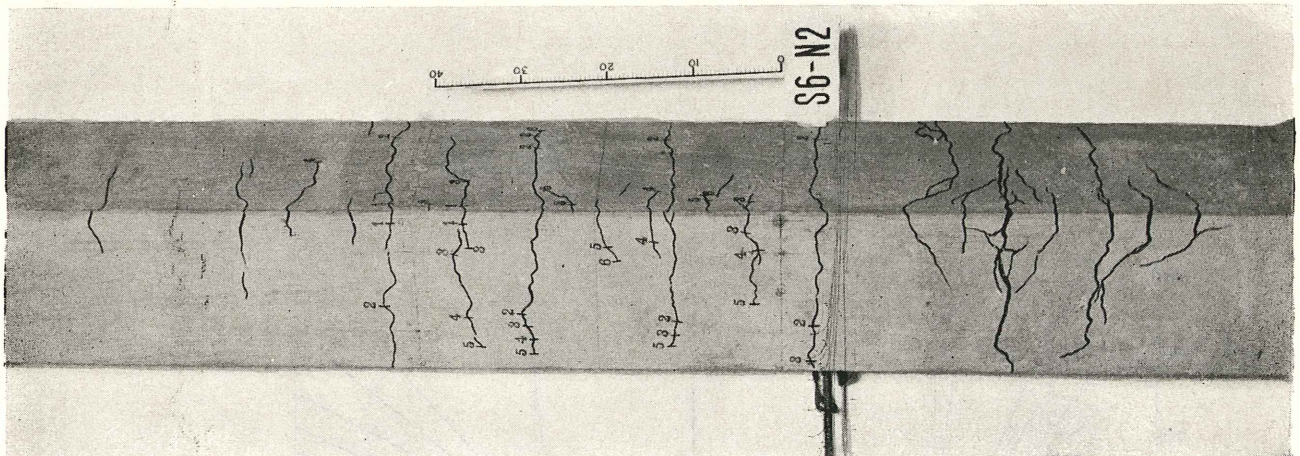


Fig. 25-20.

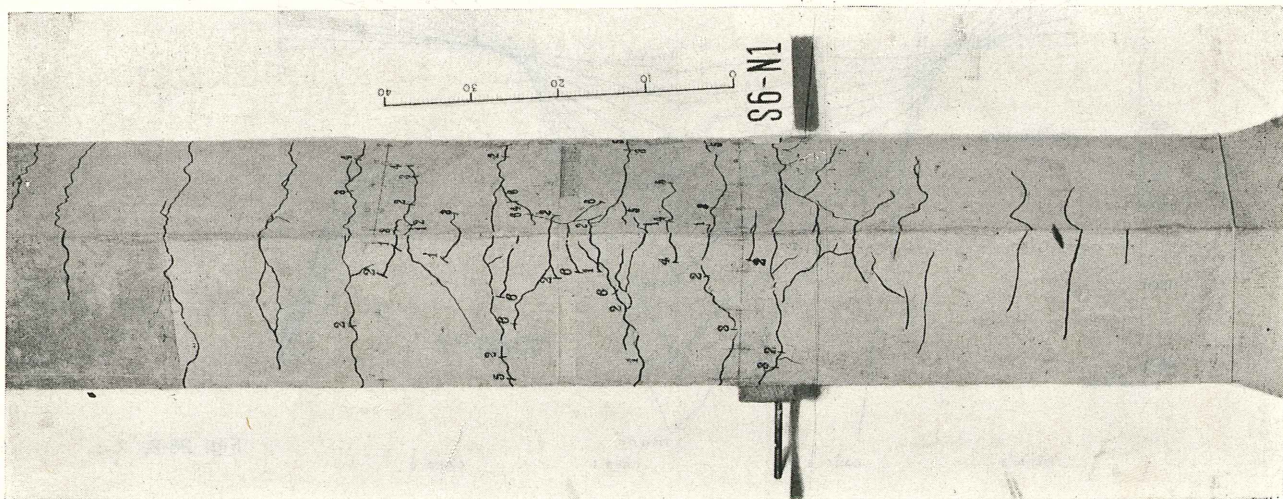


Fig. 25-19.

ELONGAMETROS
DEFORMACIONES EN 10^{-6}

S1-N1

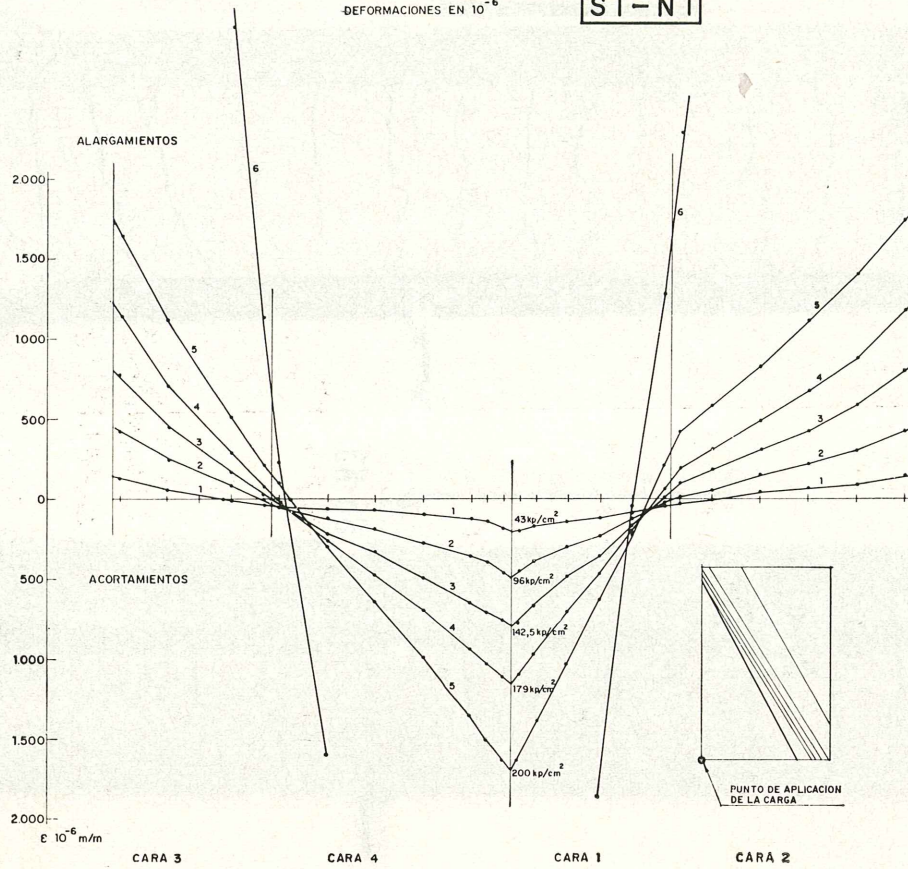


Fig. 26-1.

ELONGAMETROS
DEFORMACIONES EN 10^{-6}

S1-N2

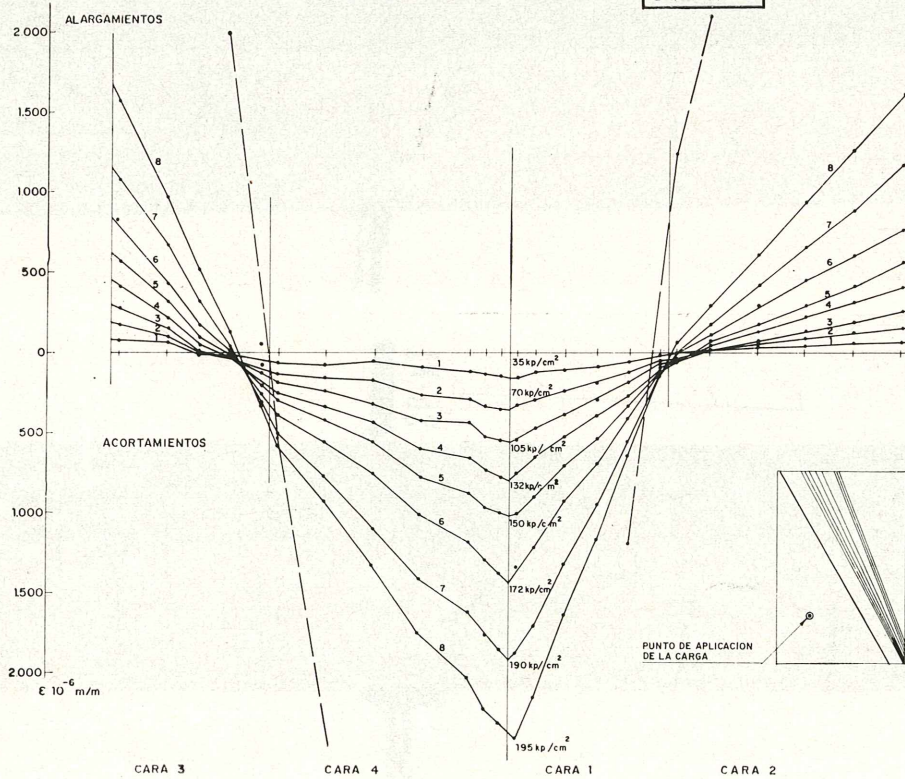


Fig. 26-2.

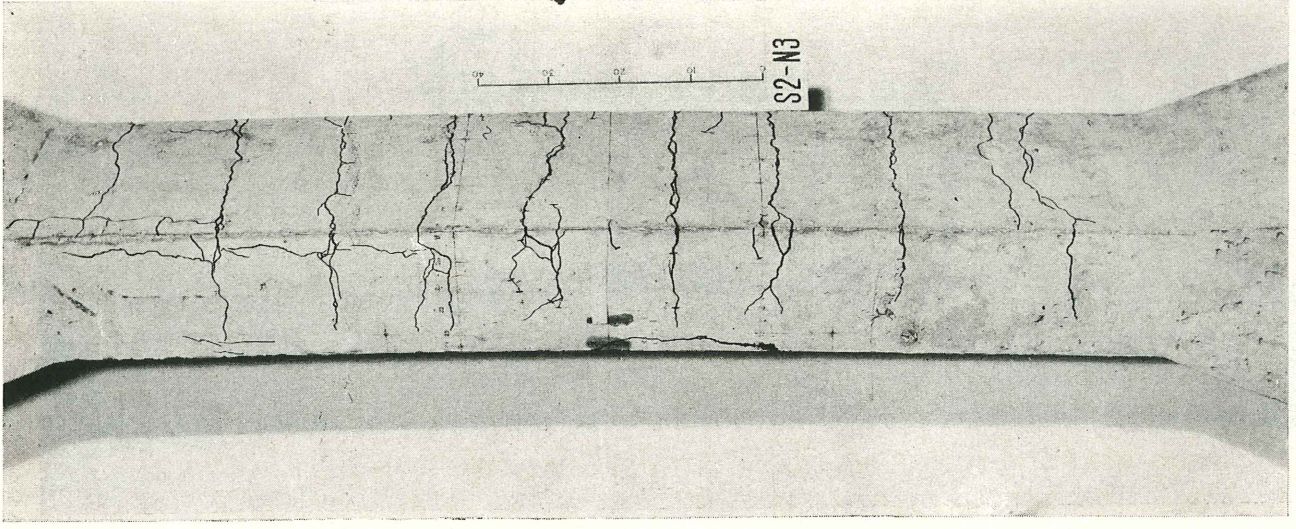


Fig. 25-6.

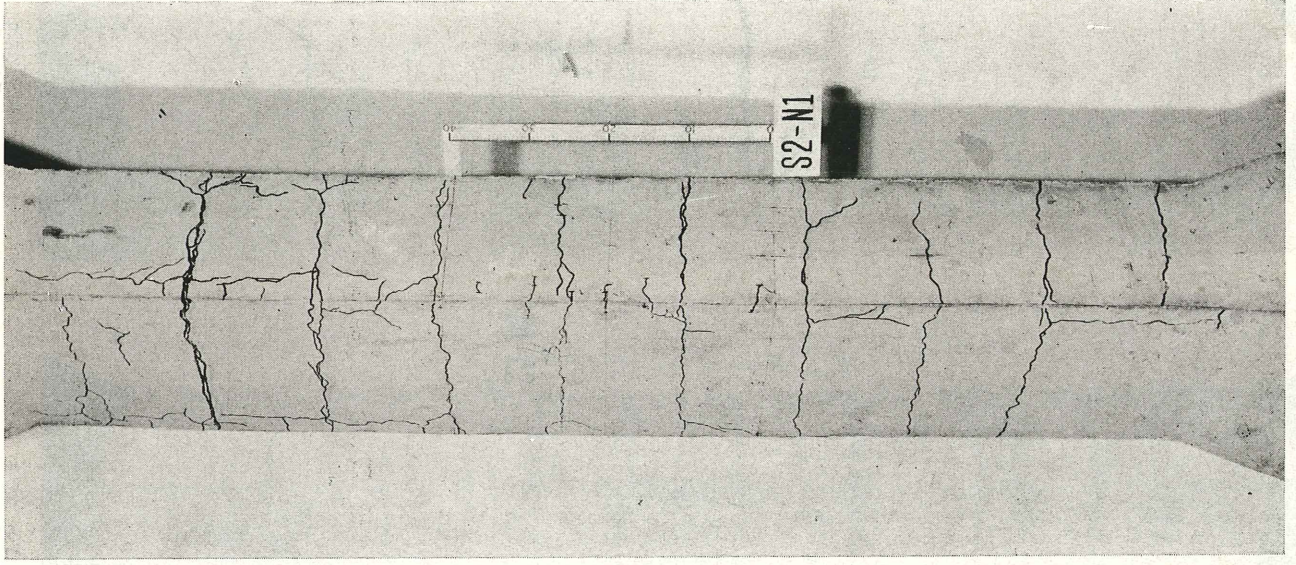


Fig. 25-5.

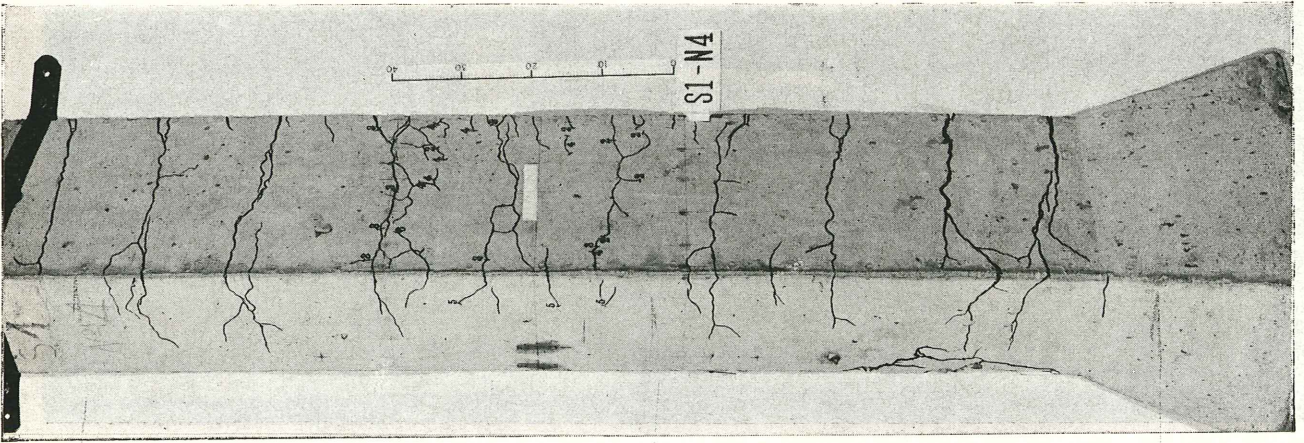


Fig. 25-4.

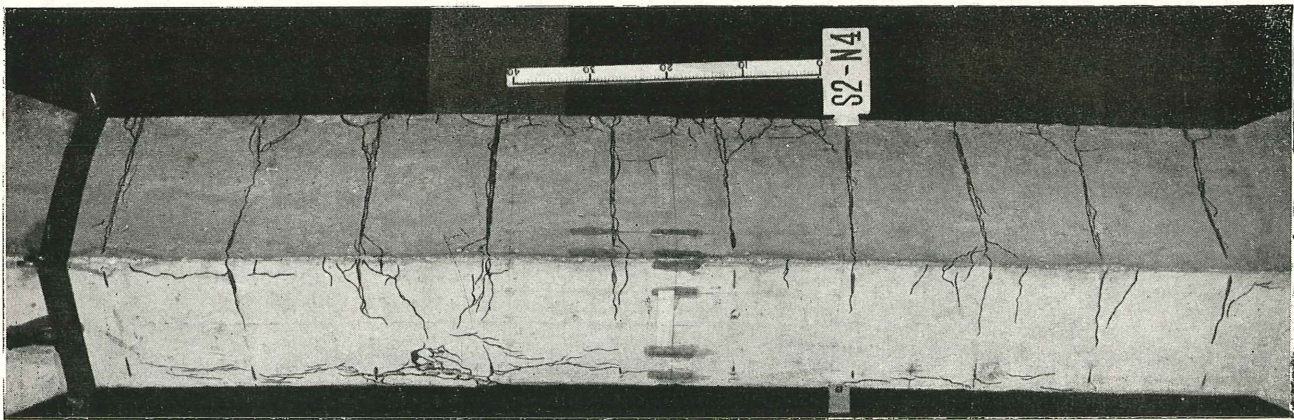


Fig. 25-7.

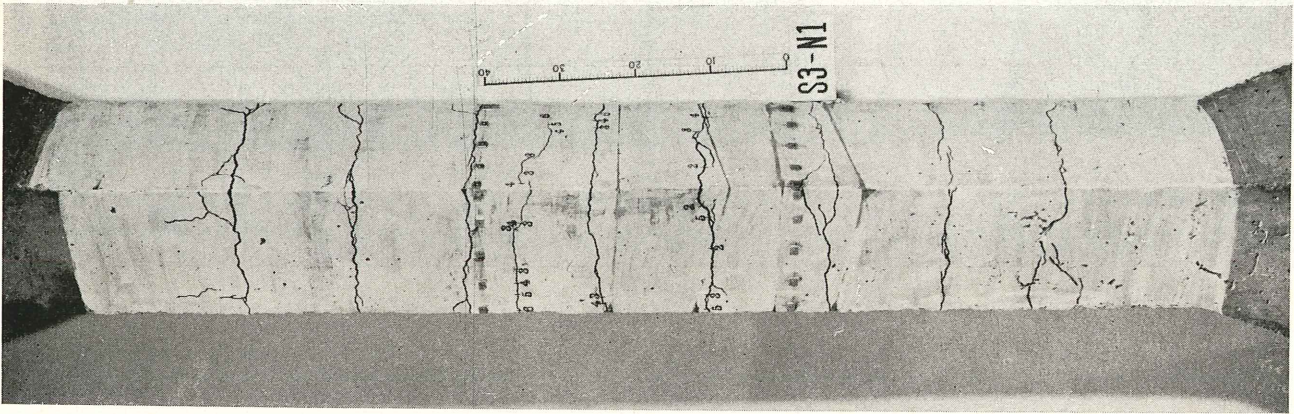


Fig. 25-8.

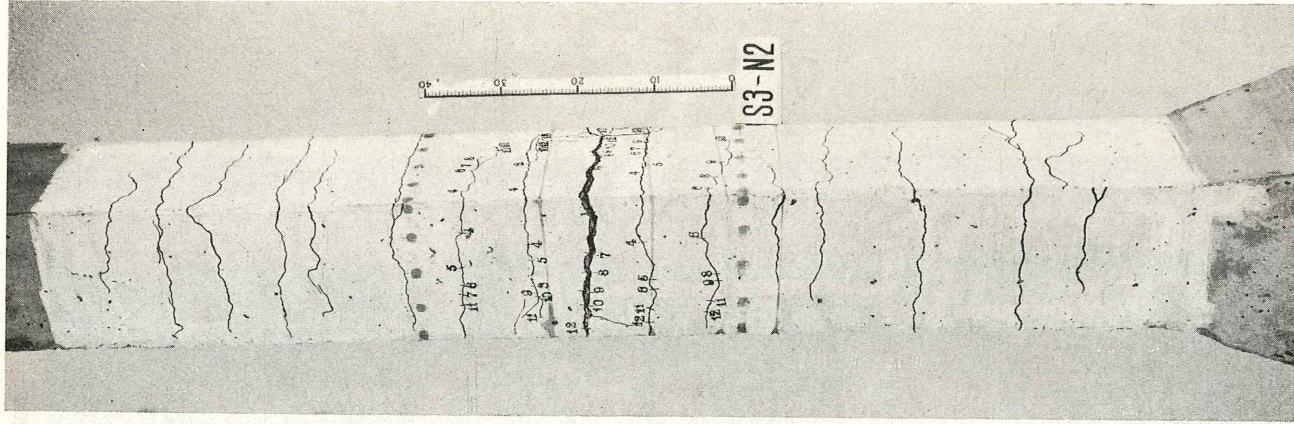


Fig. 25-9.

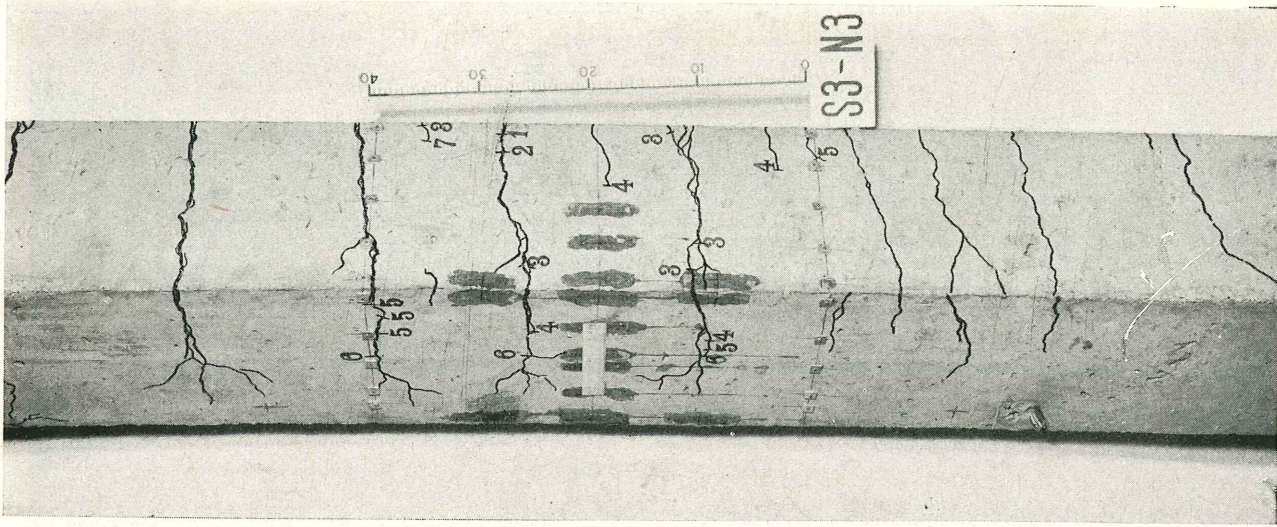


Fig. 25-10.

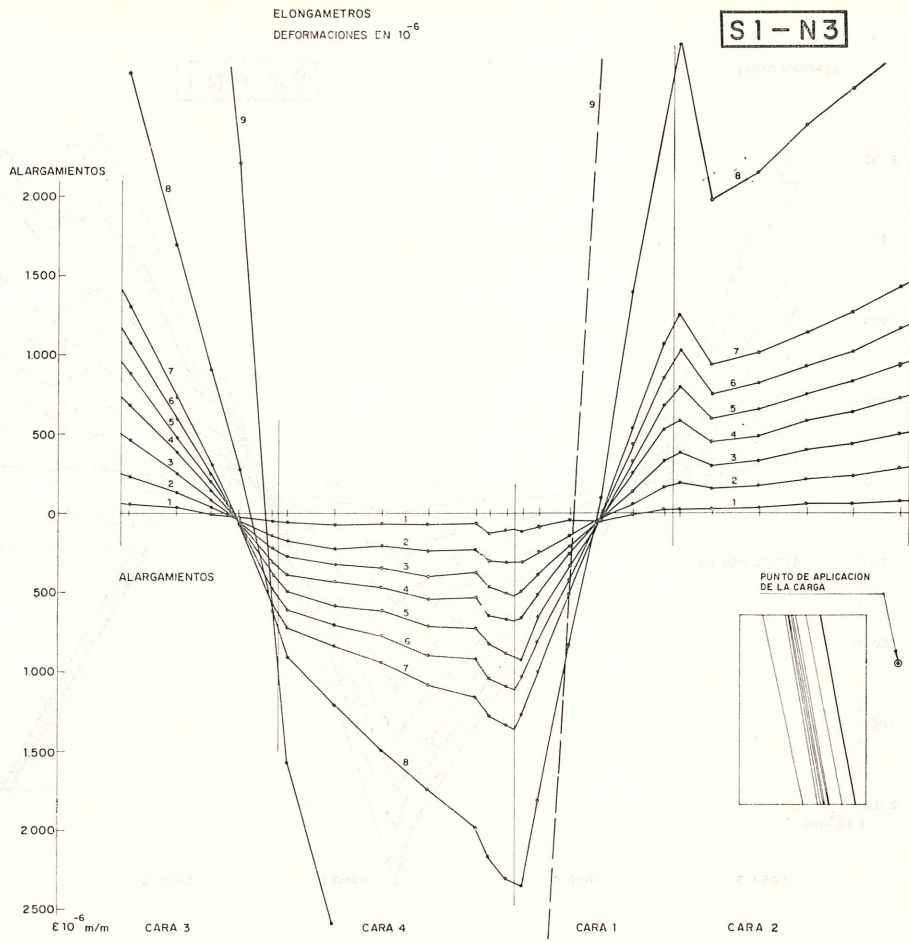


Fig. 26-3.

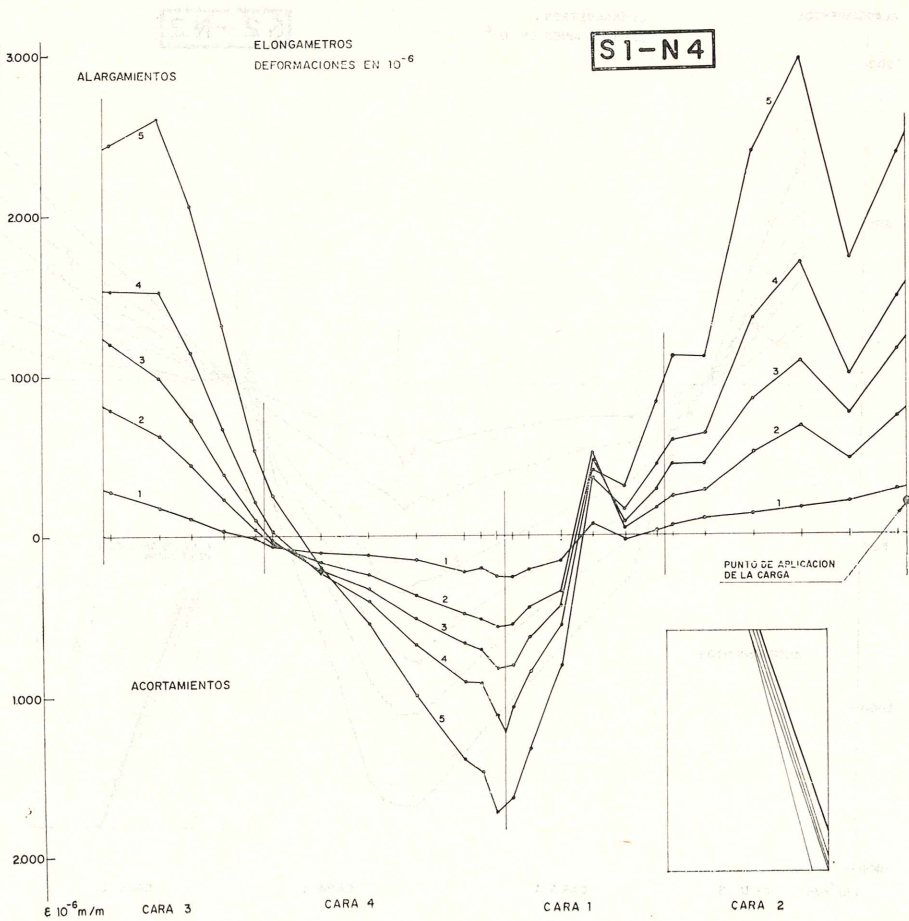


Fig. 26-4.

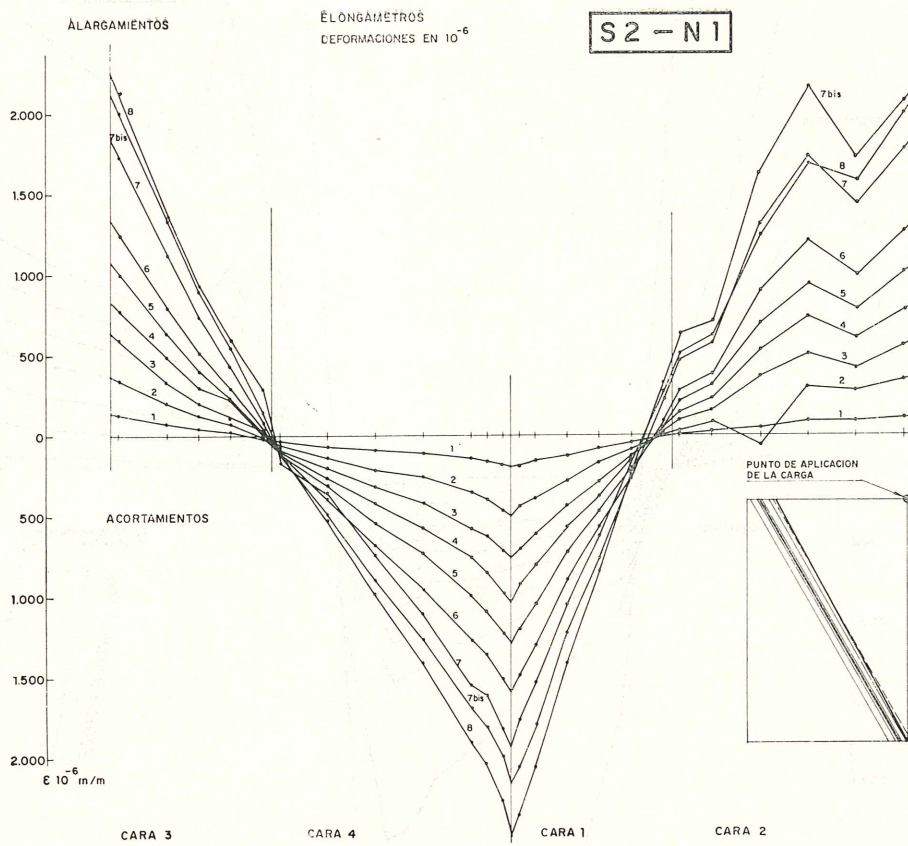


Fig. 26-5.

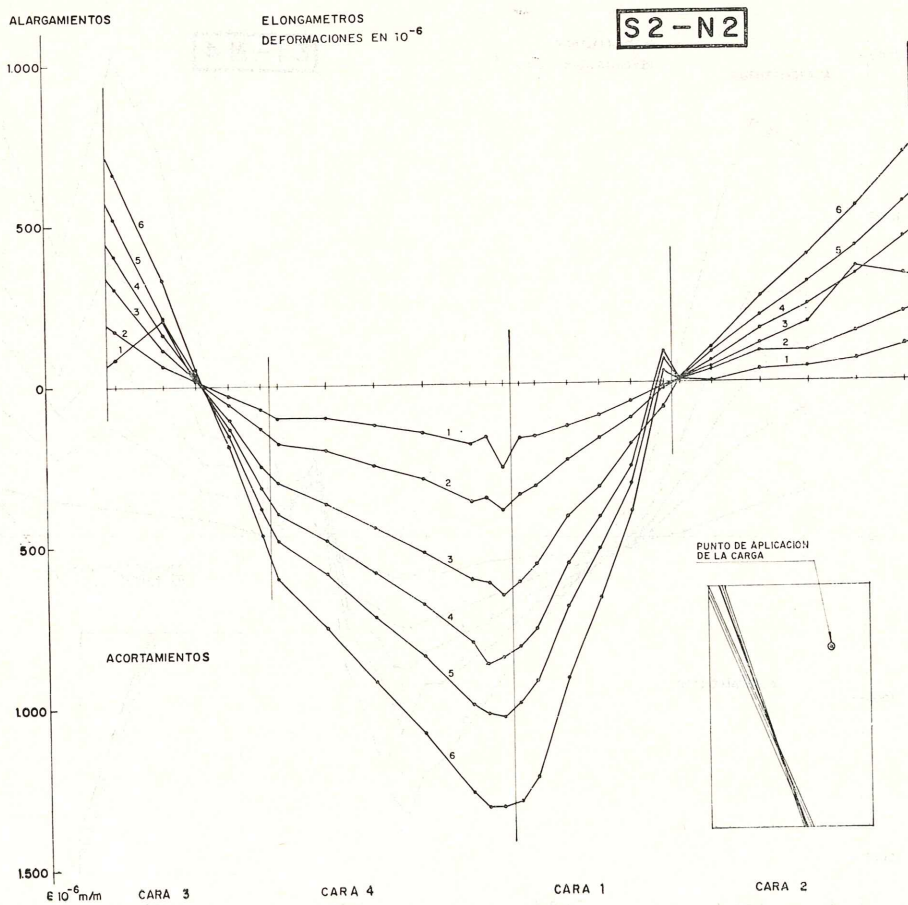


Fig. 26-6.

