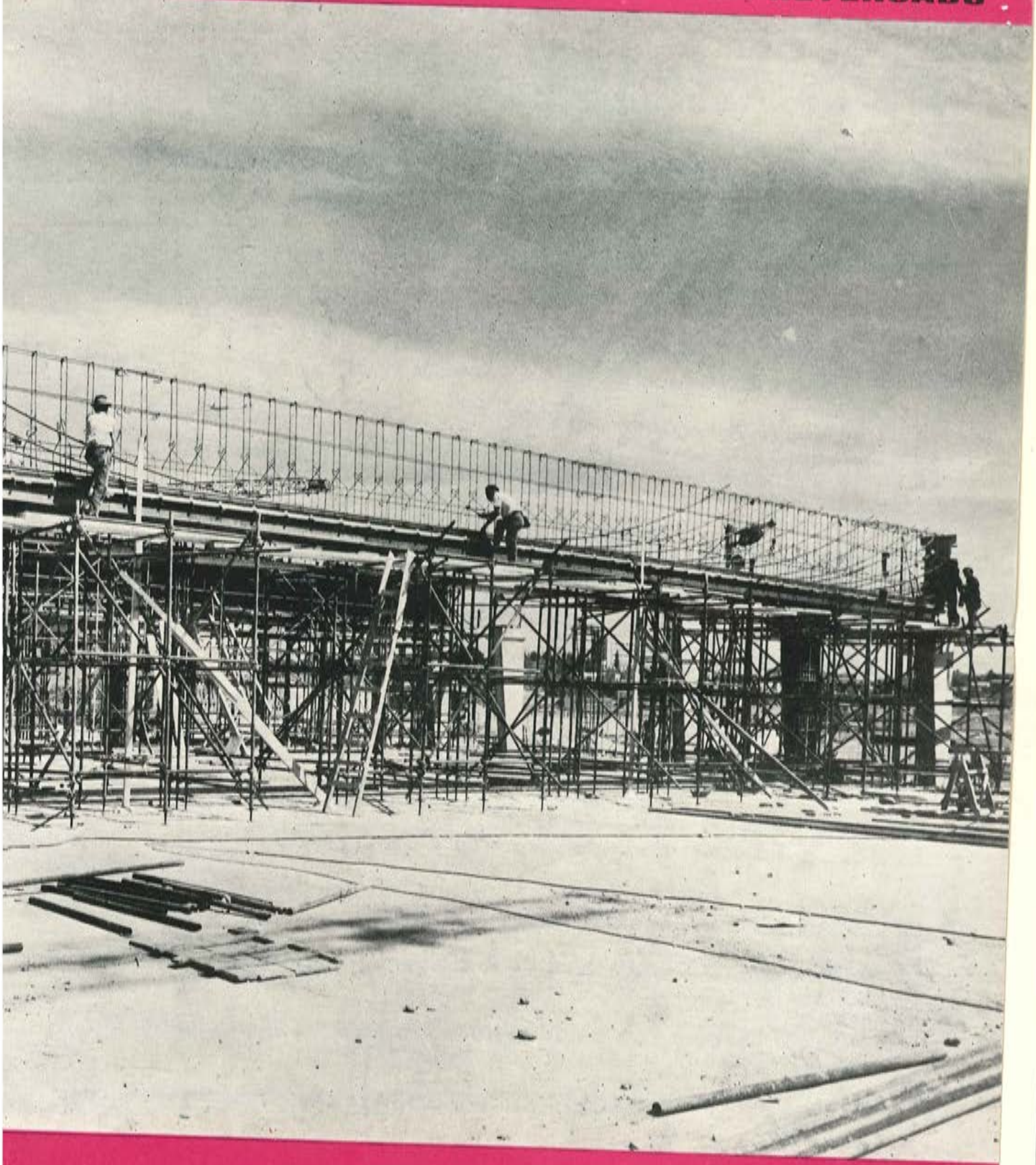
ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO



ormigón y acero

nas noticias de hormigón pretensado

84

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO DEL PATRONATO DE INVESTIGACION CIENTIFICA Y TECNICA «JUAN DE LA CIERVA» DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

SOCIOS PROTECTORES DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

Como ya se ha anunciado, a partir del 1 de enero del año actual, se ha creado una nueva categoría, la de **"Socio Protector"**, a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros de nuestra Asociación que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en la nueva categoría de **"Socio Protector"** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

CONSTRUCCIONES CARLOS ERROZ — Carlos III, 48. Pamplona (Navarra).

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

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

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

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

La Pontificia Universidad Católica de Chile

La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Cali (Colombia)

El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur -Bahía Blanca (República Argentina)

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba, (República Argentina)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Materiales de Construcción. Ultimos Avances. Núm. 127.

Algunas consideraciones sobre la evolución del yeso como material de construcción; por J. Nadal Aixalá, director del I.E.T.c.c.

Estado actual de la automación; por P. Weber, Dr. ingeniero.

Descripción de las instalaciones realizadas por "Aridos, S. A." para la obtención de arenas y áridos silíceos redondos y triturados.

Simposio sobre los efectos de fluidos agresivos sobre el hormigón.

Heterogeneidades de la composición química en el hormigón; por J. Calleja, Dr. en Ciencias Químicas, F. Triviño, Lcdo. en Ciencias Químicas y B. Bacle, Perito Industrial Químico.

Análisis químico rápido y completo del cemento portland y productos similares; por J. A. Kilkmann.

Análisis cuantitativo de cuarzo -alfa por difracción de rayos X; por J. L. Sagrera, Lcdo. en Ciencias Químicas.

Solicite estas revistas del INSTITUTO EDUARDO TORROJA a su librero habitual, de acuerdo con las tarifas siguientes, de suscripción anual:

	Informes de la Construcción (10 números)		Ultimos Avances en Materiales de Construcción (4 números)	
	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)
	Ptas.	$	Ptas.	$
Socio adherido (2)	—	—	125	2,50
Suscriptor	500	10,00	150	3,00
Número suelto	60	1,80	50	1,50
Número extraordinario	75	2,25	65	1,95
Número 137, extraordinario doble	150	4,50	—	—

(1) En los precios del extranjero se incluyen los costos de los envíos (por correo marítimo o terrestre), así como los gastos financieros y los debidos a licencias de exportación.

(2) Socio adherido del I.E.T.: Categoría preferente de suscriptor, que, mediante el pago de 700 pesetas ó 15 dólares anuales, tiene derecho a:

— Recibir los diez números de la revista «Informes de la Construcción» y las ocho monografías que se publiquen durante el año.

— Comprar los libros que edite el Instituto, con un descuento del 25 por 100, siempre que los pedidos se efectúen directamente a este Centro.

— Precios especiales en las demás suscripciones y otros servicios del I.E.T.

— Presentar comunicaciones al Instituto.

— Preferencia en los actos, conferencias o cursillos que puedan efectuarse con asistencia limitada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y acero

últimas noticias de hormigón pretensado

n. 84

julio - agosto - septiembre 1967

i.e.t.c.c.

instituto eduardo torroja

de la construcción y del cemento

PATRONATO DE INVESTIGACION CIENTIFICA Y TECNICA "JUAN DE LA CIERVA" DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito Legal: M. 853 - 1958

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

últimas publicaciones del instituto

estructuras mixtas

Julio Martínez Calzón
Dr. Ingeniero de Caminos

La obra ofrece una visión de conjunto de las características y posibilidades de las estructuras con barras formadas por perfiles de acero y secciones de hormigón trabajando conjuntamente.

Se divide en cuatro partes:

Teórica (capítulos 1 a 6): Características de los materiales y procedimientos de cálculo. Estados anelásticos.

Teórico-práctica (capítulos 7 y 8): Dimensiones y normas prácticas para el dimensionamiento, incluyendo sistemas aproximados de tanteo. Piezas comprimidas y torsión.

Práctica (capítulos 9 y 10): Disposiciones y procesos constructivos. Tablas para el dimensionamiento y comprobación de secciones.

Ejemplos (capítulo 11): Desarrollo de cuatro casos prácticos completos.

Libro publicado por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Apartado 19.002, Costillares-Chamartín, MADRID-16 (España).

Dos volúmenes, 314 páginas y 282 tablas de 28 × 22 centímetros. Madrid, 1966.

Precios: España, 940 pesetas; extranjero, $ 19.

ensayos no destructivos

J. M. Tobío
Dr. en Química Industrial.-División de Metrología del I.E.T.c.c.

métodos aplicables a la construcción

La técnica de los ensayos no destructivos, expresada en su más amplia acepción, tanto desde el punto de vista teórico como práctico.

Fundamentos sobre la aplicación de las ondas elásticas, fuerzas mecánicas, capilares, acústicas, vibratorias, magnéticas, eléctricas, electromagnéticas, luminosas y nucleares, a toda clase de materiales de construcción y sistemas constructivos, con amplias descripciones de equipos, aparatos, sistemas y formas de empleo e interpretación de datos.

En 20 apéndices se incluyen numerosos datos tabulares y gráficas de empleo inmediato, lo que hace que la obra ofrezca la doble faceta de estudio y consulta para todos los técnicos de la construcción.

Libro publicado por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Apartado 19.002, Costillares-Chamartín, MADRID-16 (España).

Un volumen en rústica, 383 páginas y 372 figuras. Madrid, 1967.

Precios: España, 875 pesetas; extranjero, $ 17,80.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y acero

últimas noticias de hormigón pretensado

n. 84

julio - agosto - septiembre 1967

i.e.t.c.c.

instituto eduardo torroja

de la construcción y del cemento

PATRONATO DE INVESTIGACION CIENTIFICA Y TECNICA "JUAN DE LA CIERVA" DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito Legal: M. 853 - 1958

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

últimas publicaciones del instituto

estructuras mixtas

Julio Martínez Calzón
Dr. Ingeniero de Caminos

La obra ofrece una visión de conjunto de las características y posibilidades de las estructuras con barras formadas por perfiles de acero y secciones de hormigón trabajando conjuntamente.

Se divide en cuatro partes:

Teórica (capítulos 1 a 6): Características de los materiales y procedimientos de cálculo. Estados anelásticos.

Teórico-práctica (capítulos 7 y 8): Dimensiones y normas prácticas para el dimensionamiento, incluyendo sistemas aproximados de tanteo. Piezas comprimidas y torsión.

Práctica (capítulos 9 y 10): Disposiciones y procesos constructivos. Tablas para el dimensionamiento y comprobación de secciones.

Ejemplos (capítulo 11): Desarrollo de cuatro casos prácticos completos.

Libro publicado por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Apartado 19.002, Costillares-Chamartín, MADRID-16 (España).

Dos volúmenes, 314 páginas y 282 tablas de 28 × 22 centímetros. Madrid, 1966.

Precios: España, 940 pesetas; extranjero, $ 19.

ensayos no destructivos

J. M. Tobío
Dr. en Química Industrial.-División de Metrología del I.E.T.c.c.

métodos aplicables a la construcción

La técnica de los ensayos no destructivos, expresada en su más amplia acepción, tanto desde el punto de vista teórico como práctico.

Fundamentos sobre la aplicación de las ondas elásticas, fuerzas mecánicas, capilares, acústicas, vibratorias, magnéticas, eléctricas, electromagnéticas, luminosas y nucleares, a toda clase de materiales de construcción y sistemas constructivos, con amplias descripciones de equipos, aparatos, sistemas y formas de empleo e interpretación de datos.

En 20 apéndices se incluyen numerosos datos tabulares y gráficas de empleo inmediato, lo que hace que la obra ofrezca la doble faceta de estudio y consulta para todos los técnicos de la construcción.

Libro publicado por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Apartado 19.002, Costillares-Chamartín, MADRID-16 (España).

Un volumen en rústica, 383 páginas y 372 figuras. Madrid, 1967.

Precios: España, 875 pesetas; extranjero, $ 17,80.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

premio
eduardo torroja 1966

Pero, en este caso, nuestra congratulación es doble, dada la circunstancia de que sea ésta la primera vez que se concede el Premio Torroja, de reciente institución por el Consejo Superior. Creemos que se ha honrado así doblemente la memoria de don Eduardo «trayendo a casa» este primer premio, que en estricta justicia nos corresponde a todos.

Suponemos que el nombre imperecedero del que fue nuestro Maestro servirá para galardonar en años venideros a otros investigadores, a los que ya felicitamos anticipadamente.

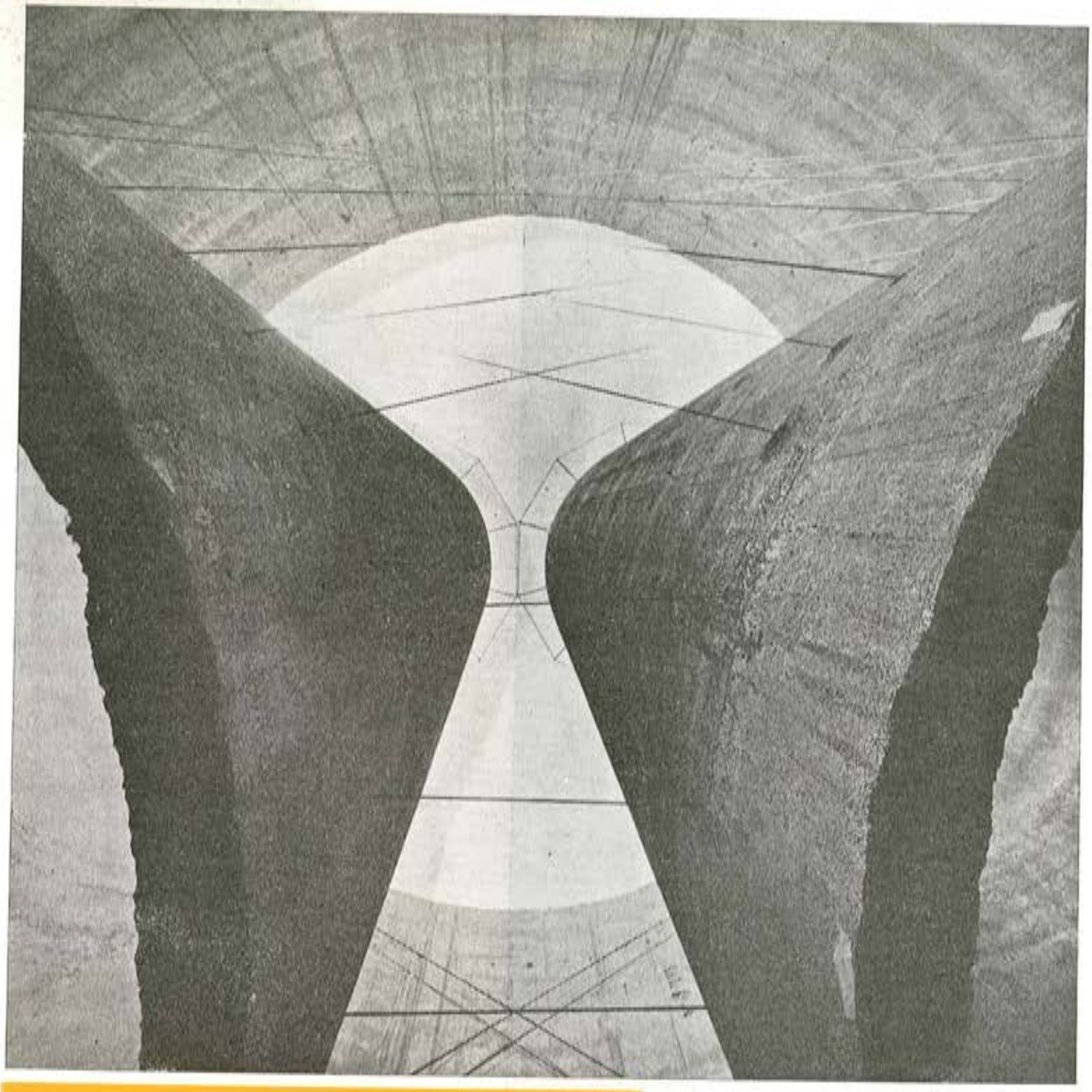
Pero en la ocasión presente hemos de sentirnos llenos de orgullo y como en fiesta por esta primicia que, una vez más, reverdece nuestro sentimiento de admiración hacia el hombre que hizo posible todo cuanto somos y lo que podamos ser en el futuro: D. Eduardo.

Con fecha 5 de julio de 1967, el Consejo Superior de Investigaciones Científicas acordó conceder el Premio de Investigación Técnica «Eduardo Torroja», correspondiente al año 1966, a nuestro compañero José M. Tobío, por su trabajo «Ensayos no destructivos. Métodos aplicables a la construcción».

Cualquier premio del Consejo a la labor de investigación, obtenido por personal del Instituto, es motivo de gran satisfacción para nosotros, por cuanto representa el más alto reconocimiento, en nuestro país, a esa labor callada y constante que, generalmente, no trasciende o trasciende poco, fuera de las esferas de nuestra técnica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

procedimientos Barredo



(Fotografía n.º 70 del pabellón de OFICEMEN)

Pabellón de OFICEMEN en la FICOP - 1967: Suspensión de los cilindros de 165 Tm con alambre de ∅ 5 mm.

postesado con alambre y cables trenzados

lanzamientos y montajes

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL

	ESPAÑA Pesetas	EXTRANJERO 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,—

Comité de redacción de la Revista Hormigón y Acero

Presidente: D. Florencio del Pozo
Vocales: D. Javier Lahuerta
D. Rafael Romero
Secretario: D. Rafael Piñeiro

hormigón y acero n. 84

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

Págs.

457-8-31 Ensayo y análisis de una pieza circular de hormigón armado 11
Test and analysis of a circular reinforced concrete element.
Essai et analyse d'une pièce circulaire en béton armé.
J. Martinez Calzón, Ing. de Caminos, y J. Vargas, Ing. Civil (Perú).

457-8-32 Endurecimiento acelerado del hormigón con vistas a los ensayos rápidos de control 53
Rapid hardening of concrete to carry out quick control tests.
Durcissement accéléré du béton en vue des essais rapides de contrôle.
Prof. A. Berio.

591-6-3 Cúpula prefabricada para el anillo «Adone» de los laboratorios del CNEN, en Frascati, (Roma) 61
Precast cupola for the «Adone» ring, of the CNEN laboratories, at Frascati (Rome).
Coupole préfabriquée pour l'anneau «Adone» des laboratoires du CNEN, à Frascati (Rome)
C. Cestelli Guidi, Prof. Ing., y A. Giuffrè, Dr. Ing.

628-0-14 Características que deben reunir los alambres para hormigón pretensado 83
Properties to be met by concrete prestressing wires.
Caractéristiques que doivent réunir les fils pour le béton précontraint.

837-4-18 Normas polacas para el cálculo de las estructuras construidas a base de grandes paneles. Principios de los métodos de cálculo 99
Polish specifications for the design of large panel structures. Calculation procedure principles.
Normes polonaises pour le calcul des structures construites à base de grands panneaux. Principes des méthodes de calcul.
Prof. Bohdan Lewicki (Varsovia).

Notas de la F.I.P. 119

Nota de la Asociación Española del Hormigón Pretensado 137

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

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

ESPAÑA

ACEROS DEL LLODIO, S. A. — Llodio (Alava)
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
BUTSEMS, S. A. — Barcelona
BUTSEMS, S. A. — Valencia
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA — Valladolid
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid
C. E. J. A. S. A. — Zaragoza
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC — Barcelona
CENTRO INFORMATIVO CANARIO DE LA EDIFICACION — Las Palmas de Gran Canaria
CERAMICA RUBIERA — Gijón (Oviedo)
CIDESA - CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES — La Coruña
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO — Bilbao (Vizcaya)
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid
COMPAÑIA DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — Madrid
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL NORTE DE ESPAÑA - SECCION ORIENTAL — Santander
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao (Vizcaya)
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid
COPECO - COMPAÑIA PENINSULAR DE CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid
CUPRE — Valladolid
DIRECCION GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS - MINISTERIO DEL EJERCITO — Madrid
DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA - MINISTERIO DEL AIRE — Madrid
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid
EDES, S. A. — EMPRESA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS — Madrid
ELABORADOS METALICOS, S. A. — La Coruña
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S. A. - AUXINI — Madrid
ENAGA, S. A. — Madrid
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE LA CONSTRUCCION - "EXCO" — Madrid
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — Madrid
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS — Valencia
FERROLAND, S. A. — Valencia
FORMO, S. A. — Barcelona
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS - MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS — Madrid
GUARNER Y TRIGO, S. L. — Madrid
HIDAQUE, S. A. — Granada
HIERROS, FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — Sevilla
HORMIGON PRETENSADO, S. A. E., BBR — Barcelona
HORPRESA, S. A. — Madrid
HORSA, S. L. — Barcelona
HUARTE Y COMPAÑIA, S. A. — Madrid
IDEAM, S. A. — Madrid
INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A. — Zaragoza
INDUSTRIAS DEL CEMENTO - VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya)
INDUSTRIAS DEL HORMIGON — Madrid
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona
INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZACION — Madrid
INTECSA - INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — Madrid
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS — Valencia
JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS — Bilbao (Vizcaya)
JOSE MARIA ELOSEGUI - CONSTRUCCIONES - San Sebastián (Guipúzcoa)
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO - BIBLIOTECA — Madrid
MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona)
MATENSA - MATERIALES PRETENSADOS, S. A. — Madrid
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Barcelona
MATUBO, S. A. — Madrid
J. MIRO TREPAT - CONSTRUCCIONES, S. A. — Barcelona
MOSAICOS ROURA, S. A. — Vich (Barcelona)
V. PEIRO, S. A. — Valencia
POSTENSA — PRODUCTOS PRETENSADOS, S. A. — Bilbao (Vizcaya)
PREFABRICACION DE ELEMENTOS PARA LA CONSTRUCCION - PRELCONSA — San Claudio (Oviedo)
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. - PREASA — Vitoria (Alava)
PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada, Pamplona (Navarra)
PREFABRICADOS STUB - MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A. — Manresa (Barcelona)
PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona (Navarra)
PRETENSADOS ANDALUCIA, S. A. — Málaga
PRETENSADOS CUÑAT - Agramunt (Lérida)
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA S. A. — Madrid
SECOTEC — Madrid
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya)
SOCIEDAD ANONIMA ECHEVARRIA — Bilbao (Vizcaya)
SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS — Valencia
SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S. A. — Erandio-Bilbao (Vizcaya)
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A. OBRASCON — Córdoba
TEJERIAS LA COVADONGA — Muriedas de Camargo (Santander)
TENSACERO MADRILEÑA, S. A. — Madrid
TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona)
TEPSA — Tarrasa (Barcelona)
TETRACERO, S. A. — Madrid
TOSAM, S. L. — Segovia
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Barcelona
UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres
VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid
VIALCA, S. L. — Alcalá la Real (Jaén)
VIAS Y ESTRUCTURAS, S. A. — Granada
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES — San Sebastián (Guipúzcoa)
VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — La Corredoria (Oviedo)
VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla

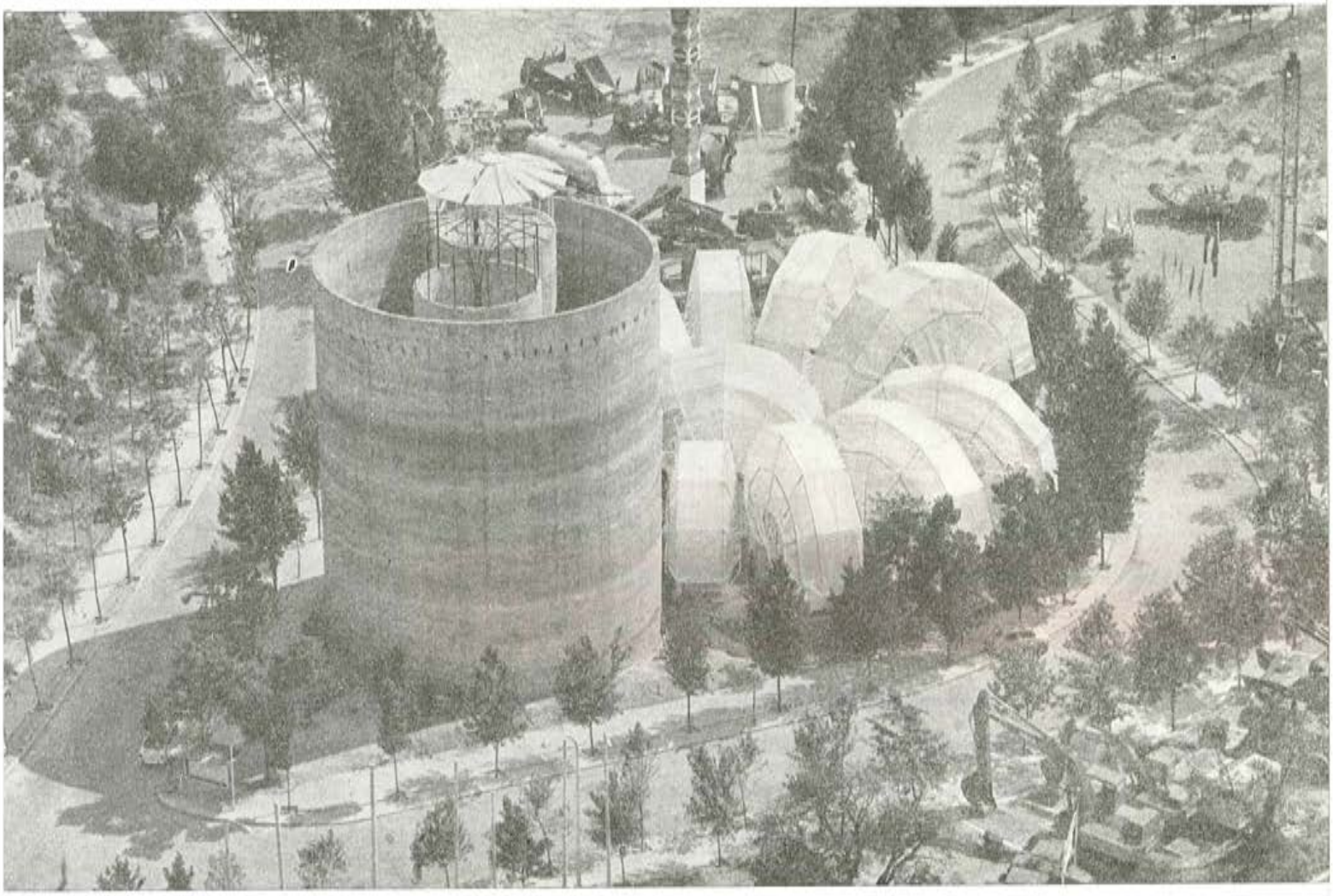
EXTRANJERO

FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL — Lima (Perú)
FACULTAD DE INGENIERIA (Biblioteca) — Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires (República Argentina)
INSTITUTO DE EDIFICACION EXPERIMENTAL - UNIVERSIDAD DE CHILE — Santiago de Chile (Chile)
INSTITUTO DEL LIBRO — Vedado-La Habana (Cuba) (14 suscripciones)
INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY — Monterrey, N. L. (México)
THE LIBRARIAN (Biblioteca Central) — Escuela de Ingeniería — Santiago de Chile (Chile)
UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES - FACULTAD DE INGENIERIA — La Paz (Bolivia)
ZARAZAGA Y DE GREGORIO — San Miguel de Tucumán (República Argentina)

NOTA: A causa de la modificación de cuotas aprobada por la Comisión Permanente de la Asociación para el año actual, y las nuevas formas de pago establecidas, ha sido preciso, para regularizar nuestros ficheros y aclarar la situación de nuestros Asociados, distribuir unos impresos en los que se les solicitaban los datos a tal efecto necesarios. Por diversas causas, hasta el momento de cerrar este número, no se han recibido las contestaciones de un cierto número de Socios. Los que aparecen en esta relación son los que hasta la fecha han confirmado su inscripción como "Socios Colectivos". Lamentamos que el retraso en la cumplimentación de los citados impresos nos impida dar la lista completa, como en los anteriores números de la Revista se venía haciendo. LA REDACCION

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

oficemen



Pabellones de OFICEMEN y del Instituto Eduardo Torroja en la II Feria Internacional de la Construcción y Obras Públicas, FICOP-67. Ambos son proyecto de los arquitectos Ruiz Duerto y Pedro de Lorenzo, del I.E.T.c.c., habiendo merecido medalla de oro en el certamen.

El pabellón de OFICEMEN está formado por una estructura circular de hormigón armado (16 m de diámetro, 19,50 m de altura y 30 cm de espesor), en cuyo interior existen otros dos cilindros (de igual altura, 6 m de diámetro y 20 cm de espesor) que se suspenden con cables del exterior, quedando colgados a 2 m del suelo. Su concepción estructural es del ingeniero Jaime Nadal, habiendo intervenido en el cálculo y ejecución el ingeniero Julio Villacañas.

El pabellón del I.E.T.c.c. está constituido por 10 lóbulos radiales y un espacio circular central, cubiertos con estructuras tubulares y plástico. En el proyecto intervino el ingeniero Rafael Fernández.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

nueva serie de publicaciones del I. E. T. c. c.

Se ha comenzado a publicar la nueva serie "CUADERNOS DE INVESTIGACION", especialmente destinada a Laboratorios y Centros de Investigación análogos. Estos cuadernos, de presentación modesta, contendrán la versión española y traducida a un idioma de algún tema de trabajo del Instituto, refiriéndose a resultados parciales o totales del mismo.

Al término de cada investigación y si el tema lo merece por tratarse de asuntos de aplicación inmediata, los resultados obtenidos serán objeto de publicación ordinaria, en la forma de Monografía, Manual, Norma, etc., según corresponda.

El objeto de los "CUADERNOS DE INVESTIGACION" es, por tanto, mantener informados y al día a Centros de todo el mundo relacionados con la construcción. Por ello, la distribución de los Cuadernos se realizará con carácter gratuito y no a título personal, sino entre los Organismos que puedan resultar interesados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

457-8-31

ensayo y análisis de una pieza circular de hormigón armado

J. MARTINEZ CALZON, Ing. de Caminos,
con la colaboración de
J. VARGAS, Ing. Civil (Perú)

1. introducción

El Instituto Eduardo Torroja, con la colaboración del Instituto de Cultura Hispánica, viene desarrollando, cada dos años, unos cursos para postgraduados hispanoamericanos en Ingeniería Civil o Arquitectura. En estos cursos CEMCO (Curso de Estudios Mayores de la Construcción) se trata, fundamentalmente, de las técnicas modernas para el proyecto, cálculo y construcción de las estructuras de hormigón armado y hormigón pretensado.

Uno de los trabajos realizados dentro del CEMCO-66 consistió en el estudio teórico y experimental de una pieza anular en voladizo, de hormigón armado, sometida a la acción de una carga puntual. La pieza se encontraba así sometida a una solicitación de flexión y torsión combinadas. Se quería que este trabajo sirviese también como práctica de cálculo manual y electrónico.

Las características de la pieza y la disposición del ensayo, algo artificioso pero justificado dados los fines a que iba destinado, son las que se indican en la figura 1.

2. trabajos realizados

Los participantes en el curso realizaron los siguientes trabajos:

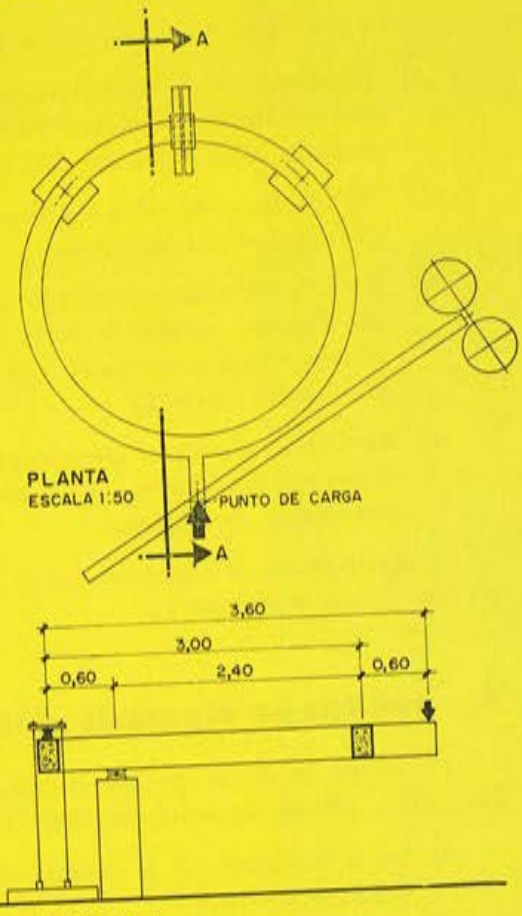


Fig. 1.—Disposición del ensayo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1) Elección de las dimensiones aproximadas de la pieza, en función de la capacidad de los medios de transporte y de los dispositivos de carga con que cuenta la Nave de Ensayos.

2) Cálculo de las armaduras longitudinales y transversales, una vez definidas las dimensiones de la pieza.

3) Trazado del plano de colocación de los aparatos de medida, considerando la disposición más adecuada para obtener los valores necesarios para el posterior estudio de los mecanismos resistentes de la pieza.

4) Colaboración en la preparación de las armaduras y en la fabricación de la viga circular y de una viga testigo, rectilínea, de idéntica sección transversal.

5) Participación en el ensayo, registrando los sucesivos valores leídos en los diferentes aparatos de medida.

6) Análisis de los resultados obtenidos.

7) Obtención de las conclusiones del ensayo.

3. estudios previos en el ensayo

A lo largo del ensayo se pretendía realizar los siguientes estudios:

1) Comparación de los resultados teóricos obtenidos, en hipótesis elástica, mediante el cálculo analítico con los valores proporcionados por el cálculo realizado con el ordenador electrónico del Instituto.

2) Comparación de estos resultados con los obtenidos en el ensayo en las fases iniciales, que pueden ser asimiladas a un estado elástico.

3) Estudio del comportamiento anelástico de la pieza y del proceso de fisuración en las dos mitades simétricas de la misma, que fueron armadas en forma distinta; una de ellas con cercos verticales, y la otra con una espiral complementada por estribos para el esfuerzo cortante.

4) Obtención analítica, aproximada, del proceso de plastificación de secciones y redistribución de esfuerzos, y su comparación con los mecanismos resistentes deducidos del ensayo de la pieza.

A continuación se ofrece un breve resumen de estos estudios, con indicación de la forma en que fueron realizados.

4. análisis en hipótesis elástica

El cálculo analítico fue desarrollado en la forma usual para una pieza internamente hiperestática, con las siguientes hipótesis simplificativas:

a) en la expresión de la energía elástica se despreciaron las deformaciones debidas al esfuerzo cortante;

b) el momento de inercia y el módulo de torsión considerados fueron los de la sección bruta de hormigón;

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

c) los módulos de elasticidad y rigidez se obtuvieron, a partir de los valores de la resistencia del hormigón, aplicando la fórmula de la Instrucción H.A.61. Como módulo de Poisson se adoptó el valor $\nu = 0{,}15$.

Debe tenerse en cuenta que, por ser la pieza exteriormente isostática, las reacciones en los apoyos se obtienen directamente a partir de las condiciones de equilibrio.

La figura 2 esquematiza un corte de la viga por la sección A. Se supone que en cada una de las caras del corte actúan los valores M_{tA} y M_{fA} de los momentos torsores y flectores, así como la fuerza $P/2$.

El valor de M_{tA} se obtiene inmediatamente a partir de las condiciones de equilibrio de la ménsula recta, y el de M_{fA} es la incógnita hiperestática que se considera.

En esta pieza, hecha internamente isostática por el corte, puede obtenerse la expresión de la energía elástica y establecerse la ecuación hiperestática resultante de igualar a cero el movimiento correlativo de la incógnita tomada; en este caso, el giro longitudinal entre las dos caras del corte.

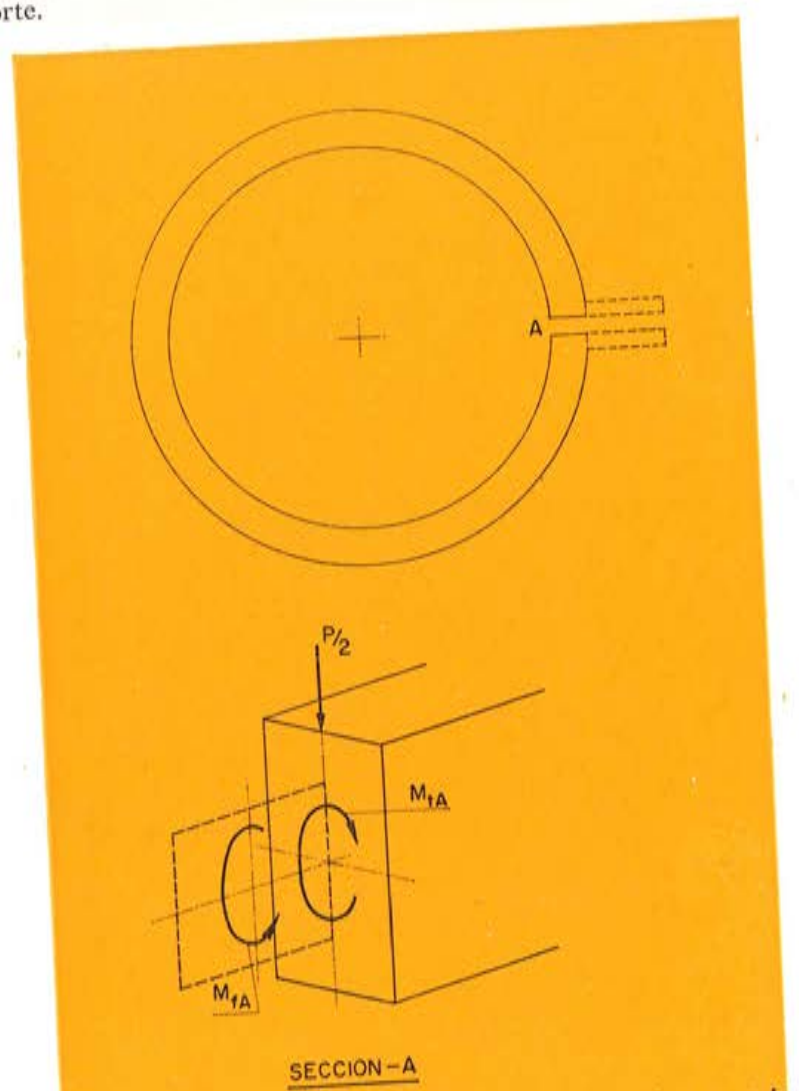


Fig. 2.—Esfuerzos en la sección de corte

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Es decir:

$$\omega_A = \int_{ed}^{ef} M_f \frac{\partial M_f}{\partial M_{fA}} \frac{ds}{EI} + \int_{ed}^{ef} M_t \frac{\partial M_t}{\partial M_{fA}} \frac{ds}{GI_t} = 0 \qquad [1]$$

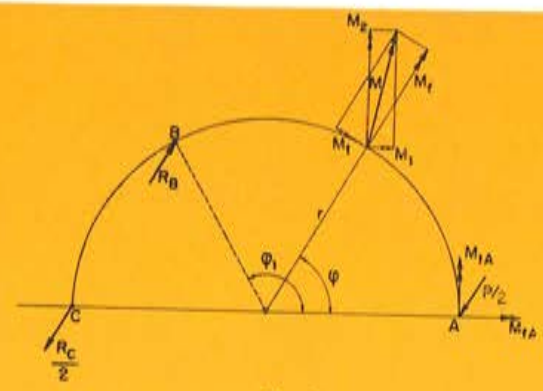


Fig. 3

Para el caso de una fuerza puntual $P/2$ actuando en el punto A (fig. 3), y no considerando el peso propio, se obtienen las expresiones siguientes de M_f y M_t:

Entre 0 y φ_1:

$$M_1 = M_{fA} + \frac{P}{2} r \operatorname{sen} \varphi,$$

$$M_2 = M_{tA} + \frac{P}{2} r (1 - \cos \varphi),$$

$$M_f = M_1 \cos \varphi + M_2 \operatorname{sen} \varphi = M_{fA} \cos \varphi + \left(M_{tA} + \frac{Pr}{2}\right) \operatorname{sen} \varphi,$$

$$M_t = M_2 \cos \varphi - M_1 \operatorname{sen} \varphi = M_{tA} \cos \varphi - M_{fA} \operatorname{sen} \varphi - \frac{P}{2} r (1 - \cos \varphi);$$

y entre φ_1 y π:

$$M_f = M_{fA} \cos \varphi + \left(M_{tA} + \frac{Pr}{2}\right) \operatorname{sen} \varphi + R_B r \operatorname{sen} (\varphi_1 - \varphi),$$

$$M_t = M_{tA} \cos \varphi - M_{fA} \operatorname{sen} \varphi - \frac{Pr}{2} (1 - \cos \varphi) + R_B r \left[1 - \cos (\varphi_1 - \varphi)\right];$$

cumpliéndose a lo largo de toda la pieza:

$$\frac{\partial M_f}{\partial M_{fA}} = \cos \varphi, \quad \text{y} \quad \frac{\partial M_t}{\partial M_{fA}} = - \operatorname{sen} \varphi.$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación hiperestática [1], y teniendo en cuenta que, por simetría, puede reducirse el estudio al intervalo $(0, \pi)$, se llega a la expresión:

$$\int_0^{\pi} \left[M_{fA} \cos^2 \varphi + \left(\frac{Pr}{2} + M_{tA}\right) \operatorname{sen} \varphi \cos \varphi\right] \frac{d\varphi}{EI} + \int_{\varphi_1}^{\pi} R_B r \operatorname{sen} (\varphi_1 - \varphi) \cos \varphi \frac{d\varphi}{EI} -$$

$$- \int_0^{\pi} \left[M_{tA} \cos \varphi \operatorname{sen} \varphi + M_{fA} \operatorname{sen}^2 \varphi + \frac{Pr}{2} (1 - \cos \varphi) \operatorname{sen} \varphi\right] \frac{d\varphi}{GI_t} -$$

$$- \int_{\varphi_1}^{\pi} R_B r \left[1 - \cos (\varphi_1 - \varphi)\right] \operatorname{sen} \varphi \frac{d\varphi}{GI_t} = 0.$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Y dando los valores particulares

$$\varphi_1 = 126^\circ\ 52' = 2{,}214 \text{ rad} \quad , \quad M_{tA} = 0{,}6\ \frac{P}{2} = 0{,}3P,$$

$$P = 1\,t \quad , \quad r = 1{,}5\,m \quad , \quad R_B = 3\,t \quad ,$$

$$E = 300.000 \text{ kg/cm}^2 \quad , \quad G = 130.435 \text{ kg/cm}^2,$$

$$I = 82.177 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_t = 84.479 \text{ cm}^4,$$

la ecuación hiperestática se reduce a:

$$5{,}085\ M_{fA'} + 4{,}734 = 0,$$

de donde:

$$M_{fA} = -0{,}931\ m \cdot t,$$

que, teniendo en cuenta los signos considerados, significa momento flector positivo, con el criterio de tracciones en fibra inferior.