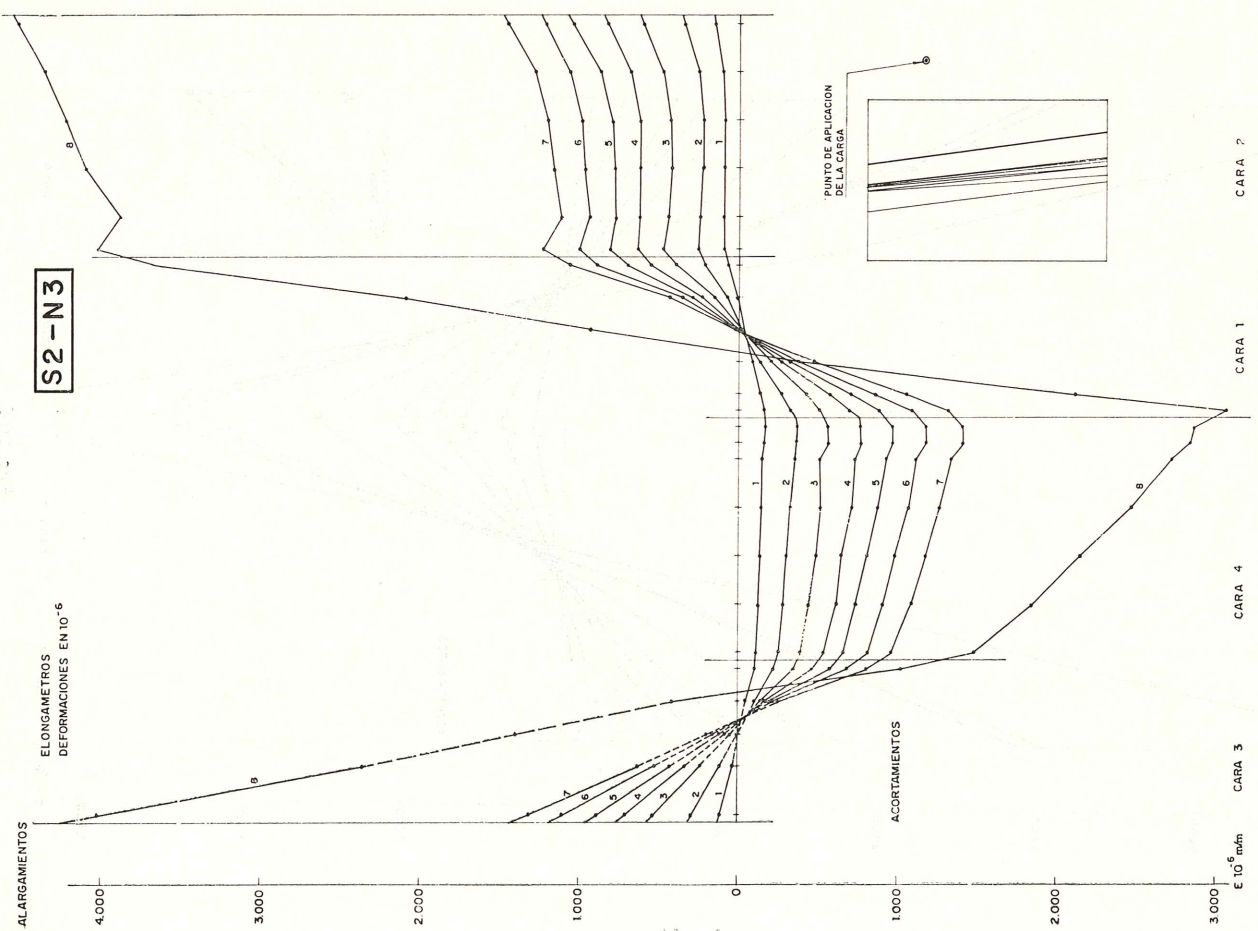


Fig. 26-7.

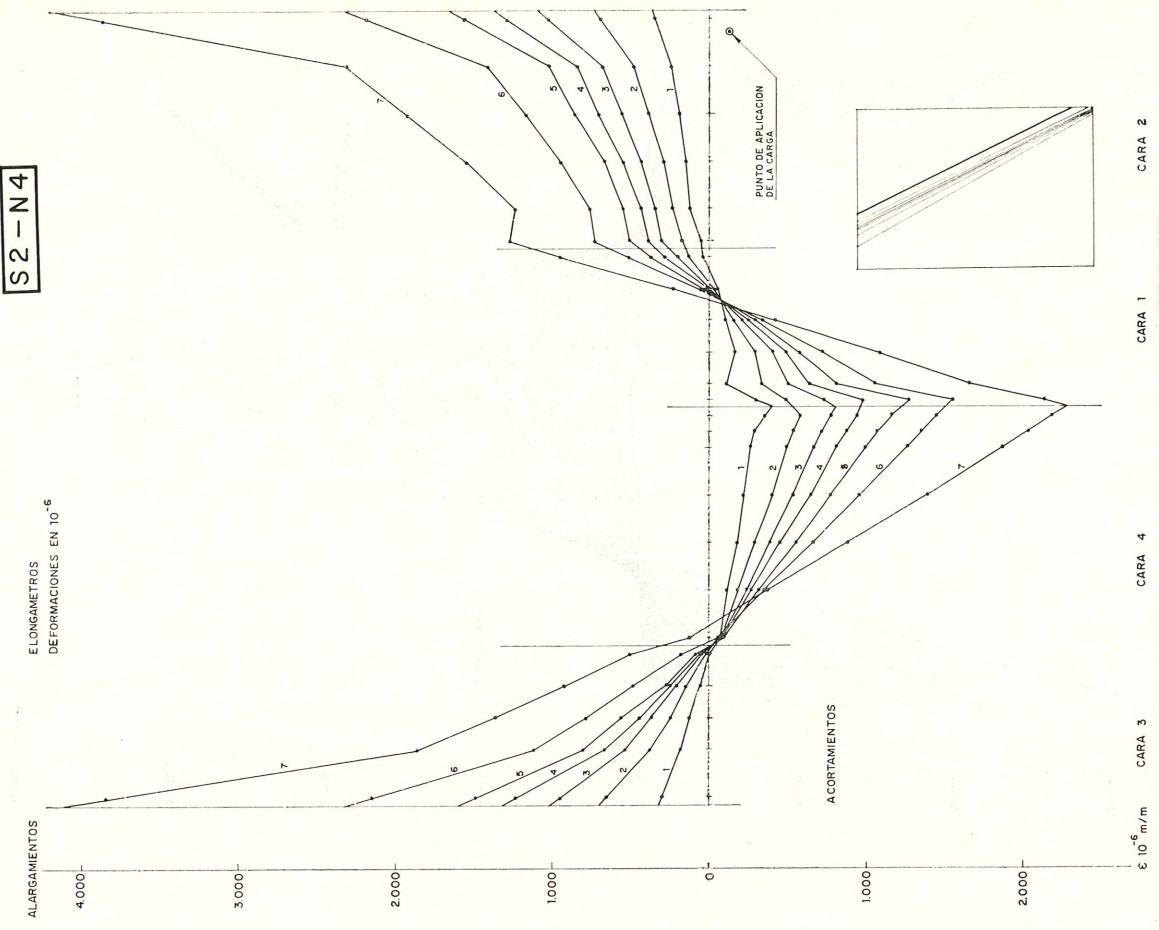


Fig. 26-8.

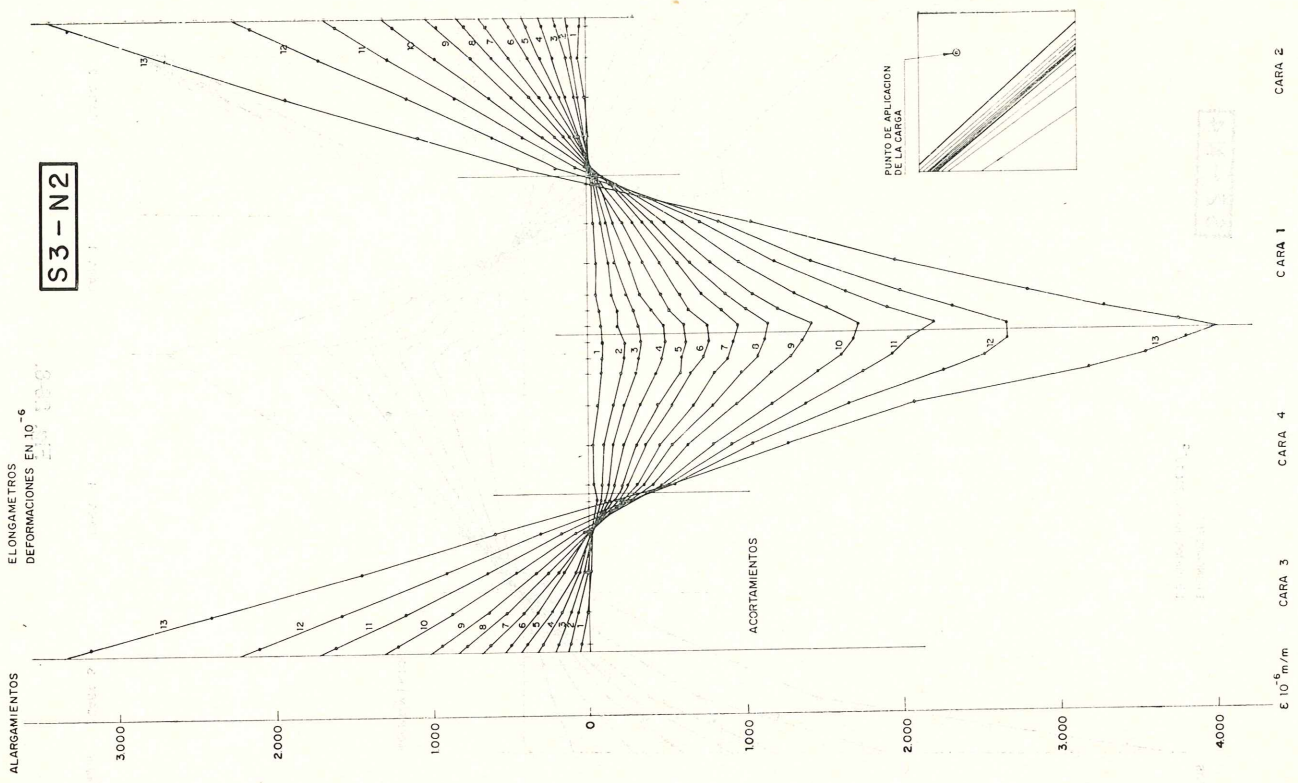


Fig. 26-10.

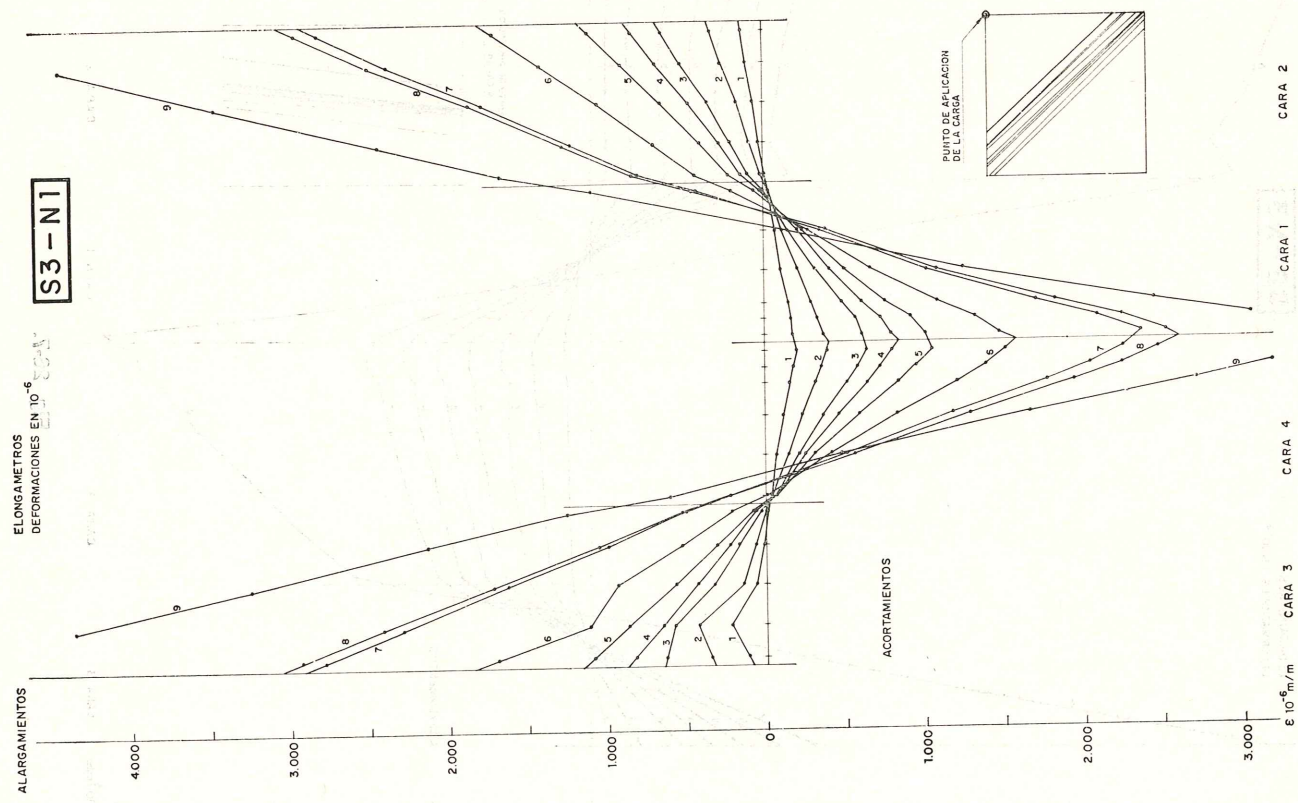


Fig. 26-9.

S3-N4

ELONGAMETROS
DEFORMACIONES EN 10^{-6}

ALARGAMIENTOS

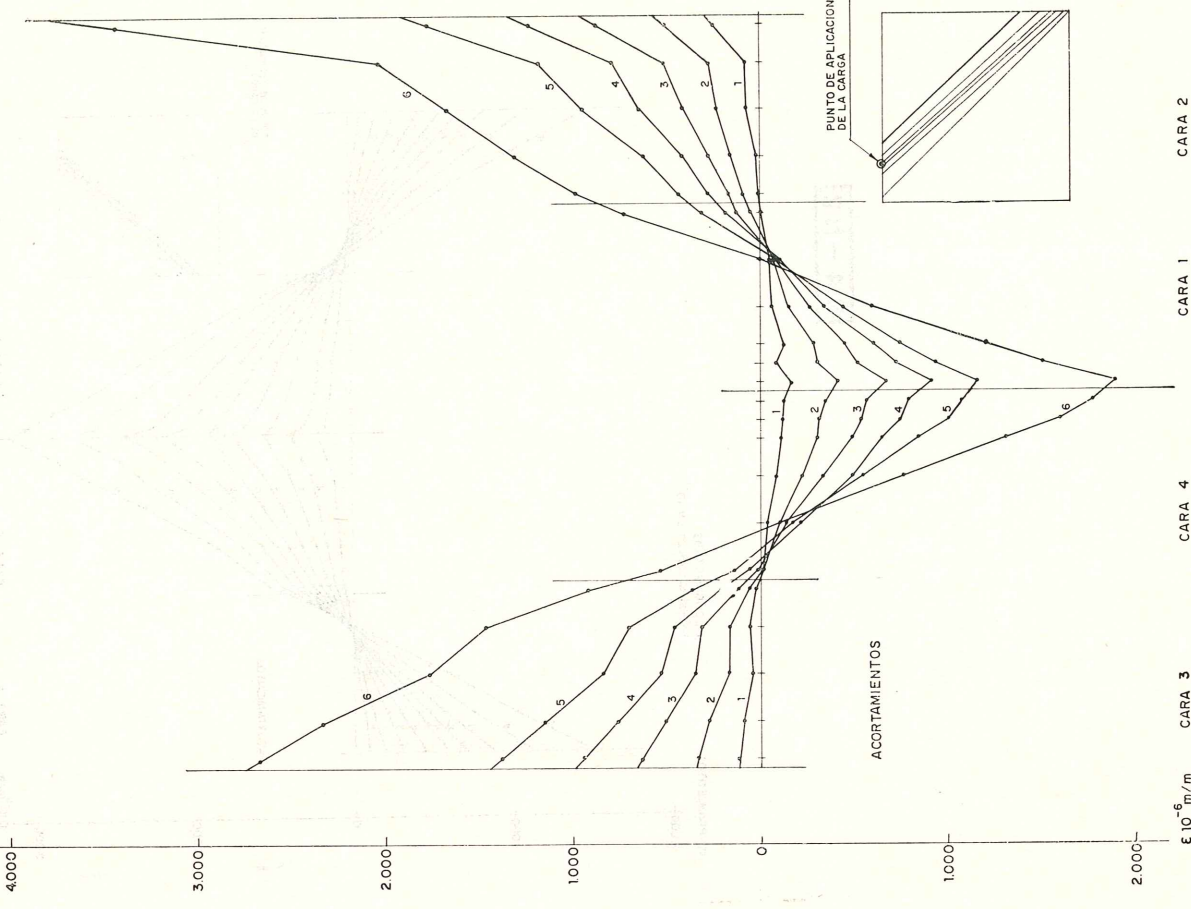


Fig. 26-12.

S3-N3

ELONGAMETROS
DEFORMACIONES EN 10^{-6}

ALARGAMIENTOS

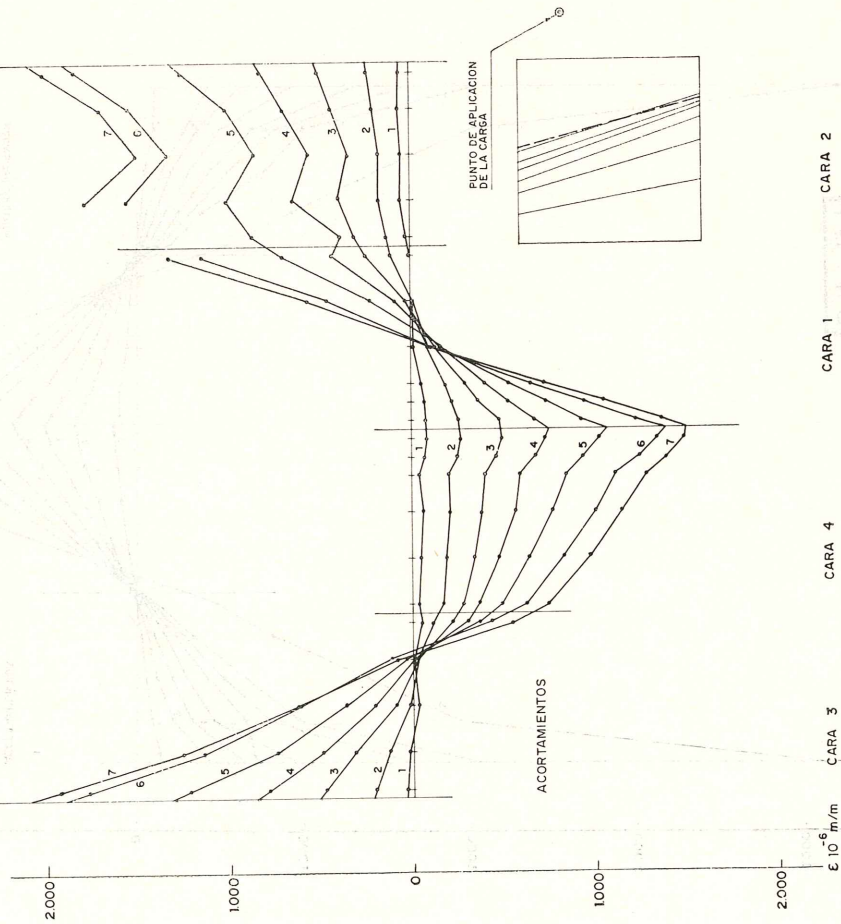


Fig. 26-11.

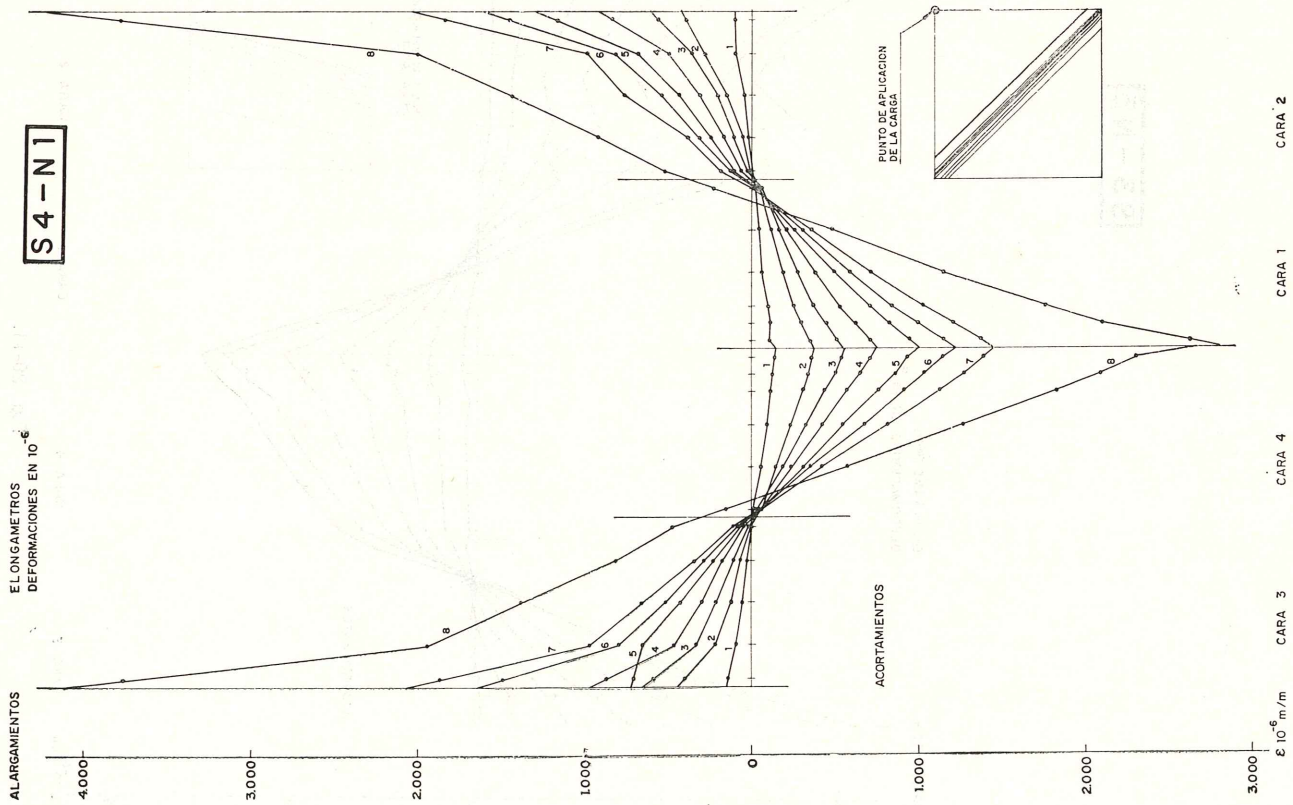


Fig. 26-13.

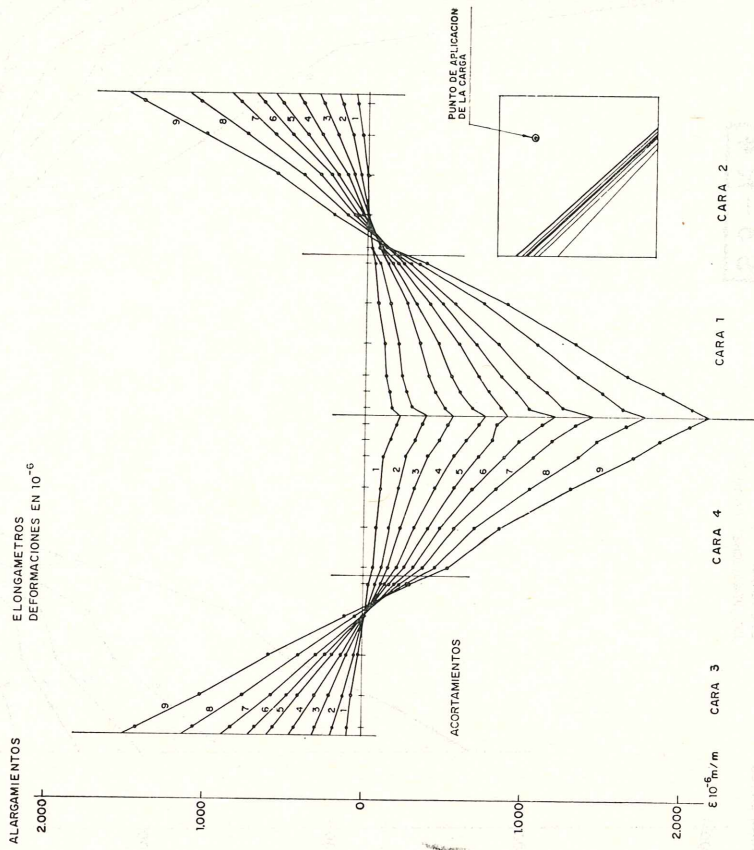


Fig. 26-14.

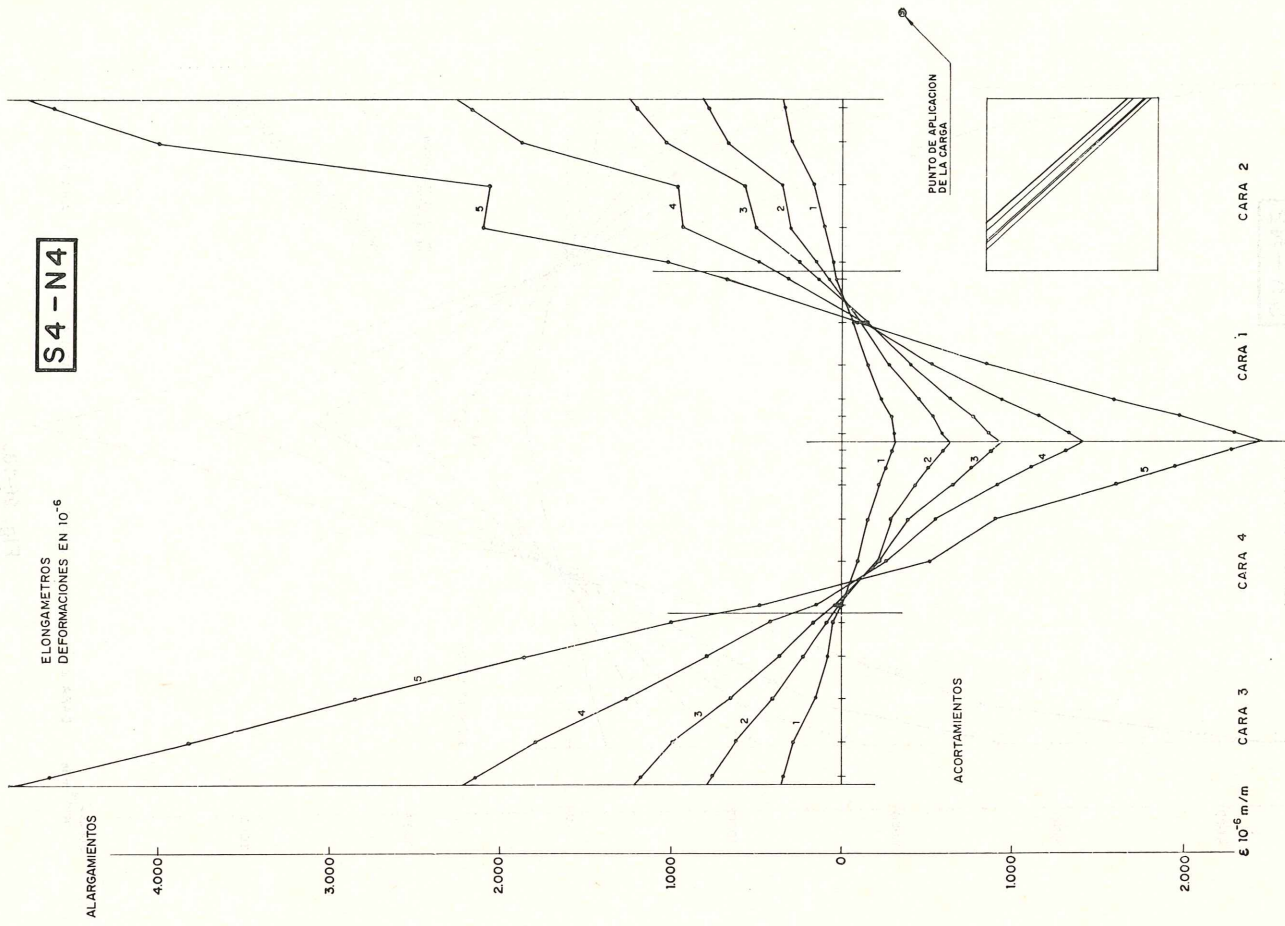


Fig. 26-16.

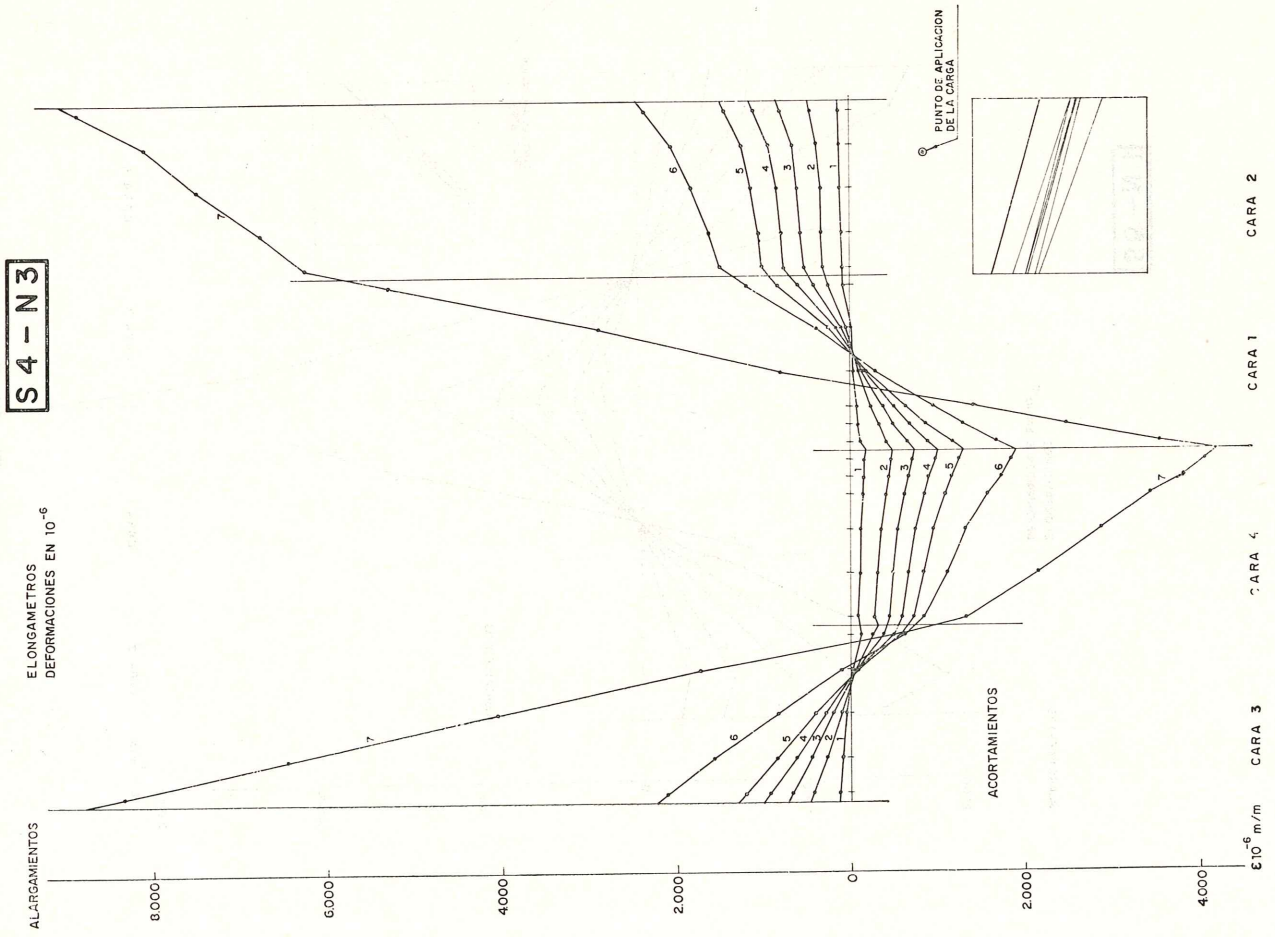


Fig. 26-15.