Con este valor y el de M_{tA} se pueden obtener los esfuerzos en cualquier sección de la pieza.

Así, en las secciones de los apayos, B, los valores que se obtienen son:

$$M_{fB} = 1{,}398\ m \cdot t,$$

$$M_{tB} = 0{,}635\ m \cdot t.$$

En la sección de anclaje, C:

$$M_{fC} = 2{,}669\ m \cdot t,$$

$$M_{tC} = 0.$$

Y en la sección de carga A, los anteriormente calculados:

$$M_{tA} = 0{,}3\ m \cdot t,$$

$$M_{fA} = 0{,}931\ m \cdot t.$$

Por otra parte, mediante el computador, fue estudiada la pieza supuesta, formada por una poligonal de barras prismáticas, de sección transversal idéntica a la del anillo (fig. 4).

Los resultados de este cálculo figuran en el cuadro N.º 1.

En las secciones A, B y C, los valores son:

$$M_{fA} = 0{,}896 \quad , \quad M_{fB} = 1{,}416 \quad , \quad M_{fC} = 2{,}656,$$

$$M_{tA} = 0{,}390 \quad , \quad M_{tB} = 0{,}596 \quad , \quad M_{tC} = 0{,}264.$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Puede apreciarse que los valores coinciden prácticamente con los calculados por el método analítico. Las mayores diferencias corresponden a los valores de M_{tA} y M_{tc}, debido a la geometría de la pieza considerada en el cálculo electrónico.

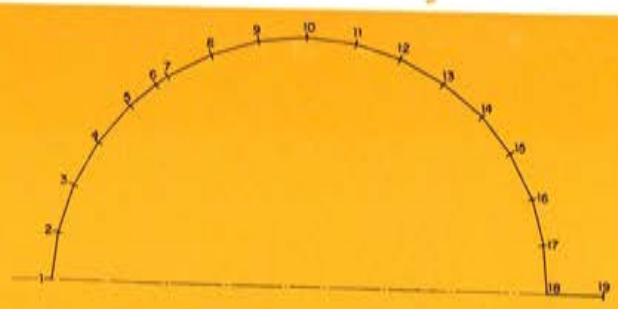


Fig. 4.—Esquema de la estructura estudiada en el ordenador

Un estudio realizado en el ordenador, con doble número de barras, proporcionó valores más cercanos a los analíticos, $M_{tc} = 0{,}131$ y $M_{tA} = 0{,}345$, lo que confirma lo expuesto.

En el cuadro N.º 2 se exponen los resultados del cálculo electrónico, en la misma pieza del esquema de la figura 4, para la solicitación de peso propio ($\gamma = 2{,}4$ t/m³).

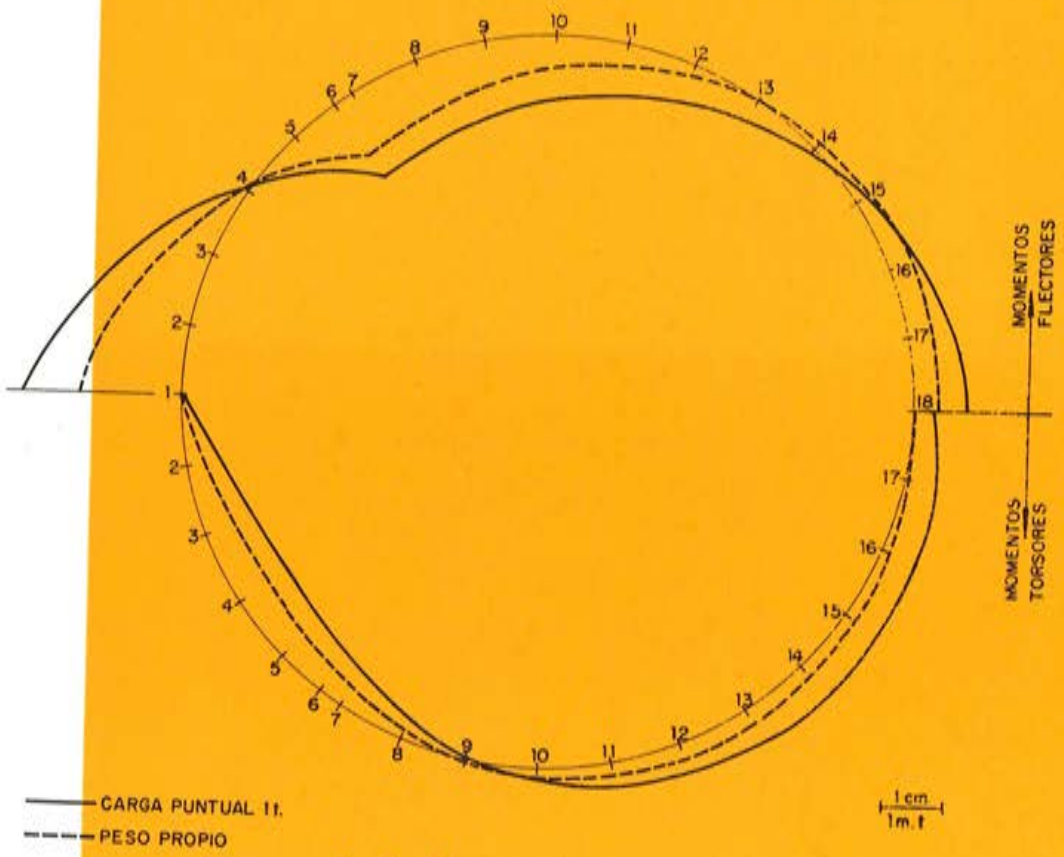


Fig. 5.—Diagramas de momentos elásticos

La figura 5 muestra los diagramas de las leyes de momentos flectores y torsores, en las dos hipótesis de carga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

5. descripción del ensayo

La pieza fue construida, sobre una plataforma horizontal, utilizando un encofrado de madera (fig. 6). La zona circular se dividió en el número de partes necesario para garantizar la suficiente aproximación de sus dimensiones a las teóricas del ensayo.

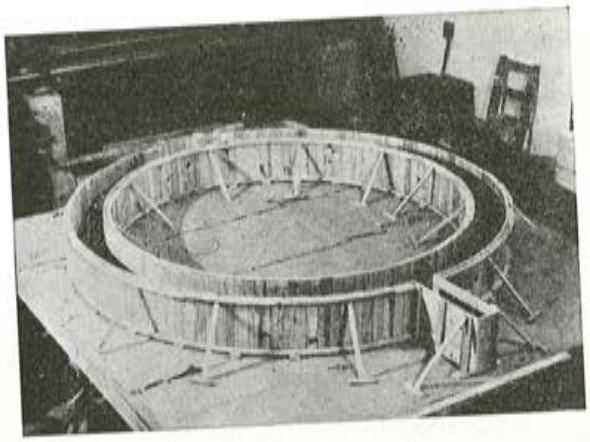


Fig. 6

La armadura, construida totalmente con anterioridad (fig. 7), y provista de las correspondientes bandas extensométricas de medida, fue introducida en el molde (fig. 8), procediéndose luego al hormigonado del anillo y a su compactación mediante vibrador de aguja. Junto con la pieza, fueron fabricadas una viga testigo (fig. 9) y doce probetas cilíndricas de 15 × × 30 cm, que fueron conservadas en idénticas condiciones que la viga circular.

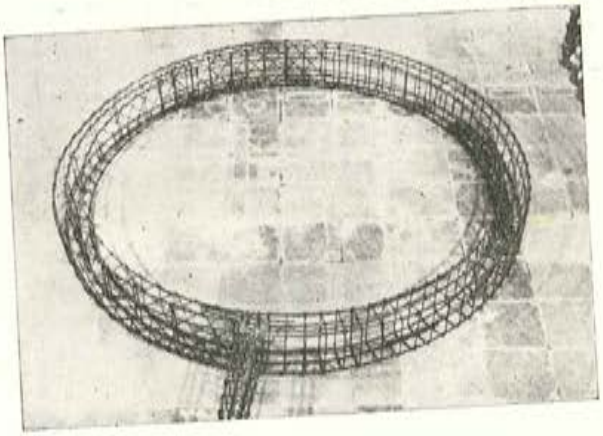


Fig. 7

Al cabo de 26 días se procedió a la lectura de las bandas extensométricas embebidas en la pieza (fase **0**) y, seguidamente, al transporte de la misma (fig. 10) hasta el lugar del ensayo. Una vez colocada la viga (fase P), se hizo una nueva lectura de las bandas; como el intervalo entre estas dos lecturas fue muy breve, puede suponerse que, durante él, no variaron ni la temperatura ni la humedad de la pieza, y que, por tanto, las diferencias entre estas lecturas se deben únicamente a la solicitación de peso propio.

A continuación, se colocaron los restantes aparatos de medida, con lo cual la viga quedó preparada para el ensayo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La disposición de los diversos aparatos de medida utilizados se indica en los croquis de las figuras 11, 12 y 13, habiéndose colocado en total:

8 clinómetros, para controlar los giros de la pieza en diversos puntos;

19 flexímetros, para obtención de las flechas a lo largo de la directriz;

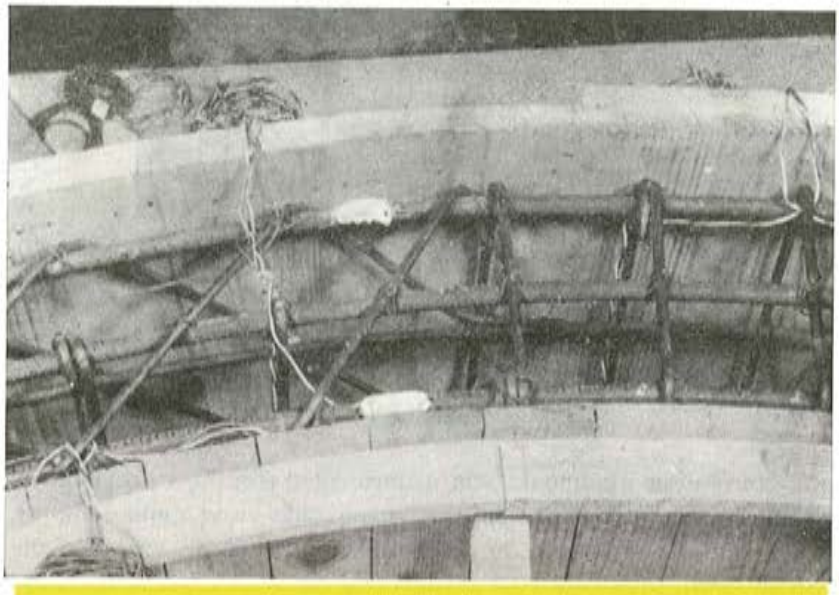


Fig. 8

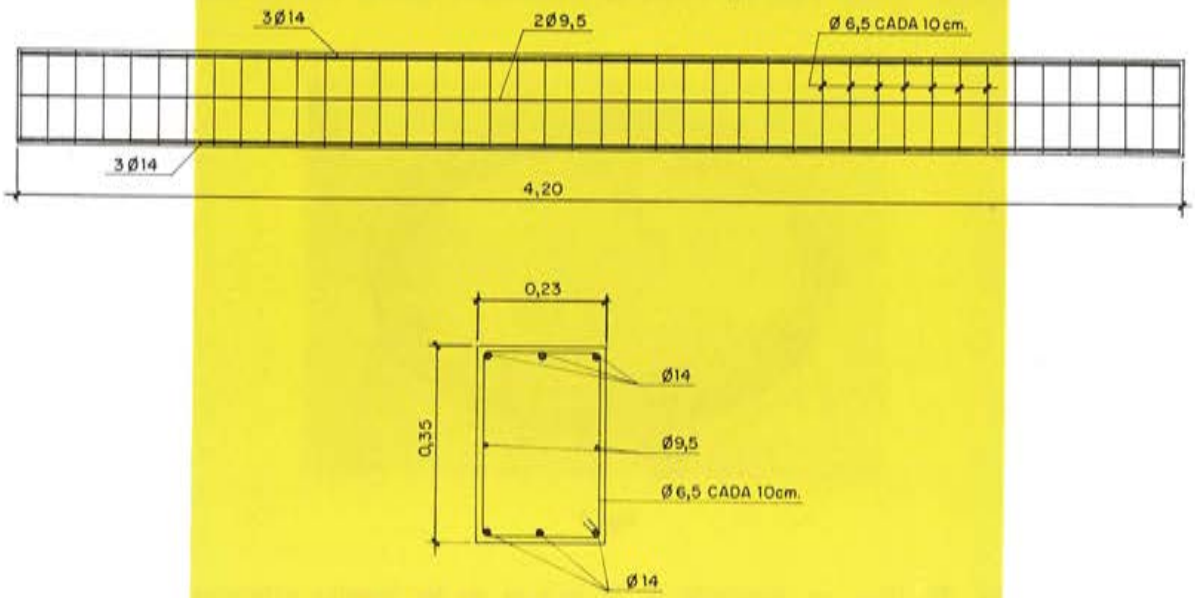


Fig. 9.—Características de la viga testigo

64 bandas extensométricas, para medida de deformaciones, en base pequeña, de los dos materiales: hormigón y armaduras;

90 bases de elongámetro, para controlar la deformación, en base grande, de la zona central principal de la pieza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

En las figuras 14, 15 y 16 puede apreciarse el aspecto general del ensayo y la disposición de aparatos.

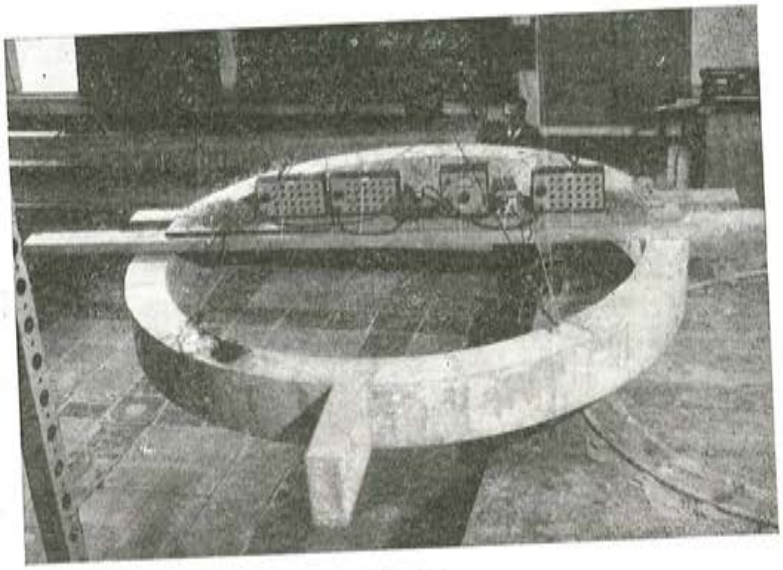


Fig. 10

La carga fue proporcionada por una palanca y bidones con agua, previamente tarados, que aseguraban el mantenimiento de esta carga durante el período de lectura.

Las cargas se iban aumentando por incrementos porcentuales del valor de la carga de rotura supuesta. Cada carga se mantenía aplicada el intervalo necesario para efectuar las lecturas de los diferentes aparatos.

Las fases de carga fueron las siguientes:

Fase	*Carga puntual (kg)*	*% de la carga de rotura*
0	0	0
P	(Peso propio)	—
1	270	9,3
2	560	19,4
3	800	27,7
4	1.350	46,7
5	1.900	65,7
6	2.450	84,8
7	2.890 Rotura	100

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

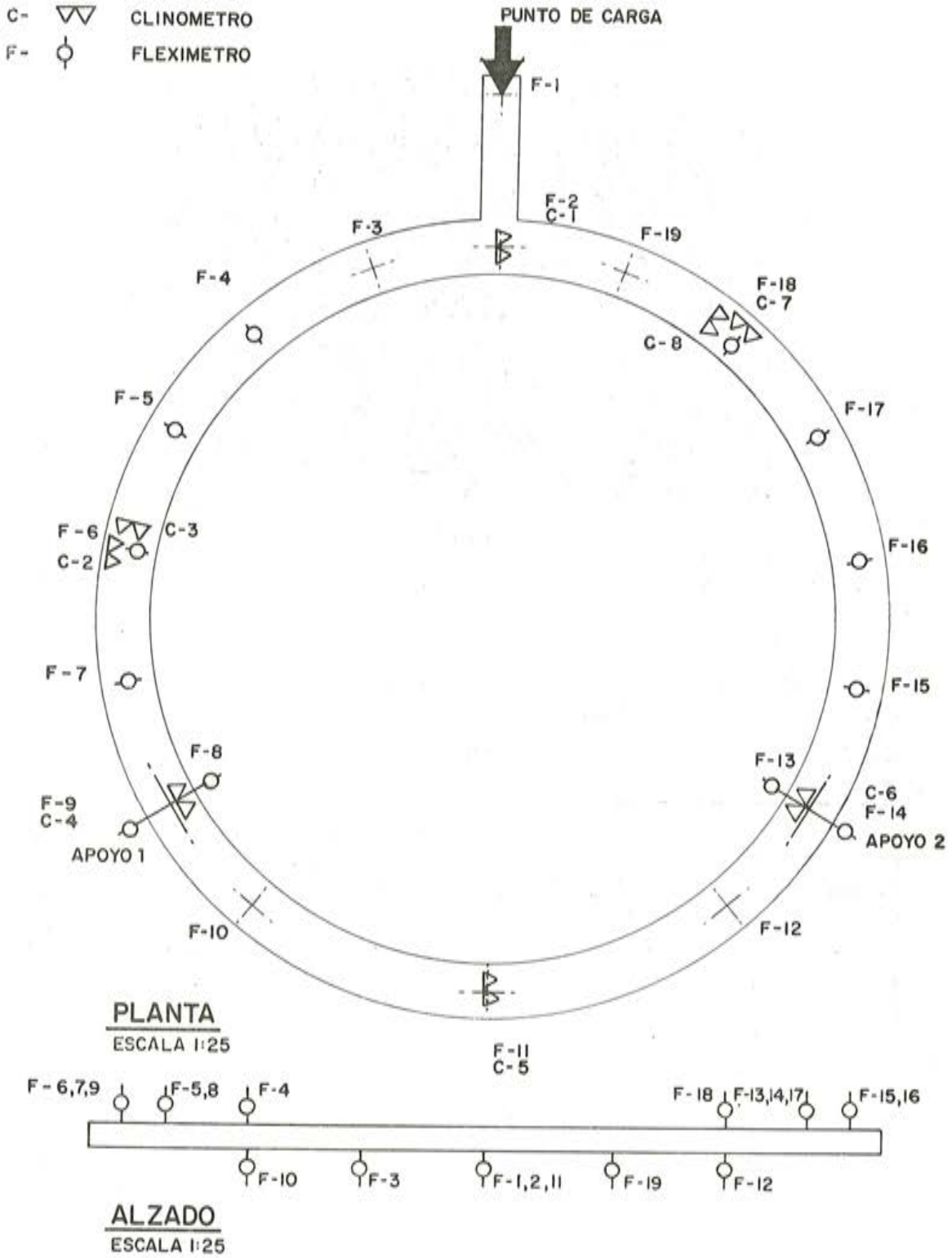


Fig. 11.—Disposición de aparatos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

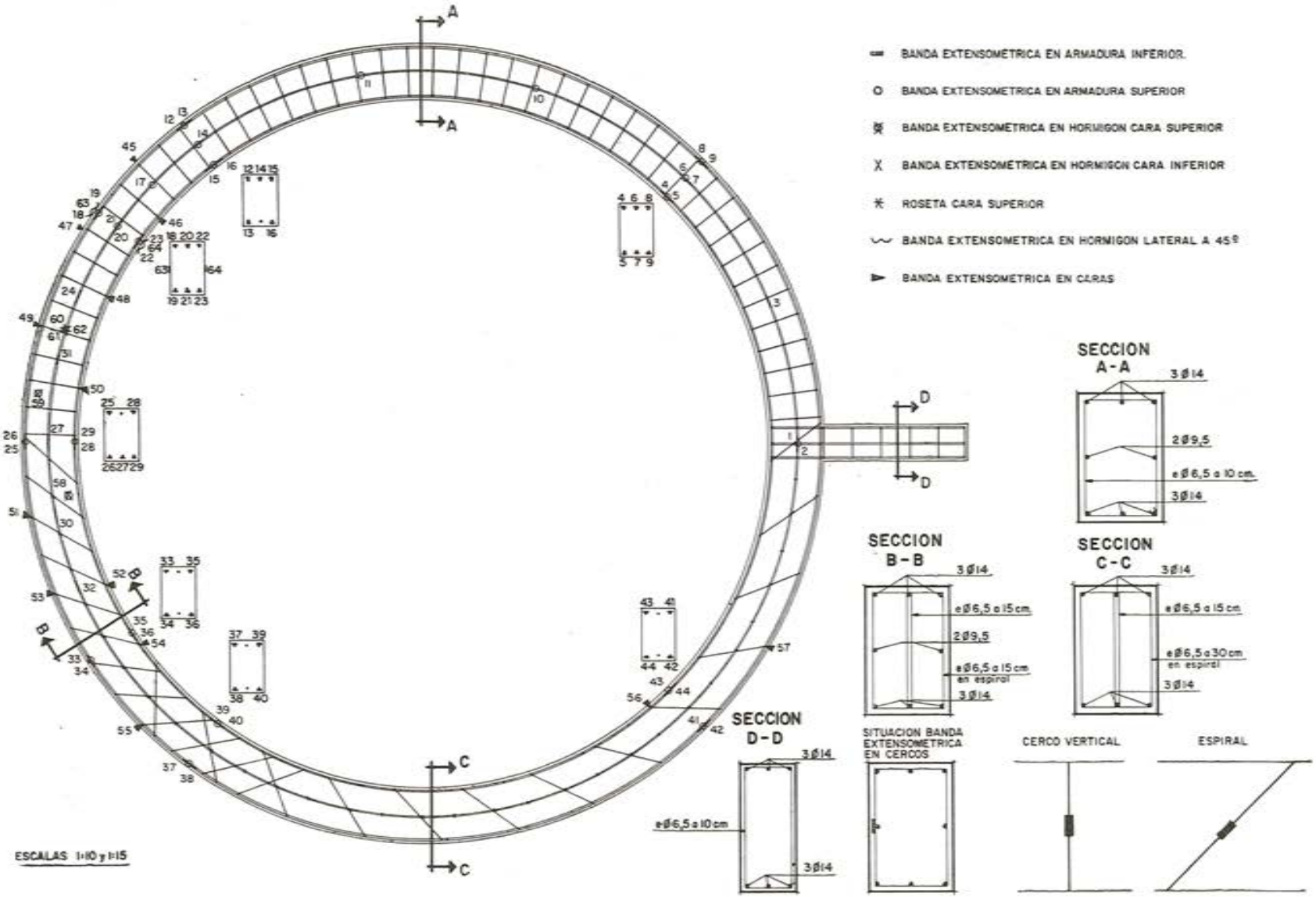


Fig. 12.—Disposición de armaduras y bandas extensométricas

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

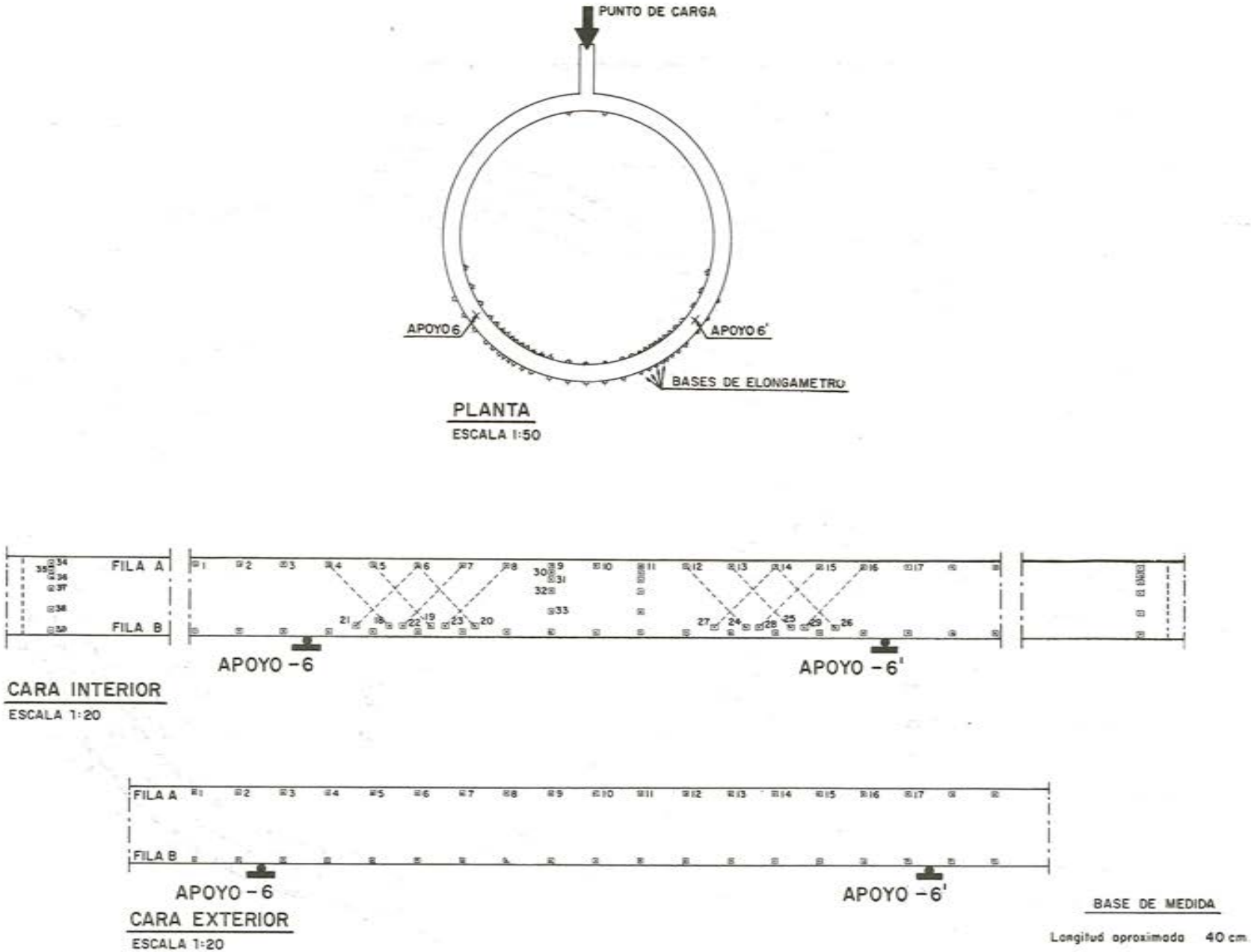


Fig. 13.—Disposición de bases de elongámetro

Al alcanzarse el valor de 2,89 t, la flecha en el extremo creció de tal forma que el dispositivo de aplicación de la carga llegó a tocar el suelo, considerándose entonces terminado el ensayo, y a esta carga como la de rotura real de la pieza. En la figura 17 puede apreciarse el estado de la pieza en dicha fase, y en la figura 18, un detalle de la rotura.

Fig. 14

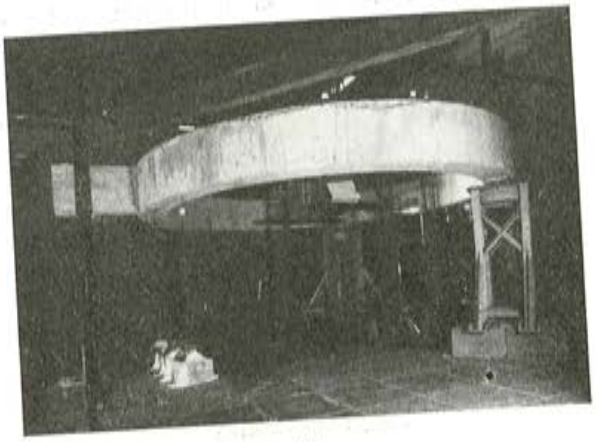


Fig. 15

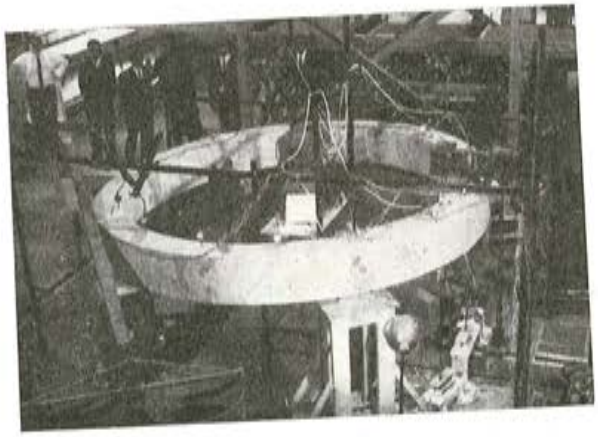


Fig. 16

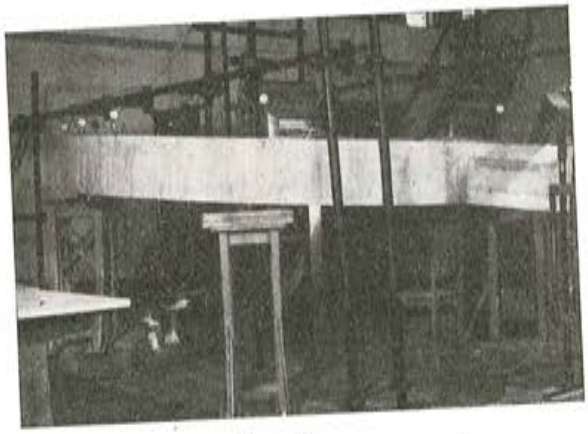


Fig. 17

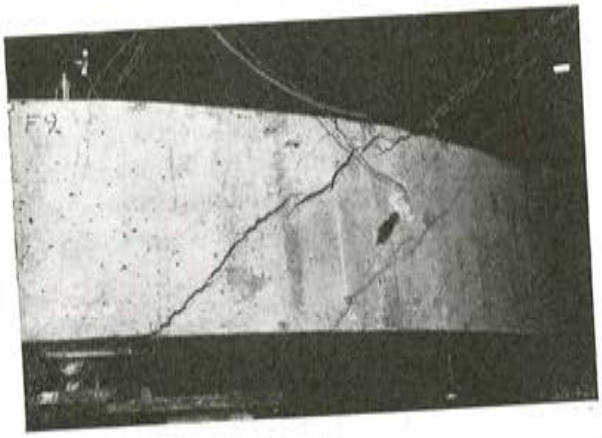


Fig. 18

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

6. resultados obtenidos

características de los materiales

Hormigón:

— resistencia de probetas rotas a compresión a los 63 días de edad:

358; 356; 379; 366; 369; 374; 377; 354; 380; 359; 370, y 344 kg/cm²;

— resistencia media ... ... 365,5 kg/cm²;

— resistencia característica ... ... 356,2 kg/cm²;

— dispersión (desviación media cuadrática) ... ... 11,4 kg/cm².

Acero:

Resultados deducidos del ensayo a tracción de cuatro probetas:

— límite elástico aparente ... ... 4.587 kg/cm²;

— carga de rotura ... ... 6.451 kg/cm²;

— alargamiento en rotura ... ... 19,5 %.

Flexímetros - Ver cuadro N.º 3.

Clinómetros - Ver cuadro N.º 4.

Bandas extensométricas - Ver cuadro N.º 5.

Bases de elongámetro - Ver cuadro N.º 6.

7. comparación de resultados teóricos y prácticos en las fases iniciales del ensayo

La aparición de las primeras fisuras se verificó en la fase **2**, por lo cual, en principio, puede suponerse extendido el período elástico real a las fases **P** (peso propio) y **1**, aun cuando la débil fisuración observada en la fase **2**, permita extender también alguna de las consideraciones a esta fase.

fase de peso propio

Las únicas lecturas realizadas —las demás no ofrecen garantía al tener que trasladar de lugar la pieza— fueron las correspondientes a las bandas extensométricas. Permiten comparar los valores de las deformaciones reales con los valores teóricos deducidos a partir de los esfuerzos dados por el cálculo electrónico y las características ideales de la sección transversal de la pieza.

Los valores son bastante concordantes (con excepción de resultados aislados), especialmente en las secciones sometidas a solicitaciones simples de momentos flectores y torsores (por anularse en las mismas el otro esfuerzo), como puede apreciarse en la figura 19, en la cual se comparan las deformaciones medidas en las armaduras (media de las dos o tres bandas situadas en cada una de las secciones medidas) con las deformaciones teóricas de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

las mismas, considerando la flexión únicamente y tomando para el hormigón un módulo de elasticidad, tanto en compresión como en tracción, $E_b = 300.000$ kg/cm².

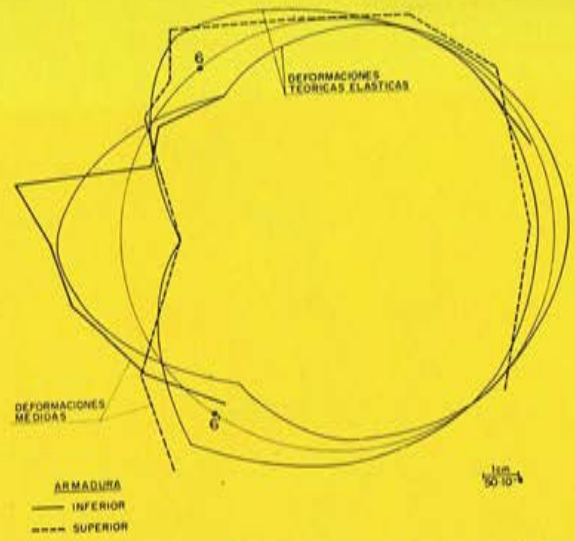


Fig. 19.—Deformaciones de las armaduras superior e inferior (fase peso propio)

Puede apreciarse que, en los puntos de momento flector teórico nulo, las dos armaduras se encuentran en tracción. Ello se debe a las tensiones que el efecto de torsión introduce en estas armaduras.

Fase 1

Se observa que las deformaciones medidas por las bandas extensométricas en ambas armaduras (fig. 20), se hallan desplazadas —en comparación con los valores teóricos, debidos a la flexión solamente— hacia la zona de tracciones. La causa es la misma antes indicada: la solicitación de torsión que tiende a poner en tracción estas armaduras.

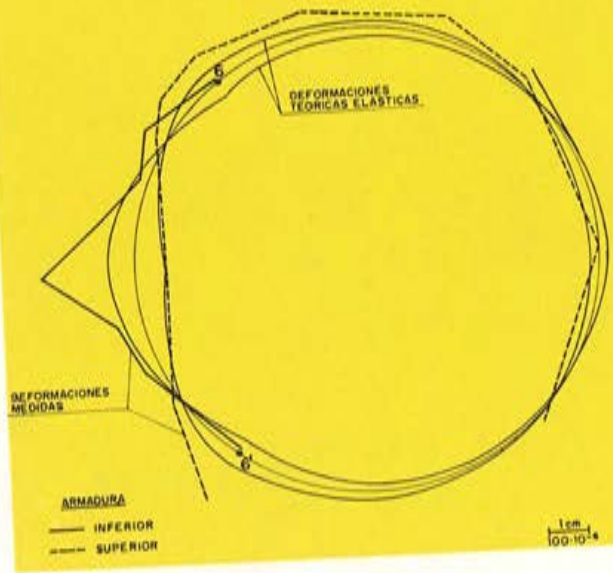


Fig. 20.—Deformaciones de las armaduras superior e inferior (fase 1)

Las medidas de los elongámetros son todavía, en esta fase, muy pequeñas y los errores pueden tener una influencia apreciable; no obstante, puede observarse también el desplazamiento antes citado (fig. 21).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La comprobación de movimientos sólo pudo realizarse parcialmente, debido a que el flexímetro N.º 11, situado bajo la sección 1, no funcionó y, por tanto, no son conocidos los ascensos de dicha sección causados por el alargamiento de los tirantes del apoyo y el ajuste de placas y elementos de reparto.