S5-N2

ELONGAMETROS
DEFORMACIONES EN 10^{-6}

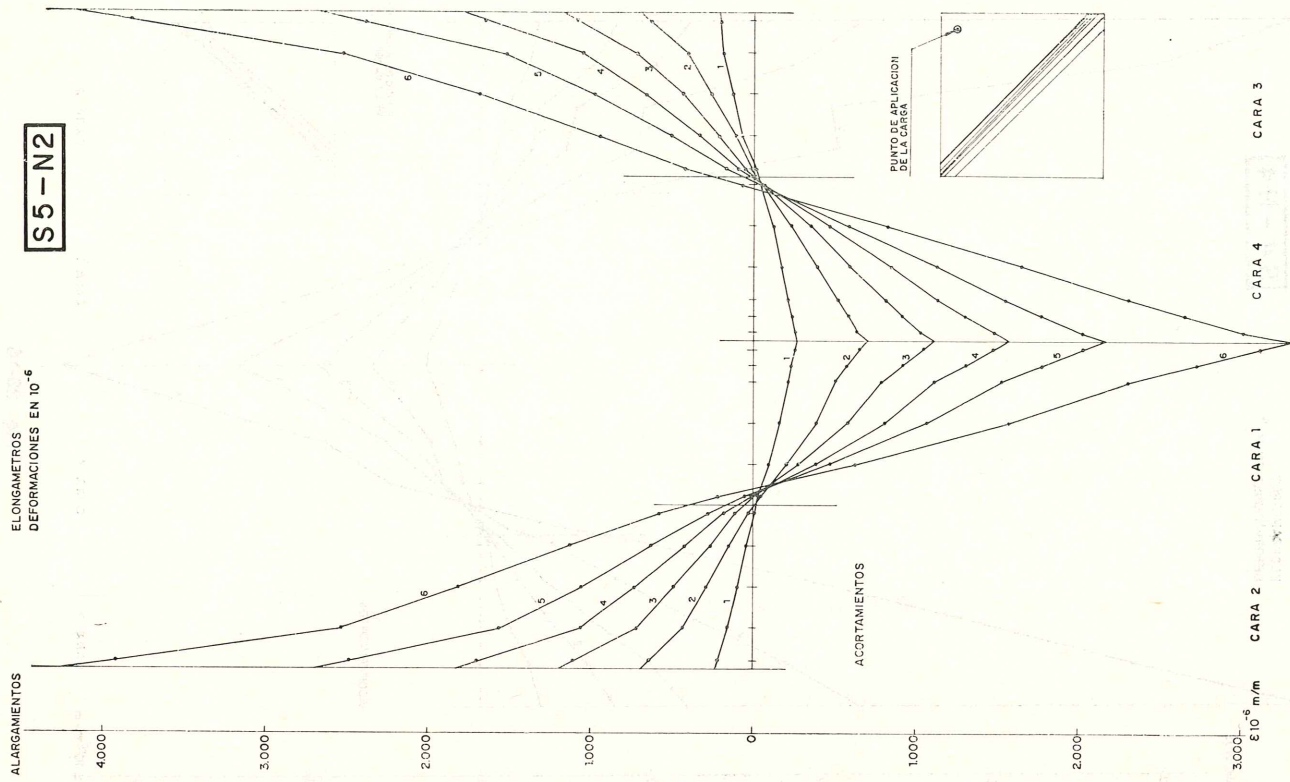


Fig. 26-18.

S5-N1

ELONGAMETROS
DEFORMACIONES EN 10^{-6}

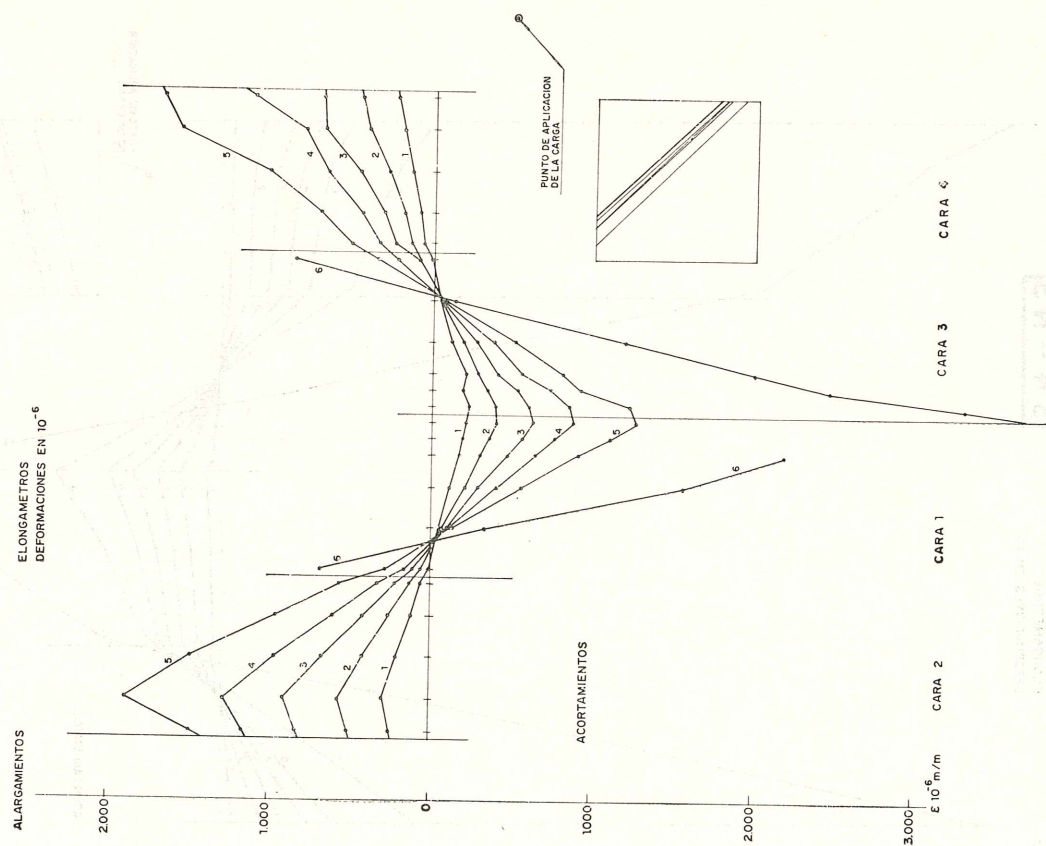


Fig. 26-17.

S6-N1

ELONGAMETROS
DEFORMACIONES EN 10^{-6}

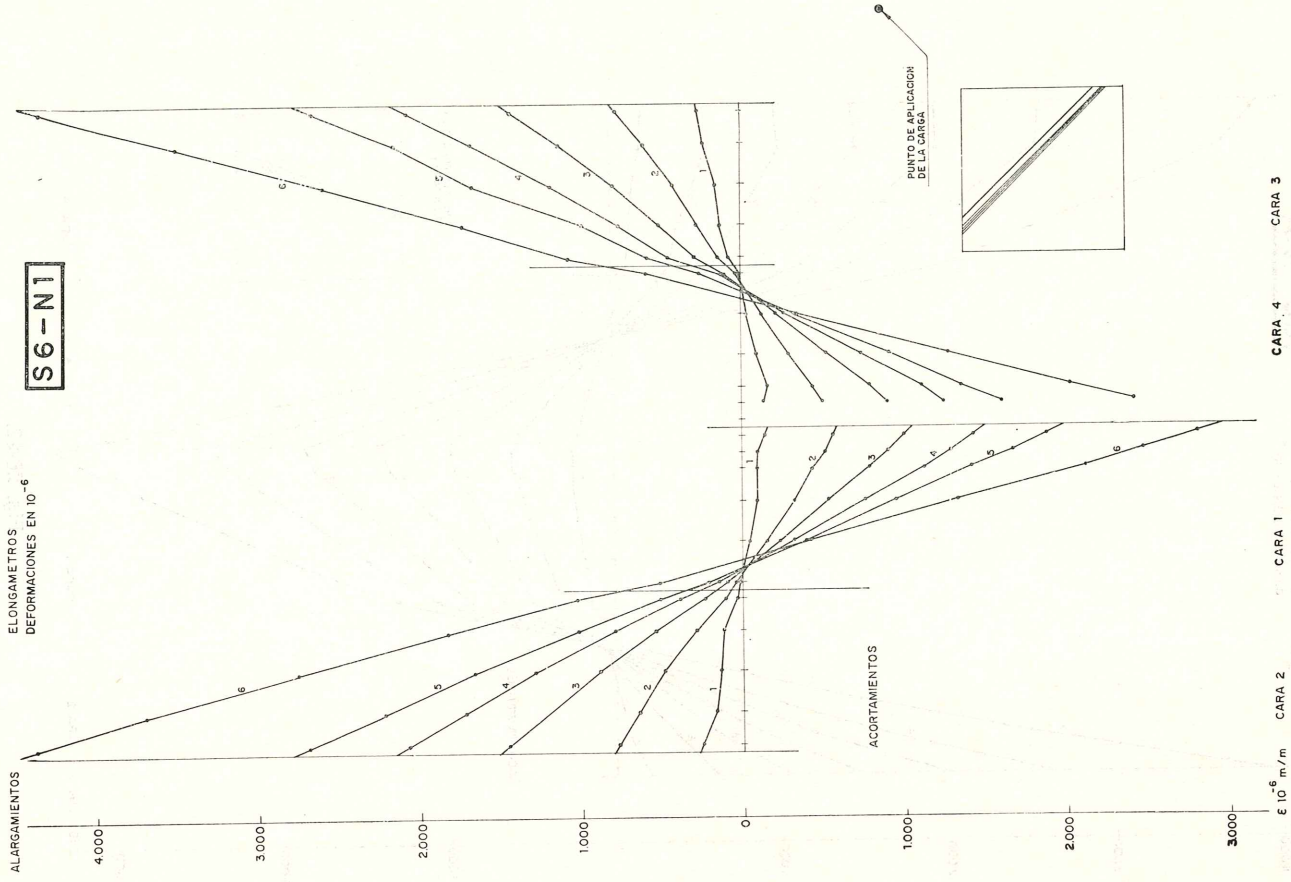


Fig. 26-20.

S5-N3

ELONGAMETROS
DEFORMACIONES EN 10^{-6}

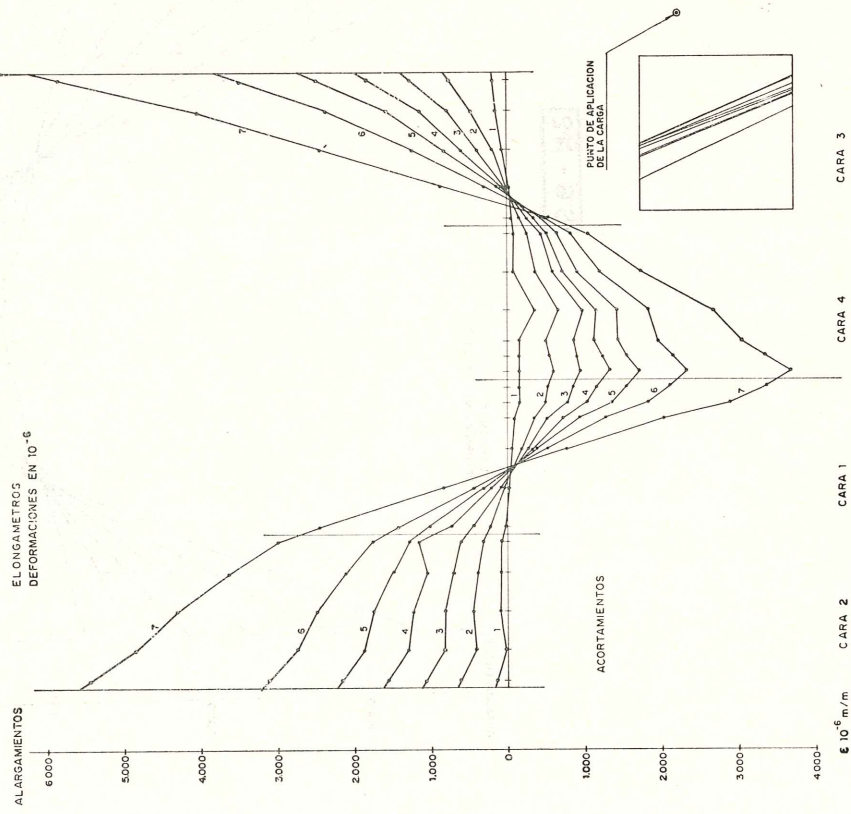


Fig. 26-19.

S6-N3

ELONGAMETROS
DEFORMACIONES EN 10^{-6}

ALARGAMIENTOS
4000
3000
2000
1000
0
1000
2000
3000
4000

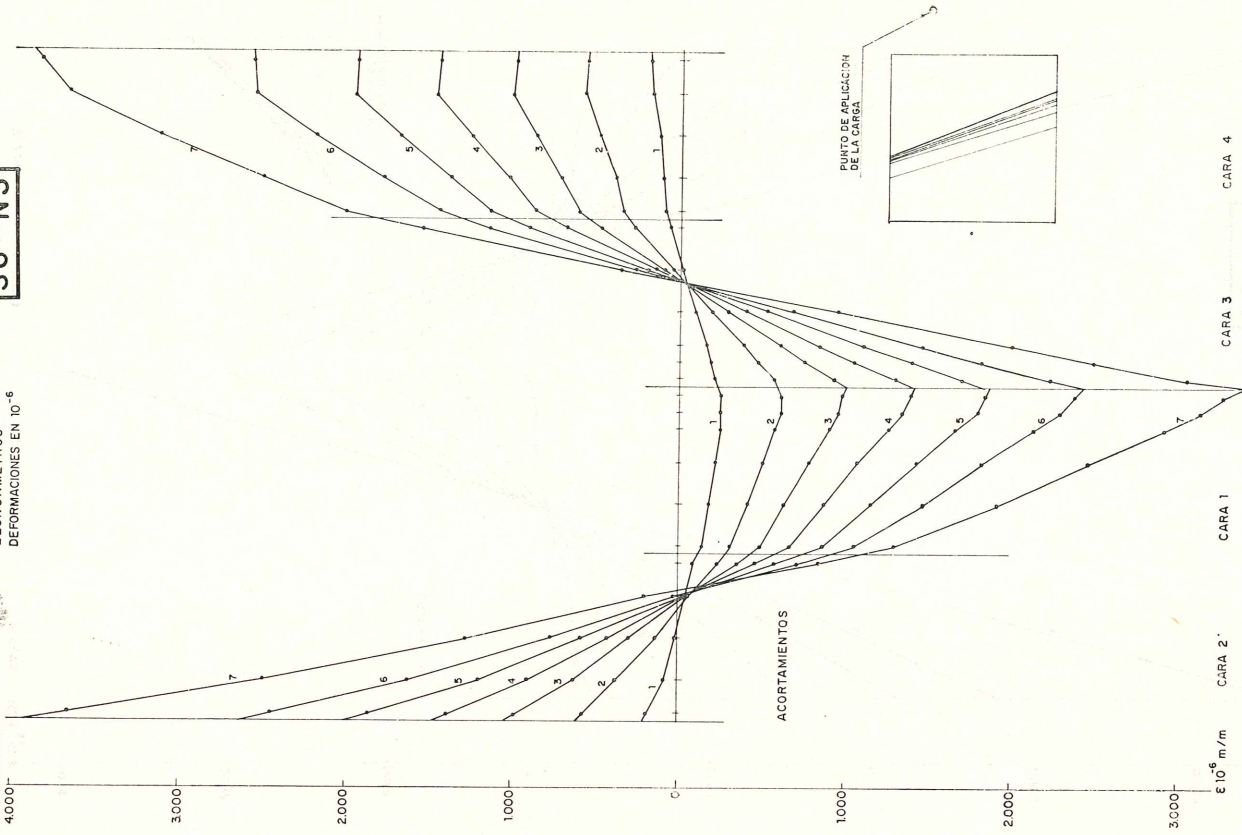


Fig. 26-22.

S6-N2

ELONGAMETROS
DEFORMACIONES EN 10^{-6}

ALARGAMIENTOS
2000
1000
0
1000
2000

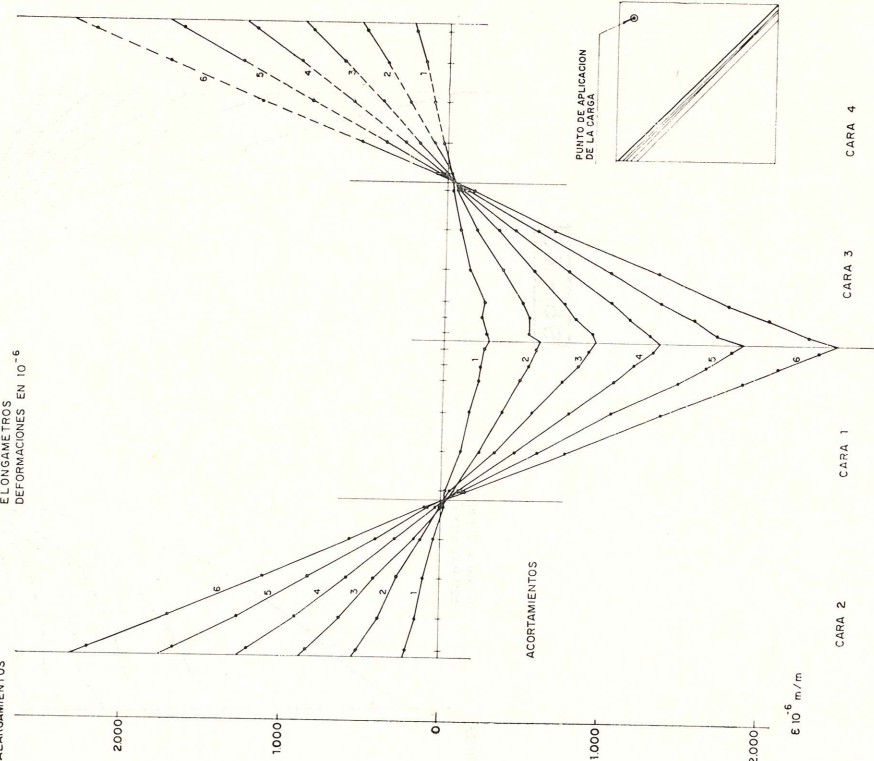


Fig. 26-21.

S7 - N2

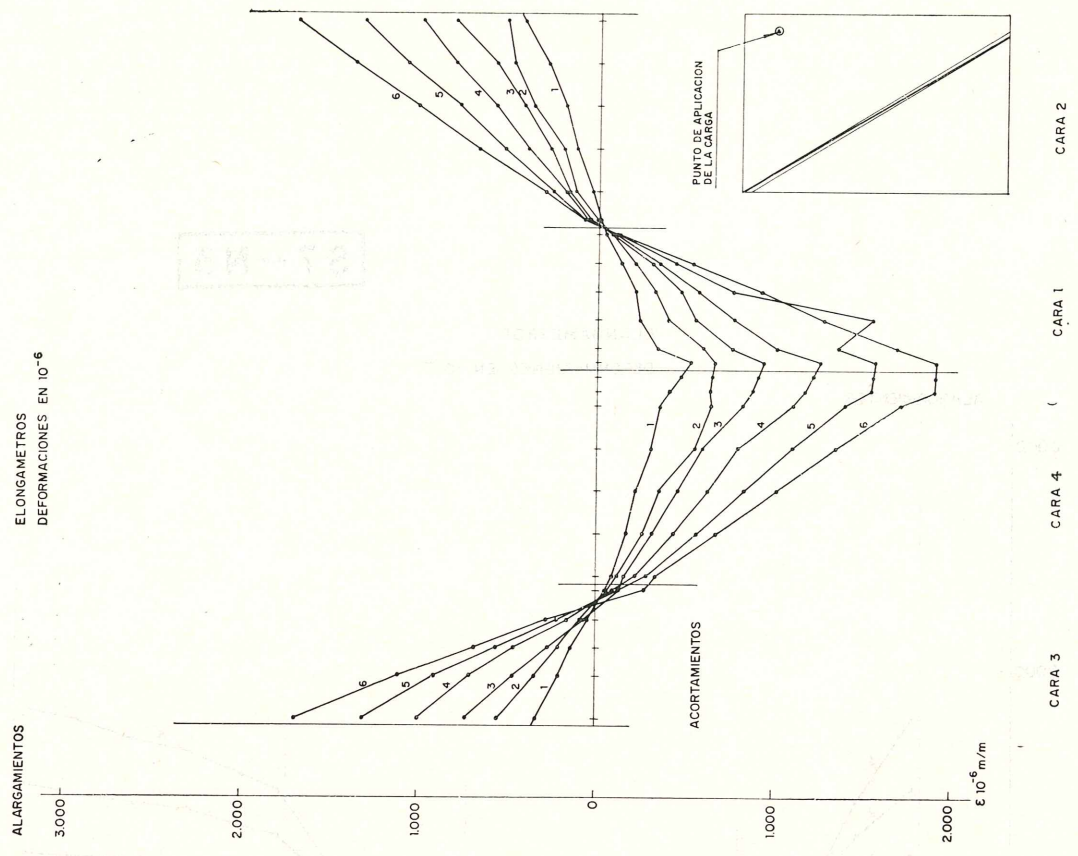


Fig. 26-24.

S7 - N1

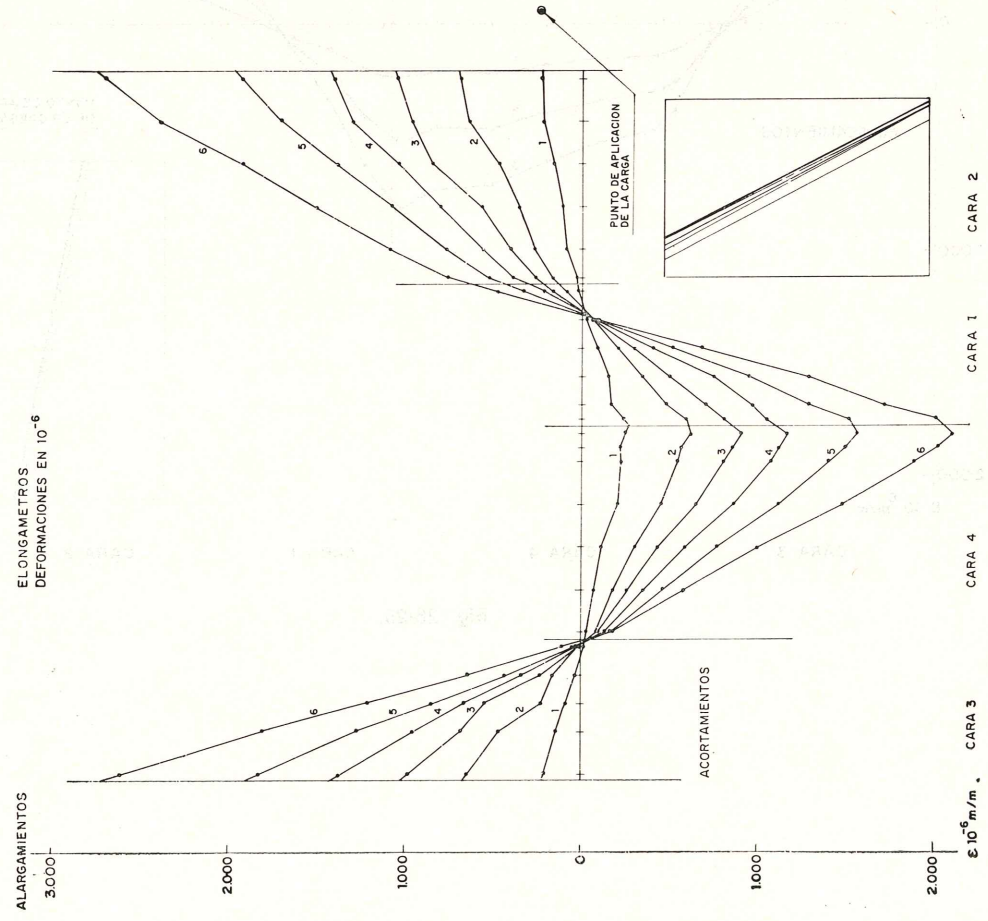


Fig. 26-23.

S7-N3

ELONGAMETROS
DEFORMACIONES EN 10^{-6}

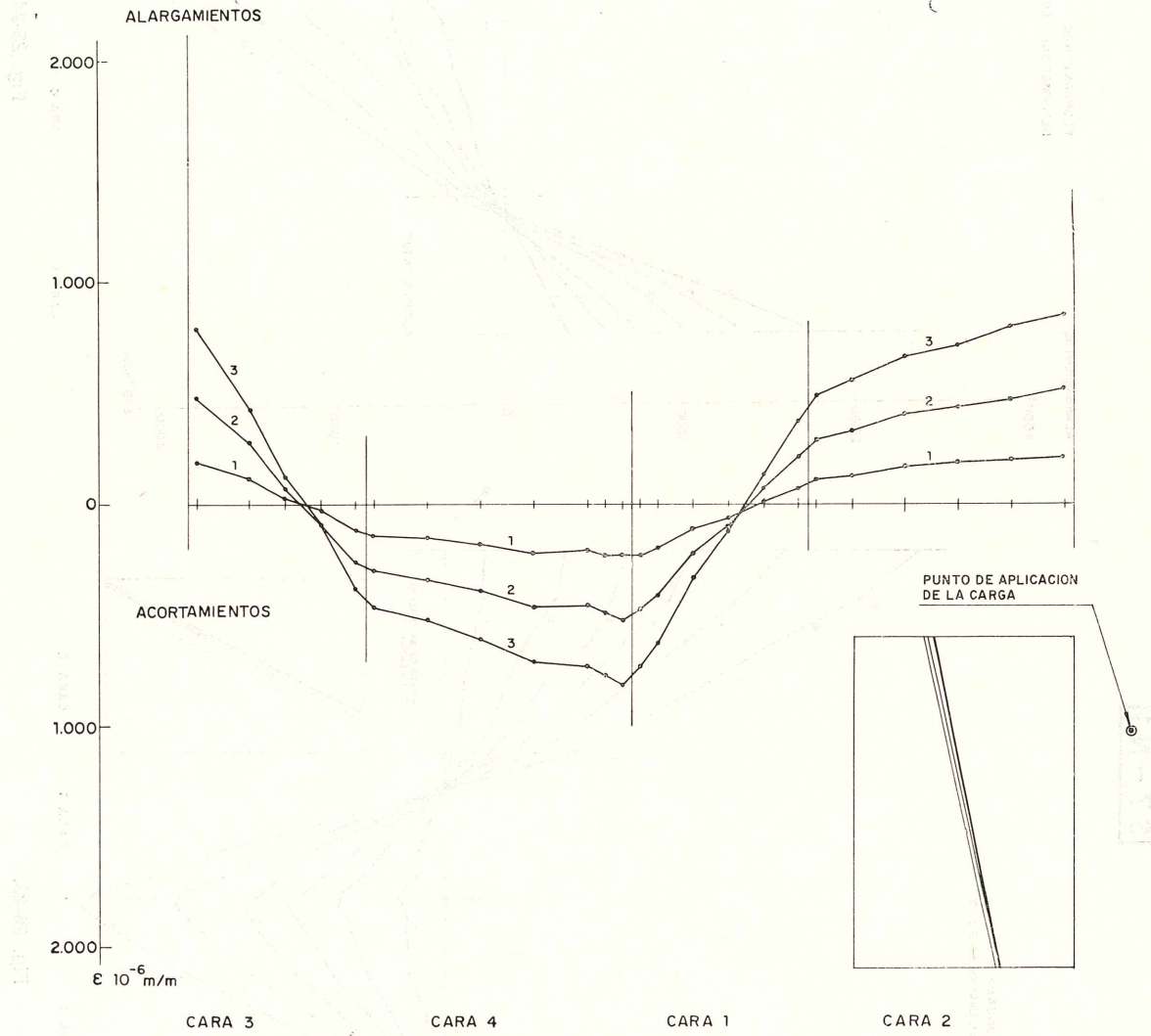


Fig. 26-25.

S8-N2

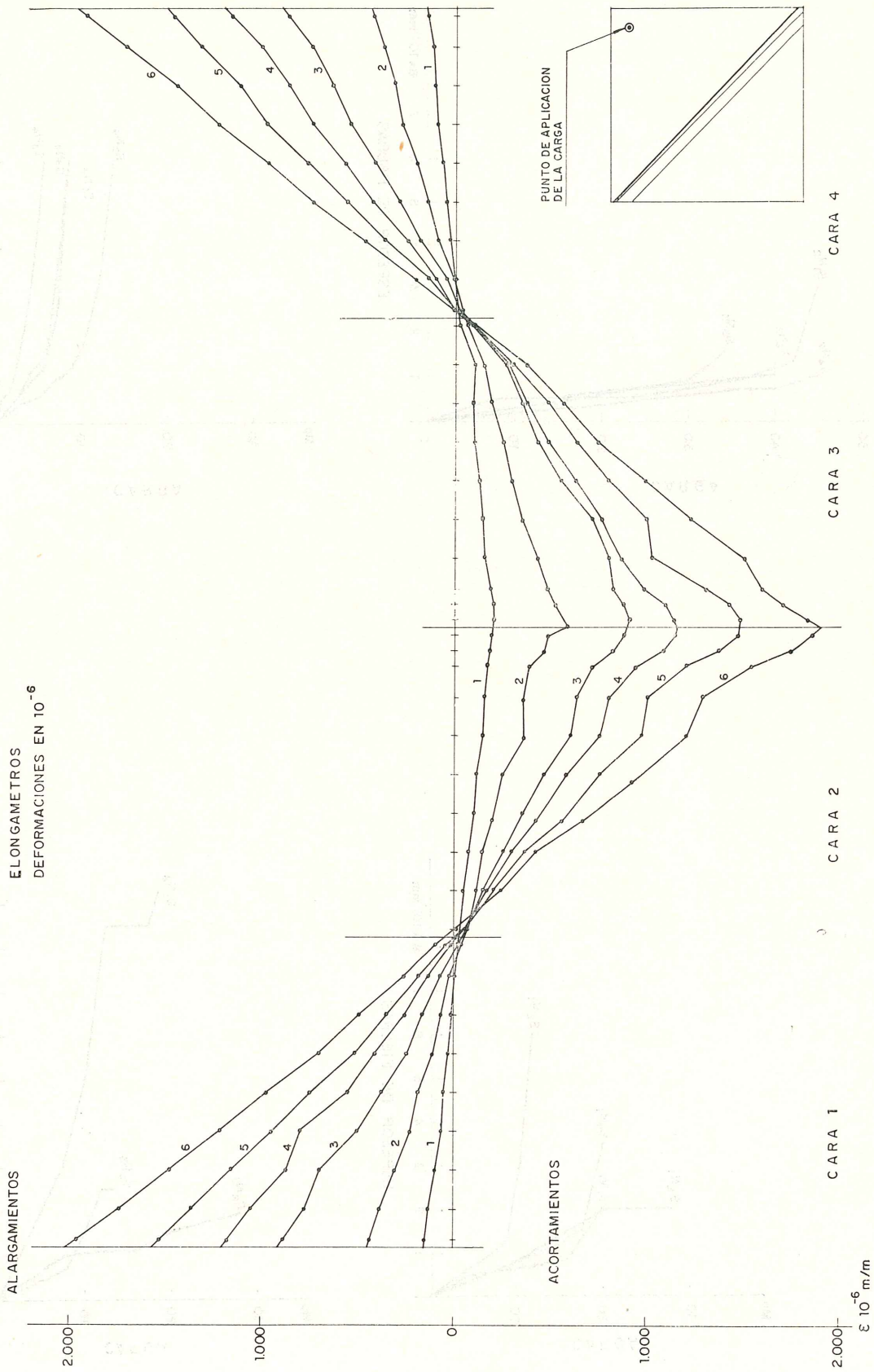


Fig. 26-26.

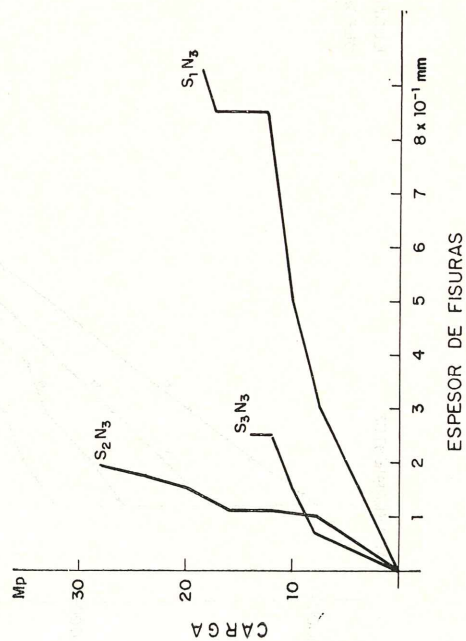
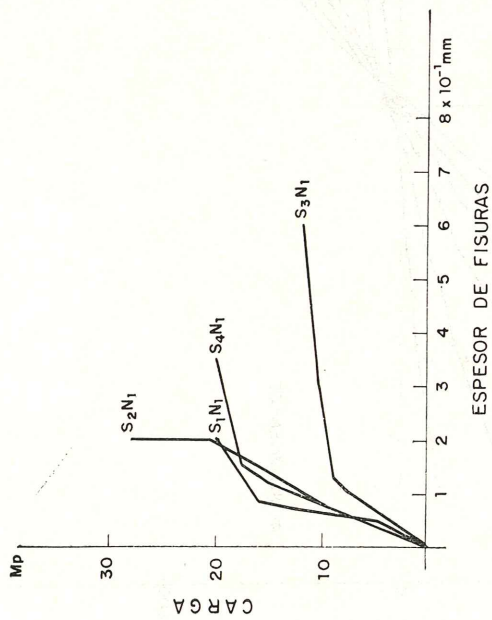
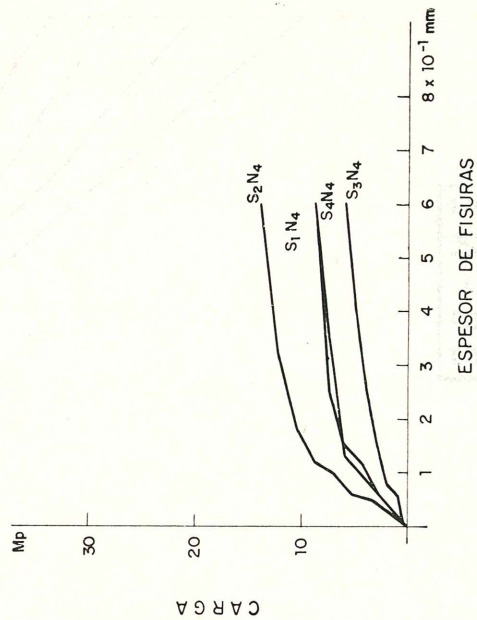
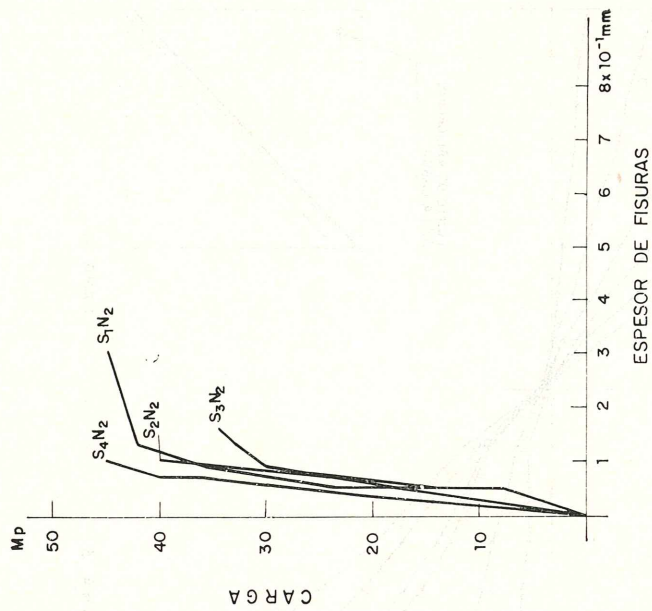


Fig. 27-1.

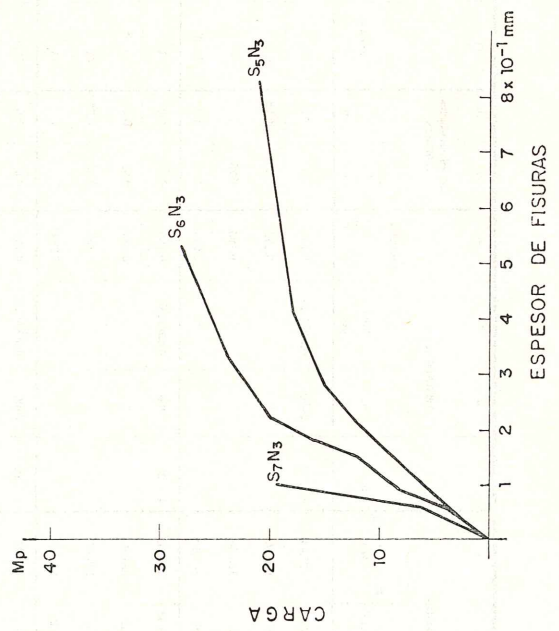
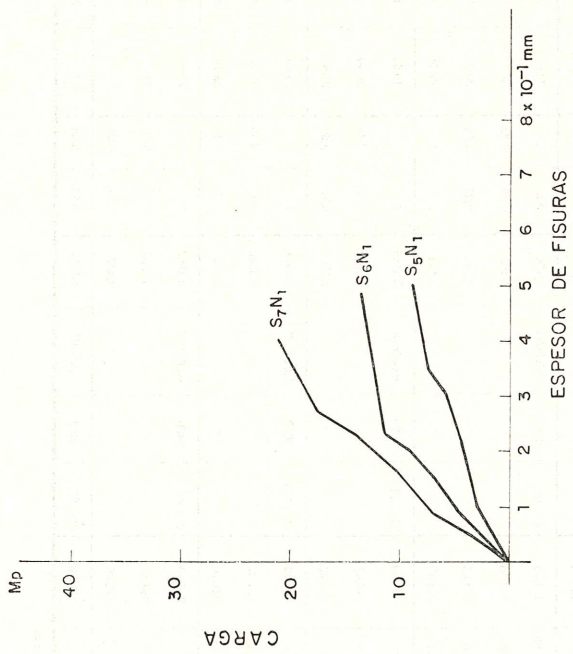
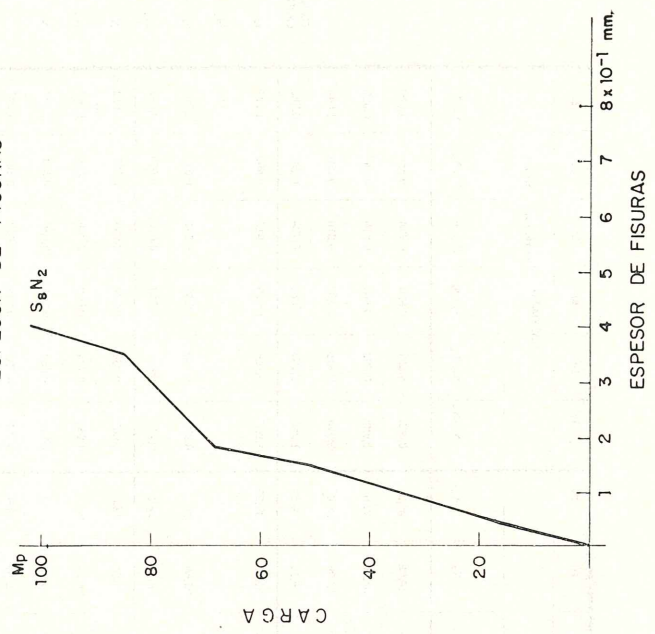
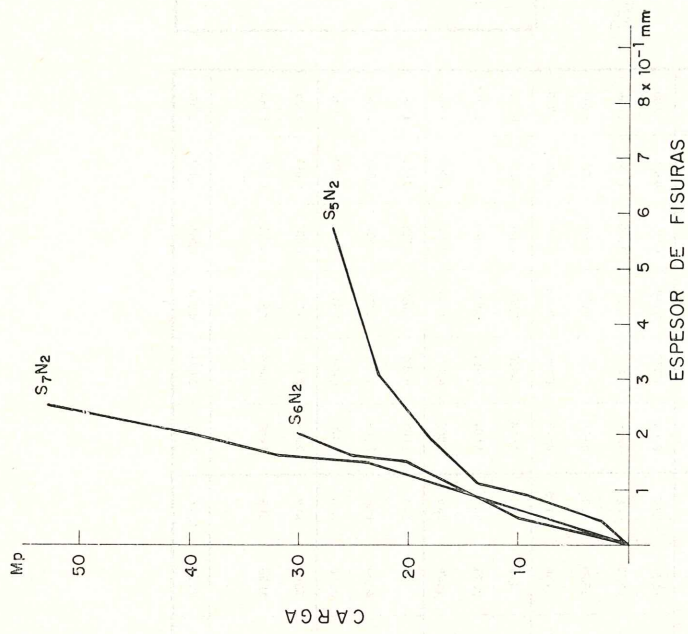


Fig. 27-2.

Serie	Dimensiones a x b (cm ²)	σ _u Kg/cm ²	R = σ _u x a x b Mp	ARMADURAS					CARGAS DE ROTURA (MP)										VALORES N _{estirado} /N _{ensayo}								
				σ _s	n \varnothing	Arca mm ²	Cuadría $\frac{A}{\omega \cdot \sigma_s \cdot R}$	Excentricidades positivas		N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N ₆	N ₇ /N ₈	N ₉ /N ₈	N ₁₀ /N ₈	N ₁₁ /N ₈	N ₁₂ /N ₈	N ₁₃ /N ₈	N ₁₄ /N ₈	N ₁₅ /N ₈	N ₁₆ /N ₈	N ₁₇ /N ₈	N ₁₈ /N ₈	N ₁₉ /N ₈
S1-N1	30 x 20	212.4	127.44	4 \varnothing 16	2400	0.0005044	0.151	0.5	0.5	24	22.4	20.39	21.66	13.43	14.02	24.2	0.923	0.651	0.886	0.770	0.584	1.003					
S1-N2	"	176	105.60	"	"	"	0.183	0.25	0.25	48	47.4	33.02	42.24	40.13	35.90	47.5	0.938	0.792	0.830	0.836	0.748	0.990					
S1-N3	"	210	126.00	"	"	"	0.153	0.25	0.75	20	19.5	16.38	17.64	16.38	13.86	20.8	0.975	0.819	0.882	0.819	0.693	1.040					
S1-N4	"	339	203.40	"	"	"	0.095	1	1	10.38	10.9	8.14	9.15	8.14	6.10	8.13	1.050	0.784	0.882	0.784	0.588	0.783					
S2-N1	30 x 20	279.83	167.83	4 \varnothing 20	2400	0.0012568	0.180	0.5	0.5	31.35	33.2	30.22	30.22	23.54	21.82	35.25	1.054	0.964	0.910	0.910	0.696	1.124					
S2-N2	"	351.1	210.66	"	"	"	0.143	0.25	0.25	—*	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—					
S2-N3	"	301.1	180.66	"	"	"	0.167	0.25	0.75	32	30.0	25.29	27.10	24.33	21.68	31.7	0.933	0.790	0.762	0.751	0.678	0.991					
S2-N4	"	235.2	135.12	"	"	"	0.223	1	1	14	13.7	11.50	12.16	9.46	8.11	12.2	0.979	0.821	0.772	0.676	0.579	0.871					
S3-N1	20 x 20	248	99.20	4 \varnothing 12	2400	0.0004524	0.109	0.5	0.5	13.5	14.4	12.90	14.30	10.91	7.94	13.8	1.067	0.956	0.832	0.808	0.588	1.022					
S3-N2	"	240.3	96.12	"	"	"	0.113	0.25	0.25	36	37.5	27.83	32.68	29.80	24.99	38.4	1.042	0.774	0.908	0.828	0.694	1.067					
S3-N3	"	295.3	114.12	"	"	"	0.095	0.25	0.75	14	12.7	9.13	10.84	7.42	7.99	12.0	0.907	0.652	0.734	0.530	0.571	0.857					
S3-N4	"	327.87	135.16	"	"	"	0.080	1	1	6.727	6.25	4.73	5.41	4.06	2.70	4.9	0.929	0.703	0.804	0.603	0.401	0.728					
S4-N1	20 x 20	277.66	111.08	4 \varnothing 16	2400	0.0008044	0.174	0.5	0.5	22.5	21.4	17.77	18.38	13.88	14.44	22.7	0.951	0.788	0.839	0.882	0.642	1.009					
S4-N2	"	292.66	117.08	"	"	"	0.165	0.25	0.25	50	50.8	40.93	44.50	42.73	37.47	51.8	1.016	0.820	0.830	0.855	0.749	1.056					
S4-N3	"	313.8	125.52	"	"	"	0.154	0.25	0.75	20.02	19.6	16.32	17.57	16.32	15.06	20.1	0.979	0.815	0.878	0.816	0.752	1.004					
S4-N4	"	397.0	158.80	"	"	"	0.122	1	1	10.38	10.35	7.16	7.94	7.15	4.76	7.95	0.997	0.890	0.765	0.688	0.459	0.766					
S5-N1	20 x 20	303.1	121.24	4 \varnothing 12.5	4600	0.000516	0.1958	1	1	10.50	10.67	9.09	9.09	7.88	6.06	9.7	1.016	0.866	0.866	0.738	0.577	0.924					
S5-N2	"	291.6	116.64	"	"	"	0.2085	0.40	0.40	29.40	31.15	26.83	29.16	23.91	22.74	36.2	1.064	0.913	0.992	0.768	0.774	1.231					
S5-N3	"	343	139.20	"	"	"	0.1705	0.75	0.25	21.83	23.39	18.10	18.10	18.79	16.70	23.4	1.069	0.827	0.827	0.859	0.763	1.070					
S6-N1	20 x 20	340.1	137.24	4 \varnothing 15.5	4600	0.000768	0.2574	1	1	14.69	14.82	11.80	12.76	10.88	9.61	14.4	1.009	0.804	0.869	0.747	0.654	0.980					
S6-N2	"	286.56	114.62	"	"	"	0.3082	0.40	0.40	32.75	39.43	35.53	36.68	33.15	30.95	44.4	1.169	1.035	1.120	1.030	0.945	1.356					
S6-N3	"	302.75	121.10	"	"	"	0.2917	0.75	0.25	29.79	29.06	20.59	21.19	24.22	21.80	30.6	0.976	0.691	0.711	0.813	0.732	1.027					
S7-N1	20 x 30	353	214.80	8 \varnothing 20	2400	0.002512	0.2907	1	1	24.50	21.91	18.26	19.33	16.11	15.04	21.9	0.894	0.745	0.769	0.657	0.614	0.894					
S7-N2	"	310.7	166.42	"	"	"	0.3294	0.40	0.40	59	62.08	54.06	48.47	44.74	41.95	61.5	1.032	0.916	0.822	0.758	0.711	1.042					
S7-N3	"	298	178.80	"	"	"	0.3372	0.75	0.25	—*	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—					
S8-N2	40 x 40	344.1	550.56	12 \varnothing 20	2400	0.008768	0.1642	0.40	0.40	112	130.21	104.61	111.76	97.45	79.83	120.5	1.163	0.934	0.998	0.870	0.713	1.165					

* Rempio por fallo de la cabeza.

CARGAS DE ROTURA PREDICHA
CON DIVERSAS FORMULAS

N₁: Abacos IET.

N₂: Formula IEH68 y CEB K/Tab

N₃: Formula IEH68 y CEB K/Abac

N₄: Propuesta española al CEB.

N₅: Formula del A.C.I.

N₆: Formula de AAS-JAKOBSEN.

N₇: Resultados del ensayo.

MEDIAS Y DESVIACIONES TIPI
DE LOS VALORES N_i/N₈

	media	desviación
1	1.009	6.92 %
2	0.825	9.80 %
3	0.861	8.86 %
4	0.784	10.33 %
5	0.663	11.01 %
6	0.989	13.97 %

Fig. 28.

DISTRIBUCIONES DE LOS VALORES N_i/NE SEGUN DIVERSAS FORMULAS

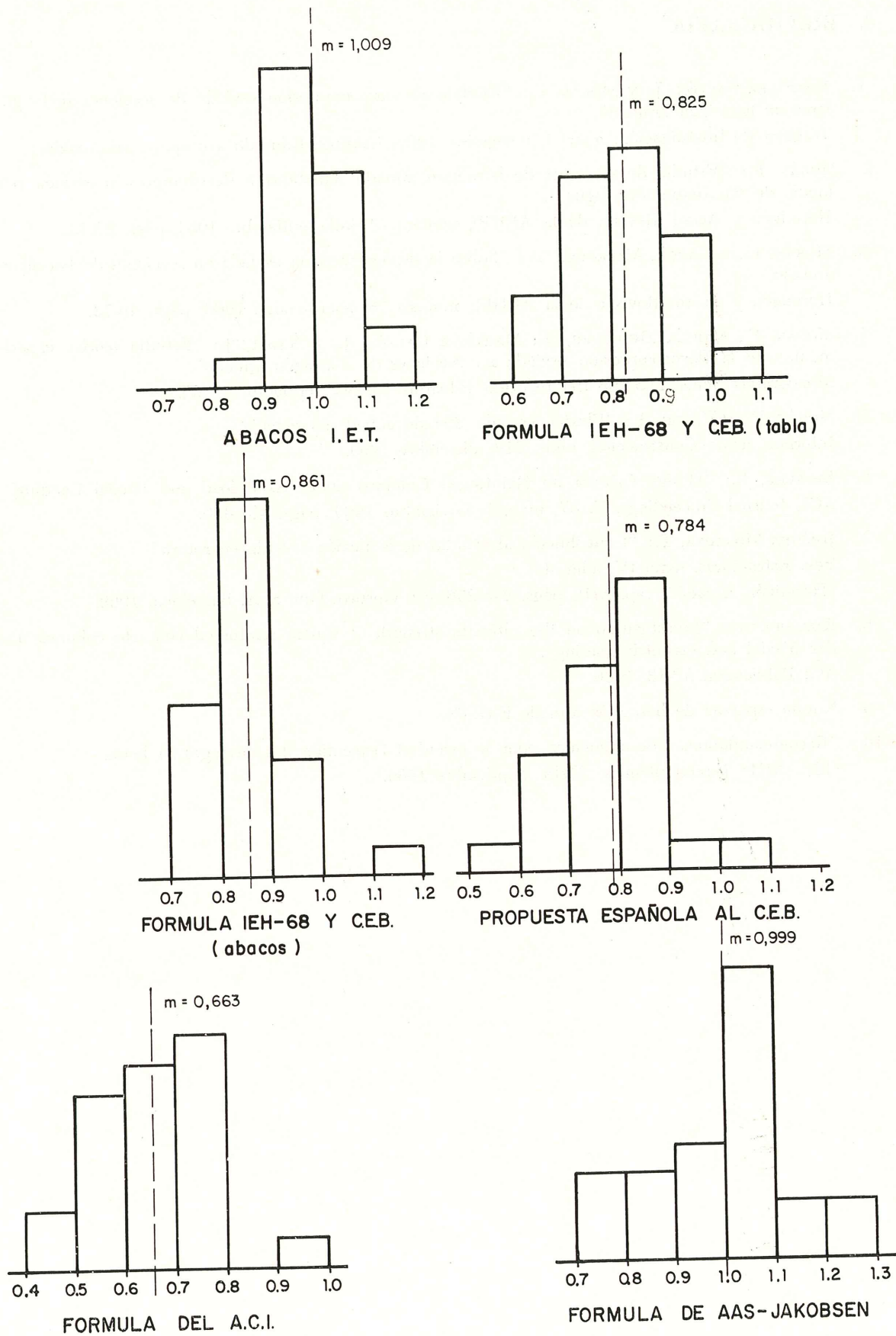


Fig. 29.

8. BIBLIOGRAFIA

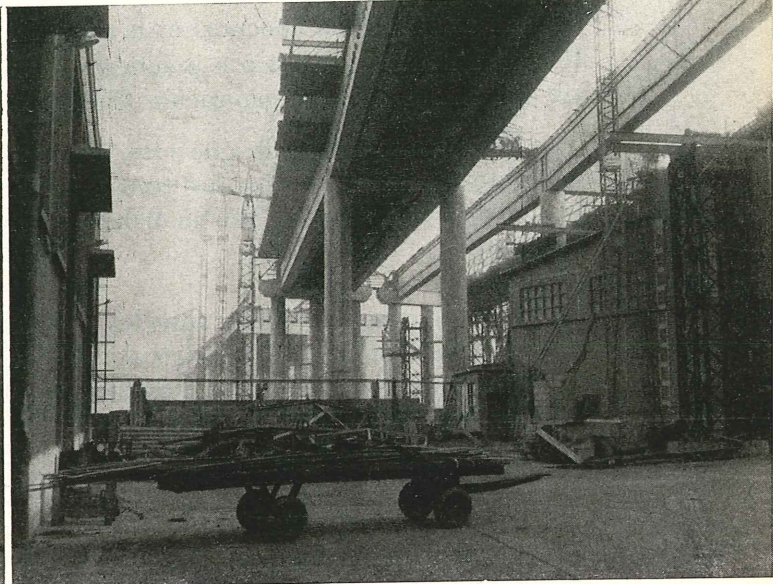
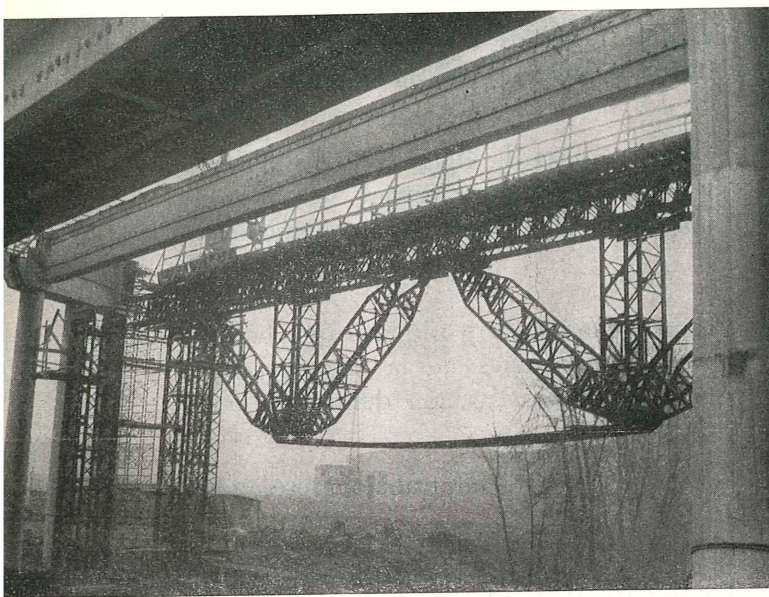
1. MARTÍNEZ CALZÓN, J., y MORÁN, F.: "Ensayos de flexocompresión esviada de secciones rectangulares de hormigón armado".
Trabajos de Investigación, núm. 1, noviembre 1966. Instituto Eduardo Torroja (español-inglés).
2. MORÁN, F.: "Estudio de secciones de hormigón armado sometidas a flexocompresión esviada por medio de un computador digital".
Hormigón y Acero (Revista de la AEHP), número 72, julio-septiembre 1964, págs. 26-42.
3. MORÁN, F., y GARCÍA MESEGUER, A.: "Sobre la flexocompresión esviada en secciones de hormigón armado".
Hormigón y Acero (Revista de la AEHP), número 78, enero-marzo 1966, págs. 40-73.
4. MORÁN, F.; GARCÍA MESEGUER, A.; MARTÍNEZ CALZÓN, J., y NADAL, J.: "Estudio teórico experimental de la flexocompresión esviada en secciones de hormigón armado".
Monografías núms. 265-266 del Instituto Eduardo Torroja, septiembre 1966.
5. MORÁN, F., y VERDE, A.: "Flexión esviada: Estado actual del tema".
Informes de la Construcción, núm. 216, diciembre 1969.
6. BRESLER, B.: "Design Criteria for Reinforced Columns under Axial load and Biaxial Bending".
ACI, Journal Proceedings, V. 57, núm. 5, noviembre 1960, págs. 481-490.
7. JIMÉNEZ MONTOYA, P.: "Contribución al estudio de la flexión esviada en rotura".
Rev. Estructuras, tomo IV, núm. 4.
"Hormigón armado", cap. XIII, págs. 245-256. Ed. Gustavo Gili, S. A. Barcelona, 1969.
8. RAMAMURTHY: "Investigation on the ultimate strength of square reinforced concrete columns under Biaxial and excentric loading".
ACI Publication SP-13, 1966.
9. Norma española de hormigón armado E.H.-68.
10. "Recommandations Internationales pour le calcul et l'execution des ouvrages en beton".
CEB. XIII^e Session plenièrè. Delft. Septiembre 1969.

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

PROCEDIMIENTOS

Freyssinet

DE HORMIGON PRETENSADO



Puente sobre la Fábrica de Pradera Hnos.
Autopista Bilbao - Behobia
Construye: Laing Ibérica

STUP

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

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

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

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

Instituto Nacional de Racionalización del Trabajo

premio Martín Balzola

Este Instituto, creado en España en 1946 para estimular la aplicación práctica de los principios conducentes a un mayor rendimiento de las actividades en el campo industrial y técnica, viene convocando desde su creación un concurso para premiar el mejor trabajo presentado sobre cualquiera de las ramas de la Organización Científica.

La finalidad del concurso es la de premiar aquellos estudios e investigaciones que tengan un carácter teórico o práctico y que puedan tener aplicación en la industria, dentro del campo de la Organización Científica.

Habiéndose acordado que este concurso sirva para honrar la figura del malogrado miembro fundador de este Instituto, D. Martín Balzola, ingeniero industrial, se convoca el concurso del premio "Martín Balzola" para el año 1971, ajustándose a las condiciones siguientes:

- 1.^a Podrán concurrir todos aquellos españoles, hispanoamericanos y filipinos que hayan realizado algún trabajo original y no publicado de aplicaciones de la Organización Científica del Trabajo a la Industria, o bien estudio e investigación dentro de este campo.
- 2.^a Se establece un premio de 60.000 pesetas, que será otorgado al trabajo presentado que reúna mayores méritos.
- 3.^a Los autores enviarán acompañando a sus trabajos una plica, que servirá para conocer la Comisión calificadora al autor o autores del trabajo premiado. Dicha plica irá encabezada con el mismo lema con el que se haya firmado el trabajo, el cual deberá estar en el Instituto Nacional de Racionalización del Trabajo, Serrano, 150, Madrid-6, antes del 17 de diciembre de 1971.
- 4.^a El Instituto Nacional de Racionalización procederá, una vez terminado el plazo de admisión de trabajos, a nombrar una Comisión para la resolución del concurso.
- 5.^a La Comisión puede acordar declarar desierto el concurso.
- 6.^a El trabajo al cual se otorgue el premio pasará a ser propiedad del Instituto Nacional de Racionalización del Trabajo, que se reservará el derecho de publicarlo, formando uno o dos volúmenes o en la revista del Instituto. En cualquier caso, el autor recibirá veinte ejemplares gratuitamente.
- 7.^a Los trabajos no premiados quedarán a disposición de sus autores y podrán ser retirados de este Instituto en un plazo no superior a seis meses a partir del fallo de la Comisión, pudiendo disponer el Instituto de los trabajos no retirados dentro de dicho plazo.

Madrid, enero 1971.

ensayo indirecto de tracción en probetas cilíndricas de hormigón

JULIO VARGAS N.

GENERALIDADES

El método de determinación de la resistencia a tracción del hormigón, comprimiendo diametralmente probetas cilíndricas de hormigón (6" × 12") fue propuesto paralelamente por los ingenieros Fernando L. Lobo Carneiro (Brasil) [1] y Tsuneo Akasawa (Japón) [2], el año 1943.

A partir de esa fecha se han realizado numerosos estudios e investigaciones sobre el particular tendentes a perfeccionar y estandarizar el método inicialmente propuesto.

Actualmente ha sido incorporado en buen número de normas nacionales, en las Recomendaciones del C.E.B., en el método R.I.L.E.M. de Ensayos Mecánicos para hormigón en las normas A.S.T.M. como método estándar.

Con el ensayo indirecto no se pretende obtener un valor real de la resistencia del hormigón a tracción, sino una medida del mismo de un modo sencillo y poco disperso. En nuestro medio y en muchos otros países este ensayo es conocido como "Ensayo Brasileño."

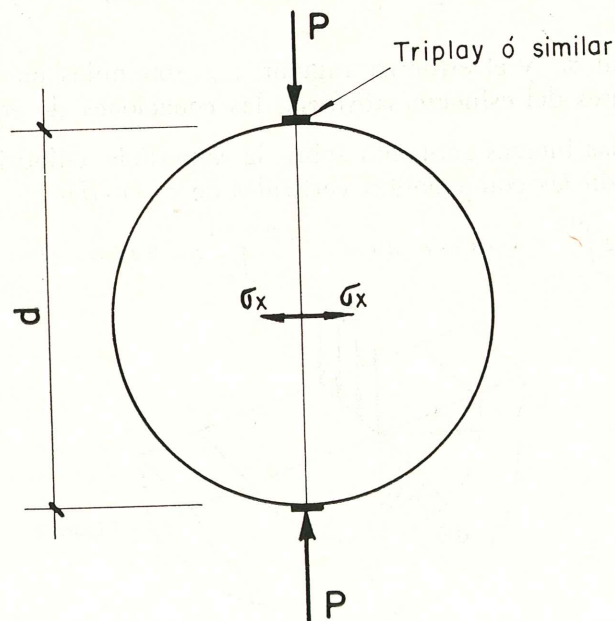


Figura 1.

FUNDAMENTOS TEORICOS

A pesar de que el hormigón es un material anelástico, se trata de encontrar dentro de un análisis lineal una evaluación de la distribución de esfuerzos que pueda servir para determinar la resistencia aparente de tracción, la cual será luego comparada con la resistencia real de tracción.

La experiencia demuestra que la rotura de las probetas sometidas al ensayo indirecto de tracción se produce a través del diámetro vertical, corroborándose el análisis teórico que se expone a continuación.

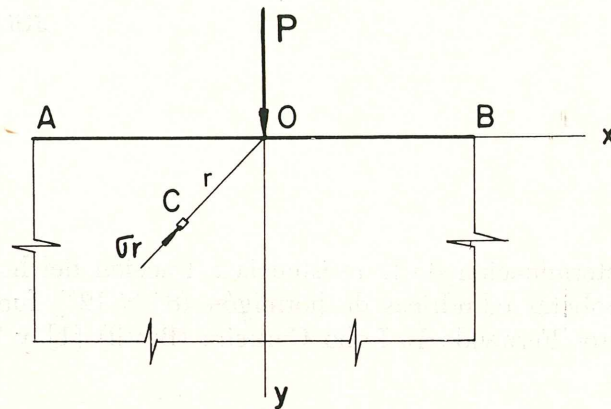


Figura 2.

Sea P una carga vertical concentrada, actuando sobre la recta AB , límite de una placa infinitamente larga. La distribución de la carga a lo largo del espesor de la placa es uniforme. Consideramos un espesor unitario. La distribución de esfuerzos es una distribución radial simple.

Un elemento cualquiera, tal como "c", situado a una distancia r del punto de aplicación de la carga, está sometido a una compresión simple, en dirección radial, de intensidad

$$\sigma_r = -\frac{2P}{\pi} \frac{\cos \theta}{r} \quad (\text{Flamant, Boussinesq})$$

El esfuerzo normal σ_θ y el esfuerzo angular $\tau_{r\theta}$ son nulos en este caso. Estos valores de las componentes del esfuerzo satisfacen las ecuaciones de equilibrio.

La resultante de las fuerzas actuando sobre la superficie cilíndrica de radio r debe equilibrar a P . Sumando las componentes verticales de $\sigma_r \cdot r \cdot d\theta$:

$$2 \int_0^{\pi/2} \sigma_r \cdot \cos \theta \cdot r \cdot d\theta = -\frac{4P}{\pi} \int_0^{\pi/2} \cos^2 \theta \, d\theta = -P$$

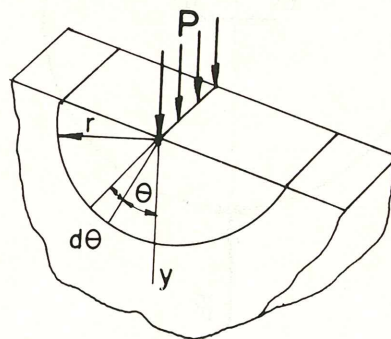


Figura 3.

Se satisfacen también las condiciones de compatibilidad.

La solución dada se deriva de la función esfuerzo:

$$\phi = -\frac{P \cdot r \cdot \theta}{\pi} \operatorname{sen} \theta$$

Tomando una circunferencia de diámetro d , con centro en el eje "y" y tangente al eje "x" en o , tendremos que para un punto cualquiera "c" de la circunferencia: $r = d \cdot \cos \theta$, luego:

$$\sigma_r = -\frac{2P}{\pi d}$$

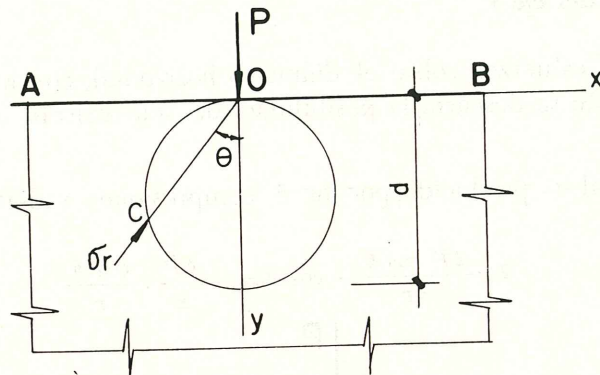


Figura 4.

El esfuerzo es el mismo en todos los puntos de la circunferencia, excepto el punto O de aplicación, donde se hace infinito ($r = 0$). (Línea isocromática de la fotoelasticidad).

El problema que queremos resolver, es el de un disco cargado con dos fuerzas de intensidad P diametralmente opuestas.

Superponiendo dos estados como el anterior, pero opuestos, en un punto cualquiera "c" de la circunferencia actuarán dos compresiones en las direcciones de r y r_1 , que forman 90° , suponiendo que cada fuerza produce una distribución radial simple. Ambos esfuerzos de compresión son iguales y de magnitud $\frac{2P}{\pi d}$. Consideramos al disco ya aislado y actuando sobre él estas tensiones

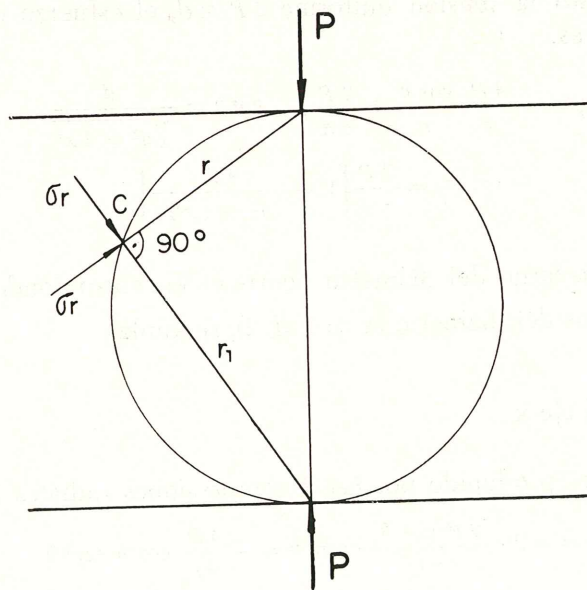


Figura 5.