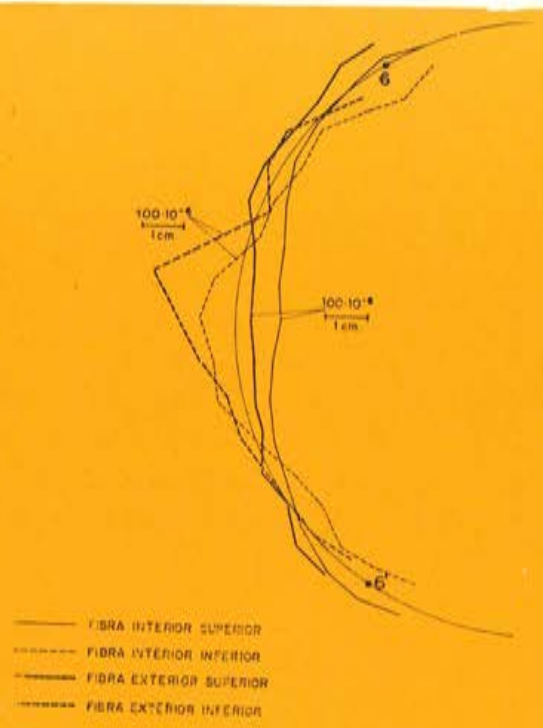


Fig. 21.—Deformaciones zona central (Elongámetro) (fase 1)

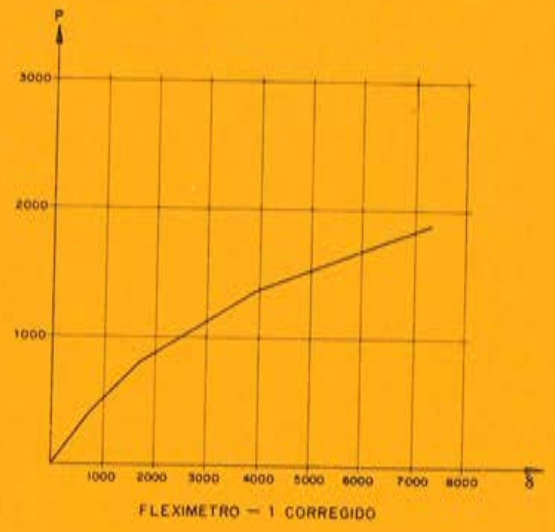


Fig. 22.—Ley de cargas-flechas en el punto de carga

Unicamente puede efectuarse una comprobación aproximada suponiendo que el valor del flexímetro N.º 3 sea, aproximadamente, igual al teórico, con lo cual la ley de flechas puede ser ajustada. De esta forma ha sido obtenida la curva carga-flechas en el punto de carga que se indica en la figura 22.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

No fue observada fisuración alguna; sin embargo, en la sección 1, la barra exterior inferior alcanza una deformación que indica que en esta zona debió existir una fisuración local de pequeño espesor.

Fase 2

Aun cuando en esta fase la fisuración ya fue visible, alcanzando un espesor máximo, en la zona de la sección 1, de 0,1 mm, se comparan aún las deformaciones teóricas en hipótesis elástica, con las medidas en el ensayo. Se aprecia buena concordancia (fig. 23) en las zonas no fisuradas (secciones 7 a 18), lo cual indica que la redistribución de esfuerzos motivada por la fisuración —con su consiguiente variación de la inercia en algunas zonas— no es apreciable todavía.

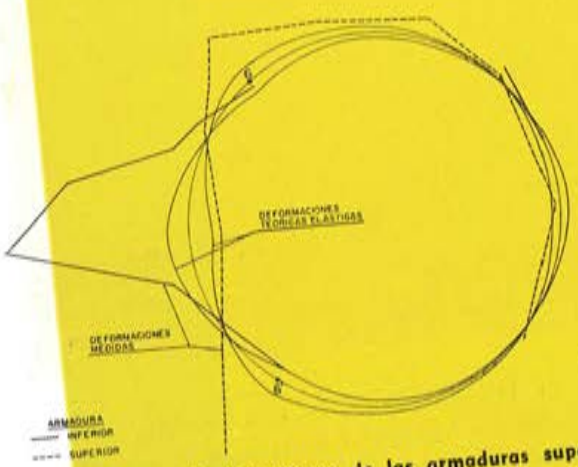


Fig. 23.—Deformaciones de las armaduras superior e inferior (fase 2)

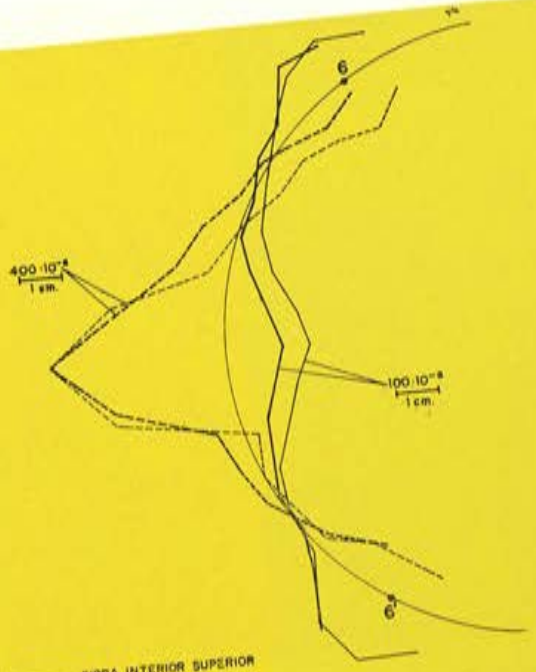


Fig. 24.—Deformaciones zona central (Elongámetro) (fase 2)

En las zonas fisuradas, la deformación de las armaduras en tracción es notablemente superior al valor teórico. La deformación de las armaduras en compresión concuerda bien con la teórica aunque, lógicamente, da valores mayores.

Los elongámetros revelan idéntico proceso (fig. 24), aun cuando, por ser la base de medida 40 cm, se reduce la intensidad del fenómeno. Así, puede observarse que las deformaciones del acero son mucho mayores, en la parte de tracción, que los valores dados por los elongámetros, no obstante ser menor su profundidad respecto a la fibra neutra.

El conjunto de valores de las deformaciones de las armaduras sigue señalando su desplazamiento hacia la zona de tracciones. Una explicación sería que, al no poderse realizar la continua alternancia de signo en las tensiones de las barras, tal y como lo exige el trabajo a torsión, el esquema resistente de la pieza se desdobla en dos partes más o menos independientes; por un lado, las armaduras longitudinales en tracción (junto con las transversales) y, por otro, las fajas helicoidales de hormigón en compresión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Las flechas continúan también mostrando una variación semejante (fig. 22), si bien, como ya se ha indicado, solamente son valores relativos de comparación.

8. estudio del comportamiento anelástico (fases 3 a 7)

Las armaduras muestran una similitud cualitativa de sus deformaciones en las fases 3 y 4 (fig. 25) con las anteriores. En la fase 5 existe un cambio en la distribución de las tensiones en la armadura superior, retrocediendo el punto de tensión nula hacia el centro de la viga, lo cual puede estar motivado por una redistribución del trabajo de la pieza.

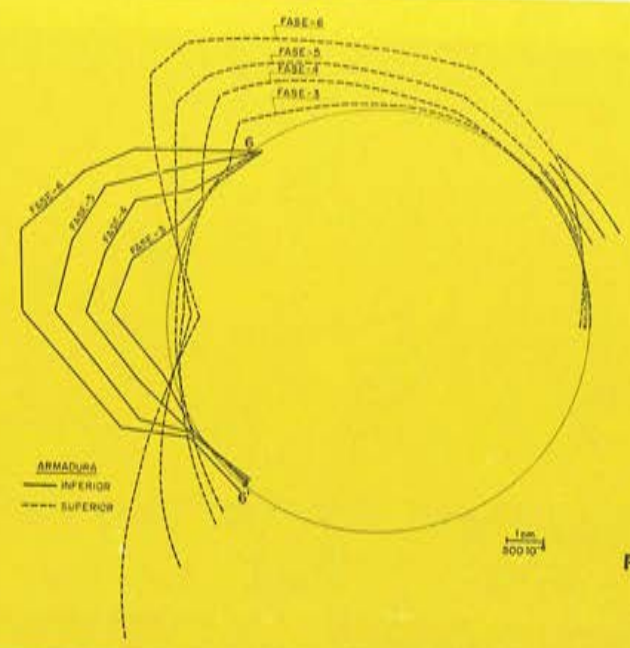


Fig. 25.—Deformaciones de las armaduras superior e inferior (fases 3 a 6)

Los valores medios de las deformaciones de las armaduras de una sección, no llegan a la deformación de fluencia hasta la fase 6 (apoyo 6') y fase 7 (secciones 1, 6 y 6'), aunque, en puntos aislados, las barras longitudinales alcanzan la deformación del límite elástico con anterioridad.

Próximas a los puntos de flexión teórica nula existen amplias zonas con deformaciones de tracción en las dos capas de armaduras, lo cual pone de manifiesto la importancia de la colaboración de la armadura longitudinal en la resistencia a torsión. En la zona de armadura transversal en espiral este efecto se halla más atenuado —secciones 4' y 14'—, lo cual refleja la participación de la espiral en la resistencia a esta solicitación.

Asimismo, este efecto hace que en la zona provista de cercos como armadura transversal, el punto de máximas tracciones en la armadura inferior se desplace de la sección 1, acercándose hacia el apoyo 6, debido a la suma de tracciones que en dicha armadura originan la flexión y la torsión combinadas.

Las deformaciones de las esquinas de la sección en la zona central entre apoyos, medidas con elongámetros, muestran una buena concordancia (figs. 26, 27, 28 y 29) con los valores medidos en las armaduras, si bien los gráficos son más amortiguados e irregulares,

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

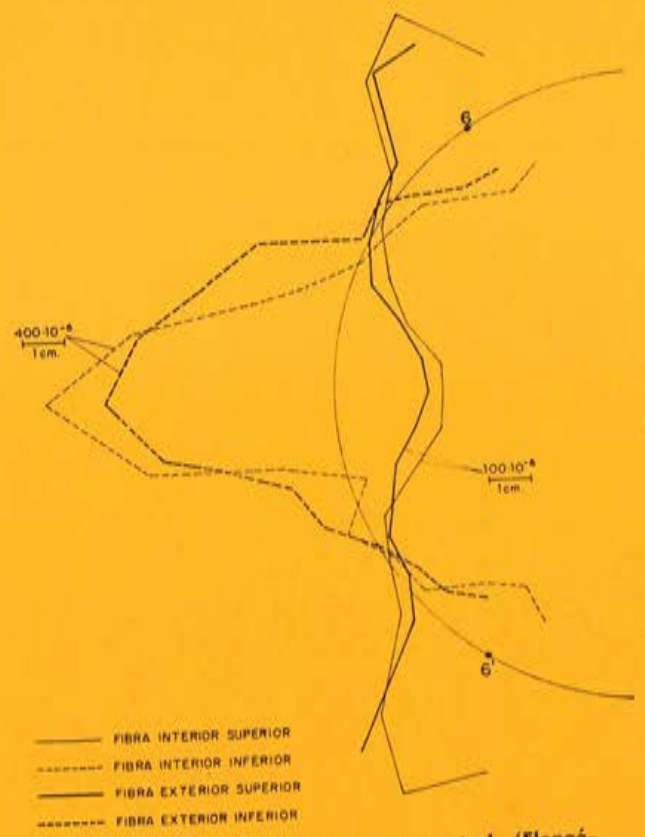


Fig. 26.—Deformaciones zona central (Elongámetro) (fase 3)

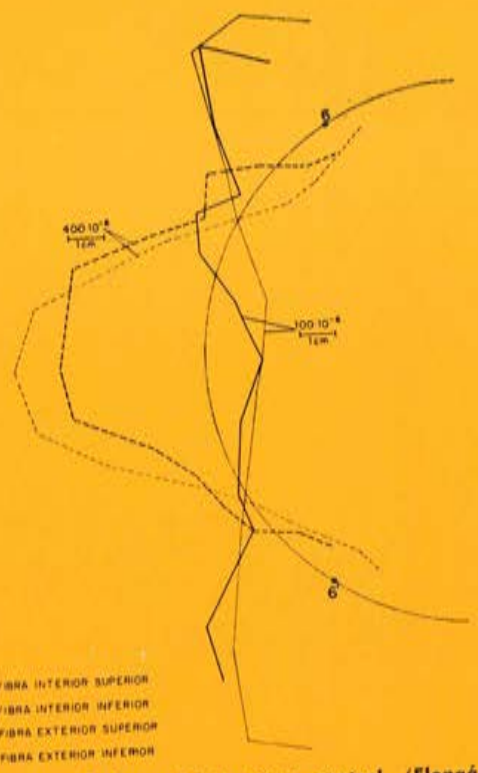


Fig. 27.—Deformaciones zona central (Elongámetro) (fase 4)

por ser la base de medida 40 cm y también por incluir, en las zonas de tracción, las fisuras y posibles deslizamientos entre acero y hormigón. Estos gráficos señalan también, en las fases **5** y **6**, el movimiento del punto de deformaciones nulas en la fibra superior.

En la figura 30 puede verse el proceso de la deformación de las secciones 1 y 18 (cara interior) a lo largo del ensayo.

La figura 31 presenta los diagramas carga-deformación media de armaduras en tracción, en las secciones 1 y 6, apreciándose un cambio de pendiente entre las fases **1** y **2** (fisuración) y entre las fases **5** y **6** (posible redistribución de esfuerzos).

9. comportamiento de las dos mitades del anillo armadas transversalmente por cercos o por espirales

La distribución de deformaciones en las armaduras transversales es prácticamente igual y de muy pequeño valor en las tres primeras fases del ensayo (fig. 32), tanto en la cara interior como exterior.

En la fase **4** se produce un gran incremento de algunos de los valores medidos, que coincide con la aparición de fisuras inclinadas (fig. 33) en la zona de momento flector nulo y torsor máximo; estas fisuras se presentan únicamente en la cara exterior, observación que se ve confirmada por mantenerse pequeñas las deformaciones en las ramas internas de la armadura tranversal (fig. 32).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

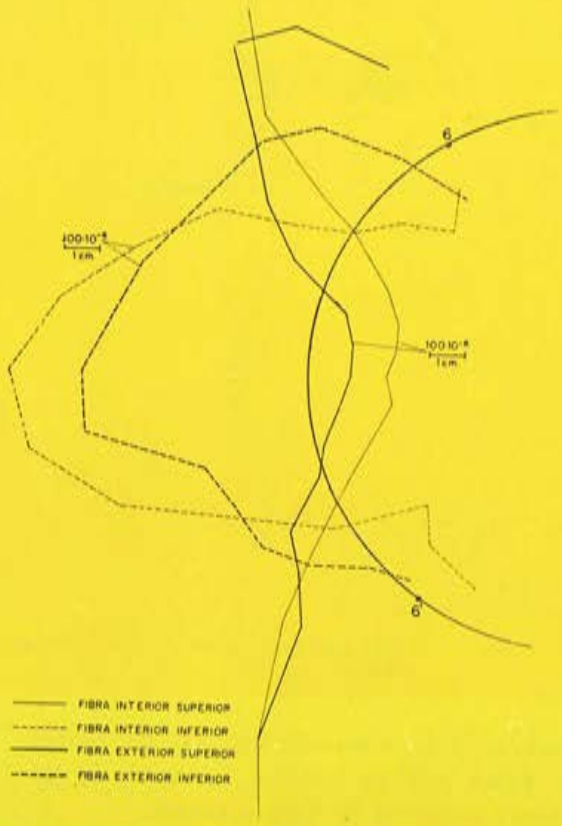


Fig. 28.—Deformaciones zona central (Elongámetro) (fase 5)

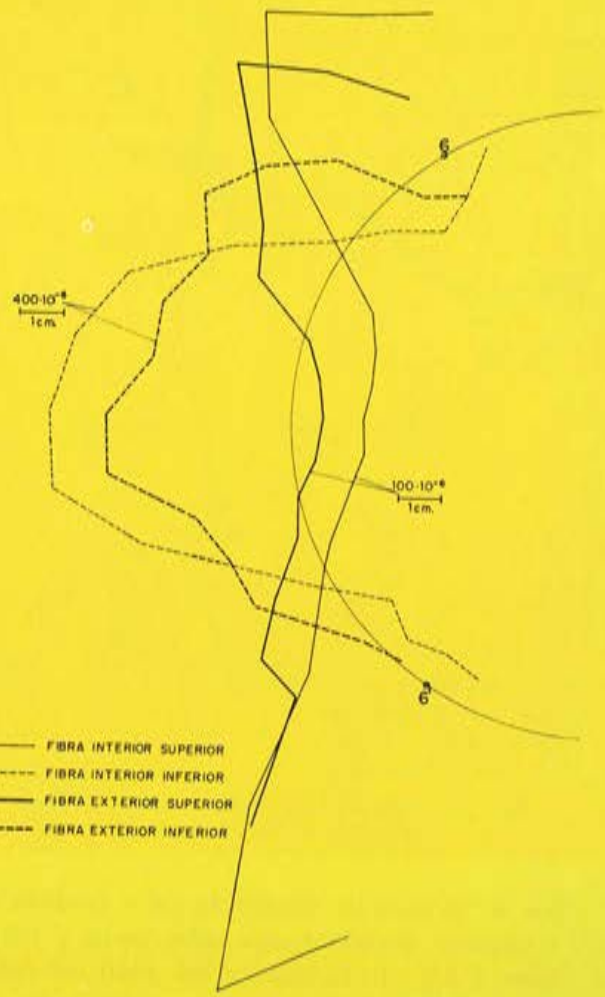


Fig. 29.—Deformaciones zona central (Elongámetro) (fase 6)

A partir de la fase **4**, las deformaciones en la cara exterior del anillo tienen aspecto similar en ambas mitades de la pieza, aun cuando son de mayor intensidad en la parte correspondiente a los cercos, alcanzándose inclusive la deformación de límite elástico.

Sin embargo, en la cara interior el comportamiento es muy diferente, debiendo destacarse lo siguiente:

— el pequeño valor de las deformaciones;

— en la zona de momento flector nulo (secciones 4 y 4'), en la parte correspondiente a los cercos, se miden deformaciones prácticamente nulas (inclusive acortamientos), mientras que en la parte de espirales las tracciones son algo más elevadas;

— en los apoyos sucede lo contrario, midiéndose en la zona de cercos tracciones relativamente elevadas, y en la zona de espirales, acortamientos muy pequeños.

La fisuración, durante todo el ensayo, ofreció intensidad superior en la zona de cercos, produciéndose la rotura práctica por una gran fisura inclinada, sobre el apoyo correspondiente a dicha zona (fig. 18).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

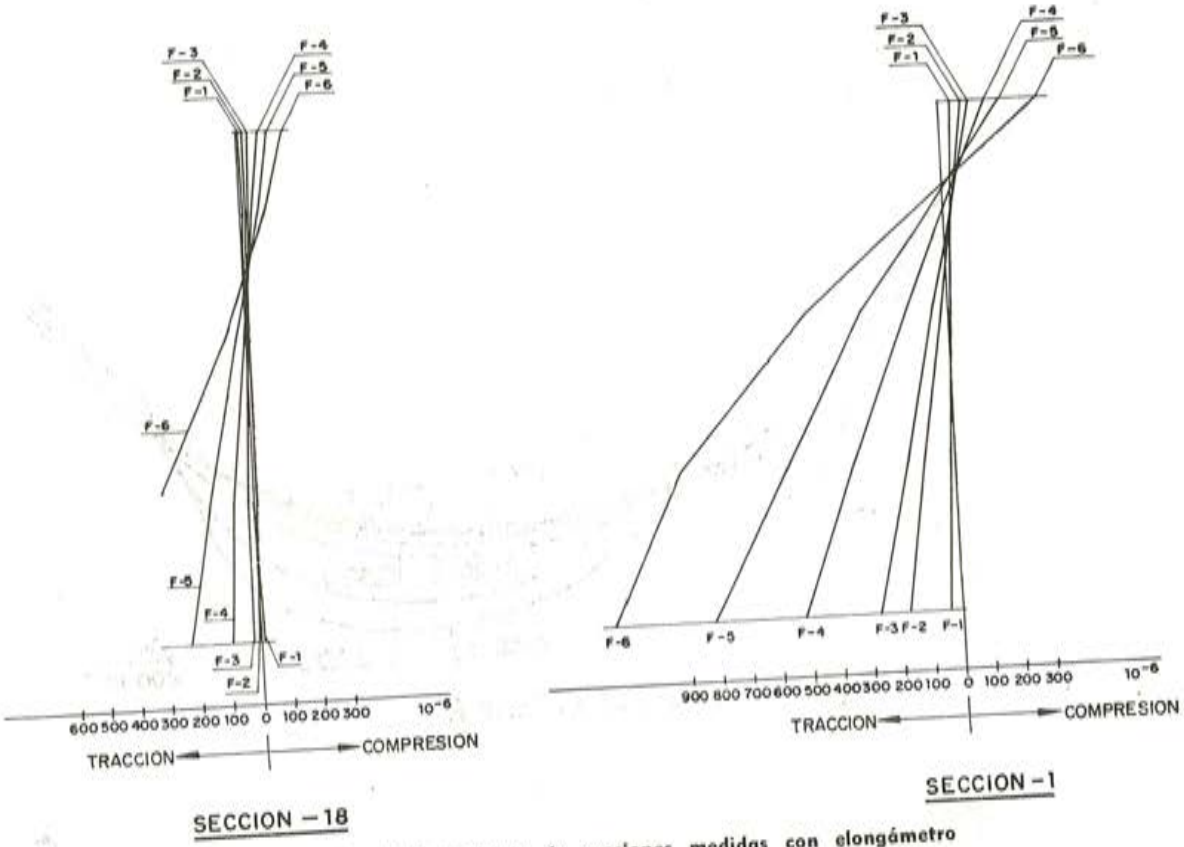


Fig. 30.—Deformaciones de secciones medidas con elongámetro

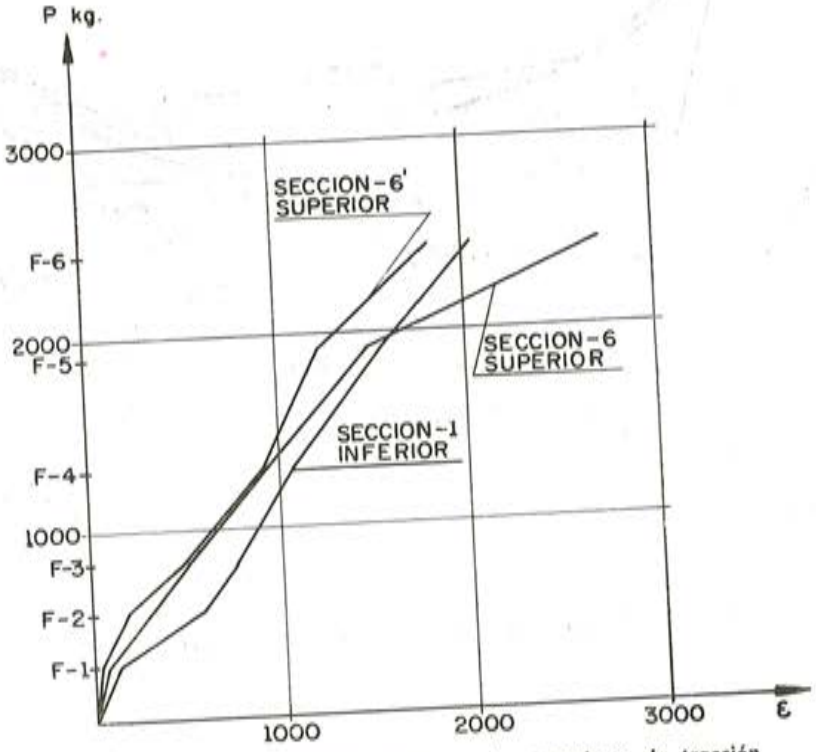


Fig. 31.—Deformaciones medias en las armaduras de tracción

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

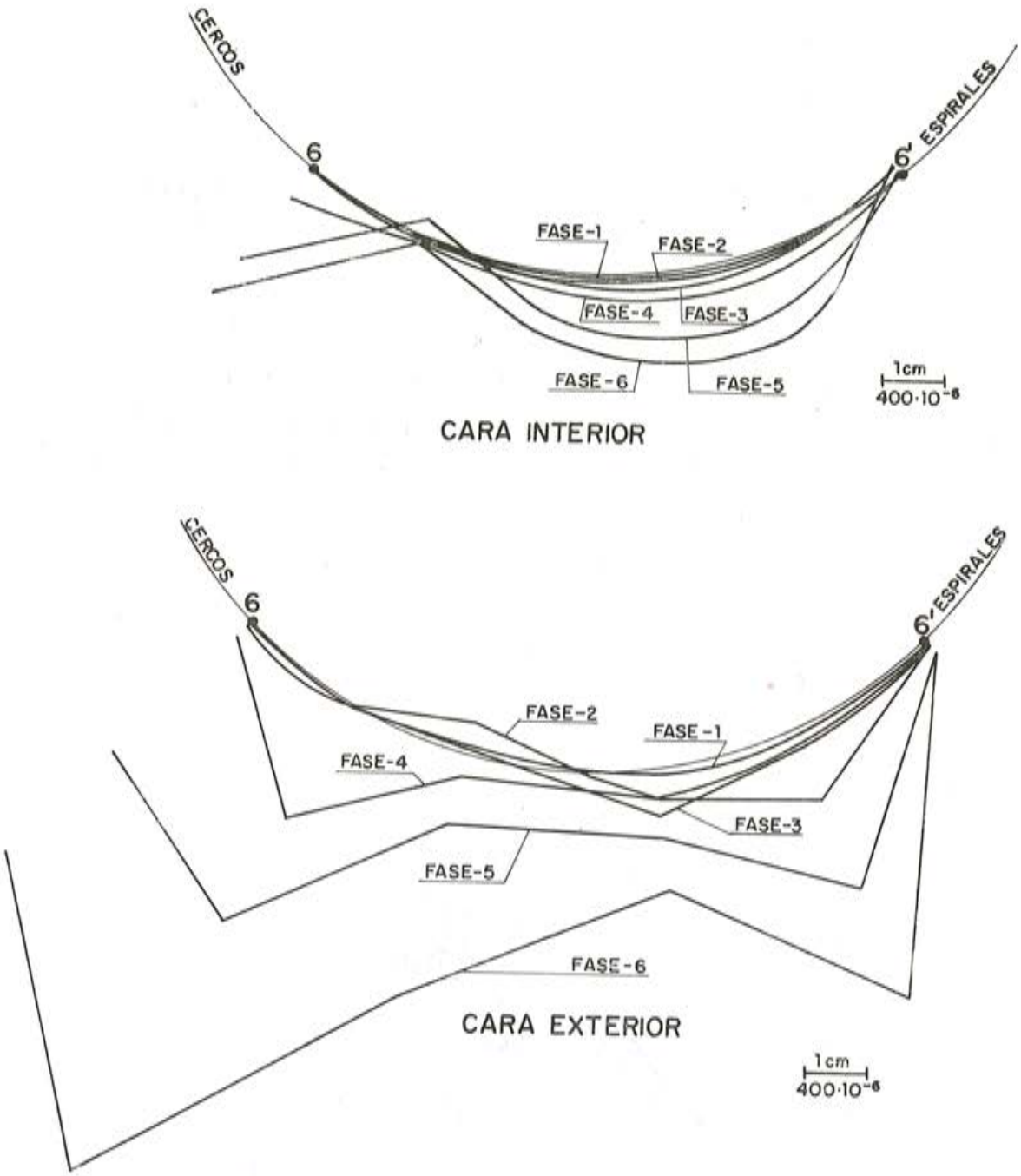


Fig. 32.—Deformaciones de la armadura transversal

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

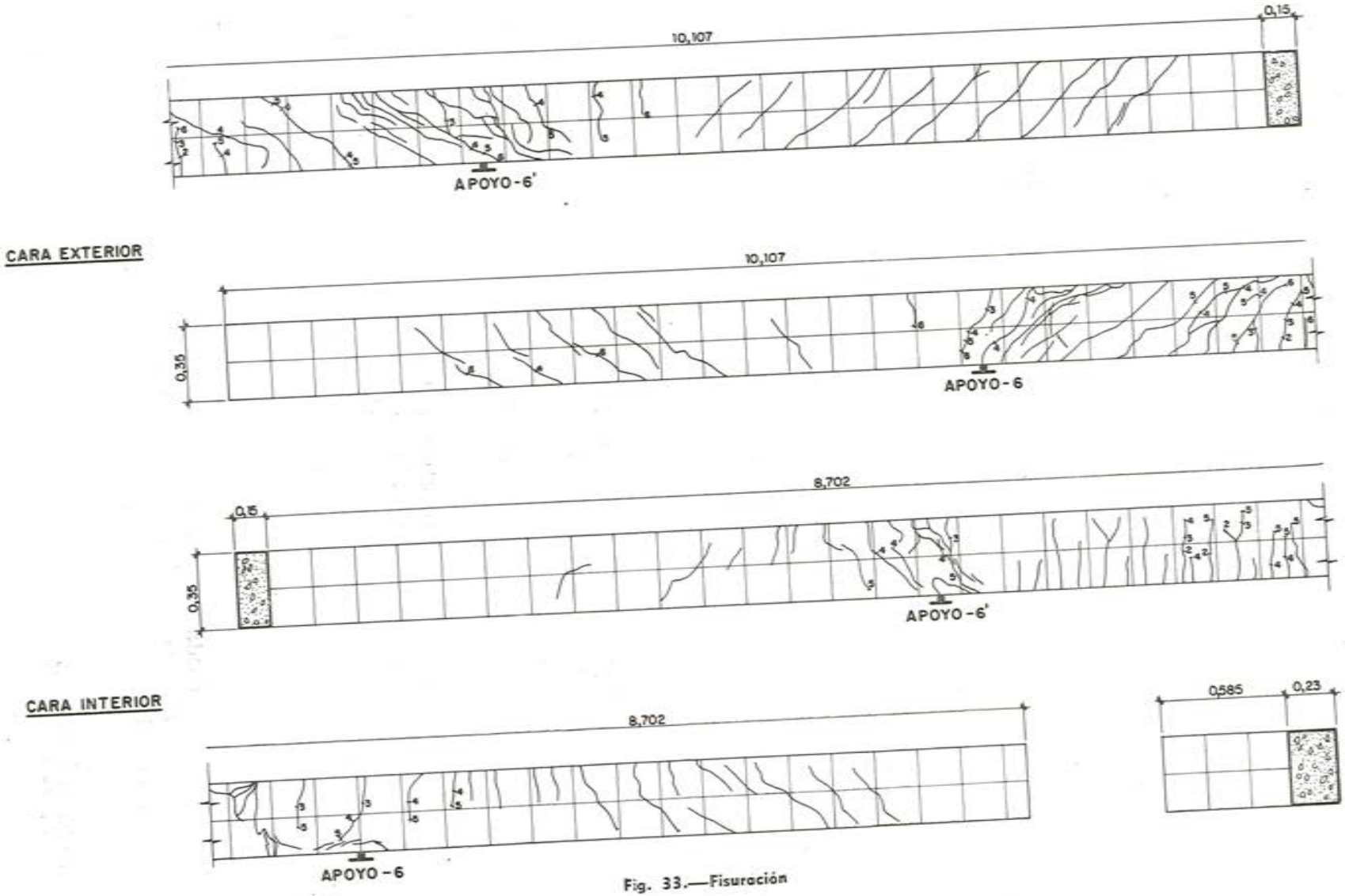


Fig. 33.—Fisuración

Aun cuando los movimientos absolutos de la pieza no fueron determinados, de la comparación relativa de flechas en ambas mitades se deduce un comportamiento muy análogo de las dos zonas en las fases sin fisuración inclinada, y algo mayores en la zona de cercos a partir de la fase **4**.

10. obtención analítica aproximada del proceso de plastificación de secciones y redistribución de esfuerzos

El agotamiento teórico de la sección por flexión simple se produce para un momento flector $M_f = 6{,}34$ m . t (H.A.61); valor corroborado por el ensayo de la viga testigo $M' = 6{,}66$ (véase anejo).

Teniendo en cuenta que el peso propio introduce en la sección de máximo momento flector (sección 1) el valor $M_{fP1} = 1{,}66$ m . t (fig. 5), la carga puntual precisa, en la hipótesis elástica, para alcanzar el momento de agotamiento citado, sería $P = 1{,}77$ t; valor alcanzado en la fase **5** del ensayo ($P_5 = 1{,}9$).

El agotamiento de la sección por torsión simple, en la hipótesis de agotamiento por armadura transversal (es decir, se supone que esta armadura se agota antes que las fajas helicoidales de hormigón comprimidas), se produce para un valor del momento torsor $M_t = 2{,}18$ m . t. De la misma forma que en la flexión, restando el valor $M_{tP4} = 0{,}52$ m . t, producido por el peso propio en la sección de máximo momento torsor (sección 4), la carga puntual precisa para alcanzar el momento de agotamiento por torsión sería $P = 1{,}98$ t; valor alcanzado en la fase **6** ($P_6 = 2{,}45$ t).

Por tanto, este estudio elástico indica que la rotura —o, con criterio plástico, la formación de la primera rótula— sobrevendría en la sección 1 a causa de la flexión.

La observación del ensayo señala, sin embargo, que la rotura se ha producido a causa, fundamentalmente, de la torsión en la sección próxima a la solicitada por el momento torsor máximo.

Esto indica un comportamiento real diferente al supuesto en hipótesis elástica. Esta diferencia puede justificarse por la fisuración de la pieza; probablemente la fisuración que presentaba a partir de la fase **2**, alteró las características resistentes iniciales del anillo, produciendo una redistribución de esfuerzos (cambio en el diagrama de esfuerzos exteriores) y, por consiguiente, un cambio del esquema resistente, capaz de variar el tipo de rotura de la pieza.

Suponiendo, a la vista de lo ocurrido en el ensayo, la formación de una rótula plástica de torsión en las secciones 4 y 4' (de momento torsor máximo), junto con un mantenimiento de las características elásticas en el resto del anillo, se puede obtener un nuevo diagrama de esfuerzos que permita, en forma aproximada, calcular la carga de rotura del anillo, en hipótesis plástica (coincidente con la formación de la segunda rótula, puesto que el sistema posee un solo grado de hiperestatismo interno).

En la figura 34 se muestra el diagrama de esfuerzos correspondiente a esta última hipótesis (cuadro N.º 7).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

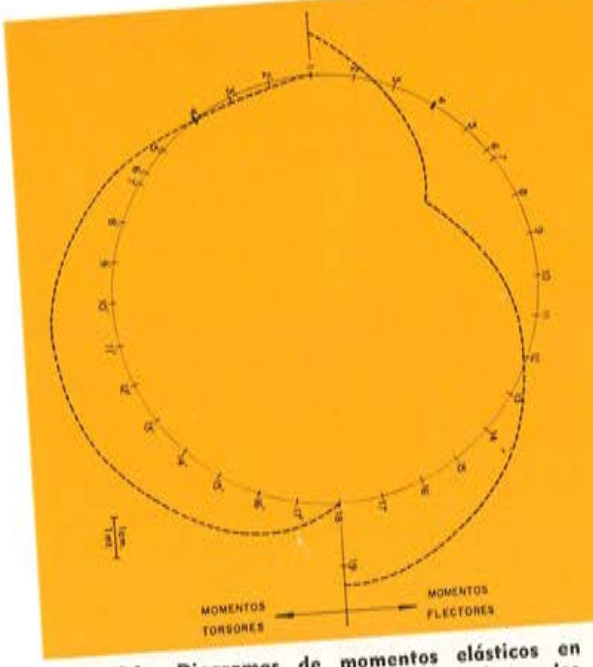


Fig. 34.—Diagramas de momentos elásticos en la pieza con rótulas de torsión en los puntos 4

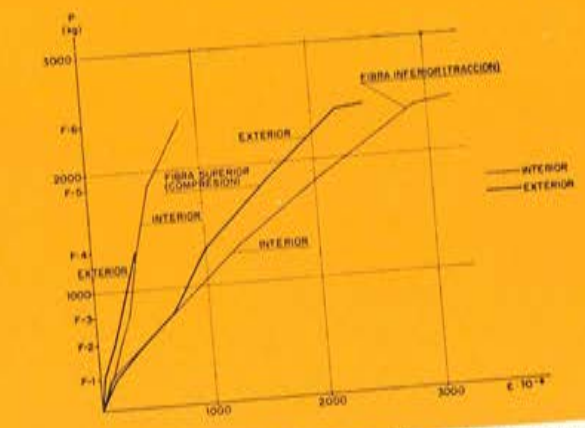


Fig. 35.—Deformaciones de fibras superior e inferior (sección 1)

En este diagrama se aprecia:

a) un gran aumento de los momentos flectores en los apoyos 6 y 6' y una disminución acusada en la sección 1, lo cual está de acuerdo con lo observado en las deformaciones de las armaduras (fig. 31), que conduce al agotamiento casi simultáneo de estas tres secciones (fig. 25);

b) retroceso del punto de momento flector nulo hacia la sección central, en concordancia con lo señalado anteriormente (figs. 25, 27, 28 y 29);

c) gran aumento del momento torsor en las zonas comprendidas entre la carga y los apoyos, confirmado por la fuerte aparición de fisuras de torsión en las fases **6** y **7** y el aumento de deformaciones en las armaduras (fig. 25);

d) incremento del momento flector en la sección 18, confirmado por el aspecto de los diagramas carga-deformación en las bases de medida de las fibras superior e inferior de la sección (fig. 35).

11. resumen

De los resultados de este ensayo se deduce la trascendental influencia de la torsión en la formación de los mecanismos y redistribuciones por los que puede pasar una pieza hiperestática antes del agotamiento. Ello se debe, principalmente, a que la fisuración interviene en estos fenómenos, haciendo variar bruscamente (en relación con lo que ocurre en flexión) la capacidad resistente de la sección. No existe, prácticamente, el gradual aumento del brazo mecánico que se produce en las secciones flectadas, normales, con armadura infracrítica.

Asimismo, esto pone de manifiesto la imprecisión del cálculo elástico, en las estructuras hiperestáticas, no sólo respecto a la situación en estado de servicio, sino también en la evaluación del coeficiente de seguridad a rotura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ANEJO

En los cuadros siguientes se presentan los valores obtenidos en el ensayo de una pieza de sección transversal y armadura idénticas a las del anillo en la mitad correspondiente a los cercos.

La disposición del ensayo, así como los aparatos de medida colocados, pueden apreciarse en la figura 36.

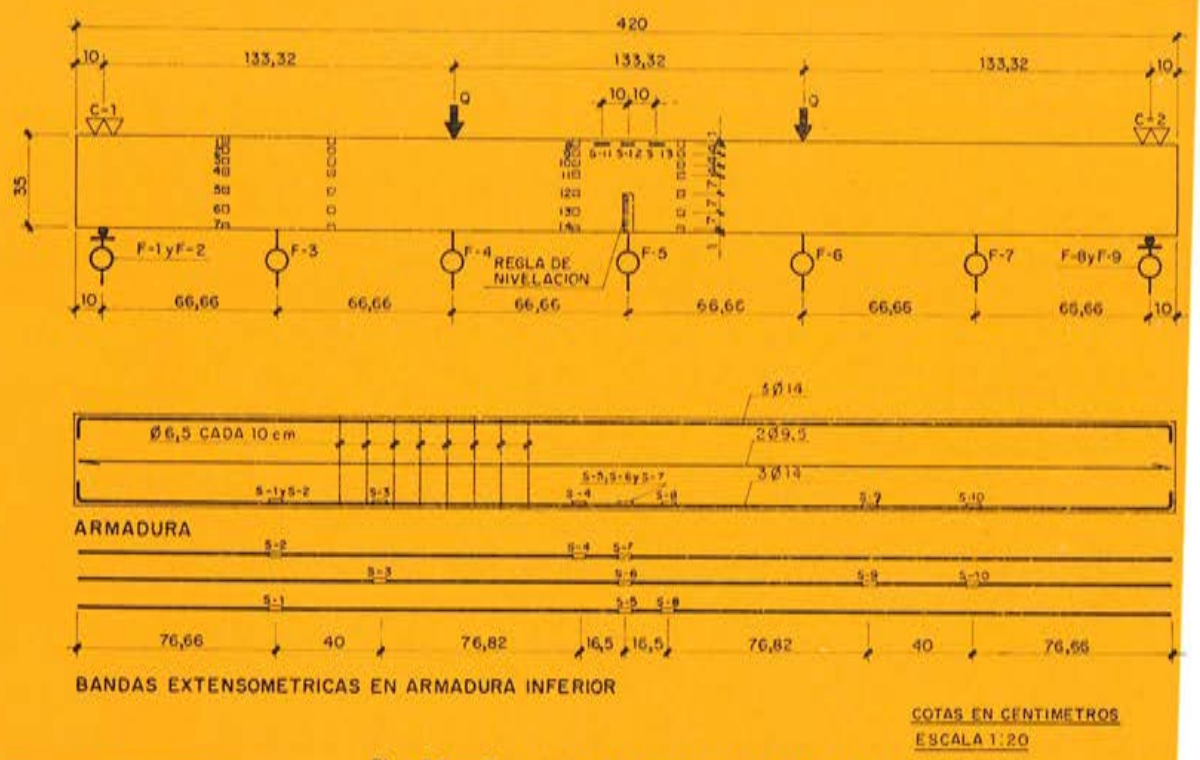


Fig. 36.—Disposición del ensayo de la viga testigo

Fases de carga

Fase	*Carga (t)*	*Momento flector en el centro (m · t)*
P	—	—
1	1	1,34
2	2	2,67
3	3	4
4	4	5,34
5	5	6,67
6	6	8
7	7 Rotura	9,34

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

características de los materiales

Hormigón:

— resistencia de probetas rotas a compresión: 318; 341; 306; 296; 357 y 300 kg/cm²;

— resistencia media ... ... 320 kg/cm²;

— resistencia característica ... ... 301 kg/cm².

Acero:

Las mismas características del utilizado en el anillo.

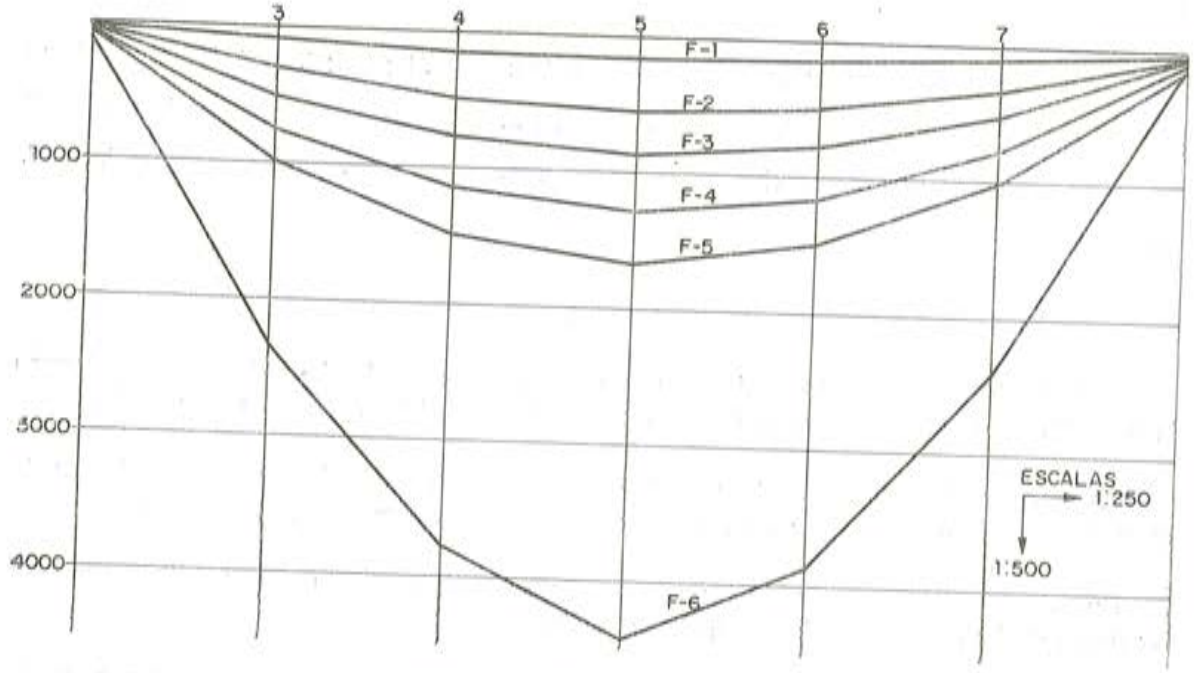
La figura 37 muestra las sucesivas deformadas de la viga en las fases del ensayo, así como la variación de la flecha, en la sección central, en función del momento flector aplicado.

En la figura 38 se presenta la relación momento flector-rotación en dos secciones: la central, sometida a flexión pura, y una lateral, en la cual existe esfuerzo cortante.

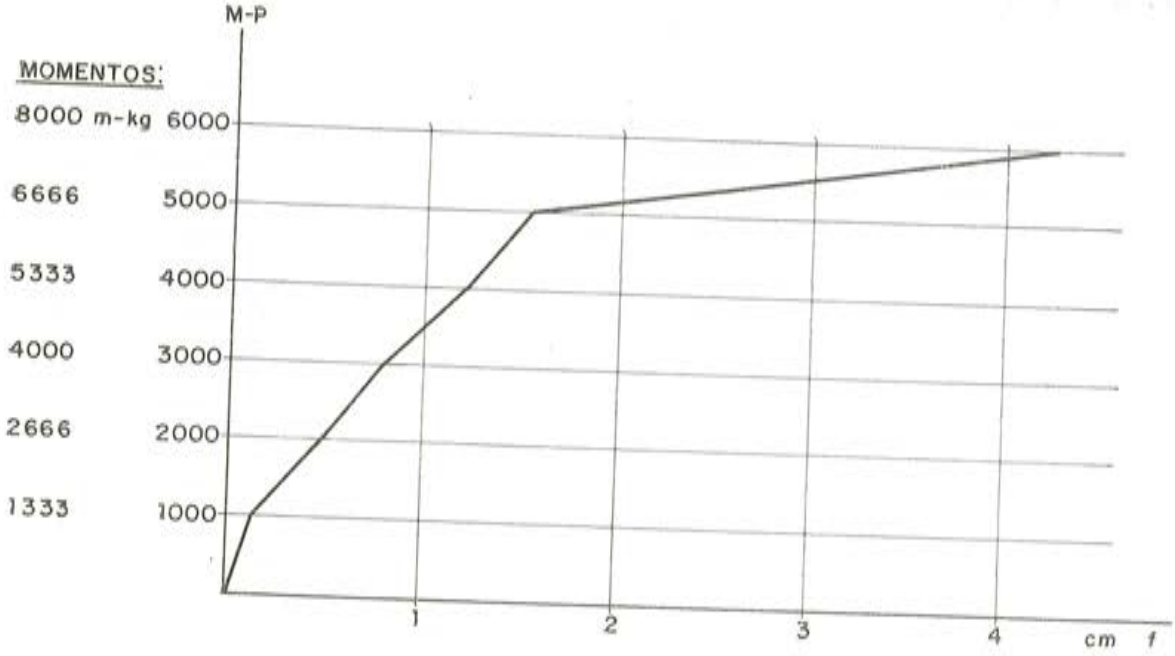
En la figura 39 pueden verse las variaciones de la deformación de las armaduras y de las fibras de hormigón situadas al nivel de aquéllas.

En todos estos gráficos se observa un gran escalón al actuar en la sección central un momento flector M = 6,66 m . t, que coincide, aproximadamente, con el obtenido teóricamente mediante la Instrucción H.A.61, suponiendo que la armadura de tracción ha alcanzado su límite elástico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025



VIGA TESTIGO (FLEXIMETROS)



FLEXIMETRO – 5

Fig. 37.—Carga deformación (centro de la viga)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

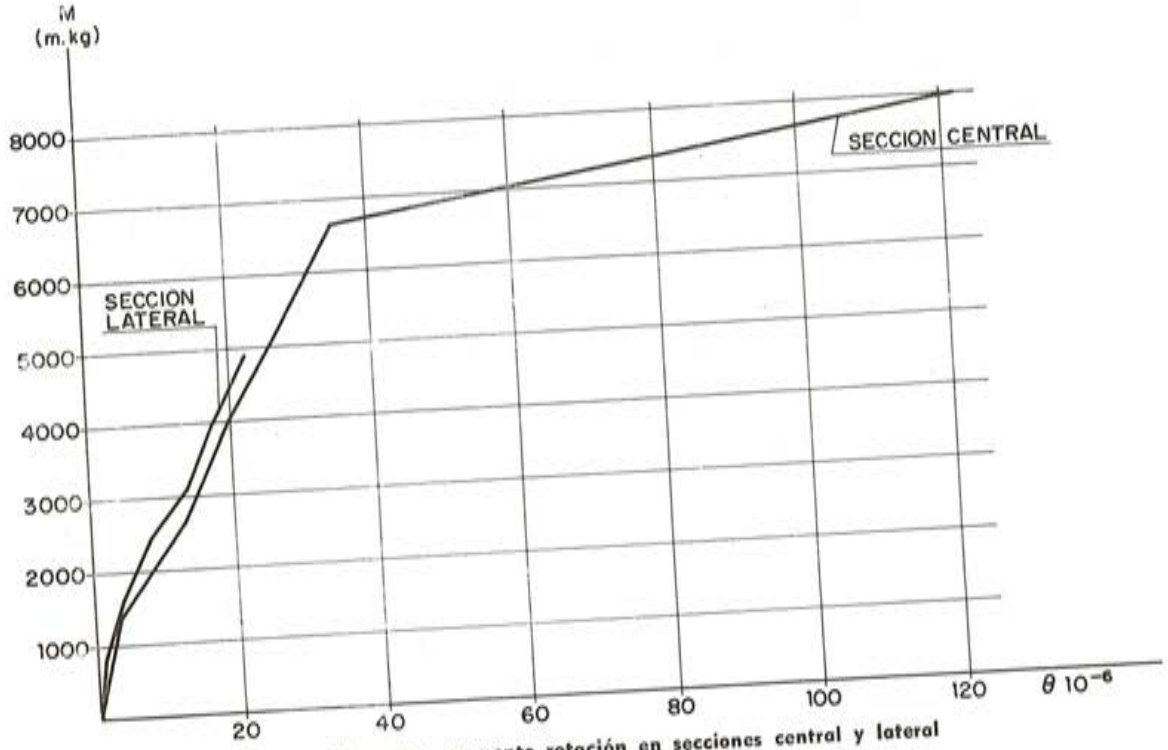


Fig. 38.—Diagramas momento-rotación en secciones central y lateral

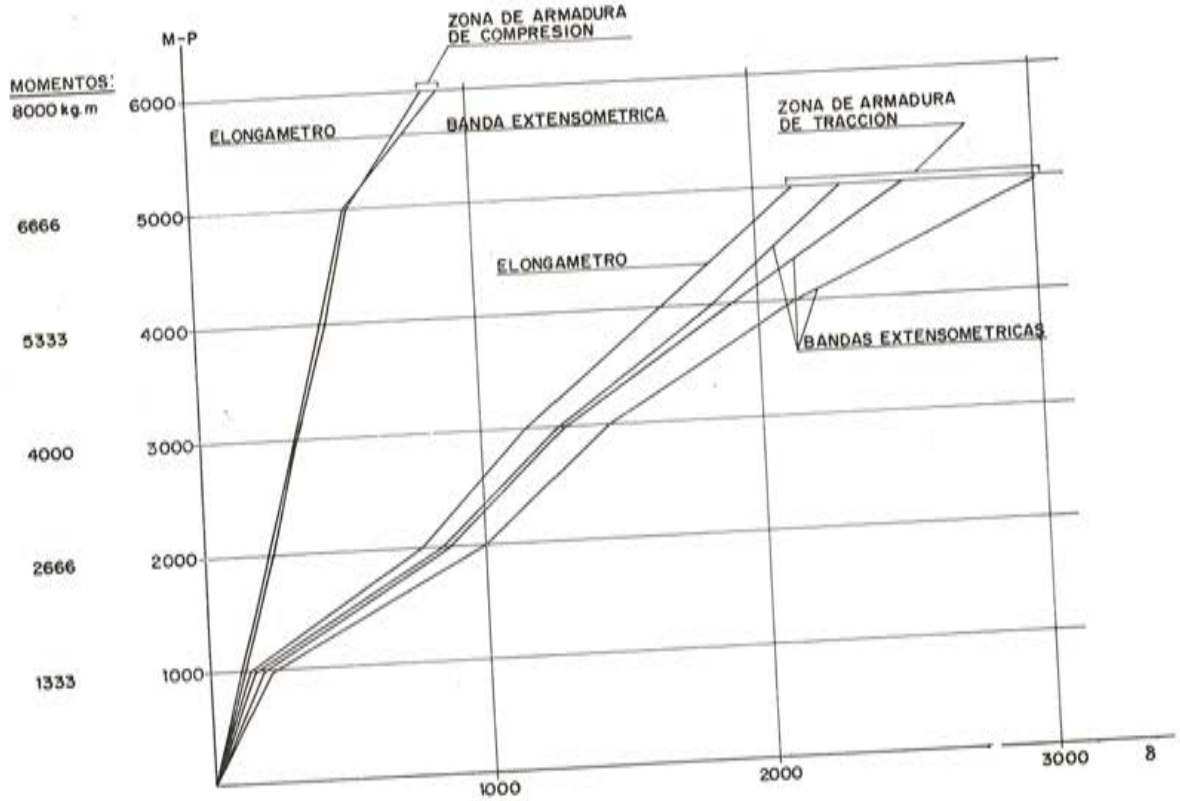


Fig. 39.—Diagramas cargas - deformaciones en sección central (compresión y tracción)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CUADRO N.º 1

Esfuerzos			
Elemento	Torsión	Flexión	Cortante
1 — 2	— 0,264	2,656	2,500
2 — 1	— 0,264	1,916	— 2,500
2 — 3	— 0,632	1,828	2,500
3 — 2	— 0,632	1,098	— 2,500
3 — 4	— 0,833	0,955	2,500
4 — 3	— 0,833	0,225	— 2,500
4 — 5	— 0,861	0,058	2,500
5 — 4	— 0,861	— 0,682	— 2,500
5 — 6	— 0,733	— 0,818	2,500
6 — 5	— 0,733	— 1,350	— 2,500
6 — 7	— 0,596	— 1,416	— 0,500
7 — 6	— 0,596	— 1,374	0,500
7 — 8	— 0,420	— 1,437	— 0,500
8 — 7	— 0,420	— 1,292	0,500
8 — 9	— 0,162	— 1,348	— 0,500
9 — 8	— 0,162	— 1,202	0,500
9 — 10	0,076	— 1,211	— 0,500
10 — 9	0,076	— 1,063	0,500
10 — 11	0,283	— 1,027	— 0,500
11 — 10	0,283	— 0,879	0,500
11 — 12	0,449	— 0,807	— 0,500
12 — 11	0,449	— 0,661	0,500
12 — 13	0,569	— 0,561	— 0,500
13 — 12	0,569	— 0,415	0,500
13 — 14	0,639	— 0,296	— 0,500
14 — 13	0,639	— 0,148	0,500
14 — 15	0,656	— 0,020	— 0,500
15 — 14	0,656	0,128	0,500
15 — 16	0,618	0,254	— 0,500
16 — 15	0,618	0,400	0,500
16 — 17	0,529	0,512	— 0,500
17 — 16	0,529	0,658	0,500
17 — 18	0,390	0,748	— 0,500
18 — 17	0,390	0,896	0,500
18 — 19	0,000	— 0,300	— 0,500
19 — 18	0,000	— 0,000	0,500

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CUADRO N.º 2

Elemento	Esfuerzos		
	Torsión	Flexión	Cortante
1 — 2	— 0,165	1,664	1,564
2 — 1	— 0,165	1,201	— 1,564
2 — 3	— 0,396	1,145	1,621
3 — 2	— 0,396	0,672	— 1,621
3 — 4	— 0,519	0,583	1,677
4 — 3	— 0,519	0,093	— 1,677
4 — 5	— 0,527	— 0,009	1,734
5 — 4	— 0,527	— 0,523	— 1,734
5 — 6	— 0,431	— 0,605	1,791
6 — 5	— 0,431	— 0,986	— 1,791
6 — 7	— 0,331	— 1,023	— 0,692
7 — 6	— 0,331	— 0,965	0,692
7 — 8	— 0,208	— 0,999	— 0,635
8 — 7	— 0,208	— 0,814	0,635
8 — 9	— 0,046	— 0,839	— 0,578
9 — 8	— 0,046	— 0,670	0,578
9 — 10	0,084	— 0,666	— 0,521
10 — 9	0,084	— 0,512	0,521
10 — 11	0,183	— 0,485	— 0,464
11 — 10	0,183	— 0,347	0,464
11 — 12	0,248	— 0,305	— 0,407
12 — 11	0,248	— 0,186	0,407
12 — 13	0,279	— 0,134	— 0,350
13 — 12	0,279	— 0,032	0,350
13 — 14	0,280	0,022	— 0,293
14 — 13	0,280	0,109	0,293
14 — 15	0,253	0,162	— 0,236
15 — 14	0,253	0,232	0,236
15 — 16	0,203	0,277	— 0,180
16 — 15	0,203	0,330	0,180
16 — 17	0,135	0,363	— 0,123
17 — 16	0,135	0,399	0,123
17 — 18	0,054	0,418	— 0,066
18 — 17	0,054	0,437	0,066
18 — 19	0,000	— 0,011	— 0,018
19 — 18	0,000	0,000	0,018

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CUADRO N.º 3

FLEXIMETROS — Flechas en 10^{-2} mm

Aparato	Fases del ensayo						
	P	1	2	3	4	5	6
F 1	O	952	2.057	3.117	6.452	11.129	—
F 2	O	757	1.628	2.462	4.672	8.285	—
F 3	O	710	1.527	2.311	4.632	—	—
F 4	O	471	1.255	1.920	—	—	—
F 5	O	353	989	1.514	—	—	—
F 6	O	275	618	990	1.993	—	—
F 7	O	135	304	448	880	1.325	2.070
F 8	O	9	10	9	378	575	—
F 9	O	— 3	9	26	16	— 69	— 39
F10	O	— 78	— 158	— 331	— 405	— 565	— 762
F11	O	No funcionó					
F12	O	— 81	— 154	— 244	— 429	— 613	— 839
F13	O	1	113	141	188	283	571
F14	O	7	11	11	— 77	— 112	— 166
F15	O	141	300	439	782	1.352	1.942
F16	O	286	617	927	1.803	—	—
F17	O	450	948	1.453	—	—	—
F18	O	483	1.254	1.829	—	—	—
F19	O	712	1.507	2.308	—	—	—

Signos + = descensos
Signos — = ascensos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CUADRO N.º 4

CLINOMETROS — Giros en 10^{-5} rad.

Aparato	Fases del ensayo					
	P	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
C1	O	313	704	1.098	2.396	—
C2	O	266	617	966	2.109	—
C3	O	— 7	— 25	— 26	— 169	— 666
C4	O	192	427	646	—	—
C5	O	263	553	815	1.413	2.031
C6	O	194	450	558	—	—
C7	O	— 141	— 509	— 775	—	—
C8	O	207	451	694	—	—

Signo positivo = giros hacia la carga o hacia el exterior del anillo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CUADRO N.º 5

BANDAS EXTENSOMETRICAS — Deformaciones en 10^{-6}

Aparato	Fases del ensayo							
	0(*)	P	1	2	3	4	5	6
S 1	— 35	0	0	— 10	— 15	— 60	— 100	— 140
S 2	—	—	—	—	—	—	—	—
S 3	5	0	15	30	60	225	440	670
S 4	— 15	0	15	— 30	— 60	— 55	225	480
S 5	0	0	25	50	55	145	340	460
S 6	0	0	10	15	10	10	110	410
S 7	20	0	25	10	50	110	230	400
S 8	— 20	0	15	40	25	40	160	330
S 9	— 5	0	20	90	35	120	435	550
S10	— 20	0	30	65	90	150	420	840
S11	— 5	0	30	65	85	445	690	1.025
S12	— 65	0	30	170	425	830	1.000	1.320
S13	65	0	10	— 10	— 60	— 5	65	190
S14	— 85	0	50	190	460	890	1.135	1.410
S15	— 50	0	50	220	515	1.120	1.650	2.730
S16	40	0	— 5	— 40	— 100	— 170	— 225	— 270
S17	— 15	0	40	90	110	630	1.245	1.805
S18	— 10	0	20	30	35	80	740	1.060
S19	35	0	30	40	50	190	1.030	2.350
S20	— 10	0	20	30	25	110	460	775
S21	0	0	30	90	55	340	850	1.045
S22	— 15	0	15	20	0	40	270	540
S23	5	0	35	40	25	105	230	250
S24	30	0	45	90	135	870	1.340	1.750
S25	—	0	— 30	— 90	— 135	— 225	— 285	— 340
S26	— 60	0	200	600	760	990	1.310	1.730
S27	— 100	0	90	560	750	1.120	1.580	2.050
S28	80	0	— 50	— 120	— 180	— 270	— 375	— 500
S29	— 125	0	70	590	790	1.260	1.800	2.350
S30	— 80	0	30	80	130	500	880	1.200
S31	— 150	0	45	390	610	1.010	1.500	2.260
S32	— 45	0	20	30	45	235	670	950
S33	— 45	0	20	30	45	125	850	1.450

(*) Ver llamada de la pág. siguiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CONTINUACION DEL CUADRO N.º 5

Aparato	Fases del ensayo							
	0(*)	P	1	2	3	4	5	6
S34	— 20	0	10	10	10	— 10	50	170
S35	— 30	0	10	30	50	120	350	540
S36	— 30	0	0	0	0	— 20	100	180
S37	— 75	0	50	260	470	885	1.330	2.250
S38	5	0	— 10	— 40	— 70	— 160	— 190	— 155
S39	— 115	0	90	340	550	1.070	1.620	3.230
S40	40	0	— 10	— 50	— 80	— 70	120	590
S41	— 10	0	10	20	30	50	170	320
S42	— 35	0	120	70	— 230	— 135	40	— 250
S43	— 20	0	10	15	20	10	130	320
S44	— 35	0	20	30	45	60	130	225
S45	— 20	0	10	30	35	140	1.220	2.140
S46	— 15	0	20	25	20	240	715	995
S47	— 25	0	15	20	20	860	1.615	3.470
S48	—	0	20	30	15	40	— 105	60
S49	15	0	— 60	— 205	— 40	160	480	1.610
S50	100	0	25	60	60	105	215	370
S51	— 30	0	30	180	310	180	450	775
S52	— 40	0	30	50	80	190	410	585
S53	— 70	0	40	90	120	490	1.125	1.880
S54	—	0	0	— 20	— 35	— 5	— 20	— 90
S55	— 10	0	10	15	25	50	100	105
S56	— 355	0	20	60	100	290	950	1.640
S57	— 40	0	30	70	100	240	640	1.380
S58	125	0	— 80	— 215	— 305	— 340	— 615	— 920
S59	75	0	— 45	— 120	— 200	— 340	— 570	— 980
S60	10	0	— 10	15	— 10	— 210	— 250	— 270
S61	45	0	— 20	—	—	—	—	—
S62	25	0	— 10	— 20	955	— 90	— 200	— 260
S63	50	0	— 10	— 30	— 60	— 170	— 385	— 510
S64	45	0	0	— 25	— 60	— 990	— 315	— 670

(*) Los valores de la fase **0** están indicados con signo opuesto a los de las restantes fases, por estar referidos al estado de peso propio.

Signos + = alargamientos
Signos — = acortamientos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CUADRO N.º 6

BASES DE ELONGAMETRO (Cara exterior) — Deformaciones en 10^{-6}

Secciones		Fases del ensayo					
		1	2	3	4	5	6
1	Fibra superior	57	100	237	540	642	767
	Fibra inferior	— 472	— 40	— 122	— 217	— 417	— 517
	Rotación	— 15	— 4	— 10	— 22	— 31	— 37
2	Fibra superior	52	125	260	952	1.242	1.620
	Fibra inferior	— 12	— 60	— 110	— 157	102	282
	Rotación	— 1	— 5	— 10	— 32	— 33	— 39
3	Fibra superior	27	37	42	475	1.450	2.412
	Fibra inferior	— 2	— 22	— 50	100	640	1.212
	Rotación	0	— 1	— 2	— 11	— 23	— 35
4	Fibra superior	20	30	30	60	950	1.510
	Fibra inferior	32	15	25	350	870	1.355
	Rotación	0	0	0	8	— 2	— 4
5	Fibra superior	37	— 7	0	280	632	982
	Fibra inferior	32	25	15	220	950	1.760
	Rotación	0	1	0	— 1	9	22
6	Fibra superior	45	— 10	— 70	145	272	747
	Fibra inferior	— 30	87	255	525	1.075	1.385
	Rotación	— 2	2	9	11	23	18
7	Fibra superior	— 22	— 65	— 615	— 160	— 230	— 57
	Fibra inferior	65	127	337	960	1.247	1.722
	Rotación	2	5	28	32	43	52
8	Fibra superior	100	— 112	1.432	— 280	—	—
	Fibra inferior	205	255	480	707	962	1.700
	Rotación	3	10	— 28	29	— 154	— 133

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CONTINUACION DEL CUADRO N.º 6

Secciones		Fases del ensayo					
		1	2	3	4	5	6
9	Fibra superior	— 32	— 142	— 222	— 382	—	—
	Fibra inferior	137	430	575	997	1.557	2.200
	Rotación	5	16	23	40	— 172	— 153
10	Fibra superior	— 42	— 117	— 190	— 302	—	—
	Fibra inferior	90	282	415	937	1.557	2.212
	Rotación	3	11	17	36	— 160	— 141
11	Fibra superior	— 25	— 67	— 122	— 160	— 52	27
	Fibra inferior	37	57	137	207	800	1.250
	Rotación	1	3	7	10	25	36
12	Fibra superior	— 20	— 45	— 82	— 87	37	145
	Fibra inferior	32	42	95	245	627	1.005
	Rotación	1	2	5	9	17	25
13	Fibra superior	17	— 2	— 35	57	385	657
	Fibra inferior	10	30	2	182	600	937
	Rotación	0	1	1	3	6	8
14	Fibra superior	5	— 2	— 22	100	472	1.197
	Fibra inferior	2	— 12	— 47	132	352	480
	Rotación	0	0	0	1	— 3	— 21
15	Fibra superior	45	50	45	800	697	1.150
	Fibra inferior	0	— 47	— 57	— 95	62	127
	Rotación	— 1	— 2	— 3	— 26	— 18	— 30
16	Fibra superior	50	157	367	1.025	1.677	2.762
	Fibra inferior	— 17	— 102	— 115	— 177	— 52	— 37
	Rotación	— 2	— 7	— 14	— 35	— 50	— 82

Valores referidos a la fase de peso propio (**P**).
Signos + = alargamientos
Signos — = acortamientos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CUADRO N.º 7

BASES DE ELONGAMETRO (Cara interior) — Deformaciones en 10^{-6}

Secciones		Fases del ensayo					
		1	2	3	4	5	6
1	Fibra superior	25	95	247	1.102	1.967	3.312
	Fibra inferior	— 57	— 100	— 127	— 207	— 252	— 357
	Rotación	— 2	— 5	— 11	— 38	— 65	— 107
2	Fibra superior	45	165	377	1.235	2.145	4.405
	Fibra inferior	— 42	— 102	— 182	— 275	— 320	— 405
	Rotación	— 2	— 7	— 16	— 44	— 72	— 141
3	Fibra superior	37	137	260	832	1.415	2.477
	Fibra inferior	— 27	— 95	— 140	— 222	— 347	— 245
	Rotación	— 1	— 6	— 11	— 31	— 51	— 80
4	Fibra superior	2	10	50	395	790	747
	Fibra inferior	— 67	— 30	— 25	— 132	— 282	— 212
	Rotación	— 2	— 1	— 2	— 15	— 31	— 28
5	Fibra superior	— 25	— 10	— 5	—	—	—
	Fibra inferior	— 45	— 25	— 25	— 15	75	25
	Rotación	0	0	0	— 217	— 214	— 216
6	Fibra superior	— 37	— 47	— 55	— 102	— 137	— 195
	Fibra inferior	— 12	0	45	220	542	725
	Rotación	0	1	2	9	20	27
7	Fibra superior	660	—	—	—	—	—
	Fibra inferior	57	32	— 42	670	1.395	1.895
	Rotación	— 17	— 126	— 128	— 107	— 86	— 71
8	Fibra superior	— 92	— 160	— 222	— 335	— 547	— 852
	Fibra inferior	47	290	477	1.175	1.947	2.857
	Rotación	4	13	20	44	73	109
9	Fibra superior	— 112	— 207	— 295	— 400	— 532	— 850
	Fibra inferior	82	430	687	1.295	2.045	2.875
	Rotación	5	18	28	49	75	109

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CONTINUACION DEL CUADRO N.º 7

Secciones		Fases del ensayo					
		1	2	3	4	5	6
10	Fibra superior	— 95	— 177	— 252	— 405	— 600	— 940
	Fibra inferior	55	262	492	1.187	1.765	2.650
	Rotación	4	12	21	46	69	105
11	Fibra superior	— 92	— 110	— 150	— 370	— 572	— 867
	Fibra inferior	— 30	25	130	655	1.327	2.230
	Rotación	1	4	8	30	55	91
12	Fibra superior	— 52	— 60	— 77	— 210	— 427	— 677
	Fibra inferior	— 22	— 10	— 2	292	905	1.122
	Rotación	0	1	2	14	39	52
13	Fibra superior	— 25	— 20	— 10	17	12	195
	Fibra inferior	— 42	— 57	— 35	— 27	— 7	120
	Rotación	0	— 1	0	— 1	0	— 2
14	Fibra superior	— 7	15	32	345	1.000	1.610
	Fibra inferior	— 30	— 62	— 80	— 222	— 237	— 275
	Rotación	0	— 2	— 3	— 16	— 36	— 55
15	Fibra superior	0	90	250	975	1.857	2.652
	Fibra inferior	— 67	— 97	— 142	— 280	— 522	— 767
	Rotación	— 2	— 5	— 11	— 36	— 70	— 100
16	Fibra superior	17	120	315	955	1.417	1.977
	Fibra inferior	— 95	— 112	— 172	— 220	— 302	— 570
	Rotación	— 3	— 6	— 14	— 34	— 50	— 74
17	Fibra superior	— 7	62	145	660	1.067	1.575
	Fibra inferior	— 45	— 82	— 147	— 162	— 152	— 142
	Rotación	— 1	— 4	— 8	— 24	— 35	— 50

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CONTINUACION DEL CUADRO 7

Secciones	Fases del ensayo					
	1	2	3	4	5	6
18	— 37	— 25	— 52	— 27	— 195	— 682
19	— 62	— 57	— 107	— 172	— 467	— 895
20	— 52	— 72	— 77	— 177	— 472	— 810
21	2	7	32	190	410	690
22	— 45	— 22	—	—	—	—
23	2	17	22	207	382	562
24	— 10	7	25	162	325	575
25	— 12	10	32	177	532	920
26	— 15	20	32	255	517	1.142
27	— 40	— 95	— 85	— 275	— 550	— 885
28	— 32	— 55	— 120	— 267	— 437	— 912
29	— 42	— 92	— 160	— 175	— 280	— 580
30	— 77	— 107	— 127	— 107	— 57	— 55
31	— 52	— 70	— 47	60	225	427
32	— 40	27	122	107	687	1.152
33	32	247	375	820	1.370	2.270
34	— 37	— 75	— 115	— 175	— 272	— 400
35	— 40	— 62	— 80	— 100	— 162	— 222
36	— 22	— 45	— 55	— 65	— 82	— 82
37	— 17	— 20	— 15	5	60	147
38	2	— 27	47	142	337	805
39	— 27	2	52	230	577	1.140

Valores referidos a la fase de peso propio (**P**).
Signos + = alargamientos
Signos — = acortamientos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CONTINUACION DEL CUADRO N.º 7

Secciones		Fases del ensayo					
		1	2	3	4	5	6
10	Fibra superior	— 95	— 177	— 252	— 405	— 600	— 940
	Fibra inferior	55	262	492	1.187	1.765	2.650
	Rotación	4	12	21	46	69	105
11	Fibra superior	— 92	— 110	— 150	— 370	— 572	— 867
	Fibra inferior	— 30	25	130	655	1.327	2.230
	Rotación	1	4	8	30	55	91
12	Fibra superior	— 52	— 60	— 77	— 210	— 427	— 677
	Fibra inferior	— 22	— 10	— 2	292	905	1.122
	Rotación	0	1	2	14	39	52
13	Fibra superior	— 25	— 20	— 10	17	12	195
	Fibra inferior	— 42	— 57	— 35	— 27	— 7	120
	Rotación	0	— 1	0	— 1	0	— 2
14	Fibra superior	— 7	15	32	345	1.000	1.610
	Fibra inferior	— 30	— 62	— 80	— 222	— 237	— 275
	Rotación	0	— 2	— 3	— 16	— 36	— 55
15	Fibra superior	0	90	250	975	1.857	2.652
	Fibra inferior	— 67	— 97	— 142	— 280	— 522	— 767
	Rotación	— 2	— 5	— 11	— 36	— 70	— 100
16	Fibra superior	17	120	315	955	1.417	1.977
	Fibra inferior	— 95	— 112	— 172	— 220	— 302	— 570
	Rotación	— 3	— 6	— 14	— 34	— 50	— 74
17	Fibra superior	— 7	62	145	660	1.067	1.575
	Fibra inferior	— 45	— 82	— 147	— 162	— 152	— 142
	Rotación	— 1	— 4	— 8	— 24	— 35	— 50

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CONTINUACION DEL CUADRO 7

Secciones	Fases del ensayo					
	1	2	3	4	5	6
18	— 37	— 25	— 52	— 27	— 195	— 682
19	— 62	— 57	— 107	— 172	— 467	— 895
20	— 52	— 72	— 77	— 177	— 472	— 810
21	2	7	32	190	410	690
22	— 45	— 22	—	—	—	—
23	2	17	22	207	382	562
24	— 10	7	25	162	325	575
25	— 12	10	32	177	532	920
26	— 15	20	32	255	517	1.142
27	— 40	— 95	— 85	— 275	— 550	— 885
28	— 32	— 55	— 120	— 267	— 437	— 912
29	— 42	— 92	— 160	— 175	— 280	— 580
30	— 77	— 107	— 127	— 107	— 57	— 55
31	— 52	— 70	— 47	60	225	427
32	— 40	27	122	107	687	1.152
33	32	247	375	820	1.370	2.270
34	— 37	— 75	— 115	— 175	— 272	— 400
35	— 40	— 62	— 80	— 100	— 162	— 222
36	— 22	— 45	— 55	— 65	— 82	— 82
37	— 17	— 20	— 15	5	60	147
38	2	— 27	47	142	337	805
39	— 27	2	52	230	577	1.140

Valores referidos a la fase de peso propio (**P**).
Signos + = alargamientos
Signos — = acortamientos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Sobre el arte de armar estructuras de hormigón

El Prof. Dr. Ing. Fritz Leonhardt, de la Escuela Técnica Superior de Stuttgart y del Instituto Otto Graf, nos envía una copia de la traducción al español de su artículo **«Sobre el arte de armar estructuras de hormigón»** realizada por el Prof. Cecilio Luchsinger, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela y publicada en los números 13 y 17 de la Revista IMME de dicha Facultad.

Se trata de un interesantísimo trabajo en el que se hace notar que, durante los últimos decenios, los ingenieros proyectistas se han dedicado, de forma primordial, al estudio del cálculo de las estructuras, abandonando, casi por completo, todo interés por los detalles constructivos y olvidando que los cálculos constituyen una valiosa ayuda para determinar las dimensiones de la estructura en proyecto y garantizar la seguridad requerida, pero que los mejores cálculos no sirven para nada si no se transforman en detalles constructivos correctos.

Por estas razones, se hace un detenido estudio de estos detalles constructivos y, en especial, de la forma en que deben disponerse las armaduras en los distintos tipos de elementos de hormigón, para que el comportamiento de estas piezas en la práctica responda realmente a lo previsto en el proyecto. Las normas de armado que se exponen son el resultado de amplios estudios experimentales, realizados por el Prof. Leonhardt o sus colaboradores, en los cuales se ha comprobado que es frecuente que se cometan graves faltas, como consecuencia del desconocimiento que en general se tiene de la real distribución de tensiones en el interior de las estructuras de hormigón, en especial cuando se alcanza el estado de fisuración.

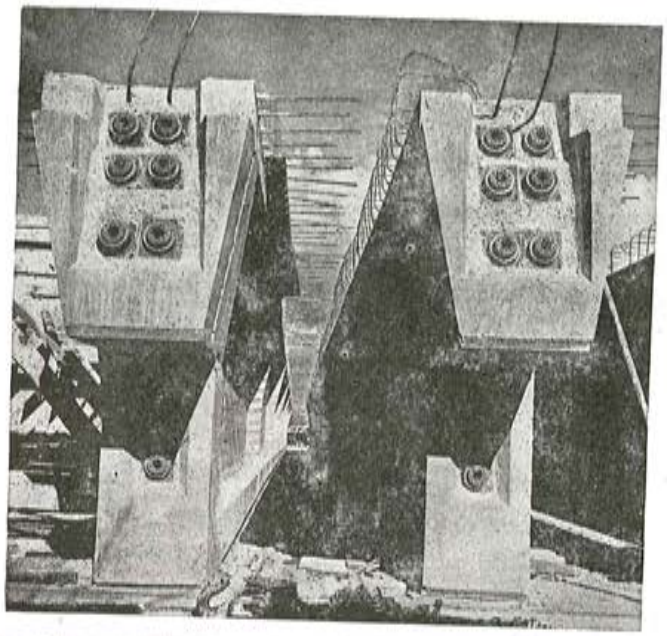
Este artículo, como siempre, se encuentra a disposición de nuestros Asociados, para consulta, en los locales de la A.E.H.P. en Costillares. Por otra parte, teniendo en cuenta su extraordinario interés para la práctica de la construcción, se está estudiando la posibilidad de reproducirlo en la Revista «Hormigón y Acero», con el fin de lograr la mayor difusión de las detalladas y justificadas normas constructivas en él incluidas.

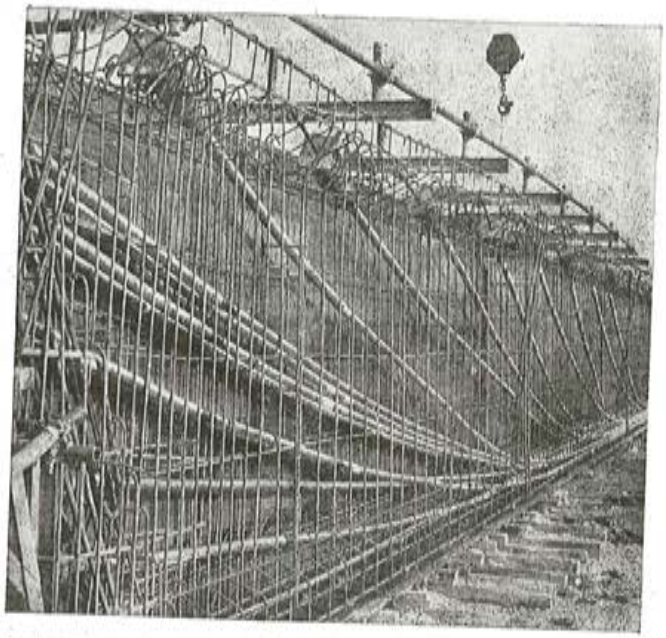
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

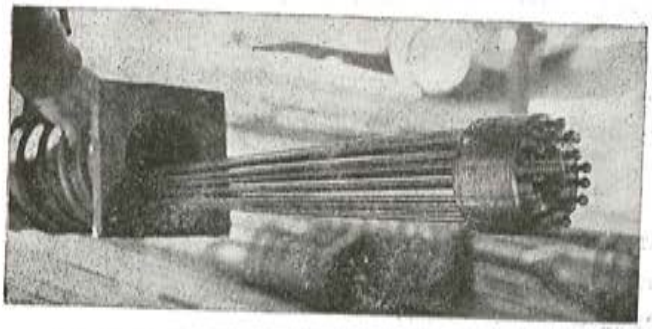
S. A. E. BBR rosellón, 229, 1.°, 2.ª barcelona (8) tel. 227 46 49 - 227 88 24

HORMIGON PRETENSADO PROCEDIMIENTO BBRV

PUENTES CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES TANQUES ANCLAJES EN ROCA







PUENTE SOBRE EL EBRO EN AMPOSTA

Contratista: EMPRESA FINANCIERA Y CONSTRUCTORA, S. A. (E. F. Y. C. S. A.) - Madrid
Propietario: MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
Inspección: 5.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS - SERVICIO REGIONAL DE CONSTRUCCION DE BARCELONA

Cables

En alambres de alta resistencia estirados en frío especiales para post-tensado Ø 5-7 mm.