Esto significa que el mismo esfuerzo de compresión estará actuando sobre cualquier plano que pase por "c" y que sea perpendicular al plano del disco, con una intensidad de $\frac{2P}{\pi d}$.

Como en el borde del disco de nuestro problema no hay fuerzas externas (salvo las fuerzas P), el esfuerzo en un punto cualquiera se podrá obtener por superposición de una tensión uniforme en el plano del disco de intensidad $2P/\pi d$ sobre las 2 distribuciones radiales simples.

Tensión σ_y a lo largo del eje x

Estudiemos los esfuerzos sobre el diámetro horizontal, con un punto genérico "c". Por la simetría existente se descarta la posibilidad de que existan esfuerzos tangenciales sobre este plano.

El esfuerzo normal σ_y producido por las 2 compresiones radiales (que son iguales) es:

$$-2 \cdot \frac{2P \cos \theta}{\pi r} \cdot \cos^2 \theta = -\frac{4P}{\pi} \cdot \frac{\cos^3 \theta}{r}$$

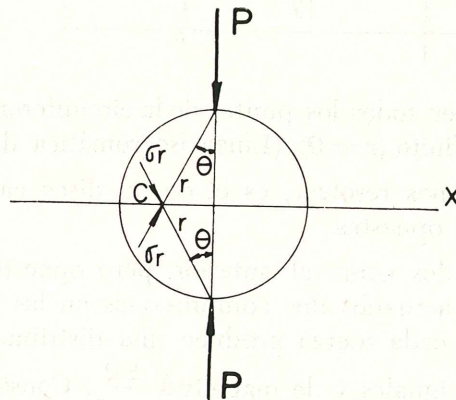


Figura 6.

Superponiendo a esto la tensión uniforme $2P/\pi d$, el esfuerzo normal total sobre el plano horizontal en "c" es:

$$\sigma_y = -\frac{4P}{\pi} \frac{\cos \theta}{r} + \frac{2P}{\pi d}; \quad \cos \theta = \frac{d}{\sqrt{d^2 + 4x^2}}$$

$$\therefore \sigma_y = \frac{2P}{\pi d} \left[1 - \frac{4d^4}{(d^2 + 4x^2)^2} \right]$$

El máximo valor a lo largo del diámetro ocurre en el centro donde $\sigma_y = -\frac{6P}{\pi d}$ (compresión), y en los extremos del diámetro ($x = \pm d/2$), se anula.

Tensión σ_x a lo largo del eje x

El esfuerzo normal σ_x producido por las 2 compresiones radiales (fig. 6) es:

$$\sigma_x = -2 \cdot \frac{2P \cos \theta}{\pi r} \cdot \text{sen}^2 \theta = -\frac{4P}{\pi r} \cos \theta \text{sen}^2 \theta$$

Superponiendo la tensión uniforme $2P/\pi d$

$$\sigma_x = -\frac{8P}{\pi d} \cos^2 \theta \sin^2 \theta + \frac{2P}{\pi d} \quad (r = d/2 \cos \theta)$$

como

$$\cos \theta = \frac{d}{\sqrt{d^2 + 4x^2}} \quad \text{y} \quad \sin \theta = \frac{2x}{\sqrt{d^2 + 4x^2}}$$

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi d} \left[1 - \frac{16d^2 x^2}{(d^2 + 4x^2)^2} \right]$$

Cuyo máximo valor ocurre en el centro:

$$x = \frac{2P}{\pi d} \quad (\text{Tracción})$$

y en los extremos del diámetro ($x = \pm d/2$), se anula.

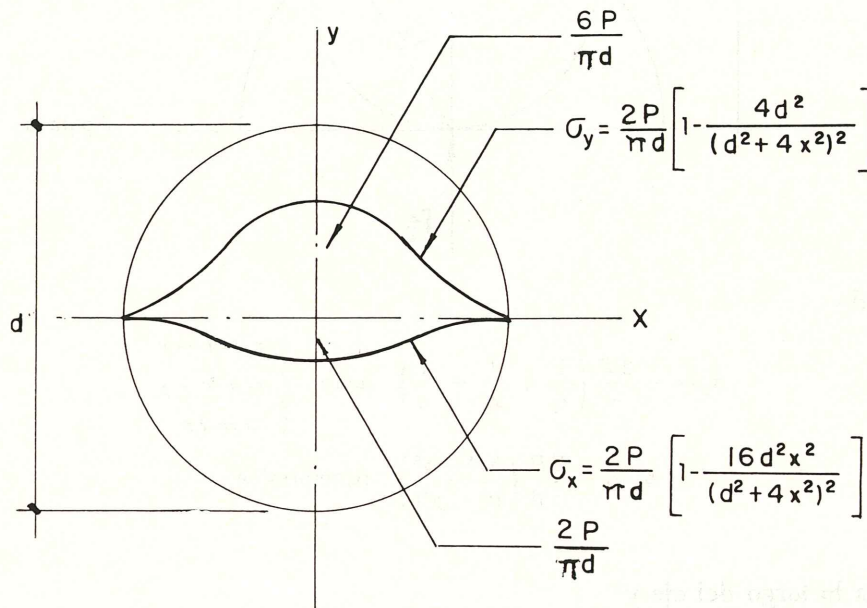


Figura 7.

Tensión σ_y a lo largo del eje y

Los esfuerzos de compresión en el punto M se obtendrán sumando los tres estados a , b y c :

Consideramos $P_1 = P_2 = P$.

a) Distribución radial debido a P_1 :

$$\sigma'_y = \frac{-2P}{\pi} \frac{\cos \theta}{r_1}; \quad \text{pero} \quad \cos \theta = 1$$

$$\sigma'_y = \frac{-2P}{\pi r_1}$$

b) Distribución radial debida a P_2 :

$$\sigma_y'' = -\frac{2P}{\pi r_2}$$

c) Tensión uniforme

$$\sigma_y''' = \frac{2P}{\pi d}$$

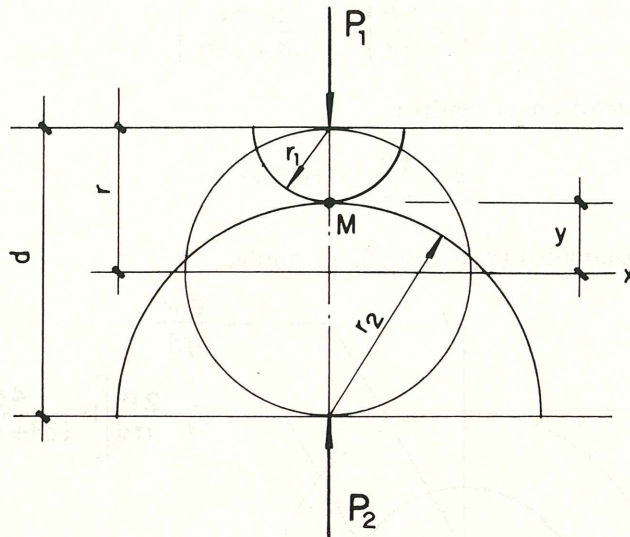


Figura 8.

De donde

$$\sigma_y = -\frac{2P}{\pi} \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} - \frac{1}{d} \right) \quad \text{pero} \quad \begin{cases} r_1 = r - y \\ r_2 = r + y \\ d = 2r \end{cases}$$

$$\sigma_y = -\frac{2P}{\pi d} \left(\frac{3r^2 - y^2}{r^2 - y^2} \right) \quad (\text{Compresión})$$

Tensión σ_x a lo largo del eje y

No existiendo tensiones σ_x debidas a las distribuciones radiales producidas por las cargas P , sólo actuará la tensión uniforme $2P/\pi d$

$$\therefore \sigma_x = \frac{2P}{\pi d} \quad (\text{Tracción})$$

Esta última figura muestra las variaciones teóricas de σ_x y σ_y a lo largo del eje "y"; sin embargo, debe hacerse notar que, debido al efecto producido por la carga P a través de la plancha de contacto y que impide la deformación transversal (efecto de Poisson), se producen unas compresiones horizontales alrededor del punto de aplicación que decrecen rápidamente. Experimentalmente se ha logrado definir un diagrama de σ_x a lo largo del eje "y", como el indicado en la figura 10. La resultante de las tracciones se puede evaluar aproximadamente así:

$$T = \sigma_x \cdot 0,8d = \frac{2P}{\pi d} \cdot 0,8d = \frac{1,6P}{\pi} \approx 0,5P$$

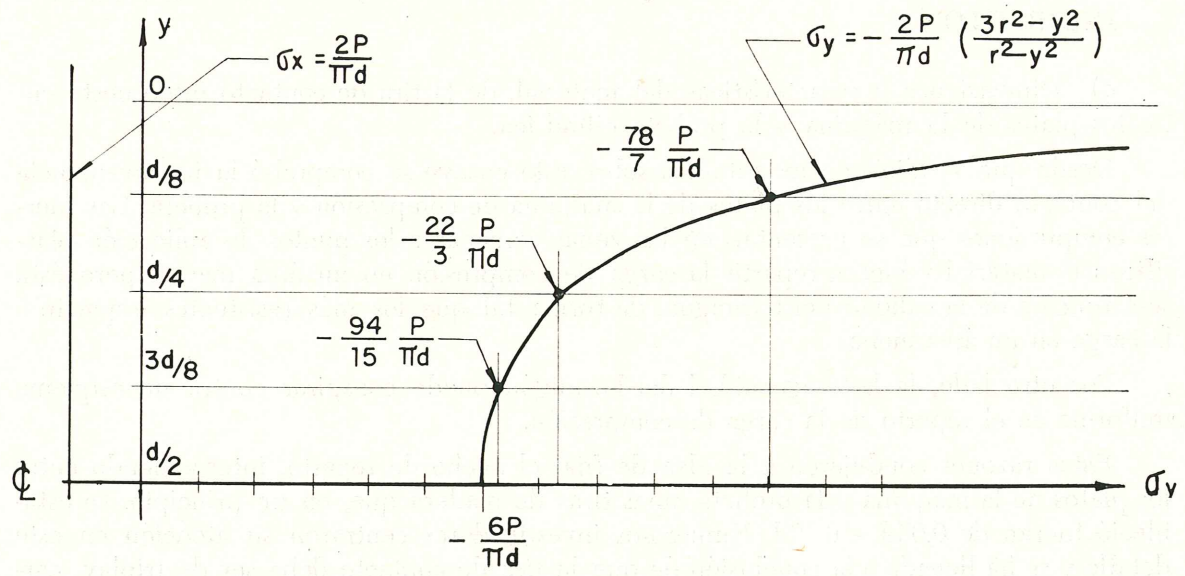


Figura 9.

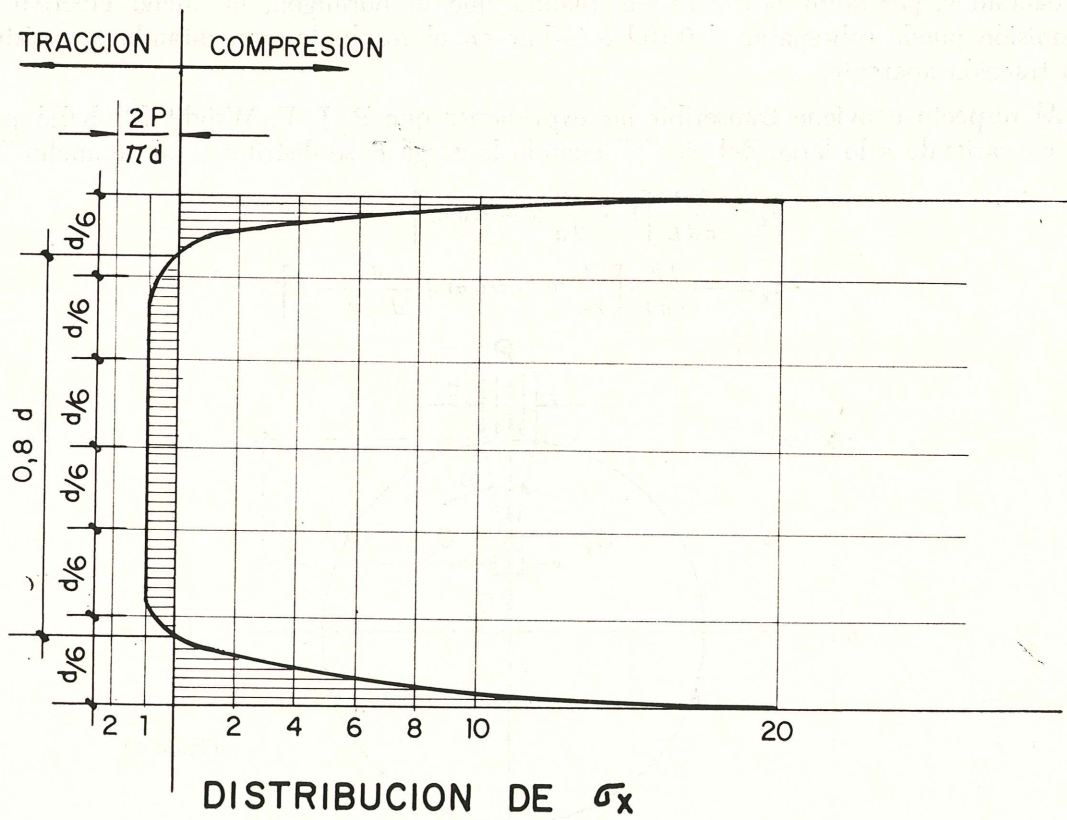


Figura 10.

CONDICIONES FUNDAMENTALES QUE DEBEN SER FIJADAS EN EL METODO INDIRECTO

a) Dimensiones y características del material, de la tira de contacto interpuesta entre los platos de la máquina y la probeta cilíndrica.

Desde que se iniciaron los estudios sobre este ensayo se comprobó la inconveniencia del contacto directo entre los platos de la máquina de compresión y la probeta. Las fuertes compresiones que se presentan en las zonas cercanas a los puntos de aplicación plastifican el material y logran repartir la carga de compresión en un área mayor, pero ésta será función de la calidad del hormigón, de forma tal que los más resistentes, repartirán la carga en un área menor.

Por otro lado, la heterogeneidad del hormigón puede conspirar contra un esquema uniforme en el reparto de la carga de compresión.

Estas razones condujeron a la idea de fijar el ancho de reparto, interponiendo entre los platos de la máquina y la probeta, unas tiras de madera que, en un principio, se estableció fueran de $0,05d$ a $0,10d$. Numerosos investigadores centraron su atención en este detalle y se ha llegado a la conclusión de que la tira de contacto debe ser de triplay, cartón duro o material similar, con espesores de 3 mm a 5 mm y con anchos de alrededor de $0,1d$.

La R.I.L.E.M. establece anchos de $0,08d$ a $0,10d$, mientras que el A.S.T.M. establece un espesor de 25 mm que viene a ser de $0,17d$. Este último valor parece ser muy exagerado ya que, tanto si el hormigón es de baja calidad y más blando que la tira, como si es de alta calidad y, por tanto, la tira es más blanda que el hormigón, el ancho efectivo de transmisión puede sobrepasar el $0,10d$ e influir en el resultado, aumentando la resistencia a tracción aparente.

Al respecto conviene transcribir las expresiones que P. J. F. Wright [3] halló para σ_x y σ_y variando a lo largo del eje "y" cuando la carga P , se distribuye en un ancho "a".

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi d L} \left[1 - \frac{d}{2a} (\alpha - \text{sen } \alpha) \right]$$

$$\sigma_y = - \frac{2P}{\pi d L} \left[\frac{d}{2a} (\alpha + \text{sen } \alpha) + \frac{d}{d-r} - 1 \right]$$

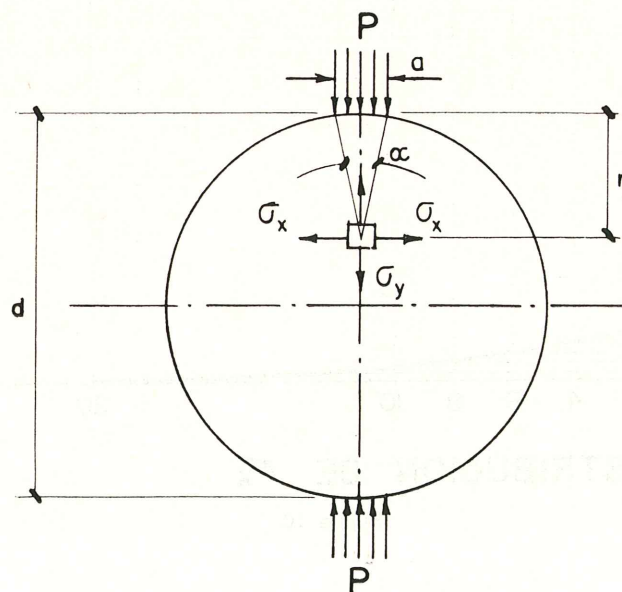


Figura 11.

En estas expresiones ya aparece la longitud "L" de la probeta. Hasta el momento se había venido considerando un valor unitario ($L = 1$).

b) *Velocidad de carga.* — Es conocido que, en general, la resistencia de una probeta de hormigón varía con la velocidad de carga, de modo tal que será tanto mayor cuanto más rápidamente sea aplicada la carga.

Sin embargo, en el ensayo indirecto de tracción esta influencia no es tan importante, si no sobrepasa ciertos límites.

La mayor parte de las normas nacionales establecen lo indicado por la R.I.L.E.M. que recomienda una velocidad de:

$$0,5 \pm 0,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ por segundo}$$

Si consideramos en primera aproximación que $\sigma = \frac{2P}{\pi dL}$ y suponiendo que:

$$d = 15,5 \text{ cm} \quad \text{y} \quad L = 30 \text{ cm}$$

la velocidad dada por la R.I.L.E.M. puede escribirse:

$$21,700 \pm 8,800 \text{ kg/mín}$$

Consultado S. B. Helms [4] sobre la velocidad que especifica A.S.T.M., confirma que este año será ratificada la velocidad del método A.S.T.M.-C 496-66 de:

$$100 \text{ a } 200 \text{ lb/inch}^2 \text{ por minuto } (*)$$

o lo que es igual:

$$0,116 \text{ a } 0,23 \text{ kg/cm}^2 \text{ por segundo.}$$

Como podrá notarse, las velocidades del A.S.T.M. son del orden de tres veces menores que las de la R.I.L.E.M.

Por otro lado, el profesor L. Lobo Carneiro hace veinticinco años llegó a la conclusión de que la velocidad de $0,25 \text{ kg/cm}^2$ por segundo podría ser adoptada con seguridad, por situarse debajo de un límite a partir del cual la velocidad de carga empieza a tener influencia significativa, aumentando fuertemente el valor de la tracción aparente. Se ha demostrado con mucho mayor número de ensayos que esta cifra es conservadora, y con mayor razón, la velocidad del A.S.T.M. Justamente los límites del método de la R.I.L.E.M. se apoyan en esa experiencia internacional.

RELACION ENTRE LA RESISTENCIA REAL DE TRACCION Y LA OBTENIDA POR EL ENSAYO INDIRECTO

Como ya se ha dicho, con este ensayo no se ha pretendido encontrar un valor real de la resistencia a tracción del hormigón, y las diferencias entre ésta y la resistencia obtenida con el cálculo lineal en el cilindro diametralmente cargado se debe fundamentalmente a dos razones:

— La primera, justamente es suponer en el hormigón un comportamiento lineal hasta la rotura, que, como se sabe, está bastante lejos de la realidad, y no tener en cuenta

(*) Los investigadores Ivey y Butoh [5] encontraron muy poca diferencia entre las resistencias a tracción con las velocidades de 100 y 200 lb/in² por minuto.

la redistribución de esfuerzos de origen plástico que ocurre en el cilindro cerca del colapso. Según esta consideración, parecería que el cilindro resiste en realidad una carga mayor, y por tanto, calculada con la teoría lineal daría una resistencia de tracción mayor que la real.

— La segunda, es que el material en ningún punto siquiera está sometido a tracción pura. Si bien es cierto que aproximadamente 3/4 del diámetro vertical está sometido a un estado combinado de tracción-compresión muy cercano al de tracción pura (si lo situamos en un diagrama de interacción adimensional como el de G. N. Smith [6], por ejemplo, alcanza valores mayores de 0,95 para t/σ_t), hay zonas sometidas a compresión triaxial.

Una serie de autores, basados en deducciones teóricas, llegaron a la conclusión de que la resistencia a tracción indirecta era un poco menor a la real de tracción. Prakash Desayi [7] da valores de 2 por 100 de diferencia a favor de la resistencia real. Sundara Raja Iyengar [8], valores de 5 a 8 por 100 de diferencia en el mismo sentido. B. R. Sen [9] llega hasta valores del 9 por 100 para esa diferencia.

La experimentación parece, sin embargo, ir demostrando lo contrario. Los últimos trabajos realizados por Kadlecěk & Spetla [10] han venido a corroborar el hecho de que la resistencia a la tracción directa (ensayos con resinas "epoxi") es algo menor que la resistencia del ensayo indirecto.

Cabe añadir que, mientras las diferencias sean porcentualmente pequeñas, hay una serie de factores que de un país a otro pueden motivar mayor variación que la que estamos analizando, ya sea porque el ensayo de tracción pura por medio de resinas "epoxi" es relativamente nuevo y no se han uniformizado los pormenores del mismo, o por diferencias en la ejecución del ensayo brasilero, pues ya vimos que existen fuertes diferencias entre las velocidades de carga de la R.I.L.E.M. y el A.S.T.M. También hay diferencias en las características de la tira de contacto.

Por lo anterior, podríamos decir que el valor real de tracción del hormigón sólo se obtiene de un ensayo directo, realizado con resinas "epoxi". Sin embargo, este ensayo no es fácil de realizar y es necesario seguir por la vía de los ensayos indirectos buscando un mejor método para encontrar la resistencia real de tracción.

Más adelante se propone una variación del ensayo brasilero que pudiera dar mejores resultados.

RELACION ENTRE LAS RESISTENCIAS A COMPRESION E INDIRECTA A TRACCION DE LAS PROBETAS CILINDRICAS

A pesar de lo anteriormente expuesto, el ensayo indirecto de tracción sigue siendo un procedimiento práctico para evaluar la tracción aparente del hormigón. Es de suma utilidad la comparación entre las resistencias de compresión y tracción obtenidas para un mismo hormigón y por los métodos usuales.

Para cementos Pórtland y para un determinado tipo de agregados, la resistencia a tracción no es linealmente proporcional a la resistencia a compresión, sino que están relacionados por una función del tipo:

$$\sigma_{b,r} = a (\sigma'_b)^b.$$

siendo:

α'_{br} Resistencia del hormigón a compresión en probetas cilíndricas (15" \times 30") de veintiocho días de edad.

α_{br} Resistencia del hormigón a tracción por el método brasilero (veintiocho días).

a y b Son dos parámetros que no dependen de la edad del hormigón, pero que varían con el tipo de agregado.

UN NUEVO ENSAYO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A TRACCION DEL HORMIGON

Como ya hemos dicho, la resistencia real de tracción se puede obtener a través del ensayo directo efectuado con el auxilio de resinas "epoxi". Sin embargo, este método es de difícil realización y es necesario encontrar un ensayo más simple, que sea aceptable.

Hemos recalcado también, los inconvenientes del método indirecto para evaluar dicha resistencia. La simplicidad del método no compensa el hecho de no hallar más que una medida de la resistencia real de tracción, y los inconvenientes fundamentales del ensayo indirecto pueden ser salvados transformando la sección transversal de la probeta cilíndrica.

Anteriormente evaluamos, en forma aproximada, la resultante de las tracciones σ_x actuantes sobre el diámetro vertical, $T \simeq 0,5 P$. Podremos entonces esquematizar la distribución de fuerzas en el interior del cilindro como sigue:

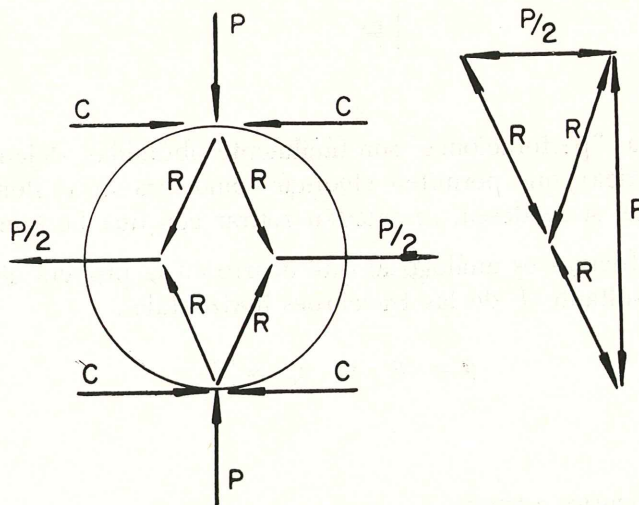


Figura 12.

El esquema nos sugiere que, con la finalidad de obviar los inconvenientes que producen la diferencia entre las resistencias del método indirecto y la real, efectuemos dos perforaciones, por decirlo así, tales que interrumpan las compresiones actuantes a lo largo del diámetro vertical y aíslen una zona central horizontal que sólo esté sometida a tracción.

Estas "perforaciones" deberán lograr, en primer lugar, una longitud suficiente en la zona traccionada que garantice una tracción pura y uniforme en la parte central; segundo, que no se produzcan fuertes concentraciones de esfuerzos, para lo cual tendrán con-

tornos suaves; tercero, producirán una reducción suave del elemento horizontal traccionado, tal que se localice el fallo en la zona más debilitada, que será la central; cuarto, concentrar en lo posible todas las tracciones que se produzcan en el sentido horizontal, de manera que el elemento traccionado sea el único equilibrante del esquema de fuerzas con la finalidad de que iniciado el fallo, no se produzcan mayores redistribuciones de esfuerzos.

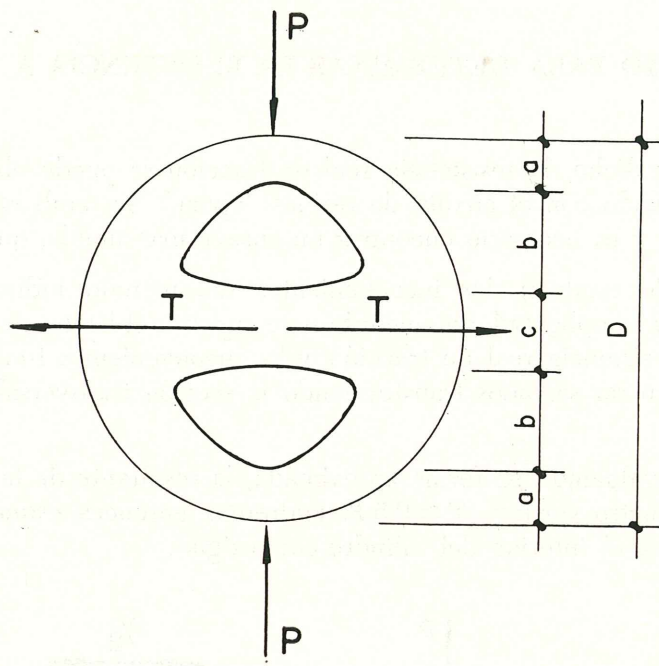


Figura 13.

En la práctica, las “perforaciones” son fácilmente obtenidas, dejando moldes de “Tecnopor” (espuma plástica), que permiten efectuar cómodamente el llenado de las probetas y que posteriormente, si se desea, se pueden retirar con una herramienta punzante.

El esquema de fuerzas es análogo al que ocurre en la probeta cilíndrica, pero es necesario evaluar la resultante T de las tracciones horizontales.

$$T = \alpha P \quad \text{y} \quad \sigma_{br} = \frac{\alpha P}{cL}$$

donde:

- σ_{br} Resistencia del hormigón a tracción.
- α Factor que depende de la forma de las perforaciones y del diámetro del cilindro.
- c Espesor de la zona traccionada (fig. 13.)
- L Longitud de la probeta.

El profesor A. J. Durelli [11] propuso en el año 1967, luego de estudiar de 60 a 70 formas con el auxilio de la fotoelasticidad, una sección transversal ideal conocida como “Forma Theta”, para encontrar la resistencia a tracción de materiales frágiles. Pero las características propias del hormigón (heterogeneidad, existencia de agregado grueso, etcétera) hacen impracticable la adopción de dicha sección y obligan a buscar experimentalmente una solución particular para el hormigón.

Actualmente, se viene desarrollando un programa de experimentación tendente a definir la sección transversal ideal para el hormigón y la evaluación del factor α correspondiente.

BIBLIOGRAFIA

1. FERNANDO LUIZ LOBO B. CARNEIRO: "Um novo método para a determinação da resistência à tração dos concretos". Presentado en la 5ta. Reunión de la Asociación Brasileira de Normas Técnicas en septiembre de 1943.
2. TSUNÉO AKAZAWA: "Méthode pour l'essai de traction des bétons". Journal of the Japanese Civil Engineering Inst., noviembre de 1943.
3. P. J. F. WRIGHT: "Comments on an indirect tensile test on concrete cylinders". Magazine of Concrete Research, vol. 7, núm. 20, July 1955.
4. S. B. HELMS: "Presidente del Subcomité III-a del Comité C-9 de la ASTM". Correspondencia personal.
5. IVEY y BUTH: "Trabajos presentados en 1966 en la Reunión de la ASTM".
6. G. N. SMITH: "Failure of concrete under combined tensile and compressive stresses". Journal of the American Concrete Institute, Proc., vol. 50, october 1953.
7. PRAKASH DESAYI: "Strength of concrete under combined compression and tension". Determination of interaction curve at failure from cylinder split test. Rilem núm. 9, 1969.
8. SUNDARA RAJA IYENGAR, K. T.; CHANDRASEKHARA, K., and KRISHNASWAMY, K. T.: "On determination of the tensile strength of concrete". Rilem Bulletin núm. 21, December 1963.
9. SEN, B. R., and PRAKASH DESAYI: "Mechanics of failure in indirect tensile test". The Indian Concrete, Journal, vol. 37, núm. 9, September 1963.
10. KADLECEK, V., and SPETLA, T.: "Direct tensile strength of concrete". Journal of Materials, ASTM, vol. 2, núm. 4, December 1967.
11. DURELLI, A. J.: "Applied Stress Analysis". Editorial Prentice Hall, New Jersey, 1967.

V premio Luxan

La Compañía Española de Puzolanas, S. A., considera que la investigación es no sólo el origen, sino el soporte permanente de todo desarrollo industrial. Si la investigación cesa, el producto a que dio vida no subsistirá. Por otra parte, es frecuente que valiosos esfuerzos aislados queden ocultos y que interesantes labores científicas no trasciendan.

Consecuentemente se propone estimular la propagación de cuantos estudios para el mejor conocimiento de la puzolana y los cementos puzolánicos se realizan en nuestra patria y, a tal fin, ha establecido un premio anual para aquellos trabajos que, ejecutados por españoles, se ajusten a las siguientes bases:

- 1.º Serán originales y no habrán sido publicados. Tanto el trabajo premiado como el resto de los presentados quedarán de la propiedad de la Compañía, que podrá difundirlos.
- 2.º Se ceñirán al tema de las puzolanas naturales o artificiales y/o al de los cementos u hormigones en cuya preparación intervenga puzolana.
- 3.º Su amplitud ha de ser, como mínimo, de veinte páginas tamaño folio mecanografiadas a dos espacios. Podrán contener, además, gráficos, cuadros, fotografías, etc. Se presentarán, bajo lema, cuatro ejemplares en las oficinas de la Compañía, calle de Recoletos, número 13, Madrid.
- 4.º El plazo de admisión terminará el día 31 de agosto de 1971.
- 5.º El premio es de 25.000 pesetas, en metálico.
- 6.º El Jurado emitirá su fallo el día 31 de octubre y el premio se entregará dentro del mes de noviembre.
- 7.º (En la presente convocatoria el Jurado estará constituido por un Presidente, que lo será el propio de la Compañía Española de Puzolanas, S. A., y siete vocales, tres de ellos designados, respectivamente, por el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, por el Colegio Oficial de Arquitectos y por la Agrupación de Fabricantes de Cemento; los otros cuatro puestos corresponden, de acuerdo con las bases, a D. Francisco Soria Santamaría, a D. José Calleja Carrete, a D. Julio Pérez Alonso, como director de un equipo del Laboratorio de la Compañía General de Asfaltos y Pórtland Asland, y a D. Fernando del Río.

En las sucesivas se irán incorporando al mismo, también como vocales, los autores premiados, hasta un total de cinco, que se sucederán por orden de antigüedad.

notas al cálculo de esfuerzos en tableros de puentes

AVELINO SAMARTIN QUIROGA

Dr. Ingeniero de Caminos

INTRODUCCION

1. El crecimiento de nuestra red viaria y el proyecto de nuevas autopistas ha incrementado extraordinariamente el número de obras de fábrica a construir. Es evidente, entonces, la importancia económica de estudios más detallados que intenten optimizar estas estructuras.