Tipos normalizados

32 Tm 64 Tm 100 Tm 130 Tm 170 Tm 220 Tm

Otras potencias según demanda

Anclajes BBRV

Las cabecitas patentadas BBRV en el extremo de cada alambre son remachadas en frío con una máquina especial.

Estáticamente las cabecitas alcanzan mayor resistencia que el alambre.

Dinámicamente se soportan dos millones de veces amplitudes de tensión de más de 15 kg./mm² en el recinto de las tensiones admisibles.

Tipos de Anclajes

Existe una gran variedad de anclajes móviles y fijos que permite elegir los más idóneos para cada caso particular.

El procedimiento BBRV está acreditado en numerosas obras en todo el mundo con una experiencia de más de 15 años.

Ingenieros especializados resolverán sus consultas técnicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

endurecimiento acelerado del hormigón con vistas a los ensayos rápidos de control

Prof. A. BERIO

Bulletin RILEM n.º 31, junio 1966

Bajo este tema se reúnen las comunicaciones presentadas, en un total de ocho, a un coloquio convocado por la Reunión Internacional de Laboratorios de Ensayo de Materiales (RILEM), con el fin de discutir la importancia de la aplicación del endurecimiento acelerado de los hormigones por tratamiento con agua caliente o vapor en los ensayos de control a corto plazo.

Este coloquio fue presidido por el profesor Berio, de la Universidad de Cagliari (Italia), quien hizo el siguiente resumen del mismo:

El coloquio por correspondencia sobre «Endurecimiento acelerado del hormigón con vistas a los ensayos rápidos de control» tiene por finalidad reunir la información al día sobre una técnica de ensayos que había tenido importantes aplicaciones en los últimos años, con el fin de sentar las bases para una posible normalización. En un rapport preliminar (publicado en el núm. 18 del boletín RILEM), el objeto del coloquio se restringía al empleo de procedimientos de endurecimiento acelerado del hormigón con el fin de sacar resultados experimentales más rápidos que cuando se recurre al endurecimiento natural. En dicho coloquio se habían excluido todos aquellos estudios que tratan de sugerir procedimientos de endurecimiento rápido (agua caliente, o más a menudo vapor) de todo tipo de piezas prefabricadas de hormigón: problema cuya importancia técnica es considerable y cuya bibliografía se extiende a muchos trabajos que cubren al menos medio siglo. Es evidente que las muestras de hormigón empleado en la fabricación de estas piezas, que deben ser ensayadas para el control de calidad, deben someterse al mismo tratamiento antes del ensayo.

Por el contrario, el problema discutido en este coloquio era la posibilidad y la ventaja de someter las probetas de hormigón a un proceso de endurecimiento rápido, con el fin de obtener, ensayándolas después del tratamiento, una predicción en el plazo de tiempo más corto posible, de la resistencia del mismo hormigón empleado en una construcción sometida a un envejecimiento natural y en un plazo convencional de 28 ó 90 días. Se exigía a los participantes en el Coloquio enviar, según los casos:

rapports originales;

fichas de información sobre los procedimientos de endurecimiento rápido empleados en laboratorio;

reseñas bibliográficas aparte de las incluidas en una lista previa enviada a los participantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Los participantes han sido 26, en total. Como es natural, muchos de ellos se han inscrito solamente con el fin de ser informados sobre el asunto objeto del Coloquio, ya que sólo se han presentado nueve trabajos, y solamente 10 laboratorios de ensayo han dado información sobre los procedimientos de endurecimiento acelerado de probetas de hormigón por ellos utilizados.

comunicaciones presentadas

El examen de los nueve trabajos originales que se han sometido al Coloquio ha permitido clasificarlos como sigue, por la forma que enfocan el problema.

Hay que señalar que dos trabajos, los del Sr. DUTRON y los Sres. YOKOMICHI y HAYASHI, no sólo consideran la ganancia en resistencia a consecuencia del tratamiento de endurecimiento acelerado; examinan también el curado posterior que pueden adquirir las probetas más tarde, comparándolo con el de los hormigones que no se han tratado.

El Sr. DUTRON ha recogido los resultados comparativos de la resistencia de cubos tratados en vapor entre 20 y 60° C y ensayados después de 24 horas de su confección y la resistencia de cubos conservados en agua a 20° C hasta la edad de 28 días. Los ensayos se han llevado a cabo sobre 23 cementos de todas las calidades normalizadas en Bélgica, con diferentes contenidos en cemento; los resultados muestran la posibilidad de agruparlos y de relacionar la resistencia después del tratamiento a la resistencia de referencia después de 28 días con una fórmula logarítmica y una dispersión de ± 15 por ciento.

Los Sres. YOKOMICHI y HAYASHI, tratan el problema de una forma un poco diferente. Han investigado un método de endurecimiento acelerado que responde a dos condiciones:

a) obtener en 3 ó 4 días, al menos el 80 % de la resistencia convencional a 28 días;

b) no sacrificar, sin embargo, la posibilidad de endurecimiento natural del hormigón, de tal forma que las muestras tratadas puedan alcanzar, a 90 días, la misma resistencia que la de las probetas de referencia.

Como consecuencia de los resultados obtenidos, sugieren no sobrepasar en el tratamiento la temperatura de 40° C; el endurecimiento acelerado se aplica durante un período de 2-3 días. Este resultado, bien entendido, es más útil a los constructores de piezas prefabricadas que a los laboratorios; sin embargo, podría encontrar aplicación en ensayos, por ejemplo, de hormigones para presas. En este caso, se podrían someter al tratamiento todas las muestras tomadas, previendo el ensayo ordinario a 3 días y un control más estricto a 90 días, con la ventaja de una completa uniformidad de tratamiento para todas las muestras.

La comunicación del Sr. DUBOIS se limita, por el momento, puesto que ha sido necesario interrumpir los ensayos en curso, a ilustrar una instalación para el endurecimiento acelerado de probetas de hormigón para piezas prefabricadas. El endurecimiento se obtiene en atmósfera de vapor saturado a la presión atmosférica. La temperatura más favorable parece ser la de 80° C mantenidos durante 4 horas.

El autor se reserva los comentarios hasta conocer los resultados definitivos de su investigación; parece, sin embargo, que se pueden obtener, después de 5 horas de la confección de las probetas, resistencias apreciables para juzgar la calidad del hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Con el mismo fin de obtener datos sobre la resistencia de un hormigón lo antes que sea posible, el Sr. MIHAIL propone un método de endurecimiento muy rápido. Trabaja sobre probetas cilíndricas (11,3 cm de diámetro y 10 cm de altura) confeccionadas en moldes estancos y expuestas inmediatamente después de su confección a 98° C. El tratamiento dura 3 horas; después las probetas se desmoldan y se ensayan inmediatamente a compresión. Hasta el momento se han ensayado hormigones con consistencia de «tierra húmeda» empleando siete tipos de cementos rumanos. La resistencia obtenida por este procedimiento es, más o menos, la mitad de la obtenida a 28 días por los métodos convencionales. Evidentemente, el método propuesto por el Sr. MIHAIL es muy rápido. Sin embargo, no parece apropiado más que para probetas de pequeña dimensión y apropiado por lo tanto en los estudios preliminares de composición de hormigones.

Los cinco últimos trabajos entran en la categoría clásica de ensayos de endurecimiento acelerado: es decir, tratamientos que tratan de prever la resistencia convencional de un hormigón a partir de los resultados de ensayos después de 24 horas de su confección.

En esta categoría, los Sres. JAROCKI, MALHOTRA y VUORINEN emplean el endurecimiento en agua caliente, mientras que los Sres. MALHOTRA - ZOLDNERS y SMITH - CHOJNACKI, prefieren recurrir al agua hirviendo. En el segundo caso, evidentemente, la temperatura de tratamiento es más elevada y el ciclo puede durar menos tiempo.

El Sr. JAROCKI describe el empleo de un procedimiento de endurecimiento acelerado en el control de calidad de los hormigones de una presa. Aprovechando esta ocasión, examina por el método estadístico la posibilidad de estimar la resistencia a 28 días, partiendo de los resultados de los ensayos acelerados a 1 día. Ha encontrado que existe una buena correlación entre las dos variables, correlación que se mantiene como buena en el caso de pequeñas variaciones en las calidades de los componentes del hormigón. La aproximación estimada del método parece variar de ± 7 a ± 14 por ciento.

El Sr. MALHOTRA se refiere también a los resultados de los ensayos sobre los hormigones de una instalación hidroeléctrica. El ensayo a compresión de 737 probetas ha demostrado la posibilidad de sacar la resistencia convencional a 28 días con una aproximación de ± 15-23 por ciento.

Incluso, el trabajo del Sr. VUORINEN parte de los resultados de ensayos acelerados efectuados sobre hormigones para construcciones hidráulicas. La predicción de la resistencia a 28 días, a partir de los resultados de ensayos acelerados a 1 día parece buena, siendo las dispersiones del orden de ± 20-30 kg/cm²; sobre todo, la precisión es, al menos, igual a la de los resultados del ensayo a 7 días de probetas conservadas en ambiente natural.

Los dos últimos trabajos, que se refieren, como ya hemos dicho, a métodos de endurecimiento acelerado en agua hirviendo, dan datos importantes sobre procedimientos cuya normalización está en fase muy avanzada.

Los Sres. MALHOTRA y ZOLDNERS han adoptado el «método modificado hirviendo» propuesto por AKROYD. Han preparado, según este procedimiento, 1.245 ensayos de probetas cilíndricas, para compresión, de composición y procedencia diversas, realizándose los ensayos en tres laboratorios diferentes. Los resultados parecen confirmar la posibilidad de deducir la resistencia convencional a 28 días, con una precisión de ± 12 por ciento.

Los Sres. SMITH y CHOJNACKI resumen, en su comunicación, las conclusiones ya presentadas a la reunión de la ASTM de 1962. Exponen un procedimiento de ensayo en fase avanzada de normalización, llamado FSAC, que permite por sí mismo una buena apreciación a un

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

día, de la resistencia convencional a 28 días. Finalmente, los autores pasan revista a las cuestiones que todavía no están resueltas y sobre todo a la dificultad de obtener, con procedimientos de endurecimiento acelerado del tipo adoptado, una resistencia a 1 día igual a la convencional a 28 días.

Para completar el panorama de las investigaciones en curso sobre el tema debatido en este Coloquio, es preciso añadir que el Sr. A. J. NEWMAN, de la «Building Research Station», ha indicado que están en curso una serie de investigaciones en Inglaterra, con la cooperación de seis laboratorios, sobre el método más conveniente de endurecimiento acelerado para obtener, 24-30 horas después de la confección de probetas, una buena estimación de la resistencia convencional de un hormigón. Se han terminado los ensayos y se encuentra en curso el análisis de los resultados obtenidos.

los métodos de ensayo

El escrutinio de las fichas de información enviadas por los laboratorios que utilizan procedimientos de endurecimiento acelerado de probetas de hormigón ha permitido preparar la tabla que acompaña este trabajo y que resume los resultados de la encuesta.

Se observa en primer lugar que la mayor parte de los laboratorios adoptan un ciclo de ensayo que dura 24-30 horas, y que el tratamiento se efectúa casi siempre en agua. Aproximadamente la mitad de estos laboratorios prefieren el empleo de agua hirviendo; los demás recurren a agua caliente a 74-80° C. La primera solución es la más simple y la más rápida en vista de la más alta temperatura de tratamiento; la diferencia entre éste y el segundo método, que requiere un dispositivo termostático, no es sin embargo de gran importancia práctica.

En cualquier caso, es fácil señalar que los distintos métodos no se diferencian entre sí más que por detalles que no son de una importancia esencial. El problema se encuentra, por lo tanto, maduro para una normalización, que en efecto está siendo ya estudiada por un grupo de trabajo de la ASTM que pronto presentará sus conclusiones.

el endurecimiento acelerado de modelos

El autor de este resumen citaba, como aplicación de los métodos de endurecimiento acelerado, el tratamiento de maquetas de hormigón destinadas a los ensayos sobre modelos reducidos. Ninguna de las contribuciones a este coloquio han tratado de esta cuestión, de suerte que sólo pueden citarse los trabajos del propio autor. Sin embargo, parece que el endurecimiento acelerado de maquetas puede ser útil, bien para ganar el mayor tiempo posible, bien porque las propiedades del hormigón tratado permanecen más o menos invariables por largo tiempo.

conclusiones

De los resultados del coloquio, pueden sacarse algunas conclusiones.

Ante todo, la organización de este coloquio por correspondencia ha evidenciado, por el número de participantes, que el problema de los ensayos acelerados de los hormigones es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

importante y de actualidad. Un número no despreciable de laboratorios efectúa ya ensayos de este tipo y probablemente otros se estimularán a hacerlo después de este coloquio.

Es digno señalar un segundo punto. La mayor parte de los investigadores están tratando de buscar un método de endurecimiento acelerado capaz de dar, a 1 día después de su confección, datos suficientemente precisos sobre la resistencia convencional de un hormigón a 28 días. Parece demostrado, por las investigaciones llevadas a cabo hasta ahora, que puede obtenerse el resultado deseado con una precisión media de ± 15 %, lo que parece suficientemente aceptable.

Finalmente, los ciclos de ensayo ampliados a 24 horas, empleados en los laboratorios que han dado información a este respecto, no se diferencian entre ellos más que en detalles que no son esenciales. Parece pues posible unificar todos estos métodos en una normalización preliminar. La preparación de estas normas podría ser confiada a la comisión «Hormigón» de la RILEM.

bibliografía

Unido al rapport general del Sr. BERIO existen 55 referencias bibliográficas que dan una idea bastante definida del tema.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Laboratorio	Laboratoire d'Essais des Matériaux de la Ville de PARIS	Institutul de Cercetari in Constructii si Economia Constructiilor BUCAREST	Instituut T. N. O. voor Bouwmaterialen en Bowconstructies DELFT	Materials Laboratory of the Snowy Mountains Hydro-Electric Authority AUSTRALIA
Problema que ha inducido a la adopción del endurecimiento acelerado.	Predicción rápida de la resistencia de los hormigones para piezas prefabricadas.	Control inmediato de la resistencia en obra y en prefabricación.	Control rápido de la resistencia de los hormigones.	Control rápido de los hormigones para construcciones hidráulicas.
Epoca inicial:	1963	1961	1957	1956
Procedimiento adoptado:		en encofrado estanco	desmoldadas	en los moldes
Las probetas se ponen después de moldeadas:		inmediatamente	48 h	30 min
En:	vapor	vapor o agua	agua hirviendo	agua
A la temperatura de:	80° C	98° C	100° C	74° C
El tratamiento dura:	4 h	3 h	2 h 30 min	21 h 30 min
Después se rompen:	inmediatamente	inmediatamente después de sacadas del molde	21 h después de sacadas del molde	2 h después de sacar y desmoldar.
Duración total del ciclo de ensayo:		3 h	72 h	24 h
Observaciones:				

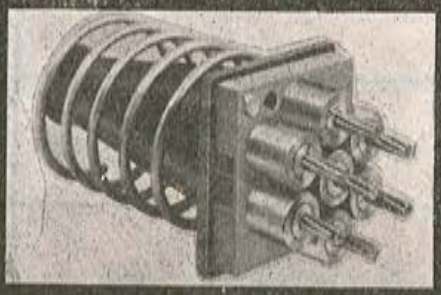
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Materials Laboratory of the Snowy Mountains Hydro-Electric Authority AUSTRALIA	Imatran Voima Osakeyhtiö HELSINKI	Materials and Research Division Dept. of Highways of Ontario TORONTO	Instytut Techniki Budowlanej WARSZAWA	Dept. for Testing Materials - Norges Teckniske Hogskole TRONDHEIM	Facolta di Ingegneria. Istituto di Scienza delle Costruzioni Universita de CAGLIARI
Predicción a 24 horas de la resistencia de los hormigones a 28 días.	Control rápido de la resistencia de los hormigones en obra.	Control rápido de calidad de los hormigones para carreteras.	Control rápido de calidad de los hormigones para una presa.	Estimación rápida de la resistencia de los hormigones.	Estimación rápida de la resistencia de los hormigones.
1963	1961	1962		1963	1960
en los moldes	en los moldes	en los moldes			desmoldadas
24 h		20 min después de obtener una resistencia al ensayo Proctor de 246 kg/cm³ (1)	16 h	24 h	16 h
agua hirviendo	agua	agua hirviendo	agua	agua hirviendo	agua
100° C	80-85° C	100° C	75-80° C	100° C	80-85° C
3 h 30 min		16 h	7 h	3 h 30 min	8 h
1 h después de sacar y desmoldar	después de desmoldar	después de desmoldar	1 h después de sacar	1 h después de sacar	inmediatamente
28 h 30 min	24 h	24 h	24 h	28 h 30 min	24 h
El procedimiento adoptado es el método "Akroyd" modificado		Procedimiento FSAC			El mismo procedimiento es adoptado para el endurecimiento de los modelos reducidos en hormigón

(1) Según la Norma ASTM C. 403.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Terminal petrolífera de CEPSA en Tarragona
Contratista: DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.



Sistema CCL para

PRETENSAR Y POSTENSAR

RECLAMO

Anclajes de alambres y cordones por cuñas de acción directa. • Posibilidad de obtener grandes y pequeñas concentraciones de esfuerzos. • Gatos sencillos y manejables. • Equipos de inyección. • Placas de apoyo de neopreno. • Economía de precios. • Asistencia técnica.

Solicite información y referencias de obras realizadas en España a

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS S.L.

Valencia, 308 - T. 215 57 85 - Barcelona (9)
Santiago Bernabeu, 2 - Tel. 261 44 73 - Madrid (16)

Ruego me envíen documentación sobre el sistema CCL para pretensar ☐ y postensar ☐

Nombre ..... **Profesión** .....

Dirección .....

Localidad ..... **Provincia** .....

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

591-6-3

cúpula prefabricada para el anillo "ADONE" de los laboratorios del CNEN, en Frascati, (Roma)

CARLO CESTELLI GUIDI, Prof. Ing.
ANTONINO GIUFFRE, Dr. Ing.

Traducción del artículo publicado en el número de junio de 1966, de la Revista «L'Industria Italiana del Cemento» *

PROYECTO Y CONSTRUCCION

Para la realización del proyecto «Adone» que el CNEN viene desarrollando en sus laboratorios de Frascati, era necesario disponer de un gran anillo de aceleración de electrones. Con este fin se colocaron, alrededor de una circunferencia de 36 m de diámetro aproximadamente, doce pesados imanes destinados a acelerar el doble haz de partículas que recorren el perímetro de dicha circunferencia, hasta lograr que alcancen la velocidad necesaria, para las experiencias de bombardeo electrónico.

Las notables dimensiones de los aparatos y el peligro de radiaciones durante su funcionamiento, exigían un cuidado especial en las estructuras destinadas a contenerlos. Por este motivo se adoptó para el cerramiento una pared de hormigón, de un metro de espesor.

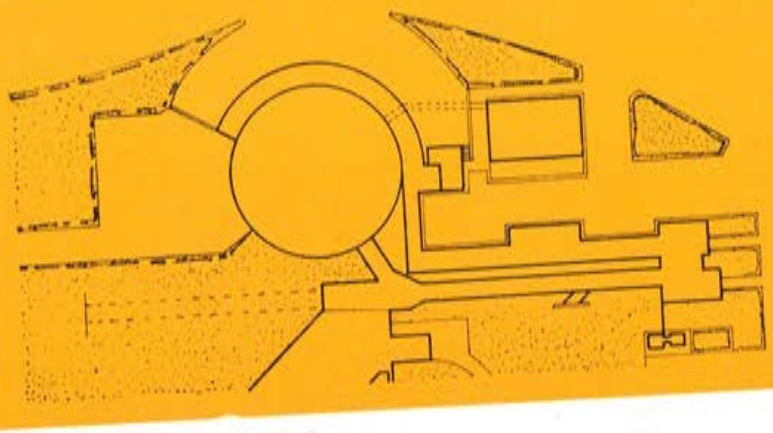


Fig. 1.—Plano del edificio

* Agradecemos al Profesor Cestelli Guidi la autorización que, amablemente, nos ha concedido para publicar esta traducción y el envío de los originales de las fotografías que lo ilustran. LA REDACCION.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Como tanto los aparatos como los circuitos de electrones no llevan pantallas de protección era preciso construir un recinto cerrado, especialmente pesado y compacto a la altura de los haces de electrones y capaz de albergar a todo el conjunto de estas potentes y peligrosas instalaciones.

Un cilindro de hormigón de 10 m de altura y 46 m de diámetro, cubierto por una cúpula esférica de idéntico diámetro, constituye este recinto cuyo volumen interior es de 18.000 m³, aproximadamente.

La forma particular de los aparatos, la amplia superficie que ocupan, la necesidad de disponer los suficientes espacios para los técnicos, cuya presencia es constantemente necesaria, hacen del conjunto que los protege un amplio salón.

Las ventanas van situadas por encima de la zona recorrida por los haces de electrones, a la cota de 10 m sobre el pavimento, entre la pared perimetral y el anillo de apoyo de la cúpula. En este caso, junto con la exigencia de huecos para la iluminación del salón era preciso satisfacer otra necesidad totalmente opuesta: un cerramiento perfectamente estanco. Para poder utilizar marcos simples y eficientes, la vidriera ha sido proyectada vertical y subdividida en rectángulos iguales. De esta forma, una serie de esbeltos montantes separan la cúpula esférica de la pared cilíndrica, interrumpiendo con una franja de vidrieras la continuidad del recinto.

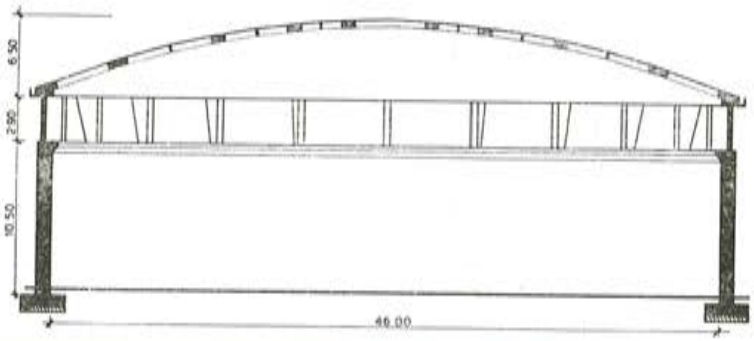


Fig. 2.—Sección transversal de la estructura

LA CIMENTACION

Con el fin de que los haces de electrones atraviesen siempre los imanes a la cota exacta, era necesario que el plano de apoyo de éstos se mantuviese rigurosamente inmóvil, a lo largo del tiempo. Para ello se exigió que desde la colocación de los imanes hasta la segunda comprobación a los seis meses, los asientos diferenciales tenían que ser inferiores a 6 décimas de milímetro. Esto hizo preciso construir una cimentación de características especiales.

El subsuelo en el área de la obra está constituido por material piroclástico, pero de resistencia heterogénea ya que junto con tobas compactas se encuentran masas caóticas de arena. Esta heterogeneidad hizo aconsejable adoptar una cimentación directa superficial, con apoyos constituidos por 8 pilotes prefabricados debajo de cada imán. Estos pilotes van introducidos en perforaciones realizadas mediante barrenas, rellenas después de arena y solidarizados finalmente al terreno mediante inyección de cemento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

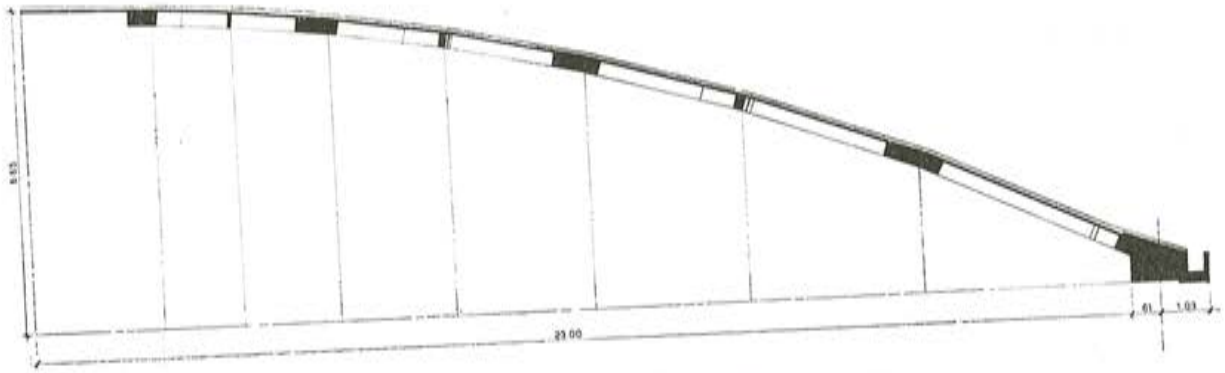


Fig. 3.—Sección de la cubierta

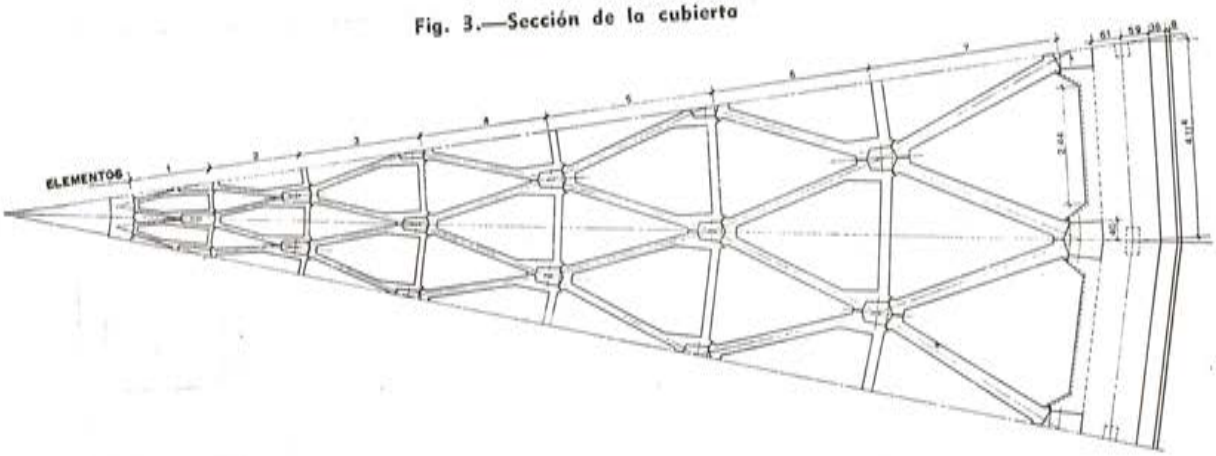


Fig. 4.—Trazado de los nervios

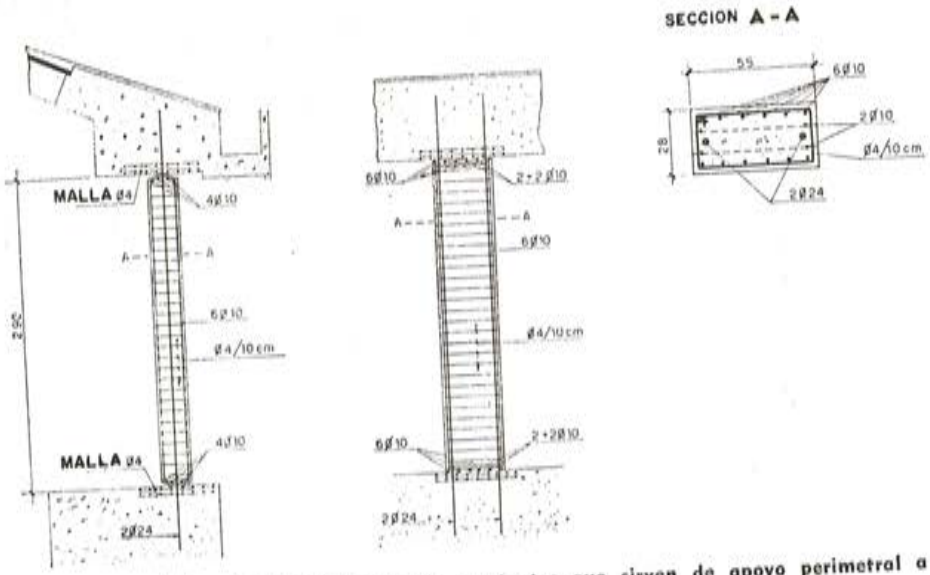


Fig. 5.—Disposición de armaduras en los montantes que sirven de apoyo perimetral a la cúpula

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El mayor y el menor de los elementos prefabricados

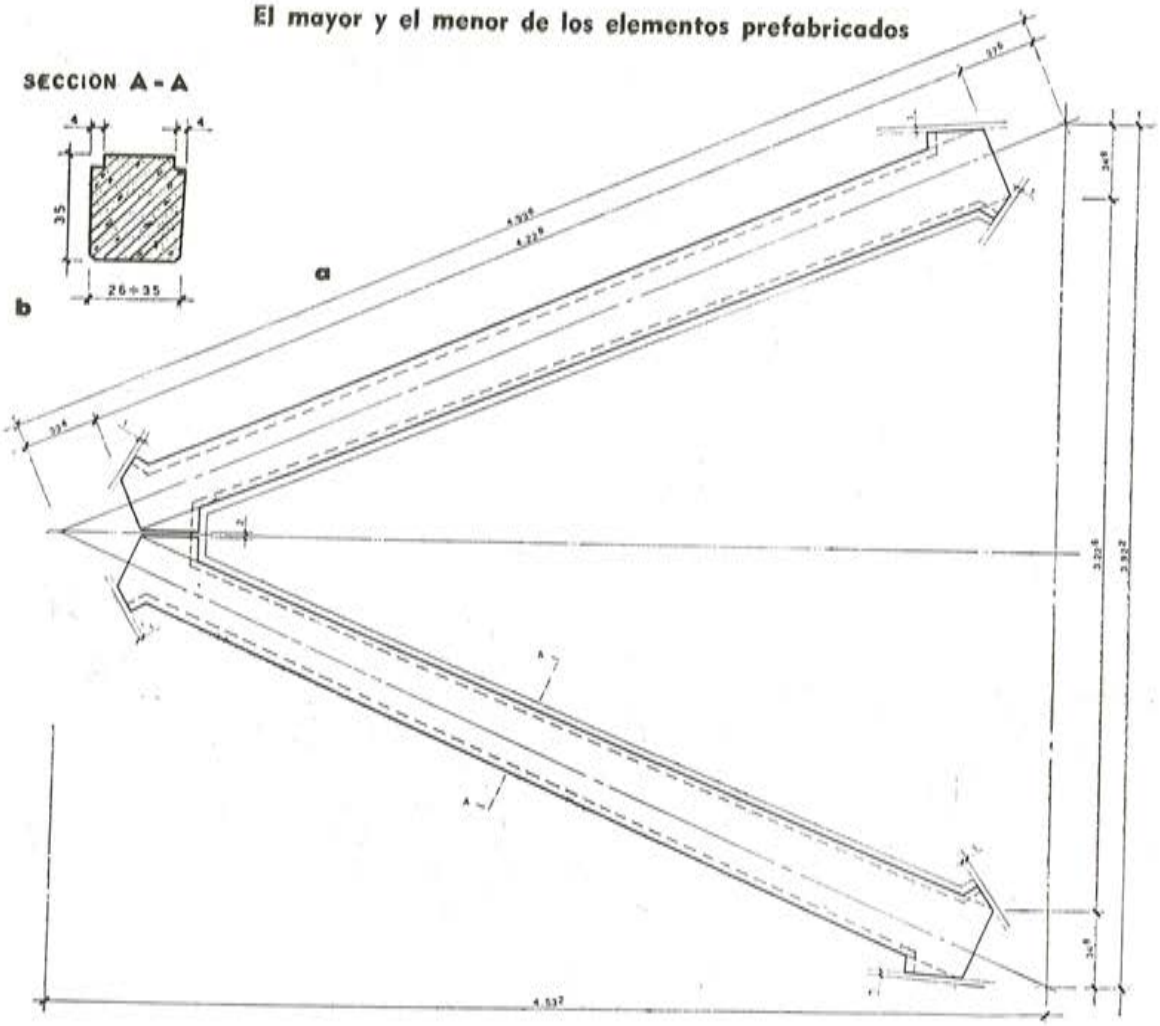


Fig. 6.—El elemento 7 está constituido por sólo dos elementos en vez de por un triángulo completo, para resolver el doble problema planteado por la capacidad de la grúa y la unión con el anillo de borde.

a planta; b sección transversal de un elemento

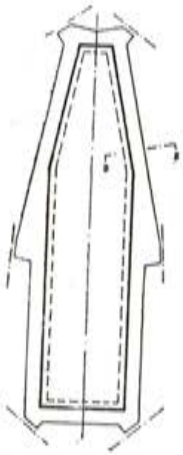


Fig. 7.—El elemento 1 que termina en el anillo de clave

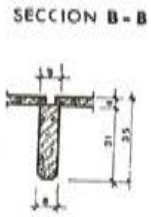


Fig. 8.—Apoyo de la placa sobre el nervio del elemento 1

Fig. 9.—Placa prefabricada de cerramiento entre los elementos 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Detalles de uno de los elementos prefabricados

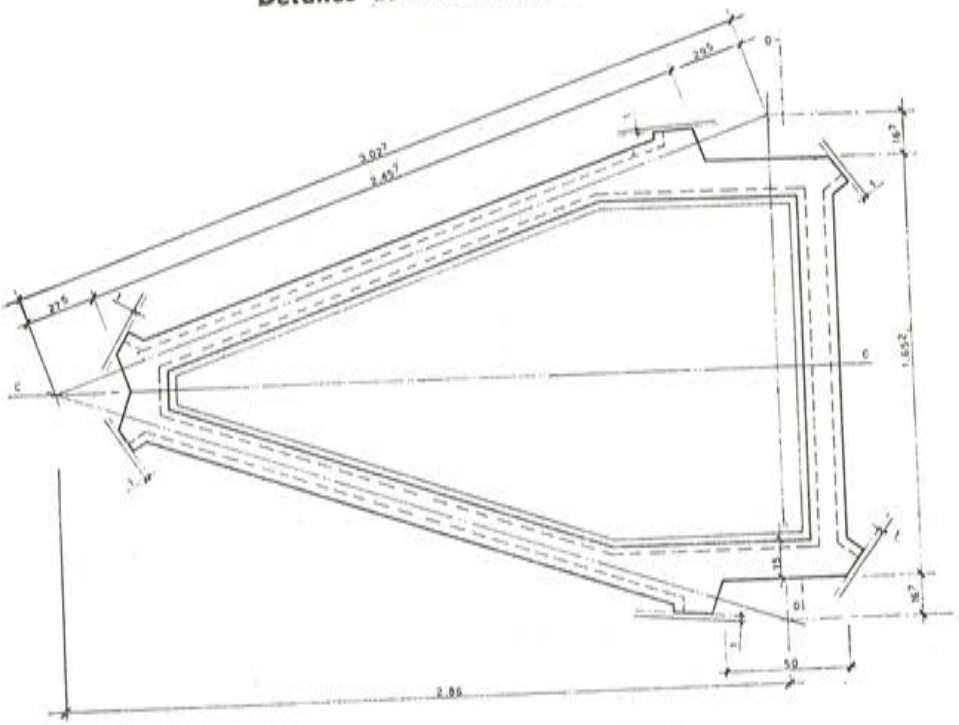
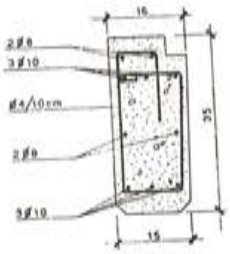


Fig. 10.—Elemento 4; planta y secciones

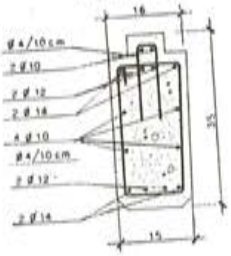
SECCION D - D

SECCION E - E

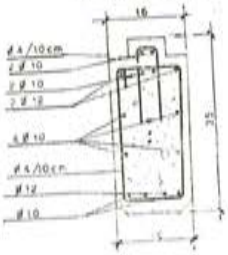


SECCION C - C

SECCION F - F



SECCION G - G



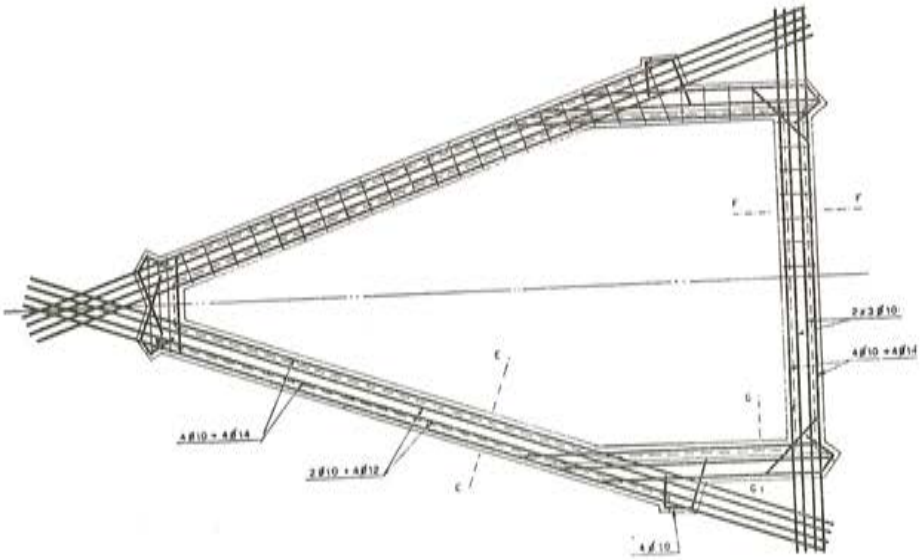


Fig. 11.—Disposición de la armadura en el elemento 4

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Disposición de los cables de pretensado

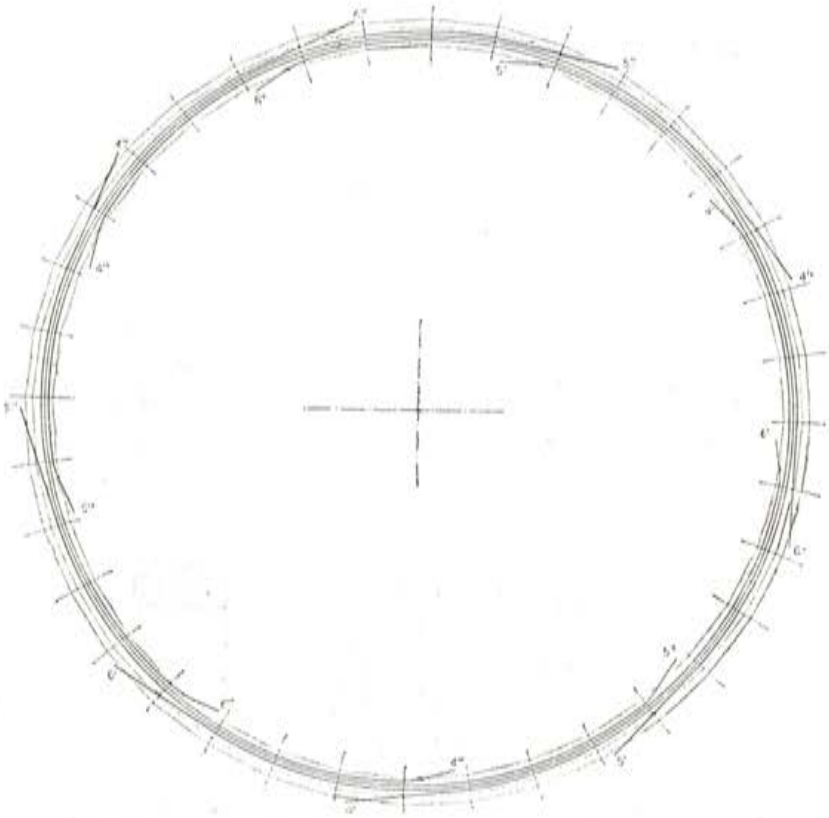


Fig. 12.—Primera capa de aros de pretensado, en el anillo de borde

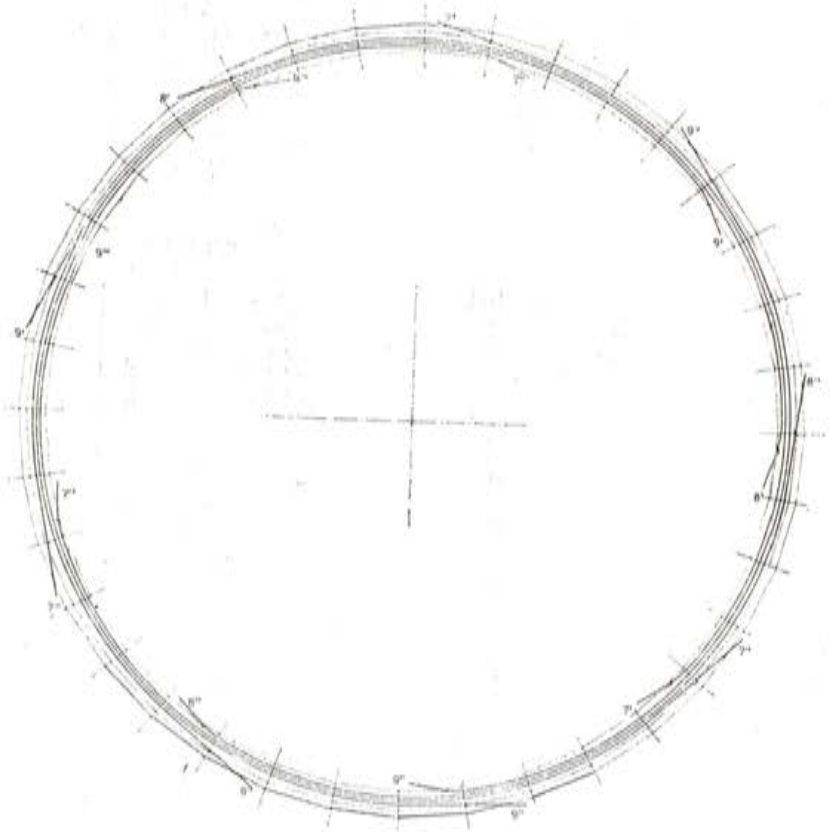


Fig. 13.—Segunda capa, desfasada respecto a la anterior

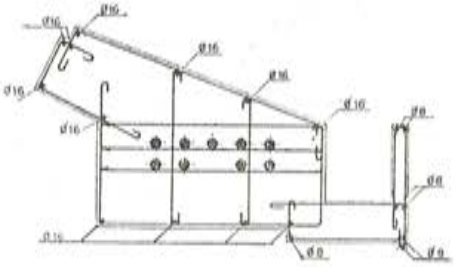


Fig. 14.—Sección transversal del anillo de borde

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La gruesa pared perimetral se ha cimentado sobre pilotes de 45 cm de diámetro y 14 m de longitud, aproximadamente.

LA PARED PERIMETRAL

Se le ha dado un metro de espesor para conseguir una perfecta protección contra las radiaciones. En total se emplearon 460 m³ de hormigón, armado con cerca de 21 t de acero.

LA CUPULA

El hormigonado en obra de una estructura laminar requiere una cimbra continua. En el caso particular del proyecto que se estudia hubiesen sido necesarios 1.800 m² de entablado para montar dicha cimbra.

Además, la puesta en obra de un espesor pequeño de hormigón crea siempre preocupaciones en cuanto a la homogeneidad del hormigón obtenido y a causa de los fenómenos que se originan en el descimbramiento.

Para la cúpula del CNEN se ha considerado más económico y estáticamente más seguro adoptar un sistema estático reticular prefabricado. Como, por otra parte, la empresa constructora Vianini, S. A., a la cual se le adjudicó la obra, poseía talleres para la construcción de prefabricados de hormigón, existía la posibilidad de realizar en taller elementos de hormigón armado, con materiales y procedimientos constructivos perfectamente constantes y controlados. Por todo ello, para la construcción de la cúpula se adoptó el siguiente plan de ejecución:

a) realización en taller de los elementos prefabricados, en hormigón armado;

b) transporte a obra de estos elementos, y colocación de los mismos por medio de una grúa instalada en el centro del edificio;

c) unión de los distintos elementos entre sí, mediante el hormigonado in situ de los nudos.

Las dimensiones de los elementos prefabricados venían, por consiguiente, limitadas por la capacidad de la grúa y la necesidad de transportarlos desde el taller a la obra. Por ello, el proyecto hubo de hacerse a base de subdividir la totalidad de la cúpula en un gran número de elementos lo cual influyó, de un modo decisivo, en el aspecto característico que tiene la obra terminada.

Para definir la forma de los elementos prefabricados, se dividió la cúpula en 36 husos esféricos y 7 anillos concéntricos. Cada anillo está así, constituido por 36 elementos triangulares planos (fig. 16) cuyos vértices quedan en contacto con los correspondientes de los elementos de los anillos adyacentes. Todos los vértices quedan sobre una superficie esférica, con lo cual la forma que adquiere la cubierta es la de una porción de poliedro inscrito en una esfera. Cada elemento prefabricado es una malla de la red triangular de nervios (fig. 17) que constituye la estructura resistente de la cúpula. La forma de los vértices se ha estudiado de manera que, en cada nudo, concurren tres elementos que quedan en contacto pero dejando el hueco necesario para el hormigonado del nudo y la colocación de la armadura (fig. 18).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Para cerrar los triángulos prefabricados y los espacios también triangulares que quedan entre ellos, se han utilizado placas de hormigón armado, de 4 cm de espesor, igualmente prefabricadas, que encajan en asientos apropiados previamente dispuestos en los nervios.

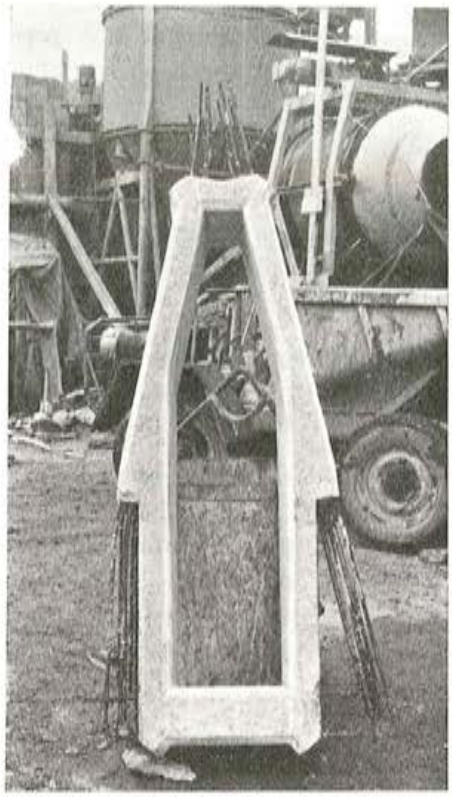


Fig. 15.—El elemento 1, de hormigón armado prefabricado

El acabado definitivo que completa la superficie exterior de la cúpula está formado por una capa (fig. 20) de hormigón armado de 2 cm de espesor, reforzada con una malla metálica de alambres de 6 mm de diámetro, cada 30 cm.

En el perímetro de la cúpula los elementos prefabricados se unen a un anillo de hormigón pretensado (fig. 21), construido in situ sobre los montantes de la vidriera, a los cuales transmite las reacciones de borde. En el centro de la cúpula los elementos más pequeños terminan en un anillo de clave que recoge los esfuerzos según los meridianos.

También este elemento de cerramiento, con la placa circular interna, se hormigona en obra.

El espesor medio del conjunto constituido por los elementos prefabricados, las placas de cerramiento y la capa superior de hormigón, resulta de 14,5 cm (fig. 22).

El sistema constructivo adoptado presenta, en líneas generales, un esquema estático análogo al clásico de las cúpulas de mampostería.

Los elementos en hormigón armado sustituyen, en realidad, a los bloques de piedra, si bien la armadura dispuesta en los nudos confiere a la estructura una resistencia a flexión

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

que no poseen las cúpulas de mampostería. El estudio de la distribución de esfuerzos se ha realizado teniendo en cuenta la discontinuidad de la estructura, deduciéndose así los esfuerzos que los elementos se transmiten unos a otros en su unión en cada nudo. Se ha partido de la hipótesis de que no existe excentricidad de esfuerzos respecto a la superficie media de la

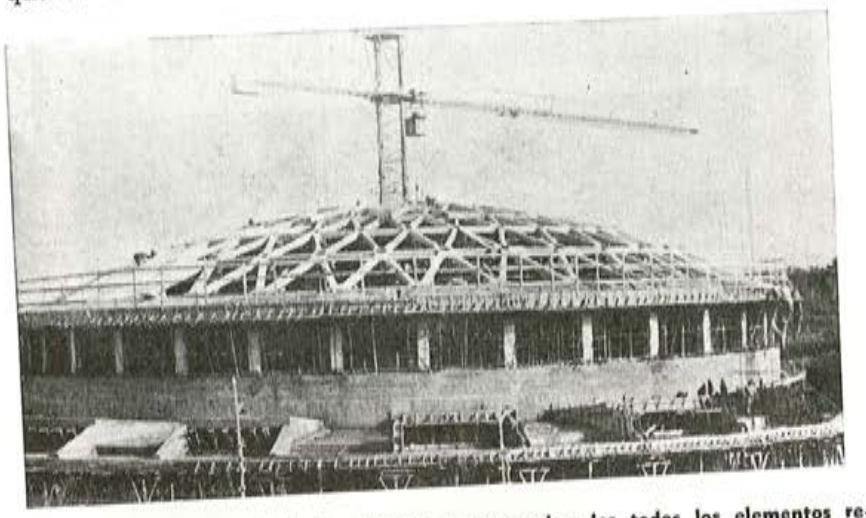


Fig. 16.—Vista general de la cúpula una vez colocados todos los elementos resistentes. En la parte izquierda se aprecian algunas de las placas de cerramiento, ya situadas

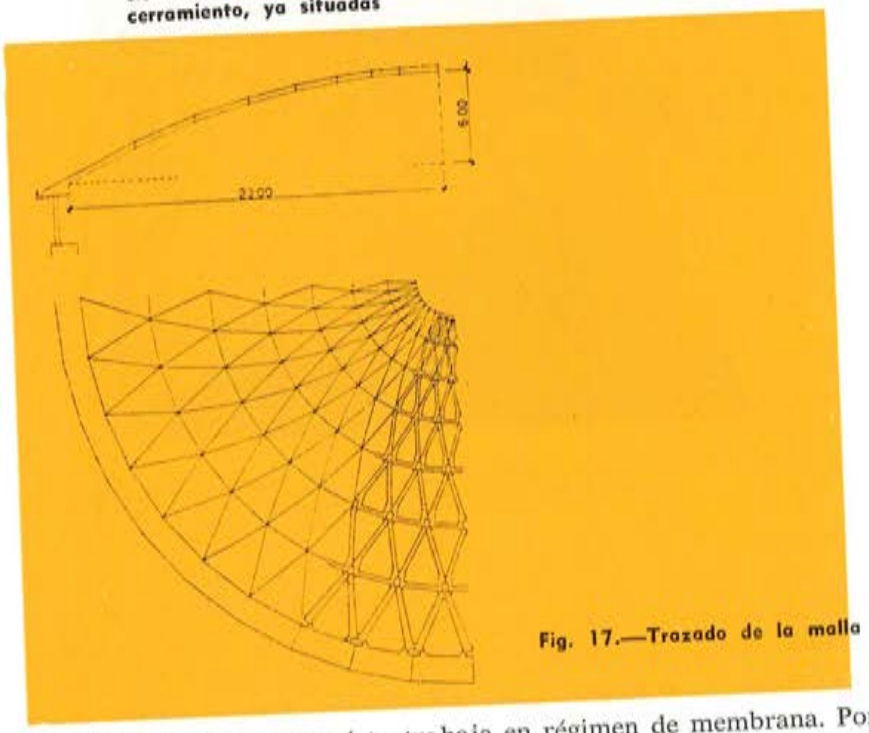


Fig. 17.—Trazado de la malla triangular

cúpula, lo que equivale a admitir que ésta trabaja en régimen de membrana. Por otra parte, la superficie poliédrica de la cúpula está tan próxima a la esférica, que un cálculo realizado según los procedimientos diferenciales propios de las cubiertas laminares de directriz continua conduce, prácticamente, a los mismos resultados.

Este método ha sido utilizado para determinar los esfuerzos producidos por el viento.

Sin embargo, según se sabe por la teoría de las láminas delgadas, el trabajo de la estructura como membrana (sin flexión), principio admitido hasta ahora como hipótesis fundamen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

tal, viene condicionado por las coacciones de borde. Estas deben ser capaces de introducir en la estructura esfuerzos tangentes a su superficie, sin ninguna excentricidad. Pero esto no basta; deben igualmente, ser capaces de seguirla en su deformación elástica respetando su trabajo conjunto con los elementos más distantes de dicho borde, como si ningún corte brusco hubiese limitado la continuidad indefinida de la lámina.

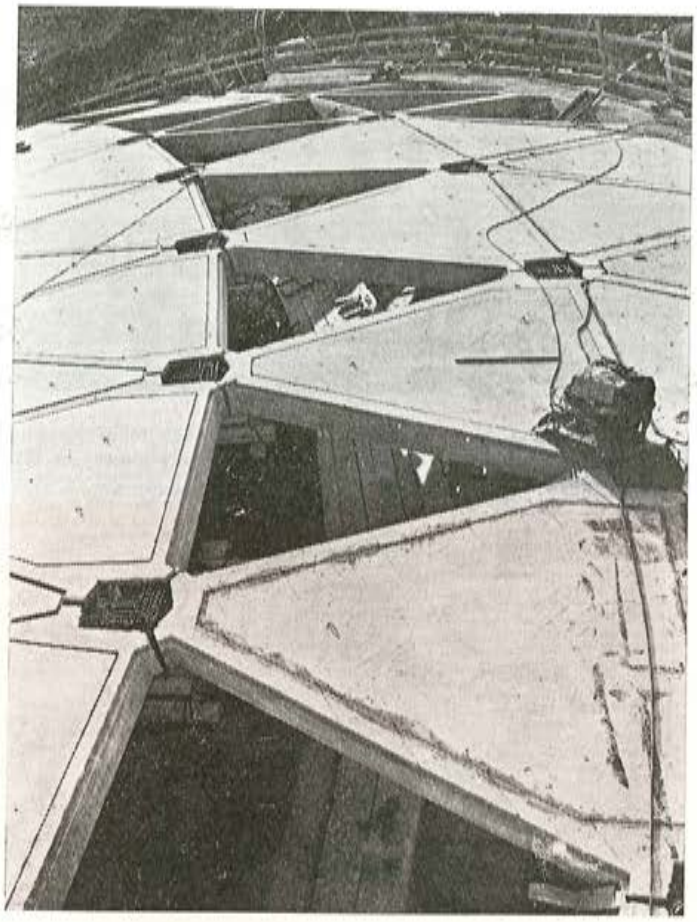


Fig. 18.—Los nudos entre los elementos de hormigón armado, prefabricados, antes de su hormigonado

En la cubierta del anillo Adone no se dan estas condiciones. Por el contrario, se apoya sobre 36 pilares o montantes verticales capaces de sostenerla pero incapaces, totalmente, de satisfacer las condiciones de borde requeridas, ni por lo que respecta a las reacciones tangentes, que deberían tener una inclinación de 25° con relación a la horizontal, ni en lo referente a las deformaciones, dado que el paralelo de borde tiene que estar comprimido y, por consiguiente, se deforma hacia el interior.

La teoría de la flexión de las láminas delgadas de estructura continua permite controlar las perturbaciones originadas por un enlace de este tipo, pero cuenta para ello con la acción favorable de zunchado de los paralelos próximos al borde. En este caso, el primer paralelo capaz de actuar de esta manera dista cuatro metros del borde de la cúpula, y eso suponiendo que la unión en los nudos entre los vértices de los diferentes elementos prefabricados resulte totalmente rígida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Por todo ello, se hizo preciso eliminar estas perturbaciones mediante un pretensado adecuado del paralelo de borde (fig. 23). zuncho de seis cables BBRV de 16 ∅ 7, pretensados, crea en la estructura un esfuerzo horizontal que, combinado con el vertical originado por los montantes de apoyo, proporciona a la reacción de borde la inclinación requerida. En estas condiciones puede afirmarse que la solución membrana coincide, con suficiente aproximación, con el régimen real de esfuerzos existentes en la cúpula. La solución, sin embargo, no resuelve completamente el problema. La magnitud del esfuerzo de pretensado se ha determinado de modo que, una vez experimentadas las pérdidas de tensión por deformación lenta de los materiales, el esfuerzo residual equilibre el peso propio de la estructura.

Fig. 19.—Placa de cerramiento, de hormigón armado, prefabricada

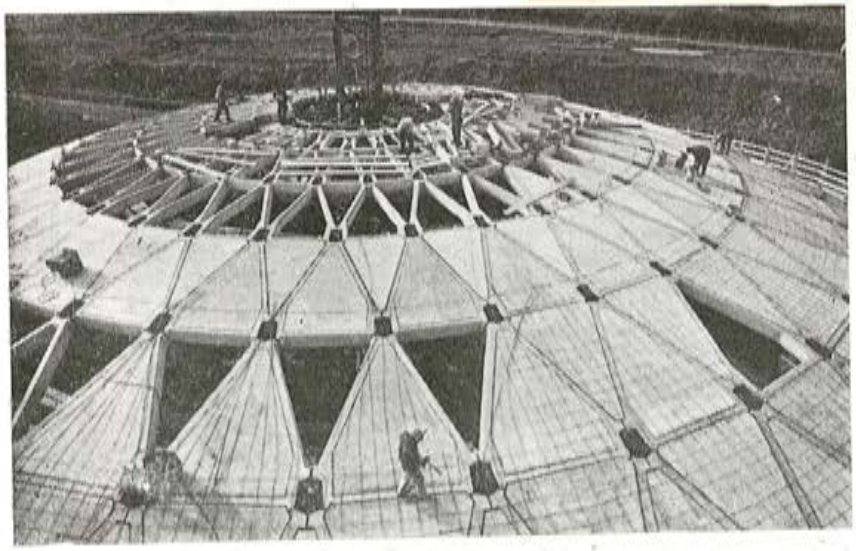


Fig. 20.—Colocación de la malla metálica antes del recubrimiento definitivo

Cuando alguna rara nevada blanquea el paisaje de Frascati y, por lo tanto, los laboratorios del CNEN, el peso de la nieve sobre la cúpula hace aumentar la reacción vertical de los montantes pero no ejerce influencia alguna sobre el esfuerzo de pretensado del anillo de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fig. 21.—Detalle del borde de la cúpula. El anillo de borde sirve de apoyo a los elementos tipo 7 que constituyen el anillo más exterior de la malla de la cúpula. En la figura se aprecian las articulaciones de los montantes perimetrales que sostienen la cúpula

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

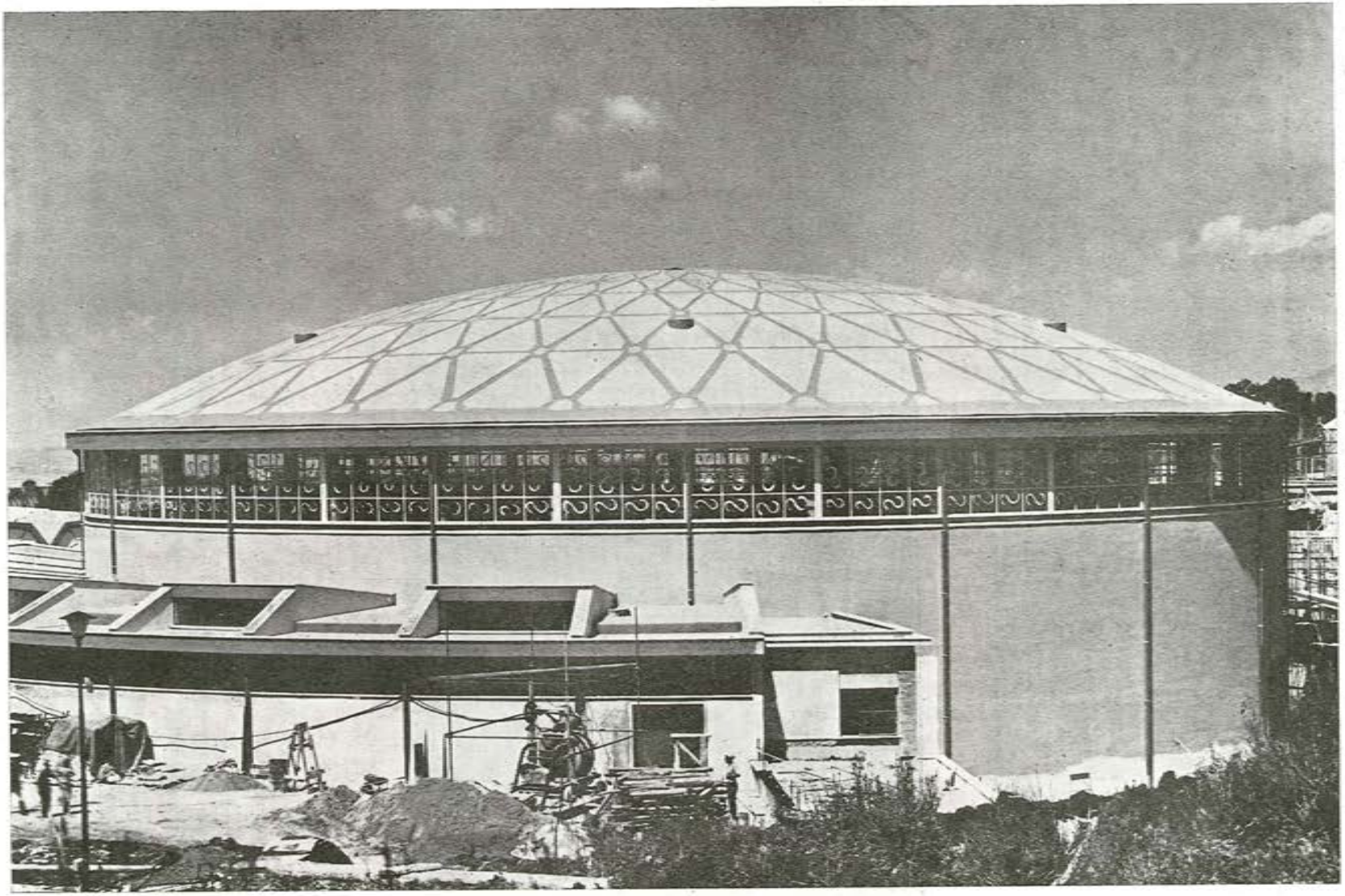


Fig. 22.—El dibujo y los colores de los cartones embreados del revestimiento reproducen en el exterior la estructura de los elementos que componen la cúpula

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

borde. Los dos esfuerzos no se combinan ya como antes y las reacciones no resultan perfectamente tangentes a la superficie. Por otra parte, el empuje radial sobre el anillo de borde resulta superior al que equilibra el pretensado y podría producir tracciones en el hormigón del anillo. Este último inconveniente ha sido eliminado mediante el artificio que a continuación se describe.

Antes de enlazar entre sí los distintos elementos de la cúpula para formar una estructura monolítica, se tesó el número de cables necesario para equilibrar los esfuerzos producidos por la sobrecarga. De esta forma se eliminan las tracciones bajo la sobrecarga máxima, pero no se corrige la inclinación de la reacción total. Por ello cuando nieva, los primeros elementos de la cúpula próximos al borde y los primeros nudos, deben soportar una cierta flexión. El acero de adherencia mejorada que constituye la armadura de los elementos prefabricados y el empalme por soldadura de estas armaduras en los nudos entre el primero y el segundo anillo de piezas triangulares, tienen por objeto resistir a tales esfuerzos.

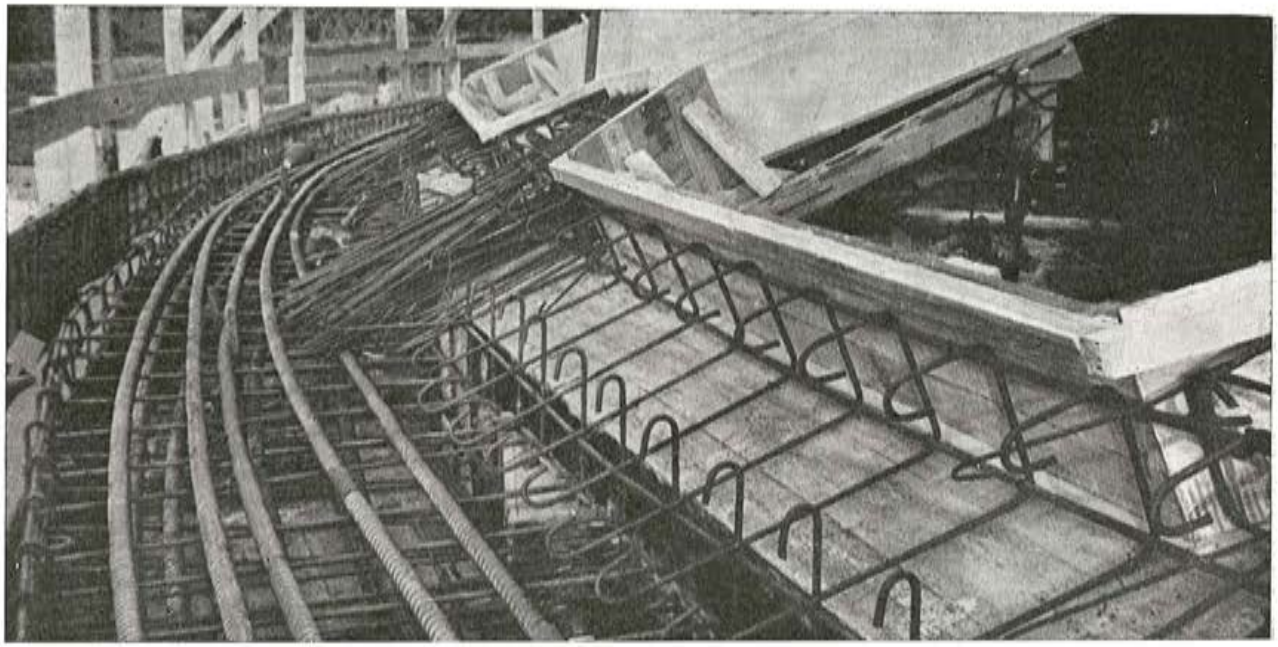


Fig. 23.—Los cables de pretensado del anillo de borde de la cúpula, dispuestos en dos capas

En ningún caso disminuye la seguridad. Las tensiones en el hormigón de los nervios no sobrepasan nunca, bajo la máxima sobrecarga, el valor de 55 kg/cm². En las zonas en las cuales se prevé una ligera flexión, las tensiones en la estructura trabajando como membrana apenas llegan a los 25 kg/cm² y la armadura existente es más que suficiente para resistir el máximo valor del momento que la incorrecta inclinación de la reacción puede producir.

Queda únicamente por comentar algo sobre las variaciones de temperatura, cuya acción, en muchos casos, puede ser más perjudicial para la estructura que la de las propias cargas. Es en este caso cuando los esbeltos montantes de las vidrieras, que tantos problemas estáticos han originado, adquieren un papel preponderante que justifica plenamente su colocación. Unidos a la pared portante y al anillo de borde mediante articulaciones, no oponen ninguna resistencia a la libre dilatación de la cúpula, y ésta puede moverse, bajo la acción de las

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

variaciones térmicas diarias o estacionales, hasta 15 ó 20 mm, sin experimentar ningún daño.

La armadura de unión de los pilares con la estructura está constituida por dos barras ∅ 24 que atraviesan todo el pilar, por su plano medio, colocadas en los dos bordes opuestos de su sección transversal.

El plano de las dos barras de acero se ha situado tangente a la circunferencia; de esta manera funciona como articulación frente a los corrimientos radiales, pero constituye un sólido empotramiento en la dirección de la tangente.

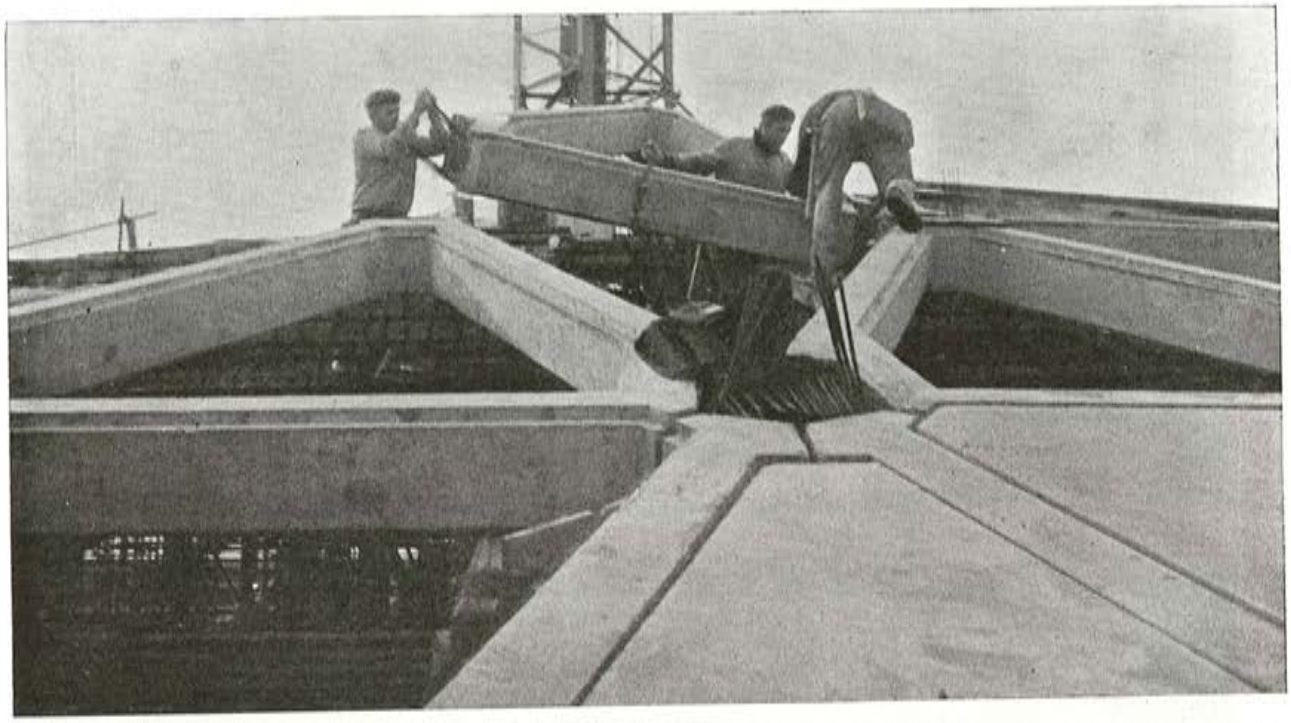


Fig. 24.—Colocación de los elementos prefabricados. Obsérvese la posición central de la grúa respecto a la cúpula

Cualquiera que sea la dirección en que actúe un esfuerzo horizontal sobre la cubierta, ya sea por la acción del viento o por una aceleración imprevista de naturaleza sísmica, siempre encontrará dos pilares, paralelos a esa dirección, dispuestos a resistir dicho esfuerzo.

De esta manera, también la estabilidad del conjunto queda asegurada.

La colocación en obra de los diferentes elementos que constituyen la cubierta y el acabado de la misma, se completó en el plazo de dos meses (fig. 24).

El resultado puede apreciarse desde el interior del recinto. El espacio encerrado, como no existe ninguna referencia a la escala humana, parece pequeño o enorme según que se observe parado o que se recorran los 140 m de su perímetro (fig. 25). El dibujo de la cúpula es totalmente inapreciable en sus verdaderas dimensiones.

Los triángulos más próximos al borde (de 3,90 m de base por 4,10 de altura) no parecen mayores que los más alejados, si se fija la vista para medirlos, aislándolos del conjunto.

Cada elemento tiene una forma perfectamente precisa y terminada; los nudos más que unirlos a los adyacentes, lo que hacen es separarlos. Sin embargo, la red constituida por tales nudos constituye el origen del único aspecto predominante; el de los círculos concéntricos de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

los paralelos, cada vez más amplios, hasta llegar a la luz de las vidrieras. Realmente, es la grúa la que ha proyectado la cubierta; son las mesas vibrantes de taller las que le han dado forma.

Elementos que han influido en la obra del hombre casi tanto como el viento y la lluvia en el modelado de una montaña.

Fig. 25.—Vista, desde el interior, de la cúpula terminada

COMENTARIOS A LOS CALCULOS REALIZADOS

Dimensionamiento geométrico de los elementos

Para determinar las dimensiones exactas de los elementos prefabricados y la forma de los nudos en los que se enlazan unos con otros se ha estudiado, ante todo, el trazado de los nervios en proyección horizontal.

Una vez fijados los vértices de la malla triangular en que se subdivide la superficie completa de la cúpula, se determinaron, analíticamente, las coordenadas de los mismos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Las dimensiones de los nervios se han obtenido considerando primero la cúpula en estado membrana, y comprobándola después a flexión, mediante un cálculo aproximado. La forma del nudo se ha determinado con el criterio de cortar los dos nervios perpendicularmente a sus ejes y sus dimensiones se han deducido, analíticamente, a partir de dichas condiciones.

De esta manera fue posible trazar la exacta proyección horizontal de cada elemento.

Para pasar de esta proyección a la estructura real se empezó por obtener la cota correspondiente a los puntos extremos, superior e inferior, de cada elemento en la superficie esférica circunscrita y partiendo de estas cotas se han determinado, analíticamente, las dimensiones definitivas.

Cálculo de los esfuerzos en el estado membrana

En el estado membrana, como es sabido, se considera que los esfuerzos internos actúan tangentes a la superficie de la cúpula. Pero, teniendo en cuenta que la cúpula en estudio tiene una estructura netamente discontinua, se estimó que era preferible realizar el análisis del equilibrio interno de cada nudo, que aplicar el procedimiento de cálculo diferencial característico de las láminas delgadas de directriz continua.

El nudo genérico, comprendido entre dos elementos del anillo «*i-l*» y el elemento correspondiente del anillo «*i*» está en equilibrio bajo la acción de la carga P_i, en él aplicada, de los esfuerzos S_1 transmitidos según el plano meridiano y de los esfuerzos S_2 que actúan según el paralelo (ver fig. 26).

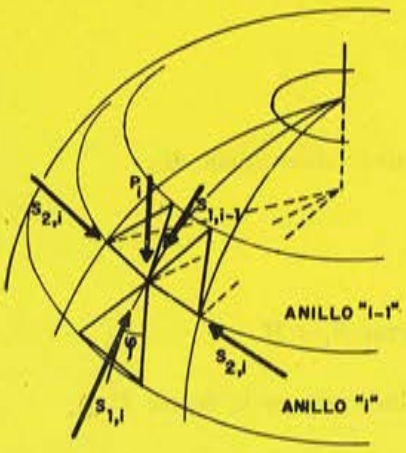


Fig. 26.—Esfuerzos que actúan sobre un nudo

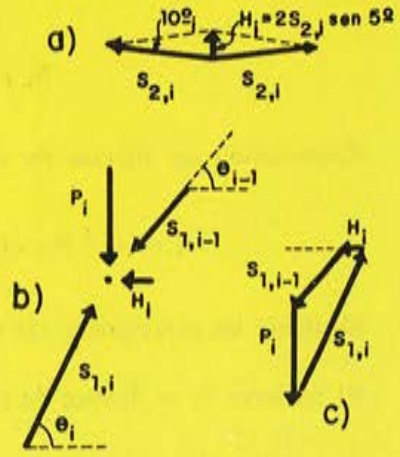


Fig. 27.—Equilibrio del nudo

Los esfuerzos S_2 se componen como en la figura 27 a) se indica dando una resultante H_i en dirección radial. El ángulo de 10° entre los lados horizontales de los dos triángulos es la consecuencia inmediata que se deduce del hecho de que el anillo interior está constituido por 36 elementos iguales.

Los esfuerzos que actúan sobre el nudo «*i*» son los que se indican en la figura 27 b) en su proyección sobre un plano meridiano. La figura 27 c) representa el polígono de fuerzas que equilibran el nudo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

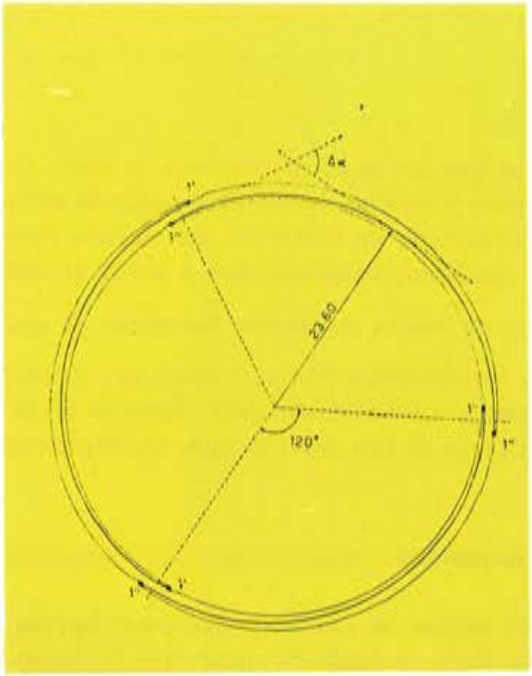


Fig. 28.—Trazado de los cables de pretensado que componen cada aro

Proyectando las fuerzas en la dirección de P_i se puede deducir la expresión que relaciona $S_{1,i}$ con $S_{1,i-1}$:

$$S_{1,i} = S_{1,i-1} \frac{\text{sen } \theta_{i-1}}{\text{sen } \theta_i} + \frac{P_i}{\text{sen } \theta_i} \qquad [1]$$

Como esta fórmula es válida para todos los nudos a partir del «1» en el que sen θ_{i-1} = = sen $\theta_0 = 0$, se obtiene:

$$S_{1,i} = \frac{\Sigma_1^i P_i}{\text{sen } \theta_i} \qquad [2]$$

Proyectando las fuerzas en dirección horizontal se puede determinar H_i:

$$H_i = (\Sigma_1^i P_i) \text{ ctg } \theta_i - (\Sigma_1^{i-1} P_i) \text{ ctg } \theta_{i-1} \qquad [3]$$

Mediante las expresiones [2] y [3] se calculan las fuerzas S_1 y H.

El esfuerzo S_2 se deduce de H mediante la expresión indicada en la figura 27 ***a***).

Es preciso tener en cuenta que S_2 viene dado por la suma del esfuerzo en el elemento horizontal (N_2) y de las componentes horizontales de los esfuerzos que actúan en los elementos inclinados (N_1) concurrentes en el nudo. Con la anotación de esta figura, en el nudo i, se tiene:

elemento i: $$N_{1,i} = \frac{S_{1,i}}{2 \cos \varphi_i},$$

elemento $i - 1$: $$N_{2,i-1} = S_{2,i} - \frac{S_{1,i-1}}{2} \text{ tg } \varphi_{i-1} - \frac{S_{1,i}}{2} \text{ tg } \varphi_i.$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Cálculo de los esfuerzos producidos por el viento

Dada la discontinuidad de la superficie real, el efecto de una carga asimétrica, como la producida por el viento, no puede estudiarse de un modo simple. Sin embargo, como quiera que se trata de un problema isostático en el cual las características elásticas de la estructura no tienen ninguna influencia y lo único que importa es su forma que, en este caso, es muy parecida a la esfera, se pueden utilizar los resultados obtenidos para la membrana esférica de superficie continua. Puede admitirse, con aproximación más que suficiente, que los esfuerzos en el elemento son la resultante de los esfuerzos distribuidos en la porción de superficie que cada uno de ellos sustituye.