2. En contrapartida, la complejidad de las estructuras exigidas por las necesidades de las modernas intersecciones es creciente. Complicaciones geométricas y estructurales, tales como planta curva, espesor variable, apoyos arbitrariamente dispuestos, aislados y continuos, etc., son encontradas frecuentemente en los proyectos actuales. De aquí la necesidad perentoria de utilizar métodos de cálculo distintos de los convencionales.

3. La aparición de los ordenadores electrónicos, descargando al proyectista de la parte más rutinaria de su trabajo —el cálculo— ha exigido a los nuevos procedimientos de análisis de estructuras una mayor fidelidad en su representación de la realidad y la posibilidad de un tratamiento único a muy distintas estructuras.

4. En opinión del autor, los procedimientos de cálculo de esfuerzos en los tableros de puentes, presentando las características anteriores, deben ser buscados entre los de tipo numérico, como diferencias finitas [1] o elementos finitos [2], que si bien pueden presentar dificultades de convergencia y errores numéricos, en cambio son muy convenientes para un tratamiento general de estructuras complejas.

5. Entre los métodos numéricos de cálculo más extendidos se encuentra el método de asimilación del tablero a un emparrillado plano [3]. ("Método de emparrillado plano").

Este método que puede considerarse incluido dentro de los métodos en elementos finitos, presenta, aparte de las características comunes con éstos, peculiaridades que se comentan a continuación.

ESTUDIO DE EMPARRILLADO PLANO

6. La popularidad de este método de análisis de tableros de puentes se debe principalmente a la utilización de un programa de cálculo electrónico (emparrillado plano), que es muy general y fácilmente asequible en cualquier librería de programas de ordenador (STRESS, STRUDL, etc.).

7. Sin embargo, el proceso de discretización de la estructura continua (tablero) a una discontinua (emparrillado plano) exige un conocimiento profundo del cálculo de estructuras, pues se introducen en dicho proceso unas "formas" o "direcciones" de trabajo de la estructura que pueden ser muy diferentes de las reales (fig. 1).

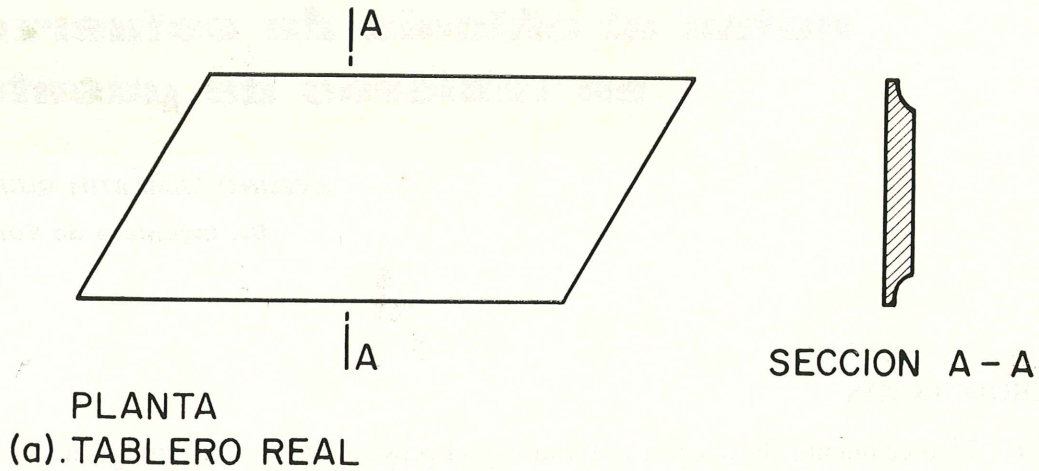
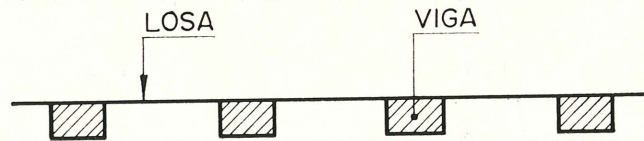


Figura 1.

8. Con los programas estándar de cálculo de emparrillados, la entrada de datos suele ser muy laboriosa. Por este motivo es muy conveniente la obtención automática, por ordenador, de estos datos de entrada, a partir de otros más sencillos, que definiendo el tablero realicen su "discretización" según los criterios comentados en el apartado anterior.

9. La sustitución de una losa maciza por un emparrillado recto conduce, en general, a resultados aceptables. Debe observarse, sin embargo, que la influencia del coeficien-

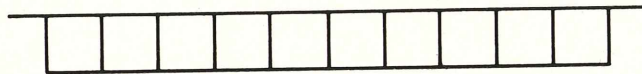


SECCION TRANSVERSAL. PUENTE DE VIGAS

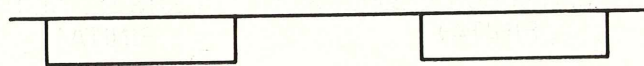
Figura 2.

te de Poisson, de importancia en algunos esfuerzos de la placa, queda disminuida en el emparrillado y la inercia a torsión J de una viga del emparrillado equivalente es doble de su inercia a flexión I .

10. Se obtienen excelentes resultados al aplicar el "método de emparrillado plano" a puentes de vigas, es decir, tableros constituidos por losas y vigas netamente diferenciados (fig. 2). No obstante, en el caso de losas ortótropas, aligeradas o puentes cajón (figu-



(a). SECCION TRANSVERSAL. LOSA ALIGERADA



(b). SECCION TRANSVERSAL. PUENTE CAJON

Figura 3.

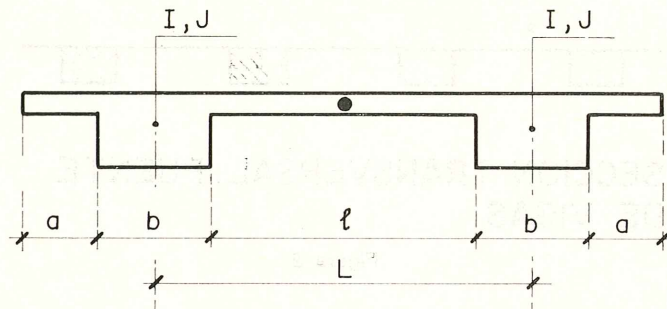
ra 3), con almas del cajón muy separadas, los resultados que se obtienen pueden ser muy pobres, a causa de la incertidumbre en el valor de las características mecánicas de las barras del emparrillado equivalente.

11. En algunos casos se ha intentado determinar las características mecánicas EI y GJ de los emparrillados equivalentes a losas aligeradas, utilizando una idealización del

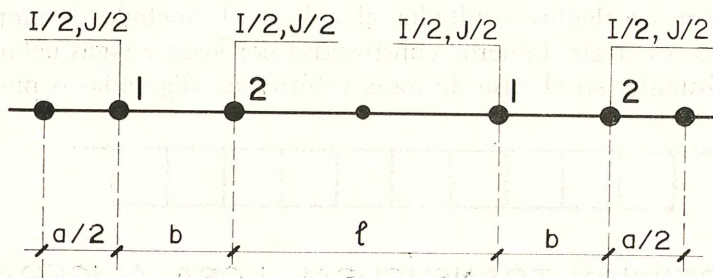
tipo viga Vierendel y, también, introduciendo una constante de ortotropía adicional, “la flexibilidad a cortante del medio transversal”, que se incluía en un programa de emparrillado modificado [4] y [5]. Se observó entonces una mejor concordancia entre los resultados del cálculo y los obtenidos por experimentación.

12. Dentro de los puentes de vigas se presentan frecuentemente casos en los que la anchura de las vigas del tablero es apreciable, por lo que debe ser tenida en cuenta, principalmente, con referencia a la luz real de la losa entre vigas.

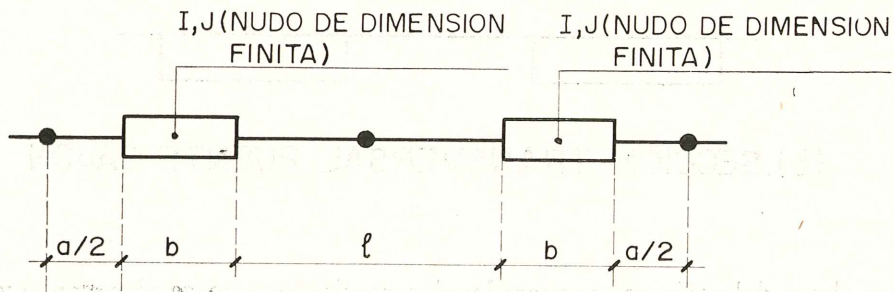
13. La sección de la figura 4, a, corresponde al caso indicado en el apartado ante-



(a). SECCION TRANSVERSAL. TABLERO REAL



(b). SECCION TRANSVERSAL. EMPARRILLADO



(c). SECCION TRANSVERSAL. EMPARRILLADO CON NUDOS DE DIMENSION FINITA

Figura 4.

rior. A veces se suele analizar la viga real introduciendo en el emparrillado dos vigas (1 y 2) por alma, unidas por una viga de gran canto, como se indica en la figura 4, *b*.

14. La técnica de cálculo descrita en el apartado anterior debe ser utilizada con cierta prudencia, pues aumenta considerablemente el número de nudos del emparrillado, además de introducir unas barras ficticias transversales (1-2 de la figura 4, *b*), cuyas rigideces pueden ser muy superiores a las del resto de las barras. Estos dos efectos, incremento del número de nudos e introducción de barras con fuertes rigideces, empeoran extraordinariamente la sensibilidad de la matriz de rigidez total de la estructura y el sistema resultante puede ser mal condicionado numéricamente.

15. Ambos inconvenientes pueden ser evitados sustituyendo el tablero real por un emparrillado de nudos rígidos de dimensión finita (fig. 4, *c*). La técnica de cálculo difiere ligeramente del caso usual de nudos rígidos puntuales y puede verse en [6].

16. Conviene resaltar que la sustitución de un tablero de puente por un emparrillado plano, ignora el comportamiento laja (o membrana) del tablero y considera únicamente el estado placa (o de flexión). Es decir, una distribución de esfuerzos rasantes, por ejemplo, no puede ser deducida, en principio, mediante un análisis por emparrillado.

17. Paralelas dificultades a las encontradas en el proceso de discretización del tablero existen en la interpretación de los resultados obtenidos en un estudio por emparrillado. Estas dificultades deberán resolverse de acuerdo, principalmente, con el tipo de discretización previamente realizado.

18. En general, puede adoptarse como esfuerzo en un nudo de la estructura, la media aritmética de los esfuerzos existentes en los extremos de las barras del emparrillado que en él concurren.

19. Similares consideraciones a las hechas en el apartado 8 con respecto al gran volumen de información que era necesario suministrar como datos al ordenador, existen con respecto a los resultados, que en un programa general de emparrillado aparecen en forma muy poco manejable para cálculos posteriores.

RESULTADOS

20. A fin de comparar los diferentes procesos de aplicación del "método de emparrillado plano", se estudia un tablero de puente de las siguientes características:

Luz: 24,00 m.

Condiciones de apoyo: Simple apoyo y rígido a torsión en sus extremos.

Módulo de elasticidad: $E = 2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$.

Coefficiente de Poisson: $\nu = 0,15$ (1).

Carga: 10 t/ml extendida linealmente a toda la luz y aplicada sucesivamente en las posiciones 1, 2... 7 y simétricas, con objeto de obtener las líneas de influencia (figura 5).

21. El caso anterior puede ser analizado "exactamente" dentro de las hipótesis usuales de la elasticidad lineal [7], obteniéndose los resultados indicados en las tablas I y II, basados en una solución tipo M. Levi para 1 y 7 términos de desarrollo de la carga en serie de Fourier.

(1) Se ha adoptado para ν este valor, a efectos comparativos entre los resultados de los distintos métodos de cálculo. Para el hormigón armado se debería suponer $\nu = 0,20$, como especifica la Instrucción actual E.H.-68.

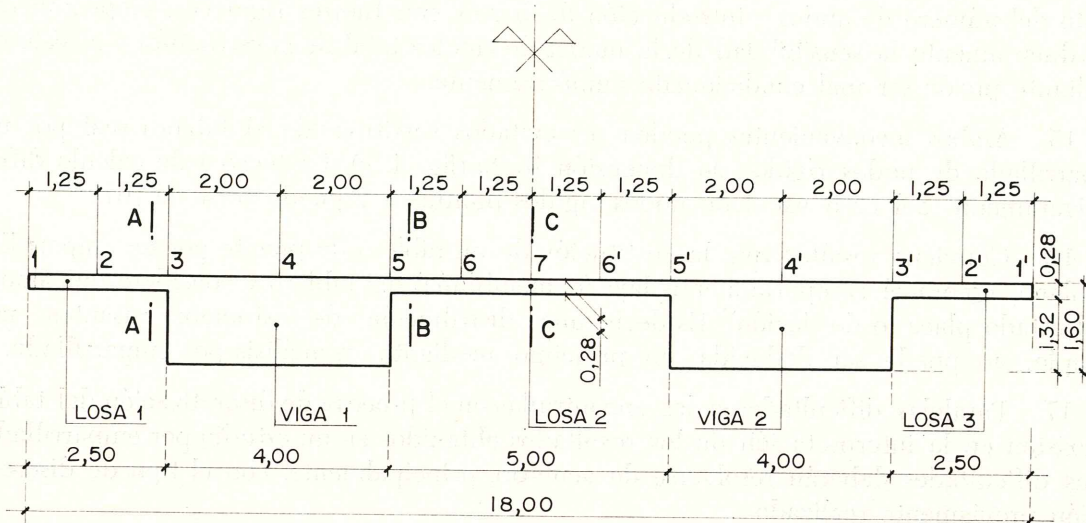
Para las características mecánicas de las vigas se han adoptado los siguientes valores:

Area: $S = 6,400 \text{ m}^2$.

Inercia a torsión: $I_1 = 4,080 \text{ m}^4$.

Inercia a flexión horizontal: $I_2 = 8,533 \text{ m}^4$.

Inercia a flexión vertical: $I_3 = 1,365 \text{ m}^4$.



SECCION TRANSVERSAL
ESCALA = 1:100

Figura 5.

TABLA I

RESULTADOS EN VIGAS										
Posición de la carga	W		M_F		M_T		Q		N	
	1 arm.	7 arm.	1 arm.	7 arm.	1 arm.	7 arm.	1 arm.	7 arm.	1 arm.	7 arm.
1	10,07	10,02	471,13	452,40	444,48	490,79	86,82	101,48	291,18	284,24
2	9,85	9,80	461,05	442,30	343,88	384,72	84,75	100,32	282,50	275,55
3	9,66	9,61	452,18	433,20	239,89	270,31	82,90	99,50	274,44	267,43
4	9,37	9,32	438,50	419,67	67,91	68,24	80,00	96,52	261,70	254,73
5	9,08	9,03	424,82	406,13	-104,07	-133,81	77,11	93,54	248,95	242,03
6	8,01	7,97	374,91	359,48	-159,58	-191,74	67,40	80,47	212,15	206,35
7	5,90	5,87	276,14	267,05	-142,44	-162,67	48,34	55,76	141,21	137,62
6'	3,79	3,78	177,56	174,55	-99,28	-105,33	24,31	31,78	70,25	68,84
5'	2,73	2,73	128,03	127,84	-72,15	-71,57	19,63	19,80	33,28	33,01
4'	2,45	2,45	114,87	114,62	-65,34	-65,19	16,76	16,84	20,02	20,11
3'	2,17	2,17	101,70	101,40	-58,52	-58,81	13,89	13,88	6,75	7,21
2'	2,00	2,00	93,91	93,57	-54,49	-54,98	12,18	12,13	-1,23	-0,59
1'	1,85	1,85	86,79	86,43	-50,83	-51,45	10,59	10,52	-8,87	-8,10

TABLA II

RESULTADOS EN LOSAS										
Posición de la carga	m_A		m_B		m_C		n_A		n_B	
	1 arm.	7 arm.	1 arm.	7 arm.	1 arm.	7 arm.	1 arm.	7 arm.	1 arm.	7 arm.
1	-29,77	-24,46	2,52	2,60	-0,57	-0,56	19,37	20,89	18,74	20,94
2	-15,10	-12,00	3,22	3,28	-0,40	-0,39	18,51	20,12	18,46	20,74
3	0,17	0,14	3,97	3,99	-0,23	-0,23	17,68	19,45	18,23	20,57
4	0,07	0,06	5,22	5,16	0,04	0,04	16,35	18,35	17,90	20,02
5	-0,02	-0,00	6,47	6,34	0,32	0,32	15,01	17,26	17,57	19,47
6	-0,06	-0,03	-3,92	-1,96	2,39	2,00	12,44	14,27	15,32	16,88
7	-0,05	-0,04	-7,24	-5,58	8,34	6,52	7,90	8,87	10,57	11,64
6'	-0,04	-0,03	-6,80	-6,12	2,39	2,00	3,58	3,77	5,61	6,22
5'	-0,03	-0,03	-5,71	-5,63	0,32	0,32	1,65	1,52	2,69	3,01
4'	-0,02	-0,02	-5,09	-5,04	0,04	0,04	1,71	1,66	0,90	0,93
3'	-0,02	-0,02	-4,47	-4,46	-0,23	-0,23	1,77	1,80	-0,88	-1,14
2'	-0,02	-0,02	-4,10	-4,11	-0,40	-0,39	1,80	1,87	-1,96	-2,34
1'	-0,02	-0,02	-3,76	-3,79	-0,57	-0,56	1,84	1,94	-3,01	-3,46

En estas tablas:

W es el desplazamiento vertical, en mm, del centro de gravedad de la viga 1 en el centro de la luz.

M_F es el momento flector, en m, de la viga 1 en el centro de la luz.

M_T es el momento torsor, en m, de la viga 1 en la sección de apoyos.

Q es el cortante, en t, de la viga 1 en la sección de apoyos.

N es el esfuerzo axil, en t, de la viga 1 en el centro de la luz.

m_A es el momento flector transversal en m/ml, en el arranque de la losa 1 (sección A A) en la sección central.

m_B es el momento flector transversal, en m/ml, en el arranque de la losa 2 (sección B B) en la sección central.

m_C es el momento flector transversal, en m/ml, en el centro de la losa 2 (sección C C) en la sección central.

n_A es el rasante, en t/ml, en la sección A A.

n_B es el rasante, en t/ml, en la sección B B.

Para cada una de estas solicitaciones se dan en las tablas, en columnas separadas, los valores correspondientes a 1 y 7 armónicos del desarrollo en serie.

22. Un análisis basado en el método de emparrillado plano puede ser utilizado mediante la discretización que se indica en la figura 6.

Dada la simetría de la estructura y cargas, se puede considerar la semiplanta indicada, imponiendo las pertinentes condiciones de borde, con lo que el problema tiene $35 \times 3 = 105$ incógnitas.

Los datos introducidos han sido, aparte de las coordenadas de los nudos y la definición de las barras, las siguientes características mecánicas para éstas:

— Vigas longitudinales:

Tipo I: $I = 0,0046 \text{ m}^4$; $J = 0,0091 \text{ m}^4$.

Tipo II: $I = 1,8650 \text{ m}^4$; $J = 4,0800 \text{ m}^4$.

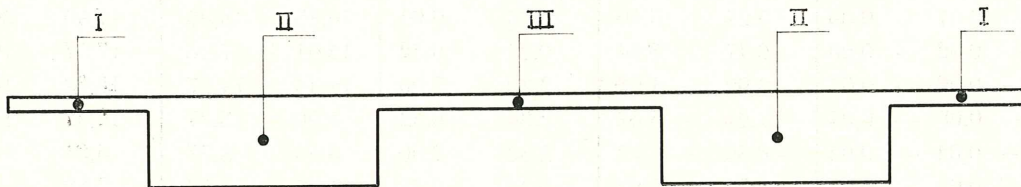
Tipo III: $I = 0,0091 \text{ m}^4$; $J = 0,0183 \text{ m}^4$.

— Vigas transversales:

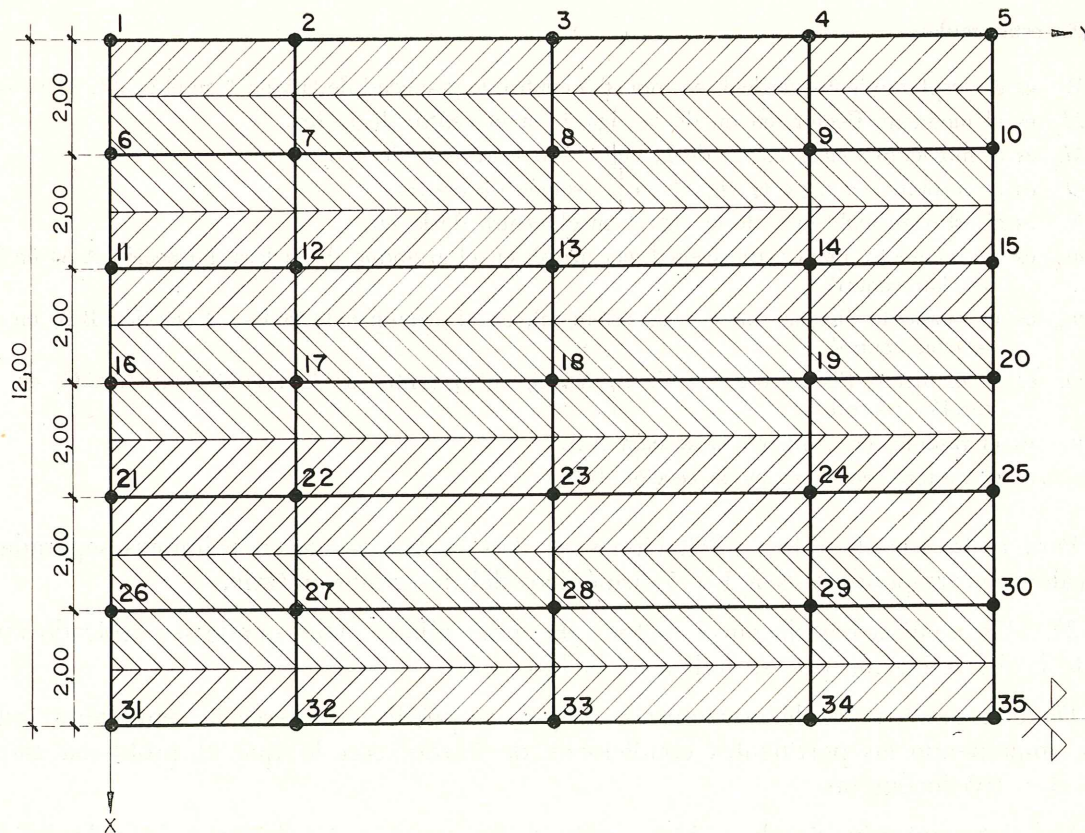
Extremas (en bordes): $I = 0,0018 \text{ m}^4$; $J = 0,0037 \text{ m}^4$.

Intermedias: $I = 0,0037 \text{ m}^4$; $J = 0,0073 \text{ m}^4$.

Para las posiciones 3, 4, 5 y simétricas se ha supuesto una carga vertical, uniforme,



SECCION TRANSVERSAL



SEMI-PLANTA

Figura 6.

actuando sobre la viga longitudinal conjuntamente con un momento torsor, uniforme, igual al producto de la carga anterior por su distancia al centro de gravedad de la viga. Para las restantes posiciones se ha considerado la carga actuando sobre las vigas transversales.

TABLA III

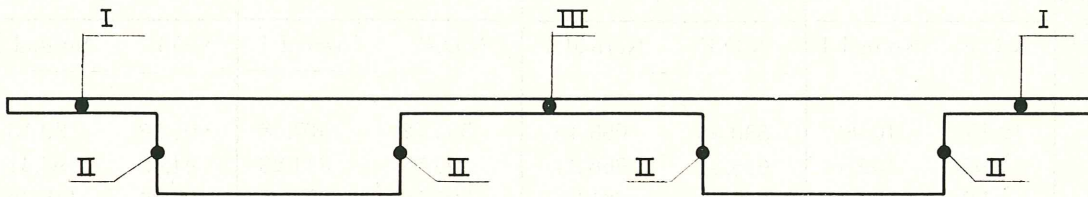
RESULTADOS EN VIGAS								
Posición de la carga	W		M _F		M _T		Q	
	N.D.F.	Normal I	N.D.F.	Normal I	N.D.F.	Normal I	N.D.F.	Normal I
1	12,13	10,96	630,55	688,40	504,72	407,88	95,56	89,13
2	9,95	10,95	618,81	686,25	395,58	311,23	94,03	94,41
3	9,76	10,98	602,85	681,39	297,68	254,95	105,22	115,30
4	9,44	10,89	582,42	675,55	74,38	20,83	102,54	114,60
5	9,11	10,80	561,97	669,78	— 148,92	— 213,29	99,85	114,00
6	7,94	7,72	493,70	483,66	— 190,50	— 124,10	76,91	69,94
7	5,77	5,72	360,50	359,01	— 168,56	— 110,39	53,40	49,82
6'	3,54	3,72	224,06	234,20	— 115,77	— 82,17	30,65	31,61
5'	2,43	0,75	155,78	47,86	— 84,14	— 23,05	19,78	5,74
4'	2,11	0,66	135,32	42,05	— 74,39	— 21,01	17,09	5,01
3'	1,79	0,57	114,86	36,24	— 64,64	— 18,97	14,40	4,28
2'	1,59	0,52	102,04	33,21	— 58,53	— 17,84	12,72	3,91
1'	1,40	0,47	90,29	30,04	— 53,00	— 16,75	11,19	3,51

TABLA IV

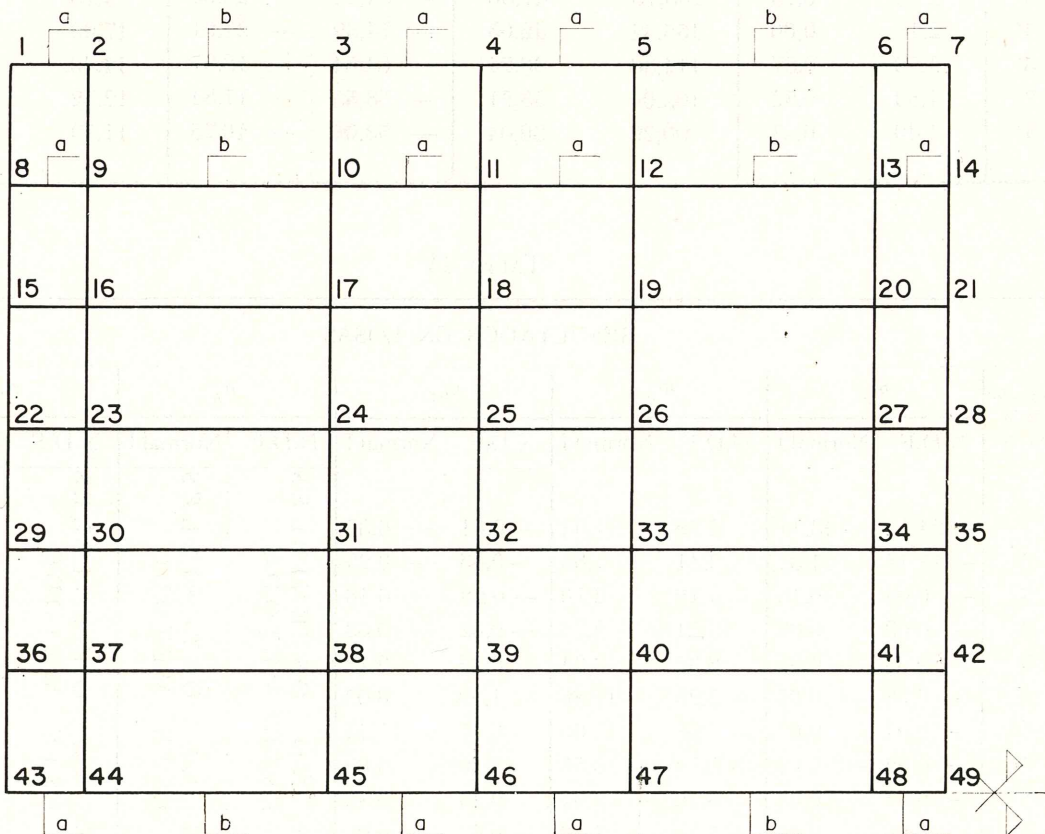
RESULTADOS EN LOSAS										
Posición de la carga	m _A		m _B		m _C		n _A		n _B	
	N.D.F.	Normal I	N.D.F.	Normal I	N.D.F.	Normal I	N.D.F.	Normal I	N.D.F.	Normal I
1	— 24,24	— 43,11	2,76	1,53	— 0,61	— 0,33				
2	— 12,14	— 31,31	3,41	1,85	— 0,45	— 0,25				
3	— 0,04	0,18	4,10	2,16	— 0,28	— 0,18				
4	— 0,03	0,08	5,21	2,75	— 0,02	— 0,03				
5	— 0,03	— 0,01	6,32	3,34	0,25	0,12				
6	— 0,03	— 0,02	— 2,25	— 11,89	1,89	6,03				
7	— 0,04	— 0,02	— 5,66	— 11,09	6,57	11,44				
6'	— 0,02	— 0,01	— 6,14	— 8,56	1,89	6,03				
5'	— 0,01	— 0,01	— 5,70	— 2,95	0,25	0,12				
4'	0,06	— 0,01	— 5,18	— 2,70	— 0,02	— 0,03				
3'	0,02	— 0,01	— 4,66	— 2,44	— 0,28	— 0,18				
2'	0,02	— 0,01	— 4,34	— 2,30	— 0,45	— 0,25				
1'	0,02	— 0,01	— 4,03	— 2,16	— 0,61	— 0,33				
							VALORES NO OBTENIBLES POR ESTE METODO	VALORES NO OBTENIBLES POR ESTE METODO	VALORES NO OBTENIBLES POR ESTE METODO	VALORES NO OBTENIBLES POR ESTE METODO

Con la designación de "Normal I" y "N.D.F." (Nudo de dimensión finita) se indican los dos tipos distintos de emparrillado utilizados para el cálculo: el emparrillado estándar (Normal I) y la modificación obtenida al considerar que los nudos 2-7-12-17-22-27-32 y 4-9-14-19-24-29-34 tienen una dimensión, a cada lado, de 2,00 m (semiancho de la viga longitudinal), en la que se comportan como elementos rígidos (N.D.F.) (fig. 6).

23. Se puede considerar el ancho real de las vigas, utilizando solamente el método del emparrillado estándar, procediendo como se ha indicado en el apartado 13 y conforme a la discretización de la figura 7. (Emparrillado Normal II.)



SECCION TRANSVERSAL



SEMI-PLANTA

Figura 7.

El problema tiene ahora $49 \times 3 = 147$ incógnitas, un 40 por 100 más que el caso anterior, lo que representa, en tiempo de ordenador para la resolución del sistema, del orden del doble. En el ejemplo actual, este tiempo no es significativo dentro del tiempo total del cálculo, pero al elevarse el número de nudos, la importancia de la duración del proceso de la resolución del sistema llega a ser decisiva.

Las características mecánicas de las barras consideradas han sido:

— Vigas longitudinales:

Tipo I: $I = 0,0046 \text{ m}^4$; $J = 0,0091 \text{ m}^4$.

Tipo II: $I = 0,9325 \text{ m}^4$; $J = 2,0400 \text{ m}^4$.

Tipo III: $I = 0,0091 \text{ m}^4$; $J = 0,0183 \text{ m}^4$.

— Vigas transversales:

Extremas (en bordes): Tipo *a*: $I = 0,0018 \text{ m}^4$; $J = 0,0037 \text{ m}^4$.

Tipo *b*: $I = 0,3247 \text{ m}^4$; $J = 0,6493 \text{ m}^4$.

Intermedias: Tipo *a*: $I = 0,0037 \text{ m}^4$; $J = 0,0073 \text{ m}^4$.

Tipo *b*: $I = 0,6493 \text{ m}^4$; $J = 1,2986 \text{ m}^4$.

Los casos de carga calculados han sido idénticos a los de los apartados anteriores, obteniéndose los siguientes resultados (tabla V).

TABLA V

EMPARRILLADO NORMAL II					EMPARRILLADO NORMAL II				
RESULTADOS EN VIGAS					RESULTADOS EN LOSAS				
Posición de la carga	W	M_F	M_T	Q	m_A	$m_B^{(*)}$	m_C	n_A	n_B
1	9,79	608,61	306,43	90,81	-24,44	4,02	-0,36	VALORES NO OBTENIBLES POR ESTE METODO	VALORES NO OBTENIBLES POR ESTE METODO
2	9,68	601,54	237,57	93,32	-12,23	4,40	-0,27		
3	9,57	590,98	164,12	103,56	0,08	4,79	-0,18		
4	9,37	578,32	47,51	101,99	0,04	5,46	-0,03		
5	9,16	564,72	-72,71	100,23	0,00	6,18	0,25		
6	8,03	484,77	-112,54	82,68	-0,01	-0,65	3,32		
7	5,78	361,55	-98,62	53,59	-0,02	-5,84	6,42		
6'	3,54	217,09	-69,48	34,25	-0,01	-6,23	3,32		
5'	2,42	155,12	-51,04	19,66	-0,01	-5,80	0,25		
4'	2,21	141,49	-47,16	17,81	-0,01	-5,45	-0,03		
3'	2,01	128,84	-43,54	16,23	-0,01	-5,11	-0,18		
2'	1,89	121,42	-41,42	15,27	-0,01	-4,91	-0,27		
1'	1,78	114,21	-39,37	14,34	-0,01	-4,71	-0,36		

(*) Los valores de m_B , en este caso, son los que corresponden, directamente a los extremos 1 y 2, respectivamente, de las barras 45-46 y 46-47, sin promediarlos con los valores de las barras adyacentes (barras ficticias tipo *b*).