Tomando como valor de la presión sobre una superficie inclinada un ángulo α respecto a la dirección del viento, el que da la expresión $q = \nu \operatorname{sen} \alpha$ (t/m²) se deducen, mediante la conocida fórmula de la membrana de revolución (*), los esfuerzos internos S_1 (según el meridiano), S_2 (según el paralelo) y $T_{1,2}$ (cortante).

La longitud por la cual deben multiplicarse los esfuerzos S_1, $T_{1,2}$, S_2 para obtener las resultantes aplicadas a los nudos, se determinan calculando la distancia entre los nudos según el paralelo (l_1) y según el meridiano (l_2).

Los esfuerzos aplicados en cada nudo serán, por consiguiente, $S_1 \cdot l_1$; $T_{1,2} \cdot l_1$; $S_2 \cdot l_2$.

Los dos primeros deben descomponerse en las direcciones de los lados inclinados del triángulo prefabricado. El $S_2 \cdot l_2$ es, directamente, el que actúa sobre el lado horizontal.

En el nudo i se tiene:

elemento i:
$$N_{1,i} = \frac{S_{1,i} \cdot l_{1,i}}{2 \cos \varphi_i} \pm \frac{T_{1,2} \cdot l_{1,i}}{2 \operatorname{sen} \varphi_i},$$

elemento $i-1$:
$$N_{2,i} = S_{2,i} \cdot l_{2,i}.$$

Pretensado del anillo de borde

El pretensado del anillo de borde se ha realizado en dos fases sucesivas. La primera, realizada después del hormigonado del anillo y antes de la colocación en obra de los elementos prefabricados, tenía por objeto introducir en el anillo un esfuerzo de pretensado igual al menos a la tracción en él originada por la sobrecarga accidental. Este pretensado no produce efecto alguno sobre la distribución de los esfuerzos internos en la cúpula. Actúa sólo sobre el propio anillo eliminando la posibilidad de que puedan aparecer tracciones en el hormigón que lo forma.

La segunda fase se ha efectuado con la cúpula ya terminada, antes de descimbrar. Su fin es proporcionar al borde de la cúpula la componente horizontal del esfuerzo S_1 que el enlace entre la cubierta y el anillo es incapaz de producir. Bajo la sola acción del peso propio, la distribución de esfuerzos en el borde de la cúpula coincidirá con el exigido por el estado membrana que, por consiguiente, podrá considerarse cumplido a todos los efectos.

Trazado de los cables y cálculo de las pérdidas de tensión por rozamiento

Cada aro de pretensado está constituido por tres tramos de cable que se solapan unos 4 m en los anclajes. La disposición de los cables se indica en la figura 28. Cada cable tiene

(*) Belluzzi, "Scienza delle Costruzioni".—Cap. XXVII, n.º 672.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

uno de los conos de anclaje en la parte externa del anillo y otro en la interna. Los sucesivos aros de pretensado se colocaron desfasados unos de otros, y de este modo los anclajes quedan distribuidos a lo largo de todo el anillo de borde. Además, para evitar las perturbaciones que hubieran podido originar en el anillo los pares de fuerzas que actúan en sus bordes externo e interno en las zonas correspondientes a los anclajes, los seis aros de pretensado necesarios se han dispuesto en dos capas, orientadas en sentido inverso.

El posible efecto de la flexión en el plano del anillo viene, de esta manera, perfectamente equilibrado.

La longitud de cada cable es de 53,5 m y el pretensado se aplicó por los dos extremos.

El máximo de las pérdidas por rozamiento se produce en la mitad del cable, y su valor medio puede determinarse del modo siguiente:

El ángulo $\Delta\alpha$, formado por la tangente al cable en el anclaje y la tangente en la sección media, es:

$$\Delta\alpha = \frac{2\pi}{6} = 1{,}047.$$

La pérdida de tensión en la mitad del cable se puede valorar en:

$$\frac{\Delta N}{N} = (0{,}3\ \Delta\alpha + 0{,}003\ \Delta l) \times 100 = 39{,}4\ \%.$$

Por consiguiente, si la tracción del cable en el anclaje vale N_0, en la sección media valdrá: $N' = N_0\ (1 - 0{,}394)$.

Puesto que los anclajes se distribuyen a lo largo de todo el anillo, se puede admitir que, en cada sección, el valor medio del esfuerzo de pretensado es:

$$N = \frac{N_0\,(2 - 0{,}394)}{2}.$$

Los cables adoptados (B 65 del sistema BBRV, de 16 Ø 7) tienen una capacidad máxima de tracción, en servicio: $N = 50{,}8$ t.

El esfuerzo medio para cada aro resulta, por consiguiente:

$$N = \frac{50{,}8\,(2 - 0{,}394)}{2} = 40{,}8\ \text{t}.$$

En la primera fase del pretensado (destinada a resistir únicamente el efecto de las sobrecargas accidentales de ejecución) el esfuerzo de tracción que había que absorber era de 74 t. Se tesaron tres cables para mantener una compresión residual. En la segunda fase (destinada a resistir las cargas permanentes) el esfuerzo de tracción que era necesario absorber ascendía a 214 t, para lo cual fueron previstos seis cables. En el momento de realizar el tesado, por la medida de los alargamientos se ha podido comprobar que las pérdidas por rozamiento eran notablemente inferiores, en muchos cables, a las previstas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Cálculo de las pérdidas de tensión por deformación lenta

Las pérdidas por retracción y por relajamiento se han valorado, respectivamente, en el 3 y el 7 %.

Las pérdidas por fluencia se han calculado en función de la compresión introducida en el hormigón por el esfuerzo de pretensado aplicado en la primera fase ($\sigma_b = 12{,}3$ kg/cm²): $\Delta\sigma_a = 9 \times 12{,}3 = 110$ kg/cm².

Esta pérdida, referida a la tensión en el acero en el momento del pretensado, resulta igual al 1 %.

Las pérdidas totales, por deformaciones lentas, ascienden, por consiguiente, al 11 %. Como consecuencia, el esfuerzo inicial introducido en los cables fue de:

$$N_{inic} = \frac{50.8}{1 - 0{,}11} = 57 \text{ t.}$$

ESTUDIO DE LA FLEXION

No es fácil determinar los momentos flectores en el borde teniendo en cuenta la distribución efectiva de los elementos resistentes de la estructura. En cambio, resulta asequible realizar el cálculo asimilando la cubierta a una superficie de espesor constante.

Como el problema no es isostático, los resultados de un estudio efectuado de acuerdo con esta última hipótesis no pueden tener más que un carácter indicativo. No obstante, los cálculos desarrollados para una cúpula de superficie continua, con y sin pretensado de borde, han permitido obtener datos muy útiles sobre el orden de magnitud de las perturbaciones de borde y, por consiguiente, sobre la posibilidad de aceptar las hipótesis del estado membrana. Partiendo de una cúpula de espesor constante igual al espesor medio de la estructura real y utilizando los conocidos métodos de la teoría de flexión, se han planteado las ecuaciones de compatibilidad para el borde de la cúpula y el anillo de apoyo. En la tabla incluida a continuación se indican, para cuatro condiciones distintas, los valores de las incógnitas hiperestáticas X (esfuerzo radial aplicado al paralelo del borde de la cúpula; positivo si se dirige hacia el exterior), y m (momento flector que actúa en el plano meridiano en las proximidades del borde de la cúpula; positivo si produce tracciones en la fibra externa).

	$X(tX/m)$	$m(tXm/m)$
Anillo de borde no pretensado. Bajo la sobrecarga máxima.	+ 1,811	— 0,117
Anillo de borde pretensado; esfuerzo inicial. Carga permanente.	— 0,324	— 0,044
Anillo de borde pretensado; esfuerzo final. Carga permanente.	—0,089	— 0,050
Anillo de borde pretensado; esfuerzo final. Sobrecarga máxima.	+ 0,328	— 0,079

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Del estudio de la tabla se deduce que cuando no existe esfuerzo de pretensado, la reacción radial X se dirige hacia el exterior. Como consecuencia del estado membrana, el paralelo de borde resulta comprimido mientras que el anillo que recoge el empuje de la cúpula, no absorbido por los apoyos, resulta sometido a tracción y se deforma hacia el exterior traccionando la cúpula.

El pretensado introduce en el anillo el esfuerzo horizontal que los apoyos no son capaces de proporcionarle; ligeramente por exceso en las condiciones iniciales (X negativo), un poco por defecto en las condiciones finales bajo la sobrecarga máxima (X positivo) y casi perfectamente equilibrado en las condiciones normales de servicio (X aproximadamente cero).

De todo ello se deduce, sin necesidad de otro análisis más afinado, que el esfuerzo del pretensado restablece aproximadamente el estado membrana y que se puede admitir que tal estado es aplicable a la estructura discontinua.

El proyecto del conjunto de los laboratorios ha estado a cargo del Dr. Ing. Renato Cerchia, que también actuó como director de obra por parte del CNEN.

El proyecto de la estructura lo realizaron el Prof. Ing. Carlo Castelli Guidi y el Dr. Ing. Antonino Giuffrè.

La empresa constructora fue la firma «Vianini», de Roma, y el director de la obra en representación de la contrata el Dr. Ing. Vincenzo Tesei.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

628-0-14

características que deben reunir los alambres para hormigón pretensado

F. J. JIMENEZ ATIENZA, Ingeniero

Texto de la conferencia que, organizada por la Asociación Española del Hormigón Pretensado, pronunció, en Costillares, el 2 de marzo de 1967, D. Francisco Javier Jiménez Atienza, Ingeniero de «Nueva Montaña Quijano, S. A.».

INDICE

Introducción

1. Exposición general de los procedimientos de fabricación.
   - 1.1. Los procedimientos de fabricación.
   - 1.2. Estudio comparativo de los procedimientos de fabricación.
2. Descripción de las técnicas de trefilado.
   - 2.1. La deformación plástica en el trefilado.
   - 2.2. La deformación en frío de los metales. El trefilado.
     - 2.2.1. Introducción.
     - 2.2.2. La preparación de la superficie.
     - 2.2.3. El trefilado.
     - 2.2.4. El patentado.
3. Exposición de las condiciones que debe reunir un alambre para su empleo como armadura de pretensado.
   - 3.1. Introducción.
   - 3.2. Fluencia y relajación.
     - 3.2.1. Consideraciones generales.
     - 3.2.2. Teoría de la fluencia.
     - 3.2.3. Equivalencia entre fluencia y relajación.
     - 3.2.4. Conclusiones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

3.3. Características que debe reunir el alambre.

3.3.1. Resistencia y límite elástico.

3.3.2. Relajación.

3.3.3. Alargamiento.

3.3.4. Ductilidad.

3.3.5. Corrosión.

3.3.6. Otras condiciones.

3.4. Propuesta de un Pliego para armaduras de 5 y 7 mm de diámetro.

INTRODUCCION

El objeto de esta conferencia es llegar a determinar las características que deben reunir los alambres para hormigón pretensado. Dividiremos esta exposición en tres grandes capítulos:

1. Exposición general de los procedimientos de fabricación. Estudio comparativo de los mismos.
2. Descripción de las técnicas de trefilado del alambre.
3. Exposición de las condiciones que debe reunir un alambre para su empleo en las obras de hormigón pretensado. Fluencia y relajación (*).

1 exposición general de los procedimientos de fabricación

1.1. Los procedimientos de fabricación.

Los procedimientos de que dispone la industria para fabricar los alambres de las armaduras, pertenecen a dos grandes grupos: aquellos en los que el alambre alcanza sus propiedades finales por tratamiento térmico, y aquellos en los que las adquieren por una deformación en frío, realizada a continuación de un tratamiento térmico.

Todavía puede hacerse una distinción en función de la composición del acero. Pueden fabricarse a partir de aceros de bajo contenido en carbono, o aceros suaves, como los que se emplean en el hormigón armado, y cuyo contenido en carbono es del orden del 0,10 %; pueden emplearse aceros de mayor contenido en carbono, hasta llegar a la composición eutectoide, en la que la proporción de carbono es del orden de 0,90 %, y, finalmente, puede recurrirse al empleo de aceros especiales.

La figura 1 ilustra estos diversos procedimientos de fabricación.

(*) NOTA DE LA REDACCION: El tercer capítulo de esta interesante conferencia ha sido ya publicado en el número extraordinario (80-81) de nuestra Revista Hormigón y Acero, dentro del texto de la comunicación presentada por el Sr. Jiménez Atienza en la V Asamblea Nacional de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, celebrada en Bilbao. Por este motivo, a continuación se incluyen, únicamente, los dos primeros capítulos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La significación de los distintos conceptos es la siguiente:

Redondo laminado. Producto obtenido por laminación a temperatura superior a la crítica.

Trefilado. Deformación en frío del alambre, producida haciendo pasar el redondo laminado a través de una hilera de forma troncocónica. Como consecuencia de ello, se obtiene un producto, el alambre, en el que se ha conseguido una mayor resistencia a la tracción, fundamentalmente.

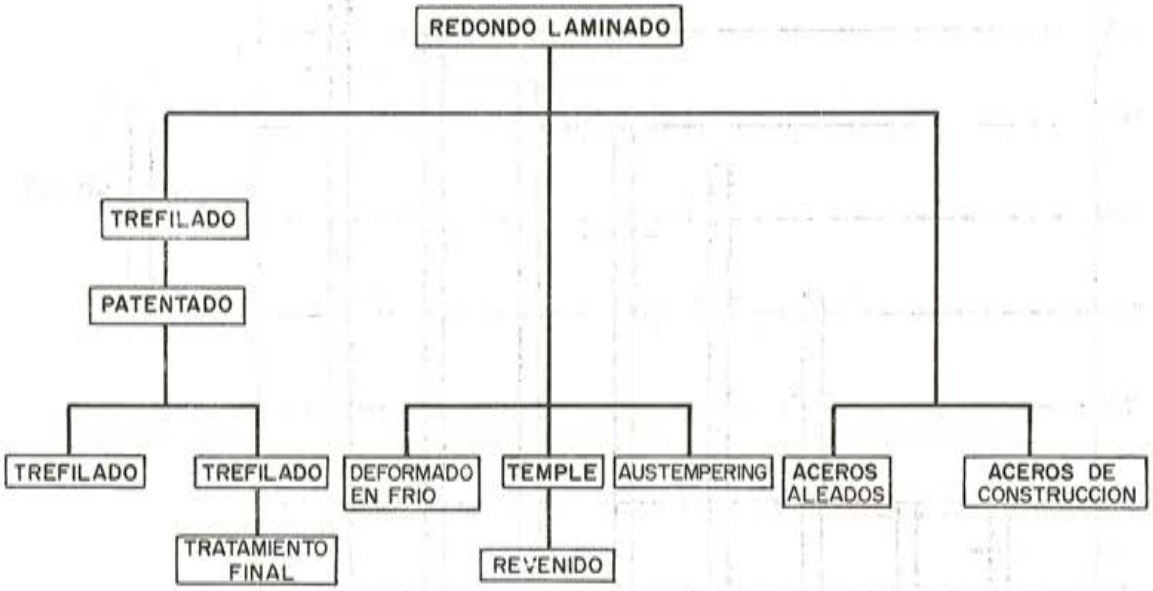


Fig. 1

Patentado. Tratamiento térmico consistente en calentar el alambre por encima de sus puntos críticos y enfriarlo bruscamente a unos 500° C. Se obtiene, como consecuencia, una estructura sorbítica, ideal para las deformaciones posteriores del alambre. Además, en esta operación se consigue una resistencia a la tracción que sólo depende de la composición del acero, y que sirve de punto de partida para calcular las características finales del alambre.

Temple y revenido. Tratamiento térmico que consiste en calentar el alambre por encima de los puntos críticos y enfriarlo bruscamente a la temperatura ambiente, obteniéndose una estructura martensítica de extraordinaria dureza y fragilidad. Para evitar la fragilidad, se somete a continuación a un calentamiento (revenido) alrededor de los 400° C, consiguiéndose disminuir simultáneamente la dureza (resistencia a la tracción) y fragilidad. De la temperatura de revenido elegida dependen las características finales.

Austempering. Tratamiento térmico que consiste en calentar el alambre por encima de los puntos críticos y enfriarlo bruscamente a una temperatura comprendida entre 300 y 400° C. Se obtienen estructuras bainíticas, intermedias entre la sorbita y la martensita.

La figura 2 indica las resistencias medias que se pueden alcanzar en los alambres obtenidos por estos procedimientos de fabricación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Según se deduce de dicha figura, los procedimientos que permiten obtener resistencias más elevadas son los de temple y revenido y los de trefilado.

1.2. ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS PROCEDIMIENTOS DE TEMPLE Y DE TREFILADO.

Para estudiar comparativamente ambos procedimientos, se partió de un acero con un contenido en carbono del 0,80/0,90 %.

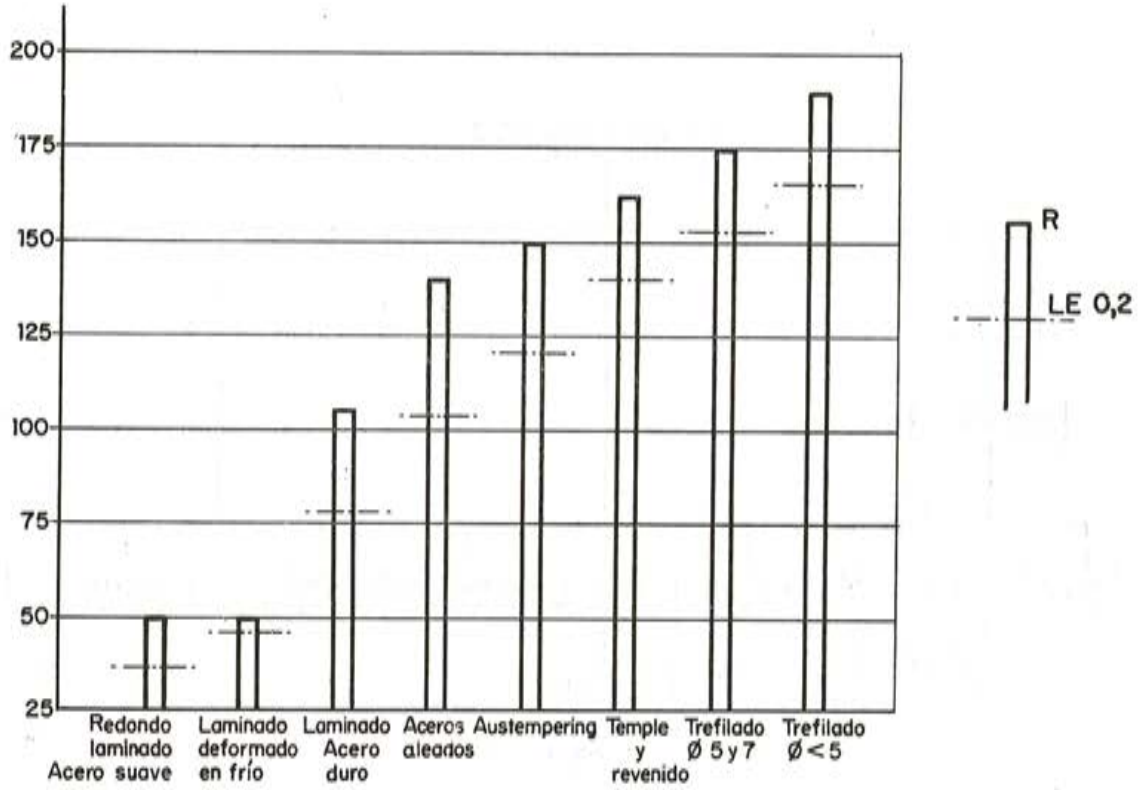


Fig. 2

Una partida de acero fue laminada a 5,50 mm de diámetro, y trefilada en una pasada de calibración a 5,00 mm. Posteriormente, se templó en baño de aceite desde una temperatura de 925° C, y se subdividió en varias partidas que fueron revenidas a temperaturas variables.

Una segunda partida fue obtenida mediante patentado y trefilado a 5,00 mm de diámetro.

De las dos partidas se ensayaron probetas de ambos extremos de todos los rollos. Se examinaron al microscopio las estructuras y se determinaron las siguientes características mecánicas:

Resistencia a tracción.

Límite elástico al 0,2 %.

Fragilidad mediante ensayo de flexiones, sobre un mandril de 20 y 30 mm de diámetro.

Alargamiento de rotura, sobre 200 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Los resultados medios de estos ensayos aparecen resumidos en el cuadro número 1.

En la columna correspondiente a «flexiones» se indica, o bien el ángulo, en grados, a que se produjo la rotura de las probetas, o bien el número de flexiones alternadas de 180° que resistió la probeta antes de producirse la rotura.

CUADRO N.° 1

Procedimiento	Temperatura de revenido	Estructura		Resistencia (kg/mm²)	Límite elástico 0,2 % (kg/mm²)	Alargamiento	Flexiones	
		Micro-granos	Tipo de estructura				Ø 20	Ø 30
Temple y Revenido	300	—	Martensítica revenida	—	—	—	0	5°
	325	—	"	188	—	—	0	5°
	390	—	"	185	—	—	0	45°
	375	—	"	188	—	1	0	2×180°
	400	1	"	175	149	5	0	2×180°
	425	—	"	166	138	5,5	2×180°	2×180°
	450	2	"	154	134	5,5	2×180°	2×180°
Trefilado	—	3	Sorbítica	182	140	4,5	5×180°	8×180°

El estudio del cuadro, nos indica:

1.° El alambre trefilado es más dúctil que el templado y revenido.

2.° En el procedimiento de temple es preciso limitar la resistencia máxima a 166 kg/mm², si se quiere tener un alambre no frágil, mientras que mediante el trefilado se consigue una resistencia de 182 kg/mm², con mayor ductilidad.

3.° Sin embargo, la relación $\frac{L.E.}{R}$, que oscila de 0,83 a 0,87 en el alambre templado y revenido, solamente alcanza 0,77 en el alambre trefilado.

Una crítica de las posibilidades futuras de ambos procedimientos lleva a la conclusión siguiente: mientras que, practicamente, se han agotado todas las posibilidades del procedimiento de temple y revenido, está muy lejos de ocurrir lo mismo con el trefilado.

En efecto, habiendo empleado acero de 0,80/0,90 % de C, la resistencia de 175 kg/mm² puede considerarse como un límite infranqueable a causa de la fragilidad. Sin embargo, por trefilado se ha alcanzado una resistencia superior con menor fragilidad y, sobre todo, no parece ilusorio pensar que puedan conseguirse resistencias superiores, partiendo de un redondo laminado de mayor diámetro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

2 descripción de las técnicas de trefilado del alambre

2.1. La deformación plástica en el trefilado.

Durante la solidificación de una aleación metálica, se empiezan a formar, en diferentes puntos de la masa flúida, cristales elementales que crecen formando dendritos o macrogranos; sin embargo, entre y uno y otro dendrito queda aprisionada una capa que no encuentra espacio para desarrollar el paralelepípedo elemental característico del sistema cristalino, y que, al no estar cristalizada, se solidifica de forma amorfa. Como consecuencia de no haber encontrado un estado de equilibrio desarrolla tensiones sobre los macrogranos cercanos; además, al proseguir el enfriamiento, se producen tensiones mutuas entre los macrogranos que provocan la descomposición del dendrito en innumerables microgranos.

El cemento amorfo tiene una constitución similar a la del estado vítreo, caracterizado por su fluidez, con muy elevada viscosidad, de manera que no solidifica, sino que, al disminuir la temperatura, aumenta su viscosidad. La resistencia del cemento amorfo es superior a la del cristal.

En el micrograno, como en todo cristal, existen planos de deslizamiento por los cuales se desliza una parte del cristal sobre otra, al aplicarle una carga.

Una carga cualquiera aplicada al cristal, podrá descomponerse en una fuerza normal que tendería a separar el cristal (a lo que se oponen las reacciones interatómicas) y una tangencial que produce el corrimiento a lo largo del plano de deslizamiento.

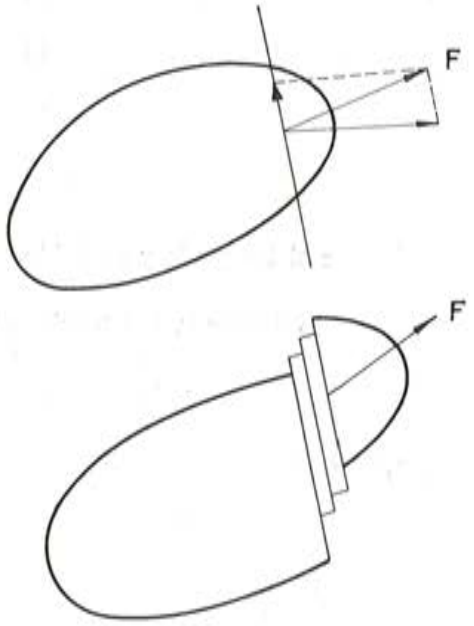


Fig. 3

Como consecuencia del deslizamiento, en la superficie de contacto entre ambos cristales se produce cemento amorfo, de mayor resistencia que el cristal, y la deformación en ese plano cesa propagándose a otro paralelo a él. El grano queda deformado, adoptando una estructura similar a la de la figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Pero en el metal hay innumerables granos. Si todos estuvieran igualmente orientados, los deslizamientos se transmitirían de grano en grano, sin más dificultad que la de tener que vencer la resistencia opuesta por el cemento amorfo o película de átomos desorganizados que rodea cada grano. Pero por hallarse los granos orientados en todas las direcciones, no pueden moverse libremente, sino que se interfieren unos con otros, dando como resultado que las deformaciones producidas por los deslizamientos son menores, y la fuerza F necesaria resultaría mayor que si todos los granos estuvieran igualmente orientados. A esta dificultad la llamaron JEFFRIES y ARCHER «Interferencia de los planos de deslizamiento».

De lo que acaba de decirse se deduce inmediatamente la siguiente conclusión: en igualdad de circunstancias, cuanto menor sea el grano mayor será la resistencia a la tracción y la dureza del metal, por ser mayor la interferencia de los planos de deslizamiento.

Según la teoría de JEFFRIES y ARCHER, se llama resistencia del plano de deslizamiento a la resistencia al movimiento a lo largo de un plano de deslizamiento, después que el deslizamiento ha comenzado ya en ese plano, y resistencia del cristal a la resistencia al esfuerzo cortante del cristal, aun no roto, en los planos paralelos al de deslizamiento, o bien a la resistencia al movimiento en un plano de deslizamiento, antes de que éste comience. Admitidas estas definiciones, he aquí algunas de las conclusiones de la teoría:

1.º Inmediatamente después de que ha comenzado el deslizamiento, la resistencia del cristal es mayor que la del plano de deslizamiento.

De donde se deduce que, una vez comenzado el deslizamiento en un plano, no puede comenzar simultáneamente en otro.

2.º A medida que aumenta el deslizamiento, crece la resistencia del plano de deslizamiento hasta ser mayor que la del cristal. Es consecuencia de la citada precipitación de cemento amorfo en el plano de deslizamiento y origina el que, automáticamente, empieze el deslizamiento en un plano paralelo al primero.

3.º El deslizamiento en un grano no sólo puede quedar interrumpido por la causa 2.ª, sino también por la interferencia con los granos adyacentes.

4.º En los metales trabajados en frío hay planos de deslizamiento en todas las etapas de evolución.

5.º El deslizamiento causa la rotura del retículo del grano en el plano de deslizamiento, e inmediatamente después de detenido el movimiento hay un restablecimiento, sólo parcial, de la cohesión.

6.º Cuando lo permite la orientación de los fragmentos desplazados, se restablece la cohesión y el plano de deslizamiento adquiere la resistencia del cristal, pasando a ser un plano potencial de deslizamiento.

7.º Después de la deformación, los fragmentos no presentan todos la misma orientación. En consecuencia, hay muchos que no pueden unirse, a no ser mediante la recristalización.

8.º La reorganización del retículo tiene lugar a temperaturas inferiores a la de recristalización.

9.º Las propiedades del metal desorganizado, en los planos de deslizamiento, probablemente son inferiores a las del cemento amorfo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

10º. La cohesión, en función de la temperatura, puede representarse, para el cristal y para el cemento amorfo, según el gráfico de la figura 4.

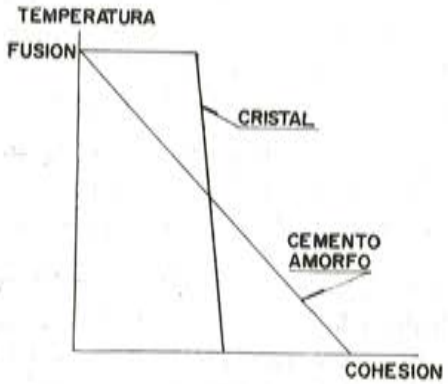


Fig 4

Existe una temperatura de equicohesión (también llamada de recristalización) que permite que por encima de ella se restablezca la estructura original. A título orientativo, estas temperaturas son:

— tungsteno	1.000º C;
— hierro	450º C;
— níquel	600º C;
— oro	200º C;
— aluminio	150º C.

2.2. La deformación en frío de los metales. El trefilado.

2.2.1. Introducción.

Cuando a un metal se le somete a una deformación en frío, experimenta una deformación del grano, cuya influencia en las propiedades mecánicas consiste, principalmente, en la elevación de la resistencia a la tracción. Este efecto es consecuencia de la desorganización atómica en los planos de deslizamiento, y, sobre todo, de la producción de cemento amorfo en los planos de rotura del grano cristalino. Esta rotura no consiste en la formación de grietas dentro del metal, sino en la separación en bloques de las distintas partes del grano, después de haber resbalado a lo largo de los distintos planos de deslizamiento. La deformación en frío, al descomponer un grano en varios, da por resultado el afino del grano del metal. El efecto producido sobre el metal se designa con el nombre de acritud o endurecimiento por deformación.

Pero puesto que este aumento de resistencia se hace a costa de la formación de cemento amorfo, de carácter vítreo, viscoso, implica necesariamente una reducción de la ductilidad. La resistencia a la tracción no puede aumentarse indefinidamente mediante la deformación en frío. Si la acritud ha llegado al grado de ductilidad nula, el metal podrá soportar cargas de tracción iguales al límite elástico; y para una carga mayor se romperá por no admitir deformación plástica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El sistema más corrientemente empleado para la deformación en frío, es el trefilado, en el que se reduce, a través de hileras, la sección de un alambre hasta alcanzar una resistencia determinada.

Una vez que la acritud ha alcanzado un valor excesivo es imposible seguir trefilando. Si se quiere, por ejemplo, obtener alambre de ∅ 0,50 mm, a partir de un redondo laminado de ∅ 5,50 mm, al llegar a ∅ 2,00 mm la acritud es tal que se impone un tratamiento térmico de recristalización. El tratamiento ideal es el patentado (patenting), ya descrito, como consecuencia del cual se obtiene una estructura de perlita muy fina (sorbita) muy apta para las deformaciones posteriores. Además, mediante este tratamiento térmico se obtiene una resistencia a la tracción, que es, únicamente, función de la composición química del acero.

Aplicando la deformación en frío a varios aceros al carbono, con el fin de obtener una gran resistencia a la tracción, se obtienen aumentos sensibles de resistencia, como se indica en la figura 5.

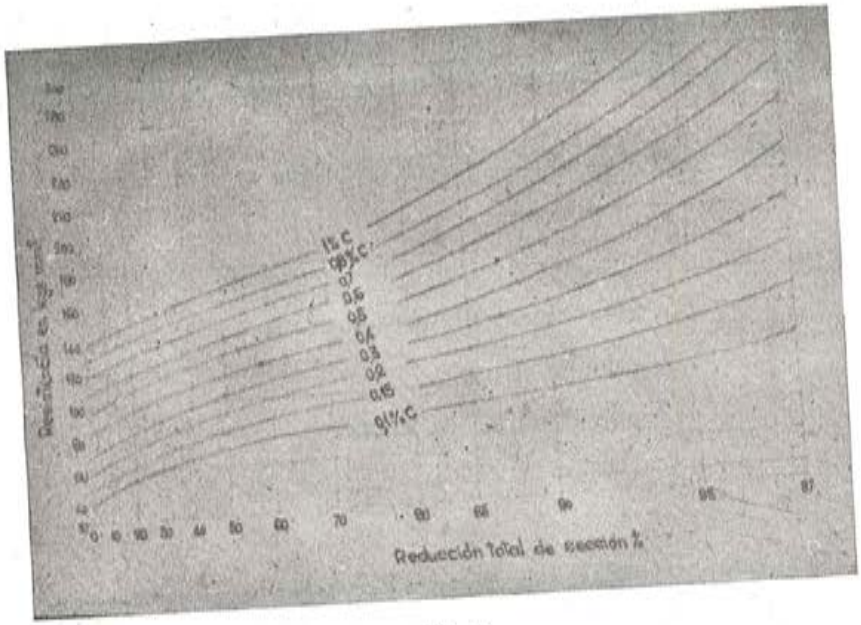


Fig. 5

2.2.2. *La preparación de la superficie.*

El redondo laminado, a la salida de los trenes de laminación, como consecuencia de la oxidación producida durante esta operación, efectuada a temperatura superior a la crítica, está cubierto de una capa de óxidos, que deben ser eliminados antes del trefilado.

Estos óxidos están formados por óxido ferroso, férrico y ferroso férrico, dependiendo de la temperatura y velocidad de enfriamiento.

El método más corrientemente empleado para eliminarlos es el decapado ácido; los rollos de redondo laminado se introducen en baños calientes de SO_4H_2 o bien de ClH frío, y se mantienen en ellos tiempos comprendidos entre 5 y 30 minutos.

Los óxidos de hierro se comportan de manera distinta ante los ácidos; mientras que el Fe_2O_3 y el Fe_3O_4 son prácticamente insolubles en ellos, el FeO es algo más soluble. Sin em-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

bargo, el ácido penetra a través de las grietas de las capas de óxido, liberando hidrógeno, que, por acción mecánica, desprende las capas de óxido.

La intensidad del decapado depende, fundamentalmente, de la concentración de ácido y de la temperatura.

El ClH es más activo que el SO_4H_2, si bien la tendencia actual es emplear SO_4H_2, por razones de índole económica.

El alambre, una vez decapado, se lava cuidadosamente, se le sumerge en un baño de cal en suspensión, cuya misión es neutralizar los restos de ácido, y protegerlo de posteriores oxidaciones, y finalmente se seca.

2.2.3. *El trefilado.*

El alambre así preparado es trefilado, o reducido de sección a través de una o varias hileras.

La hilera es una herramienta de forma troncocónica hecha de carburo de tungsteno, en la cual, al someter al alambre a un esfuerzo de tracción, se desarrollan tensiones de compresión que, sobrepasando el límite elástico del material, reducen su sección a la de salida de la hilera.

La figura 6 indica la sección de una hilera en la que se ven:

montura;

núcleo de carburo de tungsteno;

cono de entrada del lubricante;

cono de estire;

guía cilíndrica de salida.

Fig. 6

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Una máquina de trefilar consiste únicamente en un conjunto de hileras y cabrestantes de tracción montados en serie, con sus velocidades debidamente escalonadas para compensar el alargamiento motivado por la reducción de sección.

En la figura 6 se ve el conjunto de una máquina de trefilar, y en la 7, un detalle en el que se aprecian:

- conjunto de jabonero-portahileras;
- bobina de tracción.

Jabonero. Como lubricante para reducir el coeficiente de rozamiento se emplea jabón (estearato cálcico) en polvo, que se almacena inmediatamente antes de la hilera.

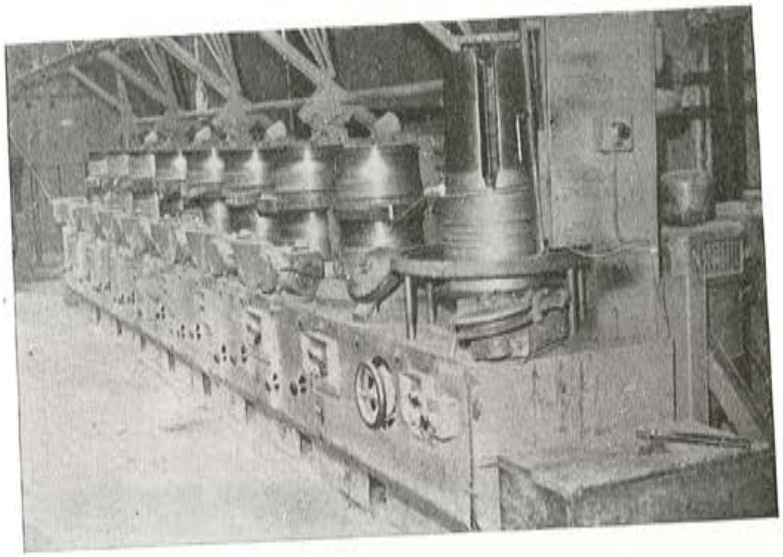


Fig. 7

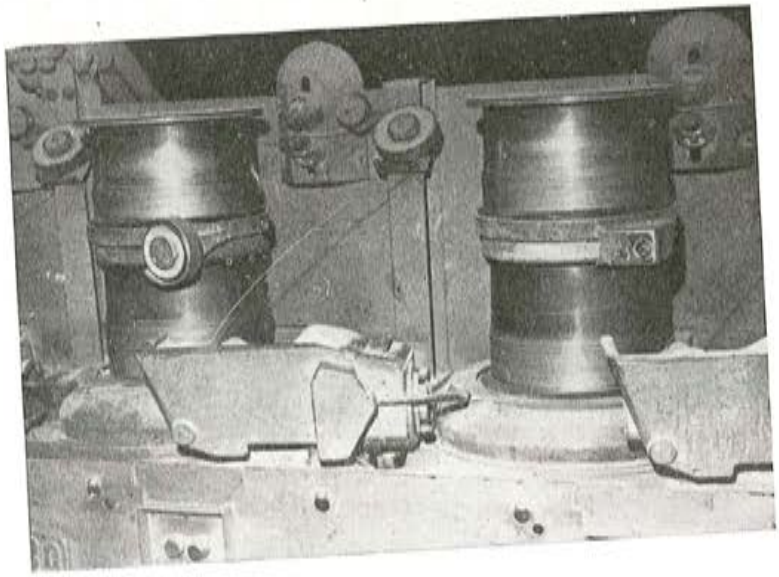


Fig. 8

Hilera. Obsérvese la refrigeración directa de agua en contacto con la montura, para evacuar la gran cantidad de calor originada por el rozamiento.

Finalmente, en la figura 9 se observa la operación de enhebrado o enganche a través de una hilera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

2.2.4. *El patentado.*

Se ha indicado que con el tratamiento de patentado se intenta:

1.º Lograr una estructura ideal para la deformación del alambre.