CONCLUSIONES

24. Los resultados de las tablas I a V se resumen y comparan gráficamente en las figuras 8 y siguientes.

En general, se observa que los resultados obtenidos utilizando el emparrillado normal I presentan una discontinuidad en su curvatura entre los puntos 5 y 6 (y sus simétricos 5' y 6'). Este hecho puede ser explicado porque, para las posiciones 5, 6 y simétricas, se han introducido en el cálculo las cargas con criterios distintos. En efecto, ha parecido más representativo suponer que, en la posición 5 (y 5') actuaban, sobre la viga longitudinal, una carga vertical y un momento torsor igual al producto de dicha carga por su distancia al centro de gravedad de la viga, en lugar de un momento torsor igual al momento de empotramiento rígido producido por la carga actuando sobre las vigas transversales comprendidas entre las dos longitudinales principales.

La divergencia de los resultados obtenidos con este método respecto a los otros es debida a ser inadecuada su aplicación, por el "exagerado" ancho supuesto para las vigas longitudinales, por lo que no se tendrá en cuenta en los comentarios que siguen.

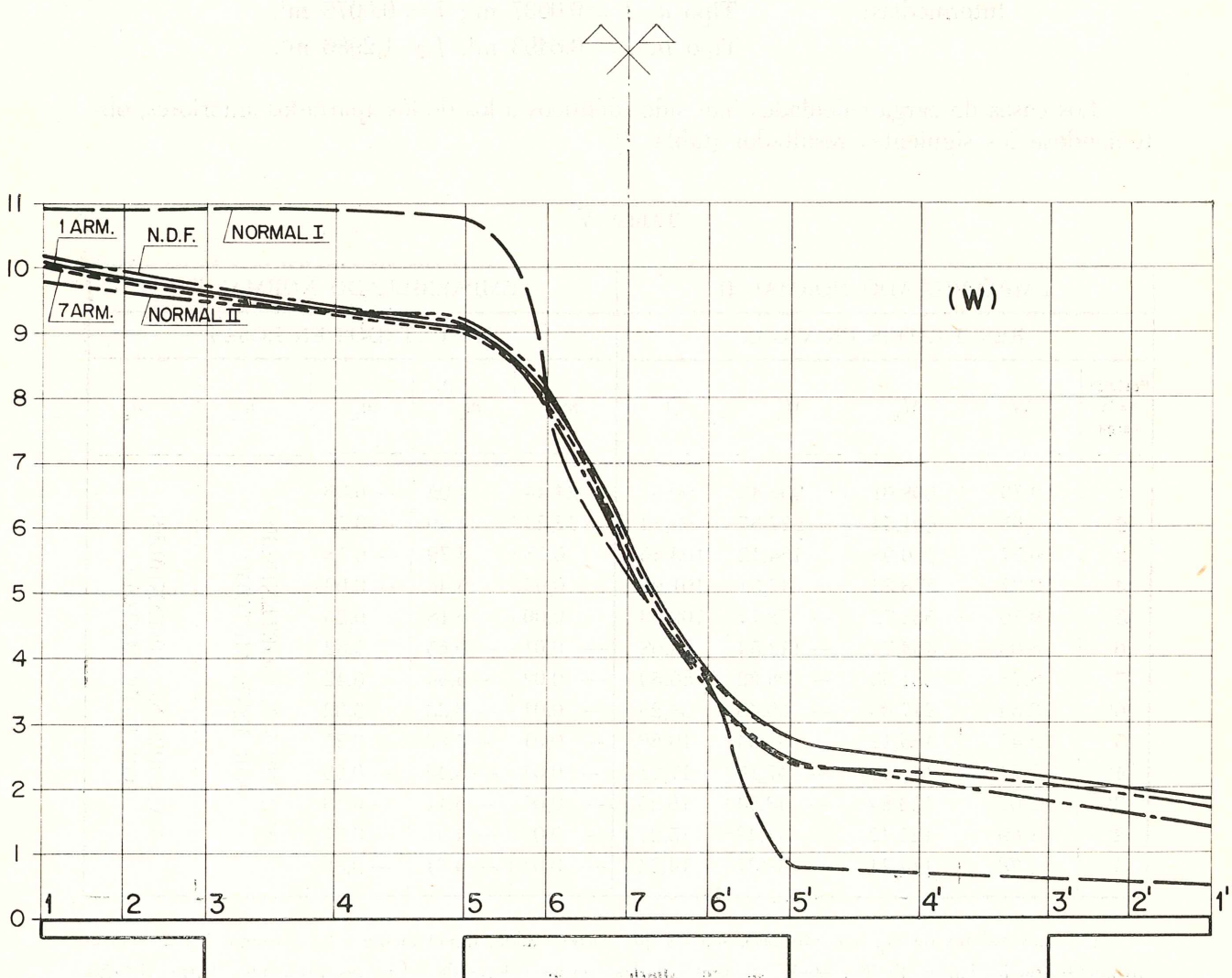


Figura 8.

25. De la comparación de las figuras 8 a 16 se pueden deducir las siguientes conclusiones, válidas para la sección transversal en estudio, y que pueden ser extendidas provisionalmente a otras secciones análogas:

Los valores de la flecha pueden ser obtenidos, con buena aproximación, por cualquiera de los métodos citados.

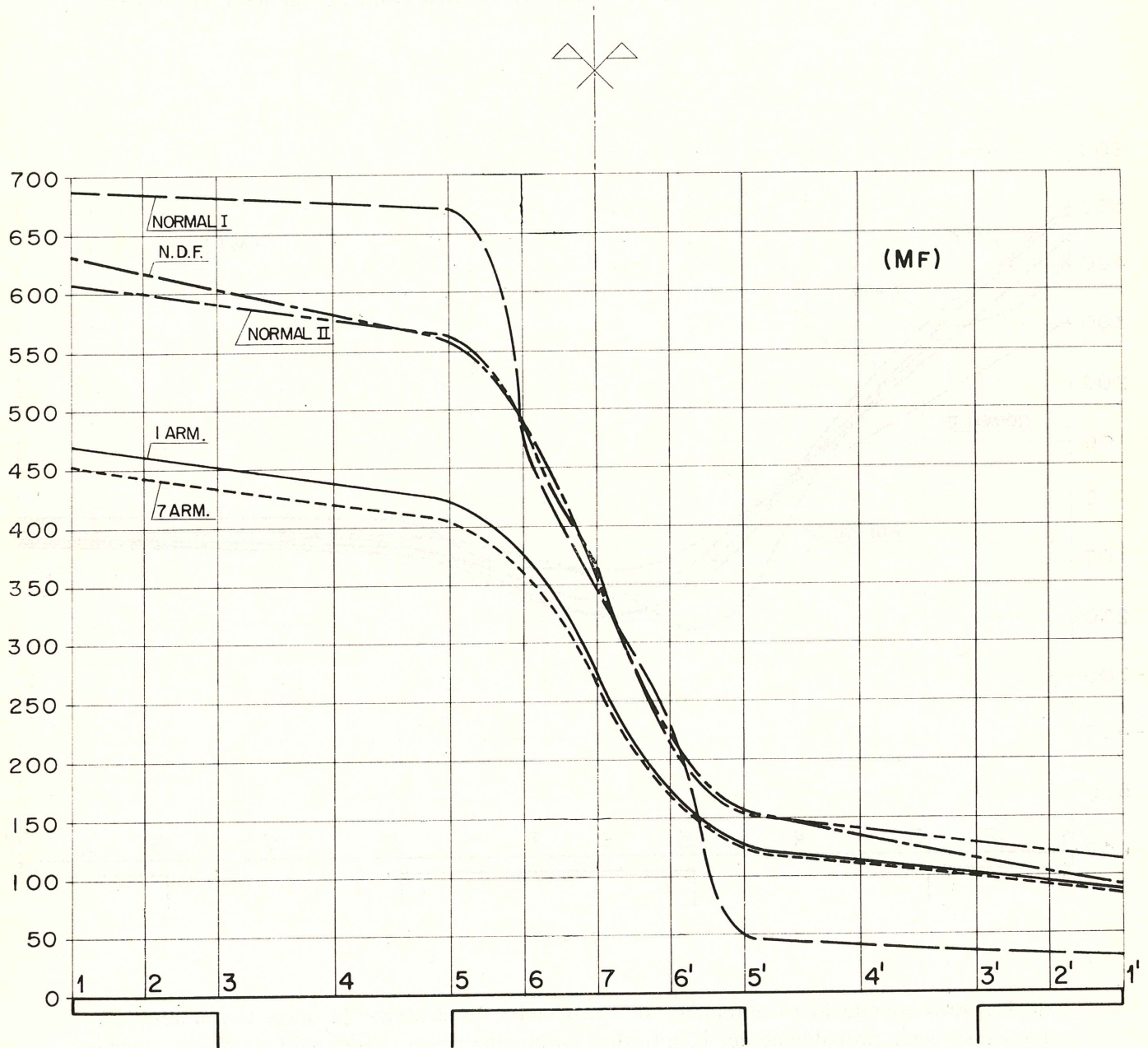


Figura 9.

La línea de influencia de momentos flectores presenta una forma análoga a la de influencia de flechas, por lo que puede estar justificado, a veces, adoptar el coeficiente de excentricidad de flechas como coeficiente de excentricidad de momentos.

El momento flector M_F , obtenido por el método de emparrillados planos, se refiere

al resistido por la viga y forjado conjuntamente. En el método elástico (1 y 7 armónicos) este valor es el resistido por la viga longitudinal sola. Es, por tanto, lógica la diferencia de los valores obtenidos mediante ambos procesos. Comparando los valores de los restantes métodos entre sí, se observa una gran aproximación (diferencias menores del 10 por 100).

Con respecto a los valores de M_T , resalta el hecho de las diferencias existentes entre las curvas de 1 y 7 armónicos y N.D.F., y la curva Normal II que, en general, en los casos

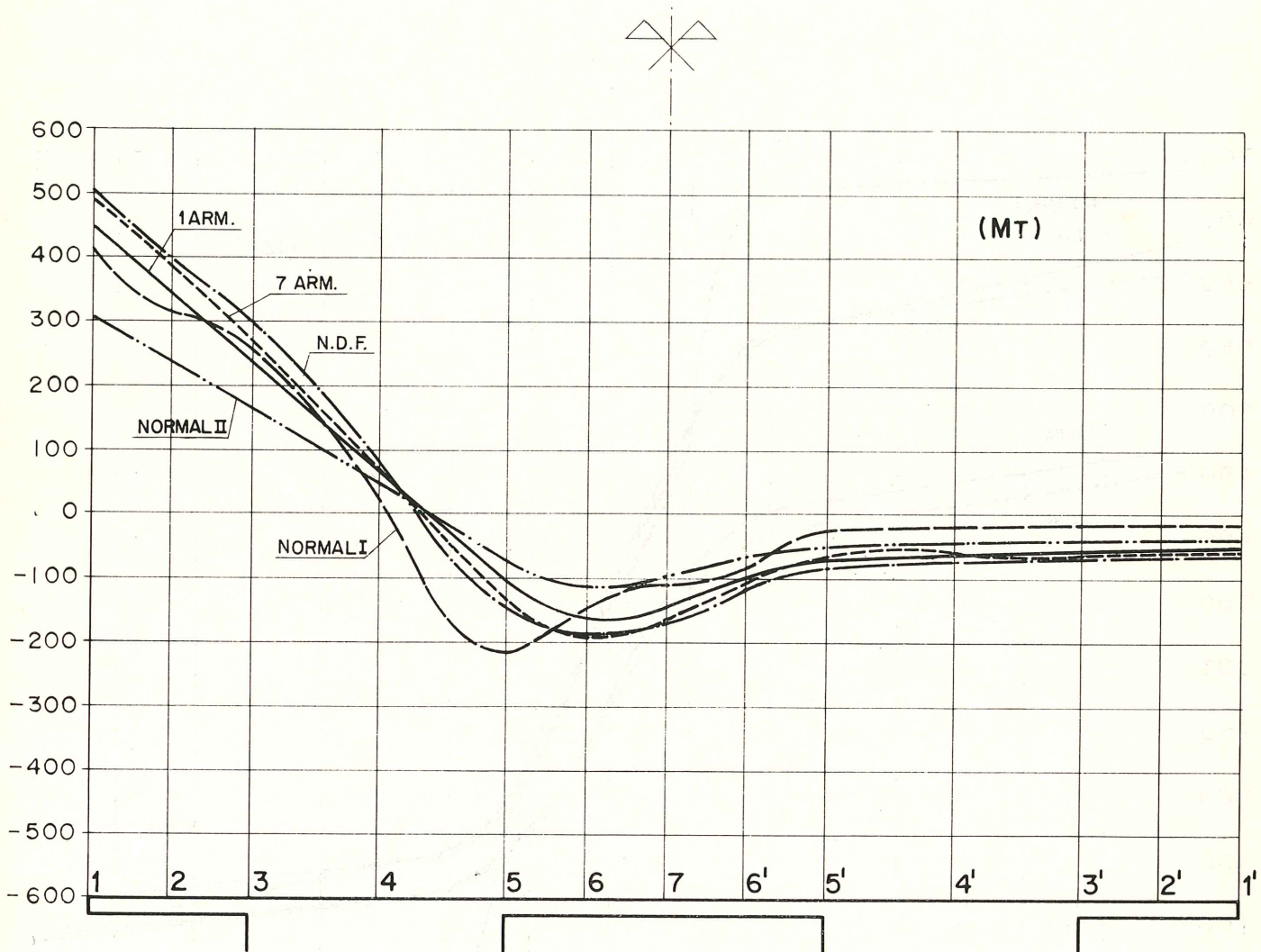


Figura 10.

de las otras solicitaciones obtenidas, se aproximaba excelentemente a las tres anteriores. La causa será, probablemente, la introducción de una cierta rigidez finita, a flexión, entre las dos vigas longitudinales ficticias que definen cada viga longitudinal real (vigas 1 y 2 de la fig. 4, b).

Las mayores discrepancias entre todas las curvas se presentan, como era previsible, para los valores de Q , ya que este valor es de lenta convergencia en la mayoría de las soluciones analíticas. Afortunadamente, su importancia en el proyecto no suele ser decisiva. Además, existe una caída en los valores de las líneas de influencia obtenidas por el mé-

todo de los emparrillados, en los puntos 1 y 2, para la que no se encuentra, fácilmente, una explicación satisfactoria.

Las líneas de influencia de momentos en el forjado, obtenidas por el método de los emparrillados, se encuentran situadas entre las líneas de 1 y 7 armónicos, que representan teóricamente los valores "exactos". La aproximación es, pues, notable.

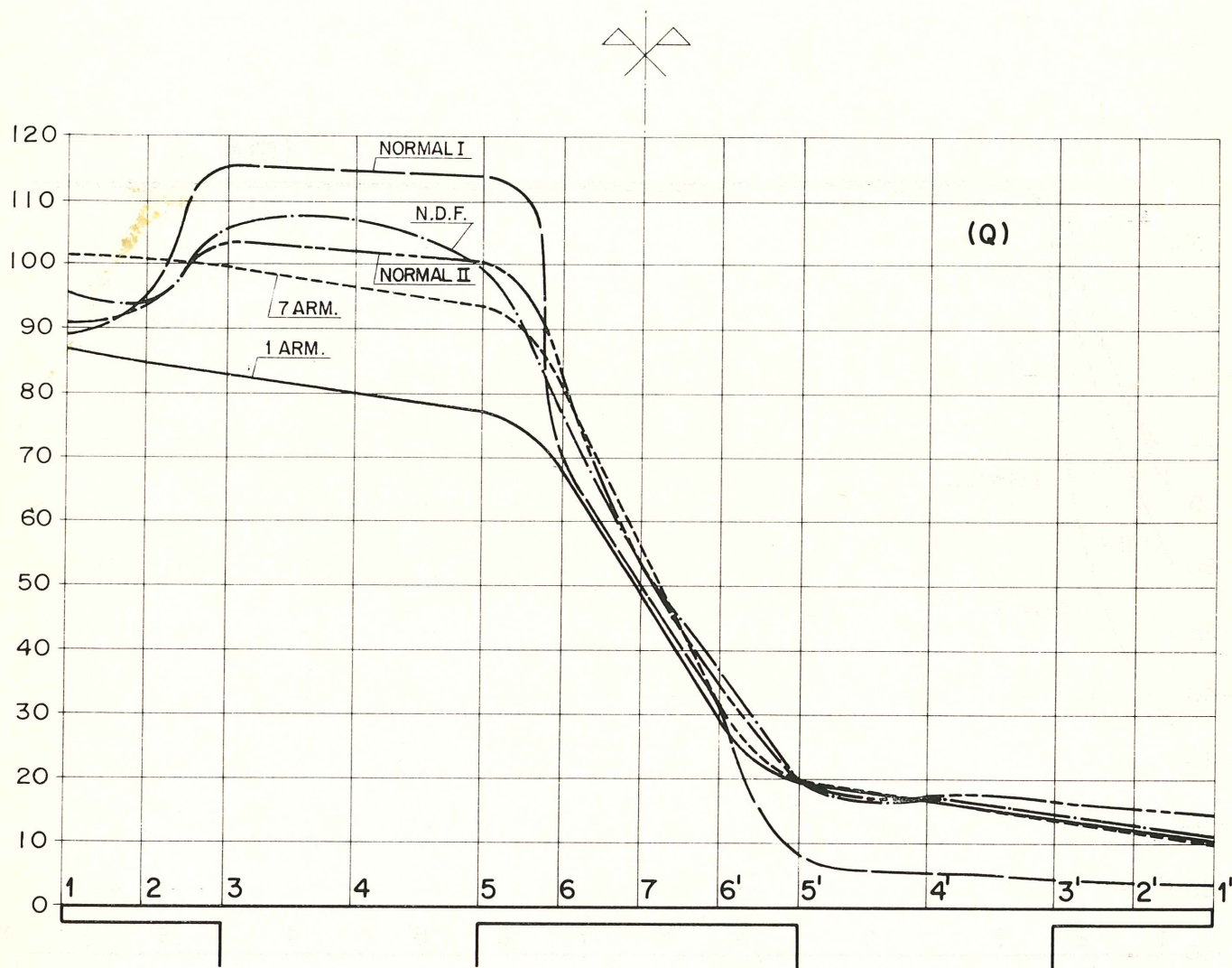


Figura 11.

Por último, interesa poner de relieve la imposibilidad de un estudio "laja" utilizando el método de los emparrillados, por lo que las líneas de influencia de los rasantes entre vigas y forjados no pueden deducirse directamente mediante su aplicación.

Las figuras 15 y 16 representan un aspecto de estas líneas de influencia, calculadas utilizando la solución analítica.

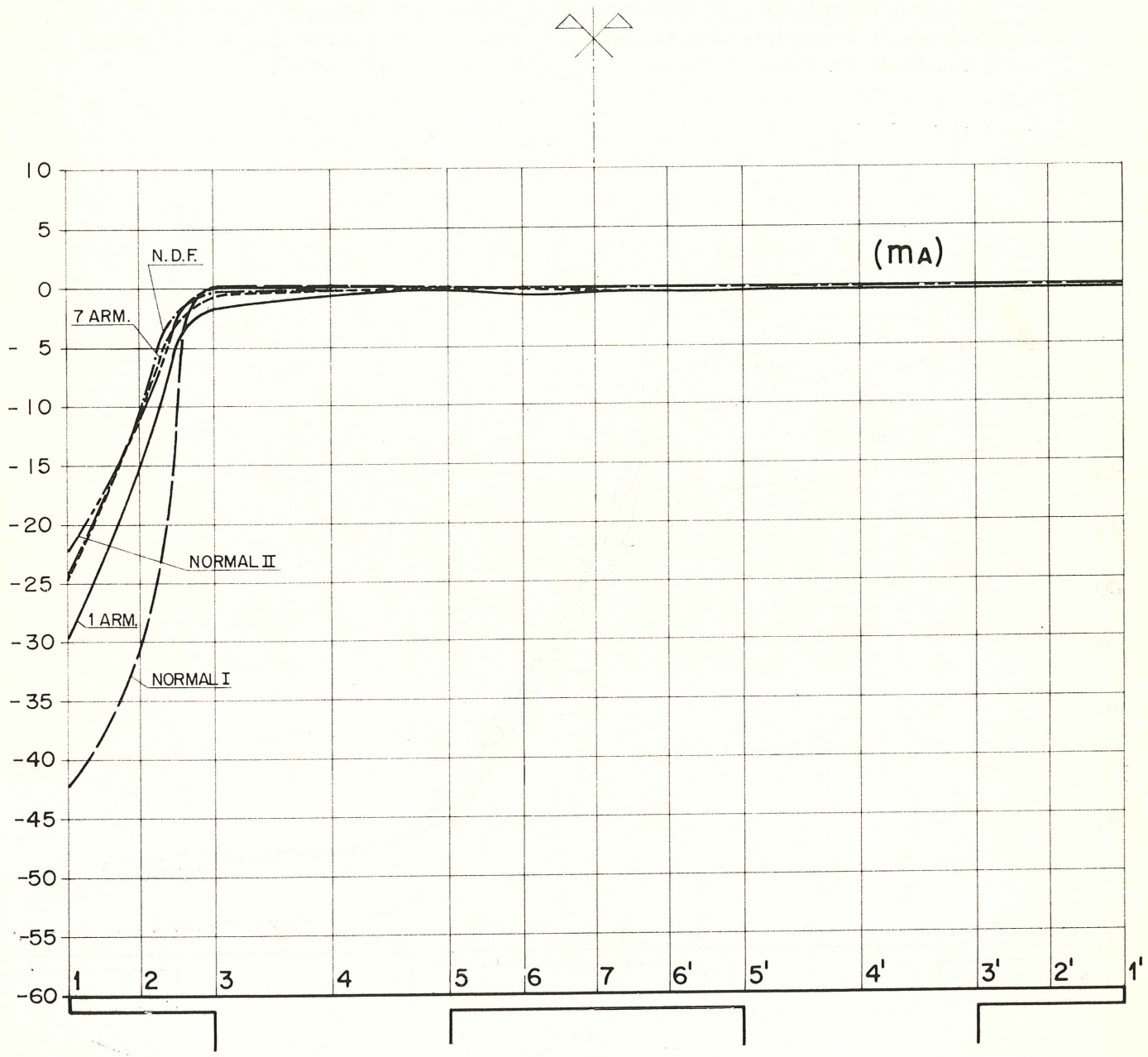


Figura 12.

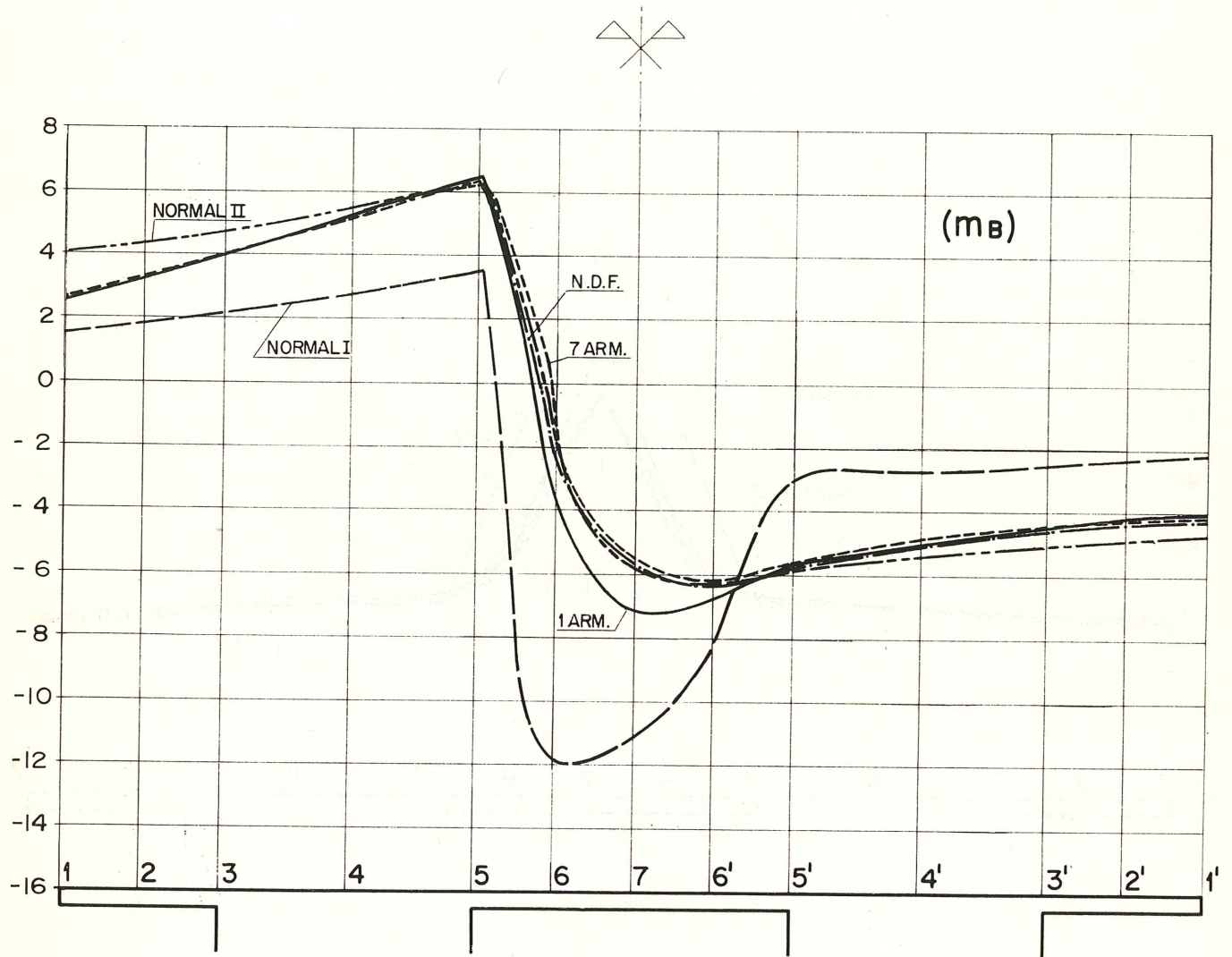


Figura 13.

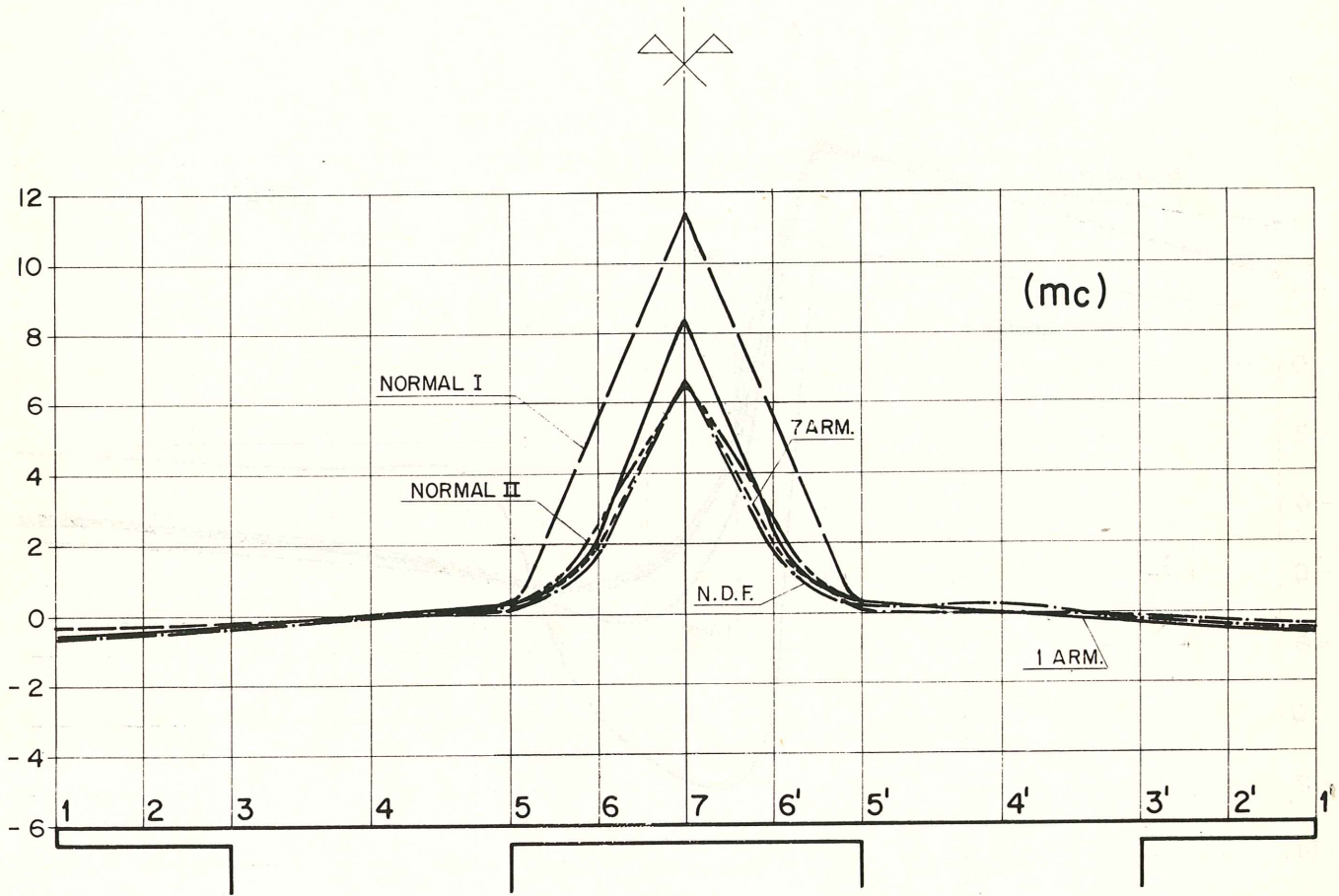


Figura 14.

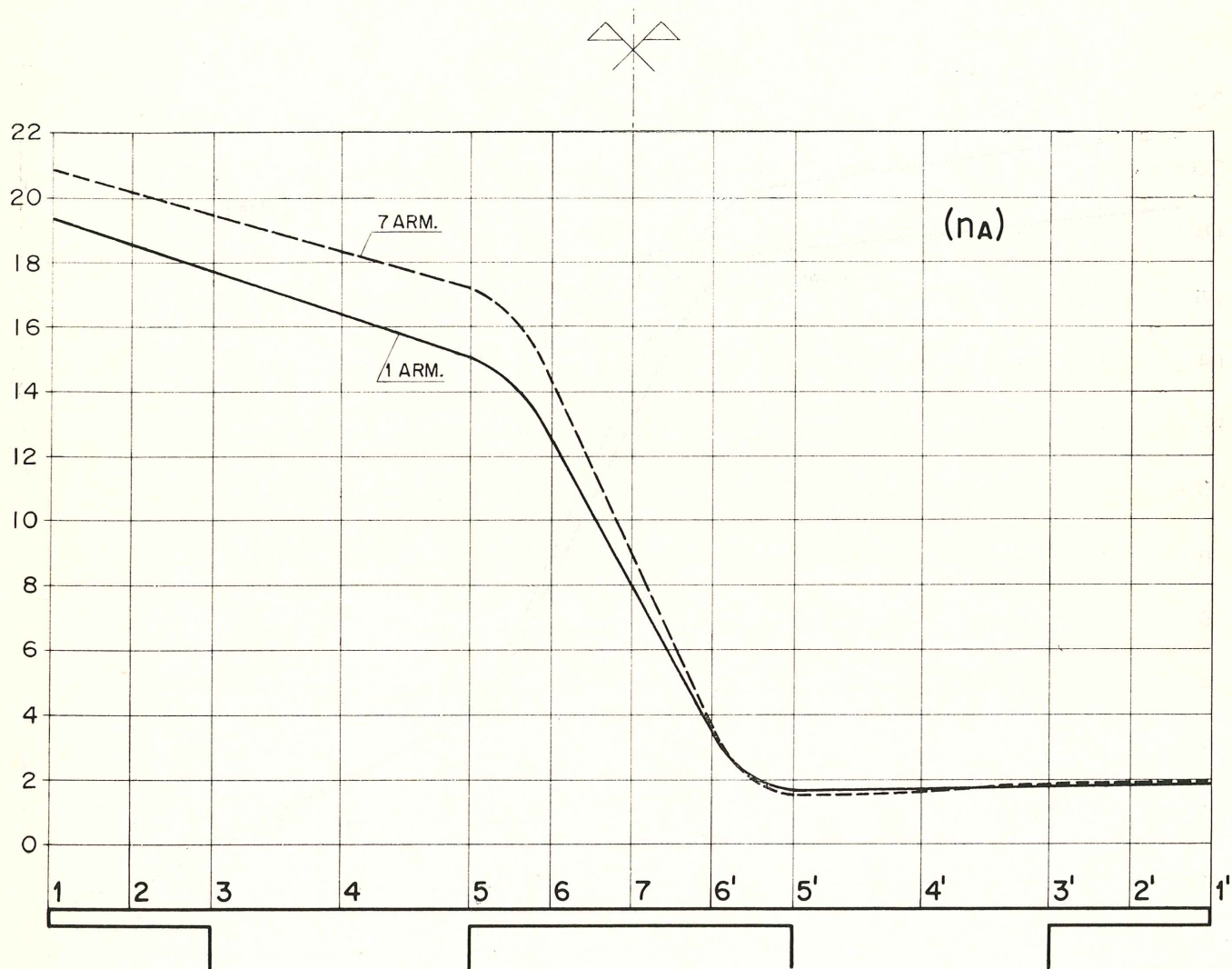


Figura 15.

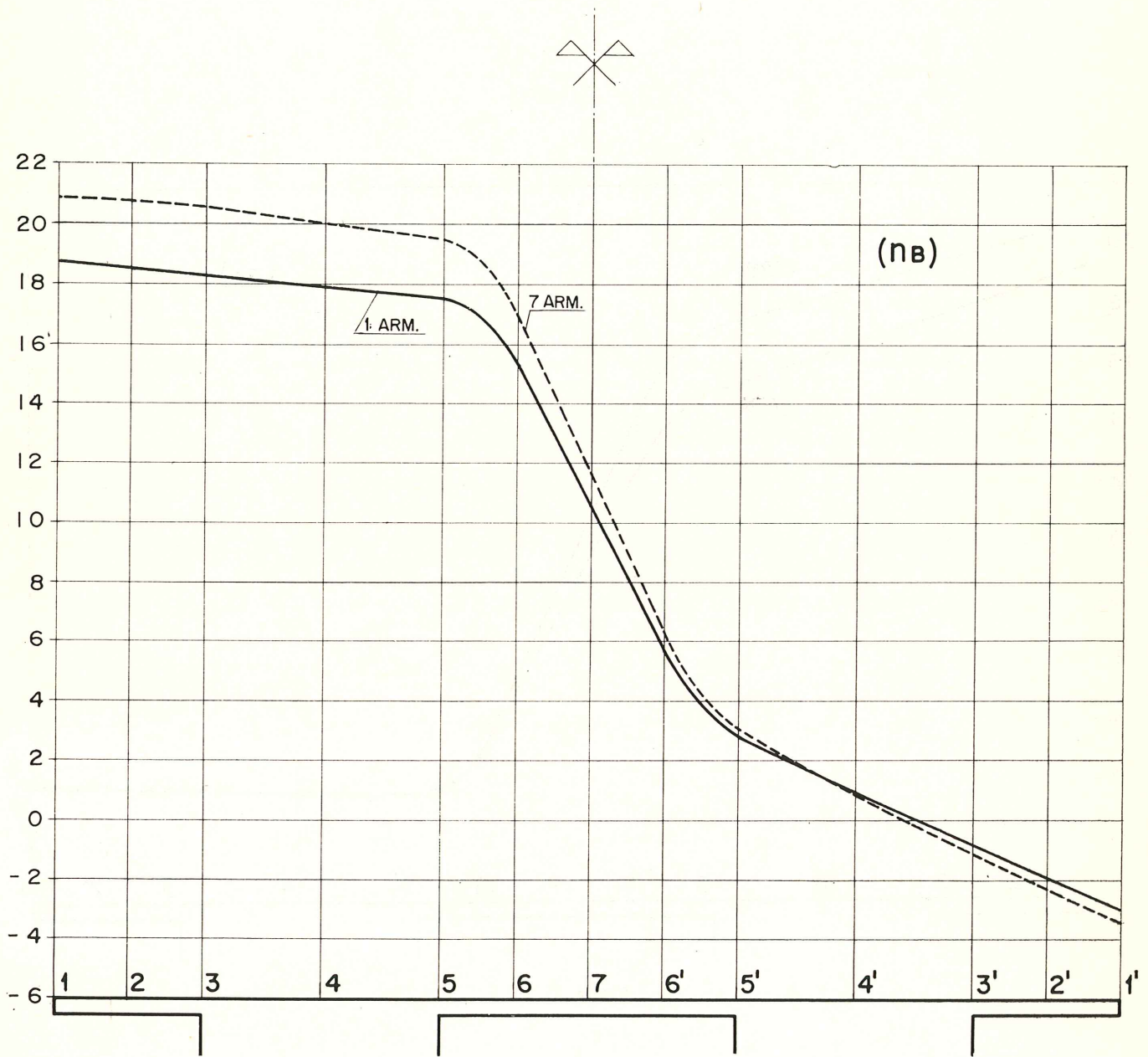


Figura 16.

RECONOCIMIENTO

Agradezco a mi profesor y compañero D. Florencio del Pozo Frutos su amabilidad al acceder a la lectura de este artículo y sus comentarios al mismo. A mi compañero D. Juan Moreno Torres por todas sus sugerencias y discusiones sobre muchos puntos de esta exposición y, en especial, sobre el método de emparrillado normal II, que desde hace varios años utiliza, en el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales, en la comprobación de los ensayos de modelos de puentes.

BIBLIOGRAFIA

1. SOUTHWELL, R. V.: "The flexure and extension of perforated elastic plates". *Proc. R. Soc. A.* 193, 1948.
2. LIGHTFOOT, E. and SAWKO, F.: "The analysis of grid frameworks and floor systems by electronic computer". *The Structural Engineer.* Volumen 38, número 3, 1968.
3. CHEUNG, Y. K.; KING, I. P. and ZIENKIEWICZ, O. C.: "Slab bridges with arbitrary shape and support conditions: a general method of analysis based on finite elements".
4. HARRAS, G.: "Bending of beams with perforated webs". *University of Leeds*, 1967.
5. FAZ, C.: "Bending of beams with perforated webs". *University of Leeds*, 1967.
6. LIVESLEY, R. K.: "Matrix methods of structural analysis". *Pergamon Press*.
7. SAMARTÍN, A.: "Una aplicación de los métodos matriciales al cálculo de puentes". Publ. núm. 197. *Laboratorio Central de Materiales*. Madrid.

**symposium internacional de la
IASS sobre:**

**«Estructuras para esfuerzos de
tracción y entramados especiales»**

Organizado por el Instituto Japonés para la Arquitectura, tendrá lugar en Tokio y Kyoto, entre los días 17 y 23 del próximo octubre.

Constará de ocho sesiones, en las que los conferenciantes invitados tratarán de establecer la situación actual de los tipos de estructuras citadas.

Para mayor información pueden dirigirse a:

IASS Organizing Committee, Architectural Institute of Japan, 3-2-19 Ginza,
Chuo-Ku, Tokyo (Japan).

**symposium internacional de
la IASS sobre:**

«Estructuras laminares sometidas a cargas hidrostáticas»

Tendrá lugar en Honolulu (Hawaii), del 10 al 15 de octubre, y en Kyoto (Japón), del 20 al 22 del mismo mes, organizado por el Comité de Programación de la IASS, del Centro de Investigación para la Ingeniería de la Universidad de Hawaii.

Para mayor información e inscripción pueden dirigirse a:

IASS Organizing Committee, Center of Engineering Research, Hamilton Library
annex n° 3, University of Hawaii, Honolulu, Hawaii, USA 96822.

la relajación del acero y la seguridad de las obras pretensadas

J. BETANZOS y J. I. ORBEGOZO
De S. A. Echevarría

INTRODUCCION

La fabricación de alambres y cordones para pretensado con muy reducidas pérdidas por relajación se producen ya actualmente en grandes cantidades en Europa e incluso recientemente en nuestro país. El objeto del presente trabajo es informar sobre las características de este nuevo tipo de materiales, que denominamos "Estabilizados", y el papel importante que pueden jugar para mejorar el rendimiento y la seguridad de las estructuras pretensas.

CARACTERISTICAS DE LOS ALAMBRES ESTABILIZADOS

En las normas vigentes en diversos países se establece la forma de realizar el ensayo de relajación, pero sólo algunas normas establecen valores máximos en forma explícita, de manera que las especificaciones de suministro se fijan por acuerdo entre fabricante y consumidor. En cambio, las normas British Standard han sido, en general, explícitas en este punto. De hecho, la antigua norma B.S. 2.691-1963 de alambres para pretensado indicaba que la pérdida de tensión a longitud constante, bajo carga inicial igual al 70 por 100 de la garantizada, debería ser inferior a 10.000 p.s.i. (7,03 kg/mm²) al cabo de mil horas. Para el caso corriente de un alambre con 160 kg/mm² de resistencia garantizada, la carga inicial de ensayo es de 112 kg/mm², y la relajación máxima admitida, el 6,25 por 100. La norma B.S. 3.617-1963 de cordones para hormigón pretensado no especifica nada respecto a la relajación.

Ha sido habitual que las especificaciones de los constructores exigieran valores máximos de relajación comprendidos entre 4 y 6 por 100, para alambres y cordones envejecidos.

Queremos hacer notar que, en ningún caso, se ha estipulado una garantía de relajación para alambres simplemente trefilados, o trefilados y enderezados. Se entiende que para garantizar un valor bajo y uniforme de esta característica es necesario aplicar un tratamiento térmico a baja temperatura, conocido internacionalmente como "stress-relieving", y que nosotros preferimos traducir por el término "envejecimiento acelerado". En efecto, el objeto del tratamiento no es la eliminación de tensiones introducidas en la trefilación, sino más bien el conseguir un bloqueo acelerado de las dislocaciones.

La introducción del tratamiento térmico de estabilizado por Somerset Wire Co. supuso un avance notable respecto al clásico tratamiento de "stress-relieving". El estabilizado consiste en someter al alambre o cordón a un calentamiento, al mismo tiempo que sufre un esfuerzo de tracción capaz de producir un alargamiento plástico del 1 por 100. De esta forma se agotan muy rápidamente los mecanismos capaces de producir deformaciones bajo cargas longitudinales.

Los alambres y cordones "estabilizados" presentan, respecto a los alambres y cordones envejecidos (stress-relieved) que se han venido utilizando como armaduras para hormigón pretensado, indudables ventajas, entre las que podemos destacar:

- Límite de proporcionalidad y límite elástico más elevado.
- Pérdidas por relajación más reducidas, tanto a temperatura ambiente como a temperaturas más elevadas.
- Obtención de cordones perfectamente preformados.

La ductilidad del alambre estabilizado, evaluada por el alargamiento de rotura y el ensayo de plegados alternados, es semejante o ligeramente superior a la del alambre envejecido.

El límite de proporcionalidad (tensión que produce una deformación plástica de 0,01 por 100) es del orden de 70-75 por 100 de la resistencia a la tracción, para los alambres y cordones envejecidos, mientras que para los estabilizados se garantizan valores superiores al 80 por 100 de dicha resistencia. El límite de elasticidad (tensión que produce una deformación plástica del 0,2 por 100) es superior al 85 por 100 de la resistencia para los alambres y cordones envejecidos y superior al 90 por 100 para los estabilizados.

En septiembre de 1969 se ha editado una segunda revisión de la norma British Standard, la B.S. 2.691-1969, en la que se fijan las características de los tres tipos de alambre actualmente existentes en el mercado:

- Alambres simplemente trefilados.
- Alambres trefilados, enderezados, de relajación normal (envejecidos).
- Alambres trefilados, enderezados, de baja relajación (estabilizados).

Las características correspondientes se comparan en la tabla I.

TABLA I. — Comparación de características elásticas y de relajación de los tres tipos de alambre usuales en el mercado.

R_G = Resistencia garantizada.

Tipo de alambre	Límite de elasticidad (0,2 %)	Relajación máxima en 1.000 horas	
		Tensión inicial	
		0,70 R_G	0,80 R_G
Trefilado	0,75 R_G	—	—
Trefilado, enderezado, relajación normal ..	0,85 R_G	5 %	8,5 %
Trefilado, enderezado, baja relajación	0,90 R_G	2 %	3 %

La norma de cordones B.S. 3.617 actualizada está en preparación.

En general, se han realizado los ensayos de relajación con cargas iniciales iguales al 70 por 100 de la resistencia garantizada. Esta cifra de tensión inicial está elegida, teniendo en cuenta que las tensiones iniciales de pretensado suelen ser del orden del 70 por 100 de la resistencia garantizada, para obtener tensiones efectivas (a largo plazo) de $0,55 R_G$, aproximadamente, una vez deducidas las pérdidas por retracción y fluencia del hormigón y por relajación del acero. En la figura 1 se incluyen gráficos de relajación de alambres trefilados, envejecidos y estabilizados de la misma composición química y que han sufrido el mismo proceso de transformación a excepción del tratamiento térmico final. Se han elegido, para todos los ensayos que se mencionan en este trabajo, muestras de alambres estabilizados y envejecidos con la misma resistencia a la tracción e idéntico límite de elasticidad:

Resistencia a la tracción: $R = 178 \text{ kg/mm}^2$.

Límite de elasticidad: 161 kg/mm^2 (aprox. 90 por 100 R).

Los ensayos se han efectuado con alambres, por razones de comodidad, pero los resultados y las conclusiones a que conducen son aplicables igualmente a los cordones.

RELAJACION A TEMPERATURAS SUPERIORES A LA AMBIENTE

Los ensayos de relajación se realizan, por convenio, a 20° C. , pero en la práctica, en construcciones en países de climas cálidos y especialmente en los reactores nucleares, las armaduras sufren temperaturas de hasta 100° C. que aumentan sustancialmente las pérdidas por relajación del acero. En la figura 2 se representan ensayos de relajación, con carga inicial del 70 por 100 de la resistencia garantizada, a temperaturas de 40 , 60 y 100° centígrados, para alambres envejecidos y estabilizados.

Se observa que la diferencia entre ambos tipos de alambre es tanto más notable cuanto mayor es la temperatura del ensayo. Si consideramos los ensayos a mil horas, encontramos los siguientes resultados (tabla II).

TABLA II. — Resultados típicos de relajación en mil horas, a diversas temperaturas, con carga inicial de $0,70 R_G$.

Tipo de alambre	TEMPERATURA			
	20° C.	40° C.	60° C.	100° C.
Envejecido	4,1 %	7 %	9,5 %	19 %
Estabilizado	1,1 %	2,2 %	3,6 %	7,5 %

CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS ELEMENTOS PRETENSADOS. RELAJACION Y FLUENCIA DEL ACERO

Los métodos clásicos de cálculo de estructuras pretensadas tienen en cuenta, para la determinación de la dimensión de la armadura, la resistencia a la tracción del acero. Muchos autores han puesto de manifiesto que este concepto es erróneo y que se debe con-

siderar, en cambio, el límite de elasticidad como base para los cálculos, por razones de seguridad.

En efecto, el agotamiento por flexión de la estructura puede sobrevenir de una de las tres formas siguientes:

- a) Por rotura de la armadura.
- b) Rotura brusca del hormigón, sin fisuración previa.
- c) Fisuración del hormigón y grandes deformaciones en la viga.

Por razones de seguridad, repetimos, interesa que si la estructura se agota por sobrecargas crecientes, el fallo sobrevenga según el modelo c). Este último comportamiento es el deseado, ya que la aparición de fisuras y deformaciones avisa de la proximidad del fallo de la estructura.

La estructura queda inservible por fisuración y deformación, según Leonhardt (*), cuando el alargamiento total de las armaduras es del 1 al 1,4 por 100. Este alargamiento se alcanza, en los aceros para pretensado, con tensiones ligeramente superiores al límite de elasticidad convencional (0,2 por 100).

Según esto, la cuantía de acero no debe ser función de la resistencia a la tracción, sino del valor de su límite de elasticidad. Esto muestra la ventaja que presenta el empleo de armaduras de alto límite de elasticidad, tales como los alambres y cordones estabilizados. Teniendo en cuenta los valores del límite de elasticidad garantizados según la British Standard, a igualdad de cuantía, la capacidad resistente de las armaduras de acero estabiizado es un 6 por 100 mayor que las de acero envejecido.

¿Cuál es el papel que juega la relajación en la capacidad resistente, dentro de los criterios clásicos de cálculo? Los coeficientes de seguridad que se aplican en el cálculo de estructuras de hormigón pretensado limitan la tensión efectiva de las armaduras a valores de 0,55 a 0,6 R_G . La tensión inicial de tesado queda también limitada a valores de 0,7 a 0,8 R_G . El proyectista conoce la relajación del acero y puede fijar la tensión inicial de las armaduras para conseguir una tensión efectiva determinada, teniendo en cuenta las pérdidas por retracción y fluencia del hormigón. Es decir, a menor relajación del alambre se pueden utilizar tensiones iniciales más reducidas, lo cual supone ya una ventaja de los alambres de baja relajación. En el caso de que se disponga del proyecto previamente a la compra del acero, a igualdad de tensión inicial, el momento flector de fisuración de la estructura depende de la relajación del acero, siendo tanto mayor cuanto más reducida sea la relajación.

Existe cierta tendencia a restar importancia a la relajación del acero, argumentando que la retracción y la fluencia del hormigón minoran las pérdidas por relajación y que éstas son pequeñas frente a las propias del hormigón por los fenómenos mencionados. Este criterio se justifica en el caso de que la estructura no sufra sobrecargas superiores a las de cálculo, ya que entonces las tensiones en las armaduras se mantienen bajas y las pérdidas por relajación del acero son, por consiguiente, pequeñas.

Sin embargo, el mismo concepto de seguridad de las obras exige que éstas sean capaces de soportar sobrecargas superiores a las de cálculo. En el método clásico de cálculo se supone que estas sobrecargas se aplican de forma instantánea hasta provocar el agotamiento de la estructura. Tal ocurre, por ejemplo, en los ensayos de rotura realizados en

(*) F. Leonhardt, *Hormigón Pretensado*, cap. XIII.

laboratorio. Por ello, por tratarse de cargas instantáneas, no se ha valorado bastante la influencia de los fenómenos diferidos, tales como la relajación y la fluencia del acero.

En la práctica pueden aparecer sobrecargas superiores a las de cálculo, que actúan durante períodos de tiempo largos o de forma permanente. Puesto que estas sobrecargas pueden aparecer años después de construida la obra, cuando la retracción ha cesado y ha tenido lugar una buena parte de la fluencia del hormigón, toman gran importancia los fenómenos diferidos del acero. La capacidad resistente de la estructura depende ahora del comportamiento diferido del acero, bajo las cargas elevadas que entran en acción tras la fisuración del hormigón. En efecto, en las zonas cercanas a las fisuras, donde se rompe la adherencia entre hormigón y acero, las tensiones de la armadura pueden alcanzar valores próximos al límite elástico (0,8 a 0,9 R) y el acero puede fluir libremente. Los fenómenos diferidos del acero bajo tensiones de 0,8 a 0,9 R son de tal magnitud que pueden comprometer la seguridad de la obra. Debido a los alargamientos diferidos de las armaduras, puede producirse el agotamiento de la estructura, por deformación inadmisibles de ésta, con sobrecargas inferiores a las que la agotan en el caso de cargas instantáneas.

Queda de manifiesto el importante papel que puede jugar la fluencia y la relajación del acero y se plantea la necesidad de conocer a fondo estos fenómenos bajo tensiones elevadas. En la figura 3 se representan las curvas de relajación de alambres estabilizados y envejecidos, con tensiones iniciales de 0,8, 0,85 y 0,9 R_G . Los resultados se resumen en la tabla III.

TABLA III. — *Resultados típicos de relajación en mil horas, con diversas tensiones iniciales.*

Tipo del alambre	TENSION INICIAL		
	80 % R_G	85 % R_G	90 % R_G
Envejecido	8,1 %	11,1 %	15,8 %
Estabilizado	1,5 %	2,6 %	5,9 %

Se observa que, bajo las tensiones mencionadas, adquieren realmente importancia los fenómenos diferidos del acero. Se aprecia también que las diferencias entre los alambres estabilizados y envejecidos se acentúan al aumentar la tensión inicial.

Se ha tratado de reproducir en los ensayos el caso de que la sobrecarga de las armaduras se produzca tras largo tiempo de permanencia bajo tensiones de 0,55 a 0,70 R_G , tal como ocurre en la práctica. Los ensayos efectuados no muestran en sus resultados diferencias significativas respecto a los obtenidos en el ensayo de relajación convencional. No obstante, antes de aceptar esta conclusión consideramos necesario efectuar ensayos de sobrecarga, con probetas que hayan relajado durante largo tiempo bajo cargas inferiores.

No disponemos aún de datos suficientes de ensayos de fluencia lenta con tensiones de 0,8 a 0,9 R .

Se puede concluir que, el empleo de aceros de baja relajación en hormigón pretendido, presenta ventajas dignas de tenerse en cuenta de cara a la seguridad de la estructura.

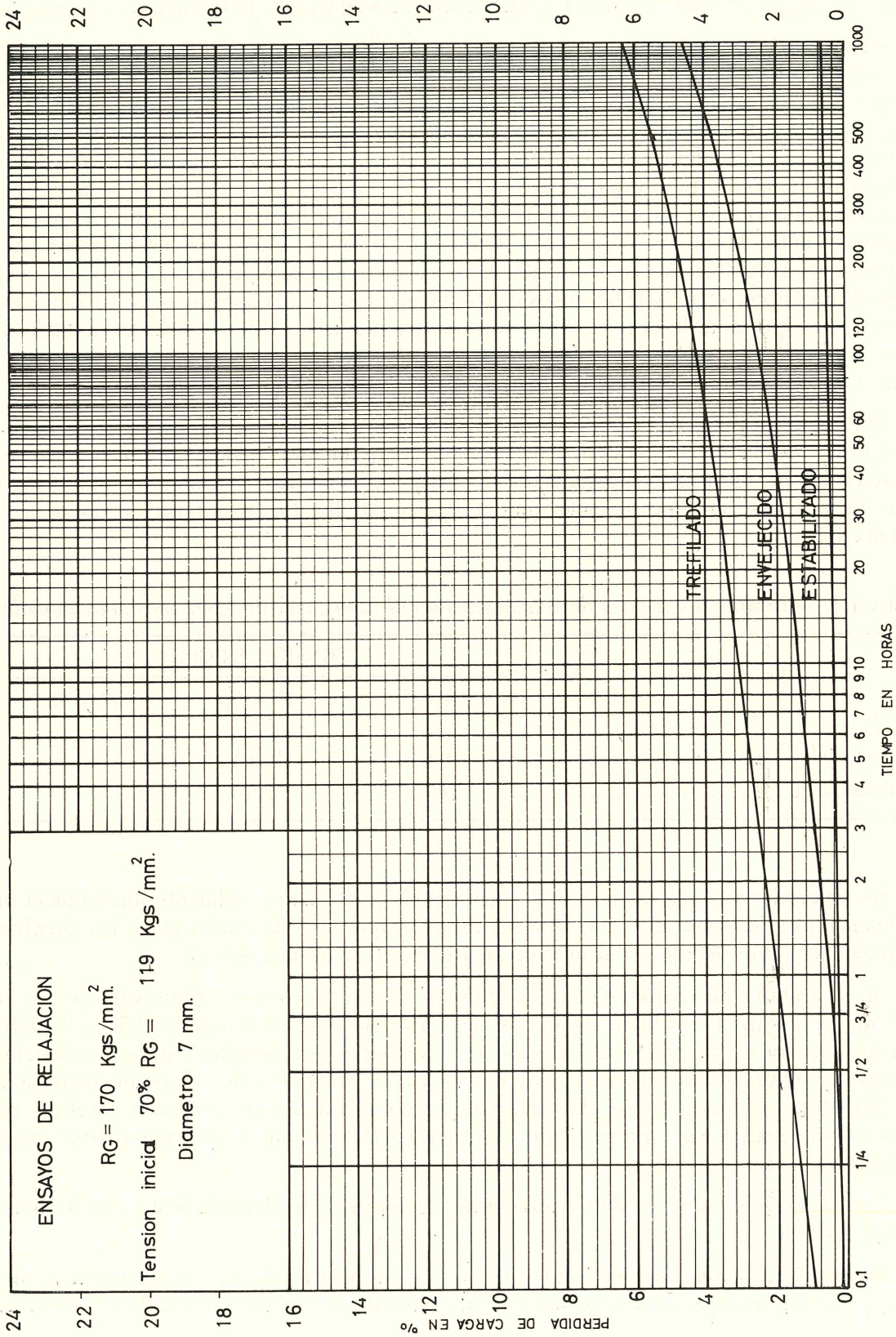


Figura 1.

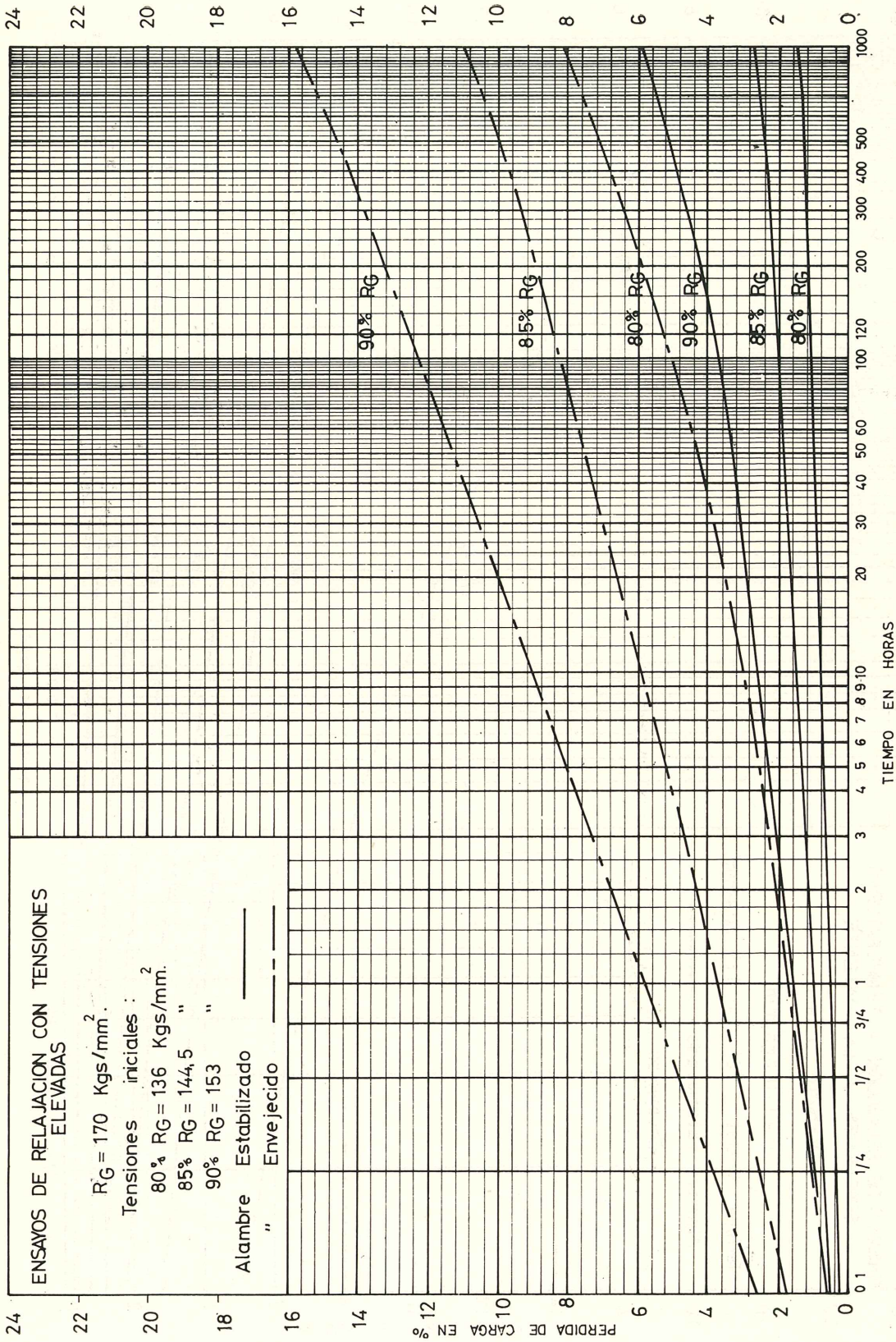


Figura 2.

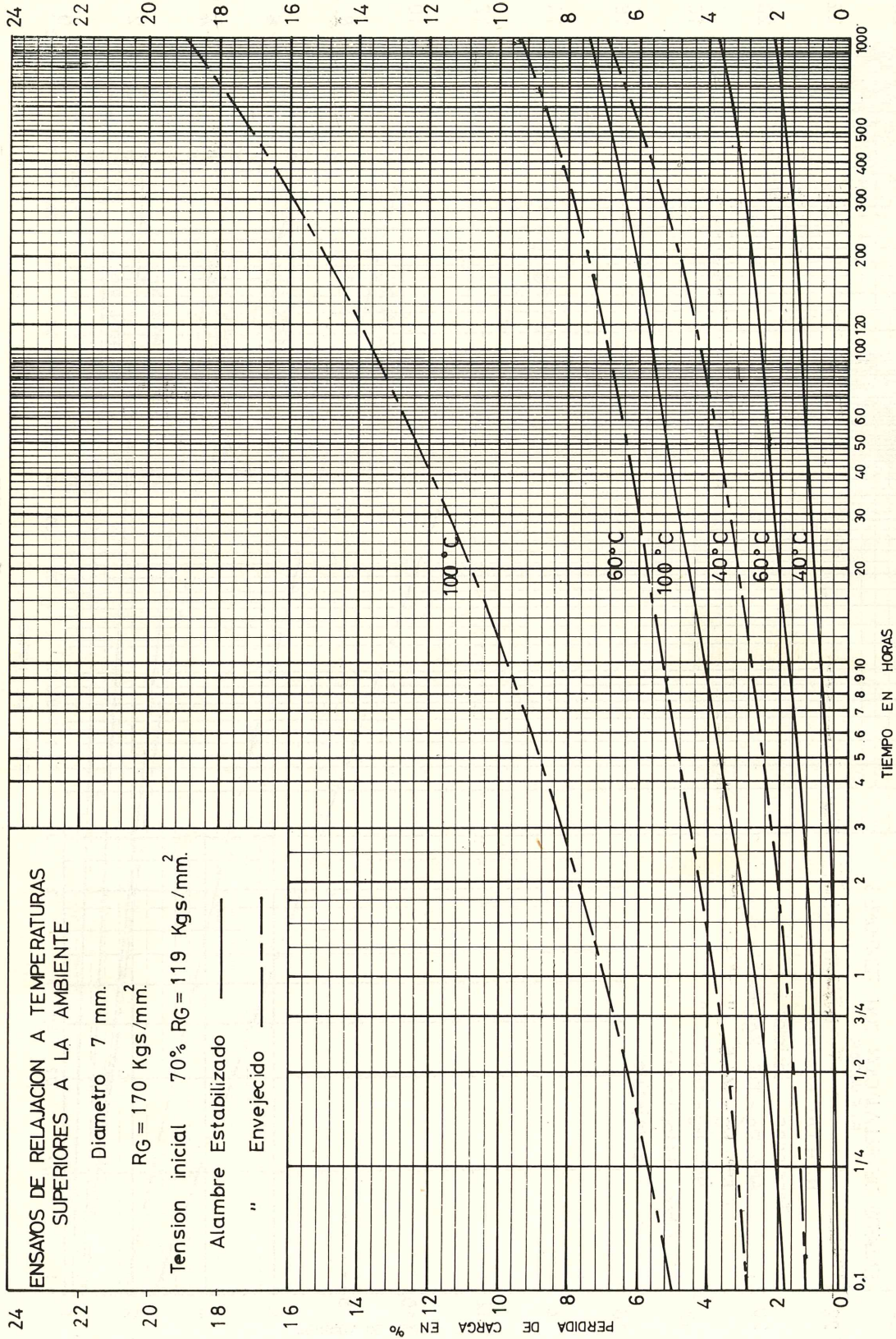


Figura 3.

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

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

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

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

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

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

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

La Pontificia Universidad Católica de Chile.
La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (Colombia).
El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).
La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).
La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).
El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).
El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires.
La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia.
La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco, México.
El Departamento Técnico y Laboratorios de Aproveche, Caracas.

III congreso nacional de organización

El Instituto Nacional de Racionalización del Trabajo conmemorará en el próximo otoño su XXV aniversario de existencia y servicio a los Sistemas Productivos. Con ocasión de tal acontecimiento prepara su III Congreso Nacional, que, como los anteriores, supondrá una magnífica tribuna para los empresarios y ejecutivos españoles, desde donde podrán visualizar una perspectiva de conjunto en cuanto a los problemas que les preocupa.

En las últimas declaraciones hechas por el Excmo. Sr. Ministro de Hacienda se definía al empresario español como el personaje relevante del año. Por otro lado, la "innovación tecnológica" es hoy el combustible que alimenta la dinámica vertiginosa de nuestra industria. Por todo ello se ha escogido como lema de este III Congreso: "La dirección de empresas y cambios tecnológicos".

Desde el año 1967, en que tuvo lugar el Congreso anterior, la empresa española ha evolucionado en alto grado, tanto en cuanto a problemática como a técnicas de dirección. Asimismo, los estudiosos de estos temas llegan cada día a nuevas conclusiones que es necesario dar a luz y conocerlas por quienes se responsabilizan en dicho campo.

Por ello, el Instituto Nacional de Racionalización del Trabajo recibirá gustoso cuantos trabajos deseen enviarle aquellas personas relacionadas con el tema, agradeciendo toda colaboración en pro de este Congreso, cuyos resultados redundarán especialmente en beneficio de todas las empresas españolas.

Para cualquier información pueden dirigirse al Instituto Nacional de Racionalización del Trabajo, Serrano, 150, Madrid-6.