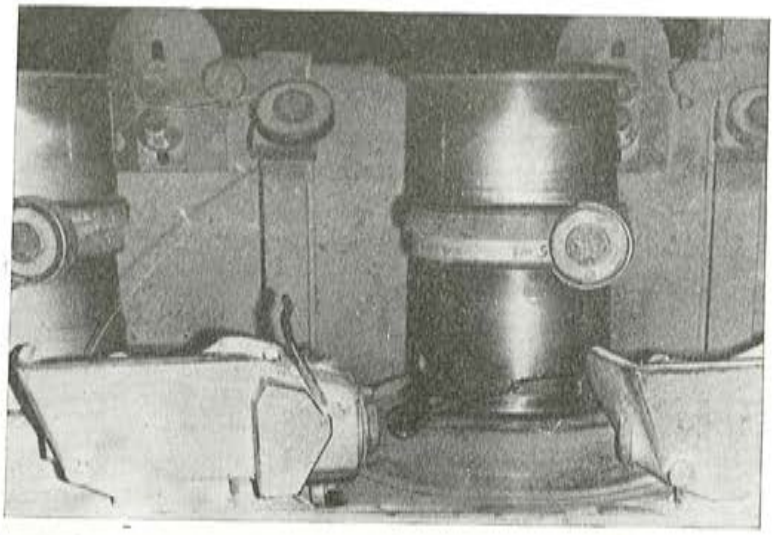


Fig. 9

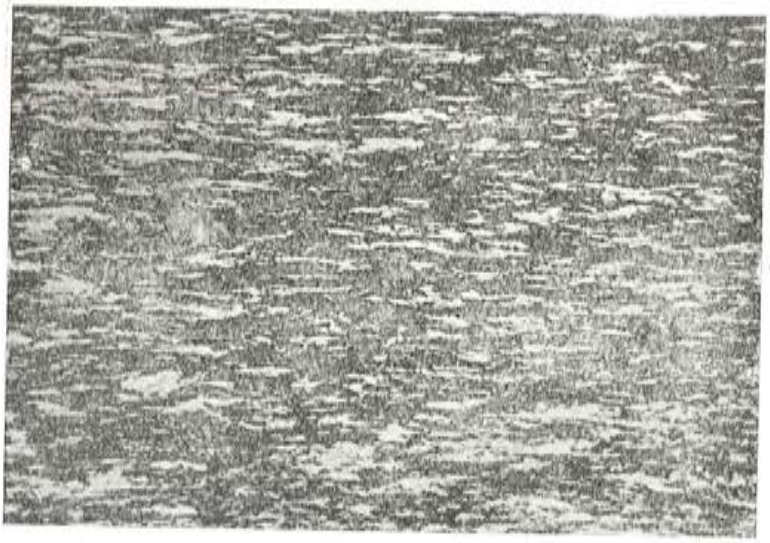


Fig. 10

2.º Conseguir una estructura y resistencia del alambre, que depende solamente de la composición del acero, y tal que, después de una determinada reducción de sección, dé unas condiciones previamente establecidas.

Como consecuencia de la acritud de estire, los granos quedan fuertemente deformados (figura 10).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Si se intenta proseguir la deformación, llega un momento en que es imposible. Se hace necesario el patentado, o temple isotérmico a la temperatura de 500° C.

El tratamiento se realiza haciendo pasar el alambre, de forma continua, a través de largos hornos, a cuya salida se sumerge en un baño de plomo fundido.

Las figuras 11 y 12 muestran una instalación de patentado. En ellas pueden verse:

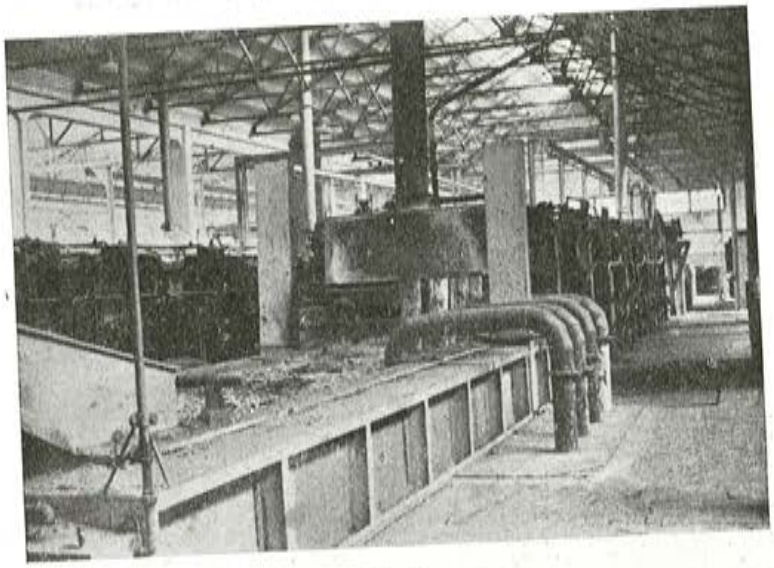


Fig. 11

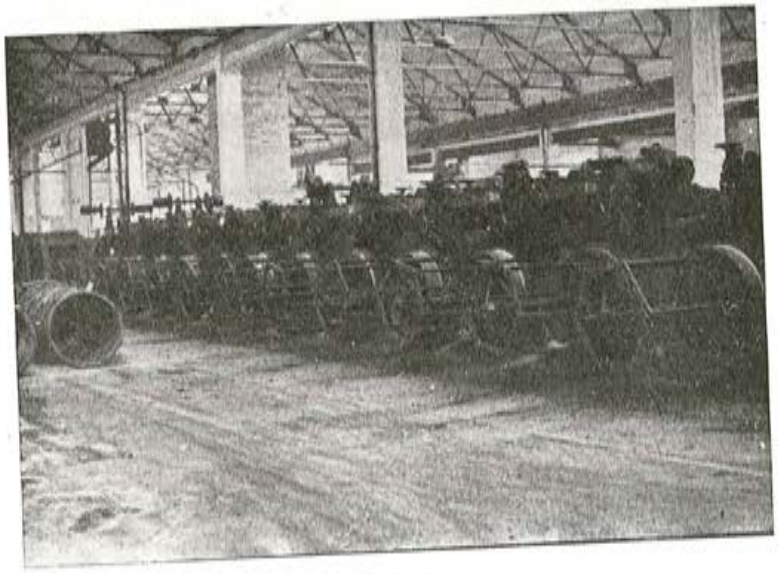


Fig. 12

Figura 11:

— horno;

— baño de plomo fundido.

Figura 12:

— banco de recogida del alambre.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Como consecuencia del tratamiento, se obtiene una estructura de cristales equiáxicos, de granos finos de sorbita, o perlita extraordinariamente fina (microfotografía, figura 13), en la que ha desaparecido totalmente la orientación debida al estire.

Un ejemplo aclarará lo que se acaba de decir.

Supóngase que se quiere obtener un alambre de ∅ 2 mm, con resistencia a la tracción de 160 kg/mm², y se dispone de un redondo laminado, de acero de 0,60 % C, y de 8 mm de diámetro.

Fig. 13

Será necesario partir de un alambre patentado tal que después pueda experimentar una reducción del 50 %, es decir, partir de un alambre patentado de ∅ 4 mm.

Para poder trefilar hasta 4 mm el redondo de 8 mm de diámetro de que se dispone, se puede hacer lo siguiente:

1.º Tomar el redondo laminado de 8 mm y trefilarlo, por ejemplo, a 6 mm.

2.º Al llegar a este punto, se debe dar un patentado que permita eliminar la acritud anterior, y volver a trefilar hasta 4 mm.

3.º Finalmente, el alambre debe ser patentado a 4 mm y trefilado a 2 mm, porque se sabe que así se obtendrá la resistencia exigida.

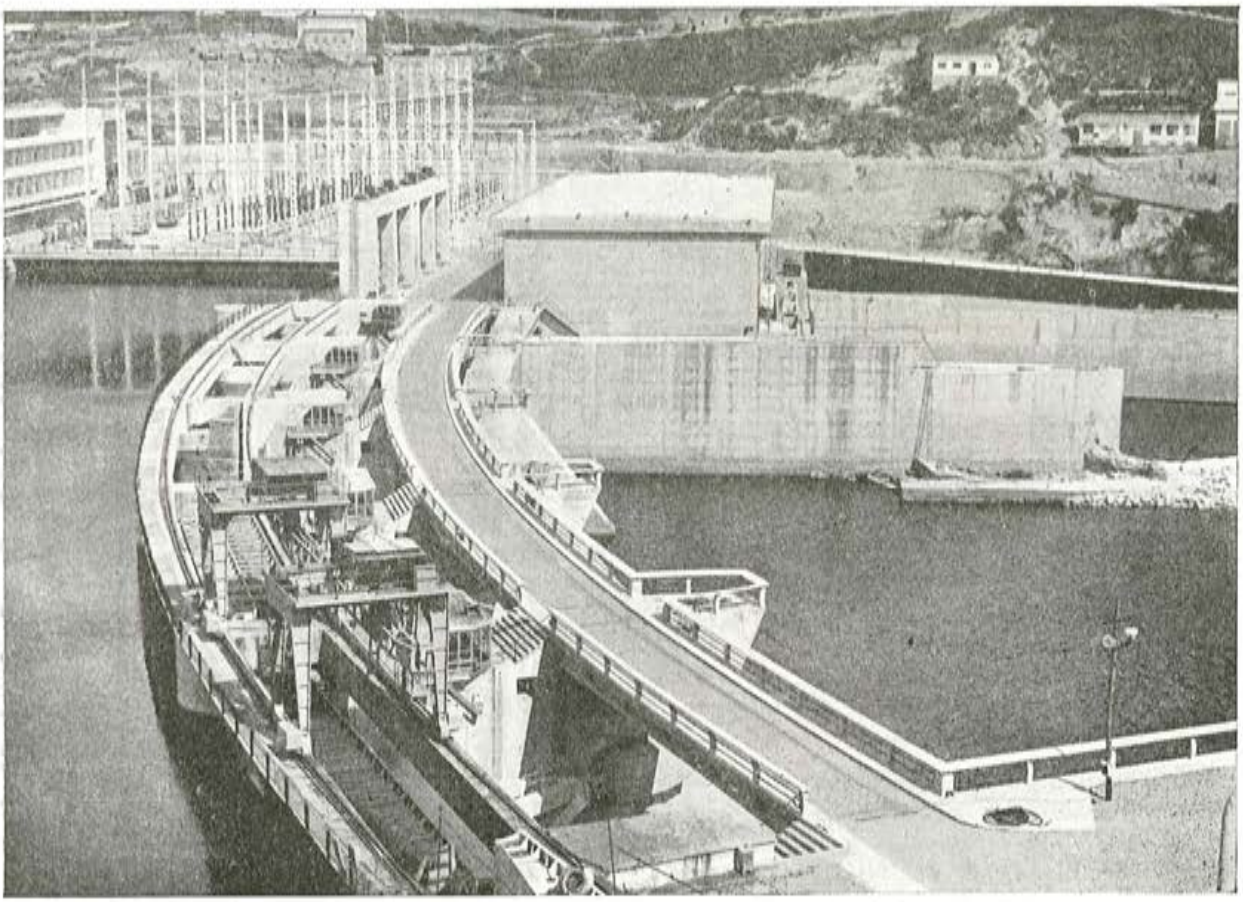
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

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



Cubierta y coronación de la presa del Salto de Velle en Orense
Constructor: Dragados y Construcciones, S. A.

STUP SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAINTE. - PARIS

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

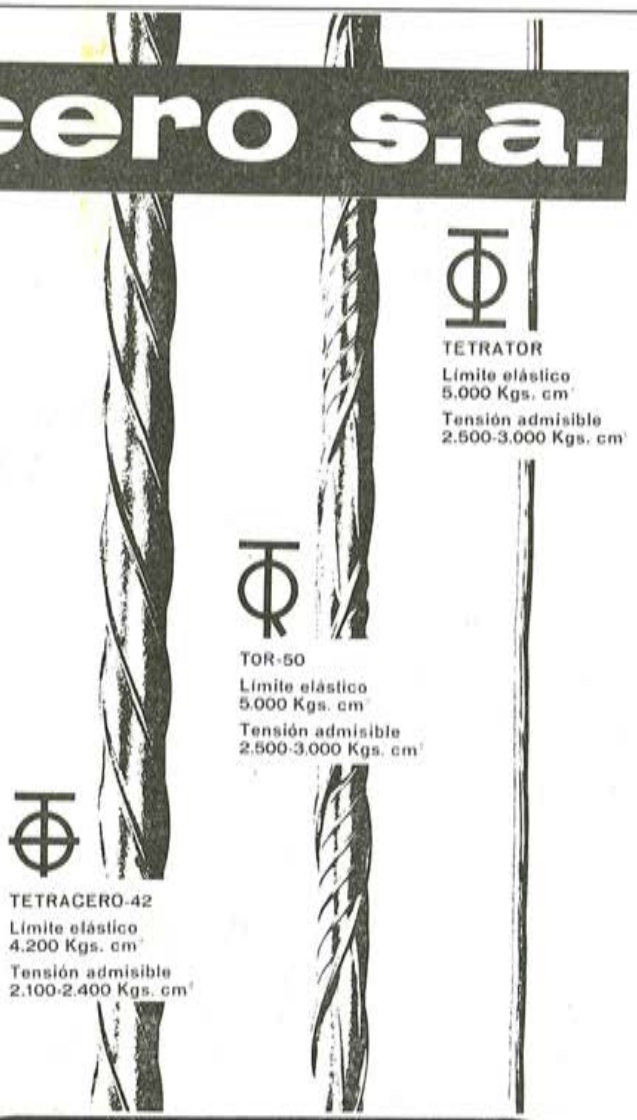
INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 22 - TEL. 239797 - BILBAO

OFICINAS EN MADRID: Cea Bermúdez, 14 - 3.º Dto. 3 - Teléfono 253 49 01

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

tetracero s.a.



Fabricados a partir de materia prima seleccionada, procedente EXCLUSIVAMENTE de ALTOS HORNOS DE VIZCAYA y UNION DE SIDERURGICAS ASTURIANAS, S. A. (UNINSA)

TETRACERO 42.- 1) Folletos generales
2) N.I.T. 1-61.- Estudio comparativo entre las vigas de sección rectangular armadas con acero ordinario y TETRACERO-42.
3) N.I.T. 1-62.- Estudio sobre la utilización del TETRACERO-42 en pilares.
4) N.I.T. 1-63.- El nuevo método de cálculo en flexión simple de la Instrucción h.a.61 del Instituto "Eduardo Torroja" para aceros retorcidos y estirados en frío
5) Abacos para el cálculo por el Método del Momento Tope (Instrucción h.a.61).
6) Catálogo General de TETRACERO, S. A.

TOR-50.- 1) Acero TOR Nervado (Publicación nº 1)
2) Acero TOR Nervado (Publicación nº 2)

Bajo petición puede suministrarse bibliografía o copias de artículos sobre temas especializados concretos.

Ayala, 5. Teléfonos: 276 37 02-03-04. MADRID-1

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

837-4-18

normas polacas para el cálculo de las estructuras construidas a base de grandes paneles

principios de los métodos de cálculo

Profesor BOHDAN LEWICKI (Varsovia)

prólogo *

La construcción de edificios a base de grandes paneles tiene como objetivos principales reducir el plazo de ejecución y ahorrar mano de obra, particularmente mano de obra especializada. Cuanto más rápidamente se construyan los edificios, más pronto se resolverá el problema de la vivienda y menor será el plazo necesario para recuperar el dinero invertido. A consecuencia de la mecanización, gran parte de los trabajos que antes hacían los obreros, pueden ahora realizarlos las máquinas. La fabricación de los paneles se programa de forma industrial y de esta manera, los obreros que manejan las máquinas, trabajan protegidos de la intemperie y adquieren enseguida una especialización y una categoría laboral más elevada, con los consiguientes beneficios.

Otra ventaja de la construcción a base de grandes paneles es la de no tener que suspender el trabajo en ninguna época del año, lo que es muy importante para los países de clima muy duro en los cuales, si se utilizan los métodos tradicionales, resulta necesario paralizar las obras durante el invierno. Además, los nuevos métodos permiten emplear, en mayor escala, hormigones ligeros y materiales plásticos para aislamiento, lo que ha contribuido, de un modo importante, a la evolución de la industria de materiales de construcción. Finalmente, el empleo de productos no tradicionales ha eliminado el problema que hace años suponía la enorme escasez de materiales para la construcción.

¿Cuáles de las razones antes expuestas son las más importantes? La contestación depende de las condiciones del lugar. Por ejemplo, en los países donde las urbanizaciones avanzan a pasos agigantados y existe gran escasez de viviendas, el factor más importante es la reducción del plazo necesario para la ejecución de las obras. En cambio en otros países, don-

* Este prólogo y las fotografías que ilustran el artículo nos han sido especialmente enviados por el Prof. Lewicki para su publicación en nuestra Revista. Sirvan estas líneas como testimonio de nuestro agradecimiento por su amable deferencia.—LA REDACCION.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

de falta la mano de obra y los salarios son muy altos, el ahorro de mano de obra es lo primordial.

Cuando se adoptan estos nuevos métodos constructivos surge enseguida el problema de hasta qué punto deben mecanizarse los trabajos. En algunos casos la construcción a base de grandes elementos empleando métodos relativamente primitivos resulta más económica que un grado de mecanización muy elevado. Hay que tener en cuenta que las ventajas que proporciona la mecanización de los trabajos depende, fundamentalmente, del volumen de la obra y del número de elementos distintos, prefabricados, que vayan a utilizarse. Para la industrialización y mecanización de los trabajos es conveniente que el número de elementos prefabricados, diferentes, sea lo más reducido posible.

Otro problema muy importante y específico de la construcción a base de grandes elementos es el de la elección del material que debe utilizarse.

Si se quiere construir más habrá, lógicamente, que disponer de una mayor cantidad de materiales, lo que exige un mayor desarrollo de la industria de materiales de construcción. Y entonces se plantea un nuevo problema: ¿Qué industria debe desarrollarse más, la del ladrillo o la del hormigón? ¿Cuál de las dos promete más? En otras palabras, si para montar una nueva fábrica se invierten, por ejemplo, 100.000 dólares. ¿Qué material debe obtenerse en ella para que, con su producción anual, el número de viviendas construidas sea el mayor posible?

Las conclusiones deducidas, como ya se ha indicado anteriormente, pueden diferir de un país a otro pero, casi siempre, la decisión resulta favorable al hormigón. Esta es la razón por la que la industria de los hormigones ligeros de muchos países ha experimentado tan rápido desarrollo.

Naturalmente que también los hormigones ligeros pueden utilizarse en la construcción tradicional y en la realidad así ocurre. Pero su aplicación en la construcción a base de grandes paneles ofrece mayores ventajas.

Aparte de los hormigones ligeros, en este tipo de construcción se utiliza también, e incluso en mayor escala que en la construcción tradicional, el hormigón ordinario.

Esto significa que, en general, puede decirse que la construcción con grandes paneles es, principalmente, un sistema constructivo a base de hormigón. Naturalmente, también existen buenos y muy conocidos sistemas en los que se utilizan elementos prefabricados de fábrica de ladrillo; pero constituyen más bien tipos especiales dentro de la prefabricación. Lo clásico en estas construcciones es utilizar elementos prefabricados de hormigón.

El cálculo de la estructura resistente se realiza, en estos casos, según los conocidos principios de la estática y la teoría de la estabilidad, igual que en todas las estructuras de hormigón en masa o armado.

Sin embargo, los nuevos sistemas constructivos exigen también nuevos métodos de cálculo. En el artículo que a continuación publica la revista "Hormigón y Acero" y en el que se reproduce el informe por mí presentado al Comité Europeo del Hormigón, se incluyen algunos datos sobre los métodos de cálculo empleados en Polonia.

Los primeros intentos de construcción a base de grandes paneles se hicieron en Polonia hace 15 años. Además de las investigaciones propias, se ha estudiado también el desarrollo de estos sistemas en otros países, sobre todo en la Unión Soviética, Francia y Escandinavia. Hay que tener en cuenta que sólo la práctica permite llegar a conocer todos los problemas relacionados con estas construcciones. Cuanto más se conozcan las experiencias

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

adquiridas y las soluciones adoptadas por otros países tanto mejor y más correctas serán las decisiones propias.

Hoy en día, en más de la mitad de los edificios para vivienda construidos en Polonia, se utilizan grandes paneles prefabricados. Las fotos que ilustran el artículo pueden servir para formarse una idea general sobre los edificios de este tipo que, en la actualidad, se están construyendo en Polonia.

España, como cualquier otro país, tiene sus propias condiciones específicas, a las cuales habrá de adaptar la construcción a base de grandes paneles prefabricados, si desea sacar provecho de este moderno sistema constructivo.

Mucho me agradaría que mi trabajo fuera de interés para mis colegas españoles y les ayudara en sus investigaciones.

B. LEWICKI

introducción

El cálculo de las estructuras construidas utilizando grandes paneles está basado en los mismos principios generales que el de las estructuras clásicas en hormigón armado. Por consiguiente, en la primera parte de este trabajo, se estudiarán únicamente algunos problemas particulares de este tipo de estructuras, teniendo en cuenta lo que en relación con los mismos prescriben las Normas polacas.

En la segunda parte, se tratará del cálculo en rotura de los paneles portantes, el cual exige un estudio más detallado.

1. problemas particulares de las estructuras construidas a base de grandes paneles

1.1. GENERALIDADES

En el preámbulo de las Normas se señala que, si bien las soluciones estructurales inéditas y los nuevos métodos constructivos son factores fundamentales para todo progreso técnico, las mayores economías se consiguen, sin embargo, utilizando los procedimientos ya conocidos y suficientemente sancionados por la práctica. Por consiguiente, en lo que se refiere a las estructuras prefabricadas, la regla esencial debe consistir en la aplicación de las soluciones tipo y la producción en serie.

A continuación, las Normas incluyen diversas prescripciones, sobre los siguientes puntos:

— relación entre las condiciones de fabricación de los elementos y su constitución;

— reglas de coordinación dimensional; tolerancias en la ejecución de los encofrados y elementos prefabricados, y tolerancias en el montaje.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

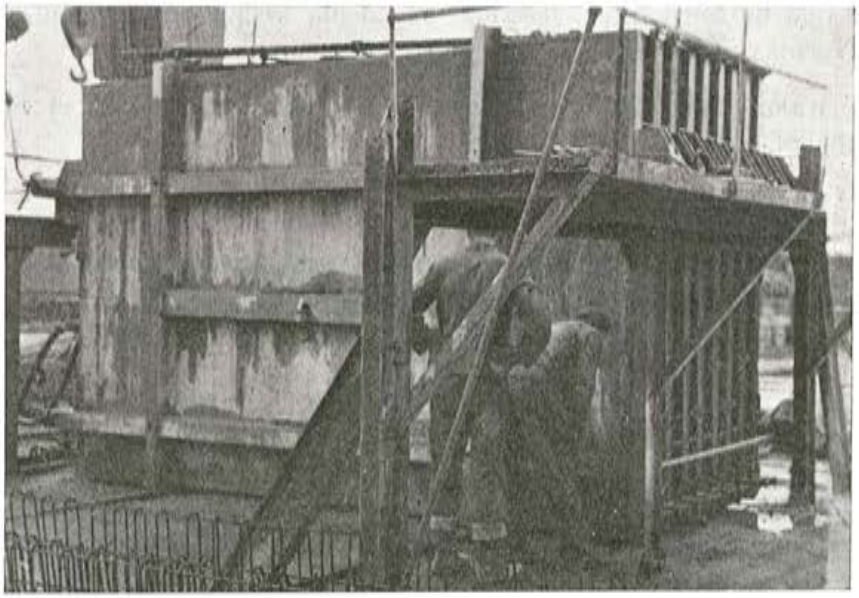
1.2. NORMAS CONSTRUCTIVAS

1.21. Normas generales

a) las soluciones se deben elegir de tal manera que el esquema funcional de la estructura sea sencillo y claro. Se recomienda evitar aquellas soluciones en las cuales las condiciones de apoyo de los elementos no estén bien definidas o se desconozca cómo participan los diversos elementos en la transmisión de cargas, o la posición de los puntos de aplicación de éstas. Se deben desechar, en particular, las soluciones en las que concurran simultáneamente muros portantes prefabricados y muros portantes construidos in situ;

b) el arriostramiento de la estructura debe asegurarse mediante paneles de arriostramiento y placas de forjado indeformables en su plano (vigas de contraviento), constituyendo un conjunto suficientemente rígido y resistente a la acción de las cargas horizontales;

c) la distancia entre juntas de dilatación, así como la longitud de los edificios sin juntas, depende de la naturaleza de los muros exteriores. Por ejemplo, en un edificio con muros exteriores portantes de hormigón ligero, la distancia entre juntas de dilatación no excederá de 30 m, ni de 80 m en un edificio con muros cortina. En los casos citados, la longitud máxima de un edificio sin juntas de dilatación será de 40 m y 100 m, respectivamente.



Preparación de una batería de moldes para el hormigonado vertical de paneles.

1.22. Normas relativas a los forjados

a) en el cálculo de los elementos horizontales tales como, vigas, forjados, etc., es necesario tener en cuenta sus condiciones reales de apoyo.

En particular no podrá considerarse que estos elementos se encuentran simplemente apoyados más que cuando el giro de los apoyos sea efectivamente libre. Conviene señalar sin embargo que la realización de tales condiciones de apoyo resulta a veces poco favorable para el buen comportamiento del propio apoyo; en efecto, el giro de la sección extrema del ele-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

mento flectado puede dar lugar a la aparición de fuertes tensiones en el borde del elemento sustentante, capaces de ocasionar la rotura del material en este punto, por aplastamiento, bajo una carga inferior a la teórica de rotura del elemento sustentante.

Cuando las secciones extremas de los elementos que trabajan a flexión no pueden girar, la transmisión de las cargas a través de las juntas horizontales se realiza en condiciones mucho más favorables, y se distribuyen de un modo prácticamente uniforme.

Se recomienda que, la entrega de las placas o vigas, teniendo en cuenta las tolerancias de colocación y espesor de los muros portantes, y, en su caso, la distancia de los extremos de las armaduras a las de los elementos, no sea inferior a los valores indicados en la tabla 1.

TABLA 1

Entrega mínima de los forjados (cm)		Tipo de muro		
		Hormigón armado	Ladrillo macizo u hormigón clase 140	Ladrillo hueco o bloques de hormigón ligero
Vigas simplemente apoyadas.	$l \leqslant 3$ m	5	7	10
	$l > 3$ m	7	10	12
Vigas y paneles simplemente apoyados en dos bordes.	$l \geqslant 3$ m	3	5	7
	$l > 3$ m	5	7	7
Paneles empotrados en dos de sus bordes o simplemente apoyados en tres o cuatro bordes.	$l \geqslant 3$ m	2	3	5
	$l > 3$ m	3	5	5

No se podrá considerar que existe continuidad entre los elementos prefabricados más que cuando sus armaduras superiores estén unidas por solapo o por soldadura, en los nudos;

b) los elementos de los forjados deben solidarizarse entre sí de tal manera que constituyan un plano horizontal rígido, capaz de funcionar como viga de contraviento. Para ello se puede utilizar un relleno de mortero y enlazar rígidamente sobre los apoyos los distintos elementos del forjado, por ejemplo, mediante un arriostramiento periférico;

c) las secciones de las armaduras deberán comprobarse, no solamente bajo la acción de los esfuerzos previstos para la vida de servicio del forjado, sino también con relación a las cargas que pueden actuar sobre las placas durante su fabricación y transporte.

1.23. Normas relativas a los muros portantes

a) en las estructuras suficientemente rígidas se considera que la unión horizontal entre los paneles de los muros portantes, constituye una articulación y que no hay posibilidad de corrimientos horizontales en dichas uniones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Se puede considerar igualmente, en algunos casos, que las juntas verticales se comportan de la misma manera. Para ello, de acuerdo con las Normas es necesario que:

— los paneles estén ensamblados al muro perpendicular, de tal manera que no puedan producirse corrimientos horizontales de sus bordes verticales;

— el espesor y la anchura del muro perpendicular sean suficientes para poder considerarlo como rigidizador;

— a lo largo de toda la sección estudiada, el muro pueda considerarse como monolítico;

b) el espesor mínimo de los muros portantes depende de sus condiciones de apoyo y de las características del hormigón. Puede variar de 10 a 20 cm;

c) se recomienda calcular los muros portantes considerándolos como de hormigón en masa. Según las Normas, la armadura sólo funciona como elemento de enlace y se coloca porque así lo aconseja la buena práctica constructiva.

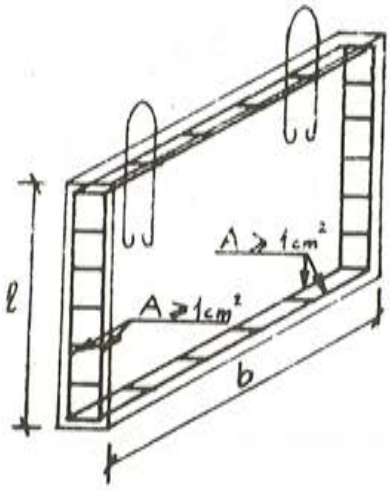


Fig. 1

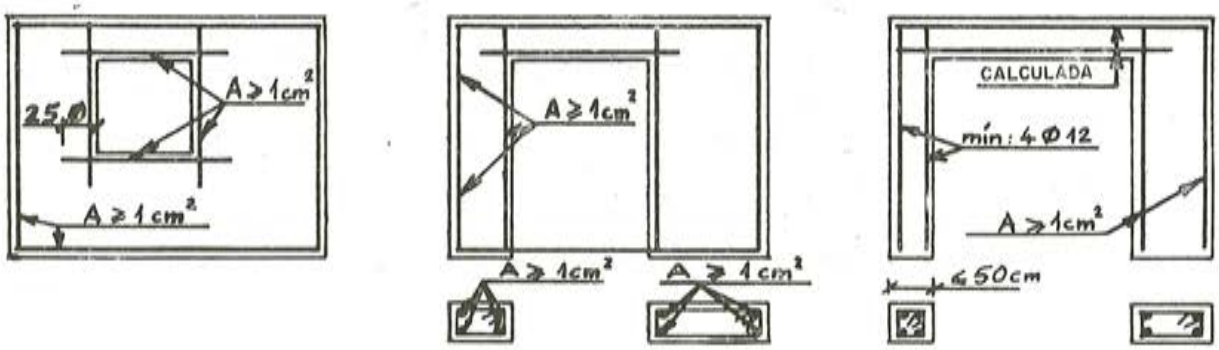


Fig. 2

En algunos casos, con el fin de evitar la rotura de la zona en la que se apoyan los forjados, se utiliza una armadura transversal constituida por barras de 8 mm de diámetro, unidas entre sí mediante cercos de 6 mm de diámetro, dispuestos cada 15 cm (fig. 1).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

En los paneles que lleven huecos (puertas o ventanas), la armadura que rodea a éstos deberá tener una sección mínima de 1 cm² (fig. 2).

1.24. Dispositivos para el transporte

Los ganchos dispuestos para el transporte de los paneles deben colocarse teniendo en cuenta la posición del c.d.g. de éstos.

La sección del gancho se calculará como si fuese una sola barra sometida a tracción simple y suponiendo que la tensión admisible del acero es:

$$\bar{\sigma}_a = \mu \times 1.300 \text{ kg/cm}^2.$$

En esta expresión, μ depende del diámetro de la barra y varía, desde 1,1 para ∅ 8 mm, hasta 0,85 para ∅ 16 mm.

1.25. Normas relativas a las juntas exteriores

Las juntas de los muros exteriores deben asegurar la estanquidad frente al agua y el viento, y no constituir puente térmico. Las Normas contienen diversas prescripciones con respecto a la impermeabilización de las juntas y al aislamiento térmico.

1.3. CALCULO ESTATICO

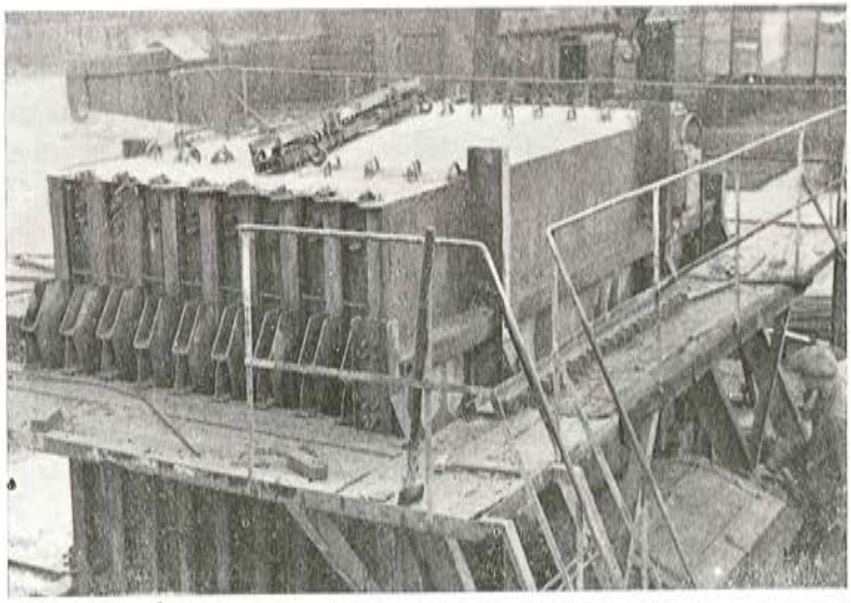
1.31. Generalidades

En los cálculos deben tenerse en cuenta los tres estados siguientes:

estado A: desencofrado y transporte del panel;

estado B: montaje;

estado C: comportamiento del elemento en la estructura acabada y del conjunto de la estructura.



Batería de moldes verticales, con los paneles ya hormigonados. Pueden apreciarse los ganchos de sujeción utilizados para el transporte de las piezas.

El estado más importante es el C. Es, por consiguiente, para éste para el que conviene calcular el panel, evitando, en lo posible, tener que añadir otras armaduras para los estados A y B.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El valor del coeficiente de seguridad para los estados A y B puede ser un 15 ó 25 por 100 inferior al adoptado para el estado C. Para este último, en el caso de paneles de hormigón en masa, suele tomarse normalmente un coeficiente de seguridad igual a 2,5.

En el cálculo en el estado A se deben tener en cuenta los efectos dinámicos que se originan durante el transporte del panel, y si el elemento se moldea en posición horizontal, los esfuerzos suplementarios ocasionados por la adherencia al encofrado o molde. Para los esfuerzos dinámicos debe tomarse un valor igual a vez y media el peso propio del elemento. Los esfuerzos de adherencia al encofrado, si no se adoptan precauciones especiales para reducirlos, se suelen valorar en 350 kg/m².

Panel, con hueco de ventana, hormigonado en molde horizontal.

En el estado B, se debe comprobar la estabilidad del elemento bajo la acción del viento y de los esfuerzos a que se encuentra sometido durante el montaje.

En el estado C, se tendrán en cuenta en los cálculos las cargas permanentes y las sobrecargas de corta duración (o instantáneas).

1.32. Arriostramiento de la estructura

Se considera que las condiciones de arriostramiento de la estructura son satisfactorias si las flechas de los muros de arriostramiento no sobrepasan, bajo la acción de los esfuerzos horizontales, el $\frac{1}{2.000}$ de la altura del edificio. Los esfuerzos horizontales que deben considerarse son:

— los debidos al viento;

— los originados por las excentricidades en los empalmes entre paneles.

Cuando el punto de aplicación de la resultante de estos esfuerzos horizontales no coincida con el c.d.g. de los muros de arriostramiento y cuando los muros exteriores no contribuyan a la resistencia de la estructura, será necesario estudiar ésta a torsión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1.33. Flecha de los forjados

La relación flecha/luz de un forjado no debe exceder de $\frac{1}{200}$ $\left(\frac{1}{300}\right.$ en el caso de grandes luces$\left.\right)$. Para calcular la flecha debe utilizarse el método preconizado por las Normas rusas.

Este cálculo adquiere una importancia primordial en el caso de aceros de elevado límite elástico (alrededor de 4.000 kg/cm²).

2. cálculo de la carga de rotura en muros constituidos por grandes paneles prefabricados

2.1. GENERALIDADES

La carga de rotura de los muros constituidos por grandes paneles prefabricados debe comprobarse en las secciones siguientes:

— la sección a media altura del panel (I) (Ver fig. 3);

— las secciones próximas a los apoyos de los forjados (II).

TABLA 2
Valores del coeficiente μ_d

$\frac{l_k}{h}$	$\frac{l_k}{i}$	Valores de μ_d	
		Hormigón normal	Hormigón ligero
8	28	1,00	1,00
10	35	1,09	1,05
12	42	1,09	1,11
14	49	1,14	1,18
16	56	1,19	1,25
18	63	1,25	1,33
20	70	1,33	1,43
22	76	1,41	1,54
24	83	1,50	1,67

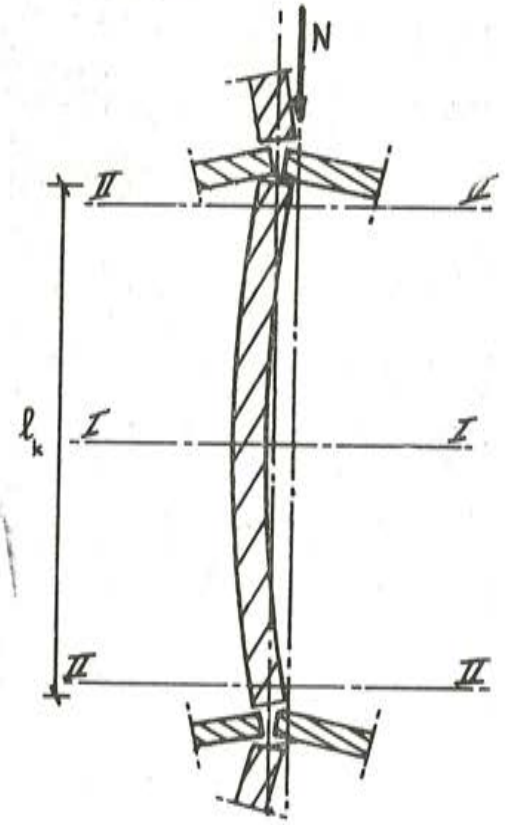


Fig. 3. — Cálculo de las secciones del muro bajo carga excéntrica:
I. Sección a media altura.
II. Sección próxima al apoyo del forjado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La carga de rotura para la sección I depende del valor de la flecha bajo carga excéntrica, calculada teniendo en cuenta las deformaciones diferidas.

La influencia de estas deformaciones se introduce en el cálculo mayorando la carga permanente multiplicándola por un coeficiente μ_d cuyos valores se indican en la tabla 2.

Ejemplo de edificio, construido en Varsovia, utilizando grandes paneles prefabricados de hormigón.

El valor de la sobrecarga N, del cual se deduce el coeficiente de seguridad de la estructura, resulta así determinado por la fórmula:

$$N = N_l \cdot \mu_d + N_e \qquad [1]$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

siendo:

N_l = sobrecarga permanente.

N_c = sobrecarga de corta duración o instantánea.

La carga de rotura en la sección II depende de las condiciones de apoyo de los forjados.

Un segundo ejemplo de edificio, construido en Varsovia, utilizando grandes paneles prefabricados de hormigón.

2.2. COEFICIENTE DE SEGURIDAD

El valor del coeficiente de seguridad γ viene expresado por la fórmula:

$$\gamma = \gamma_0 \, \mu_0,$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

en donde:

γ_0 = valor de cálculo del coeficiente de seguridad.

μ_0 = coeficiente de corrección que tiene en cuenta las condiciones de trabajo de la estructura.

Otro ejemplo de edificio, construido en Varsovia, utilizando grandes paneles prefabricados de hormigón.

El coeficiente γ se determina de la siguiente manera:

a) en el caso de muros calculados como de hormigón en masa, el coeficiente γ_0 toma los siguientes valores:

— paneles de hormigón ordinario de resistencia mínima igual a 150 kg/cm² (1) ..... $\gamma_0 = 2{,}5$;

— paneles de hormigón celular ligero ..... $\gamma_0 = 3{,}0$;

— paneles de hormigón aireado ..... $\gamma_0 = 3{,}5$;

(1) Resistencia a compresión, medida en probeta cúbica de 20 cm de arista.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

b) los valores del coeficiente de corrección μ_0 son los siguientes:

— cuando se tienen en cuenta los esfuerzos horizontales debidos al viento y a no encontrarse los paneles perfectamente aplomados ..... $\mu_0 = 0{,}9$;

— cuando la sección unitaria del panel es inferior a 0,06 m² en el caso de hormigón ordinario, de resistencia mínima igual a 150 kg/cm², y a 0,10 m² en el caso de hormigón ligero ..... $\mu_0 = 1{,}20$;

Otro ejemplo más de edificio, construido en Varsovia, utilizando grandes paneles prefabricados de hormigón.

— cuando no se hace distinción entre las cargas permanentes y las instantáneas ..... $\mu_0 = \mu_d$ (ver tabla 2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

2.3. CARGA DE ROTURA EN LA SECCION I DE LOS PANELES

2.31. Método de cálculo

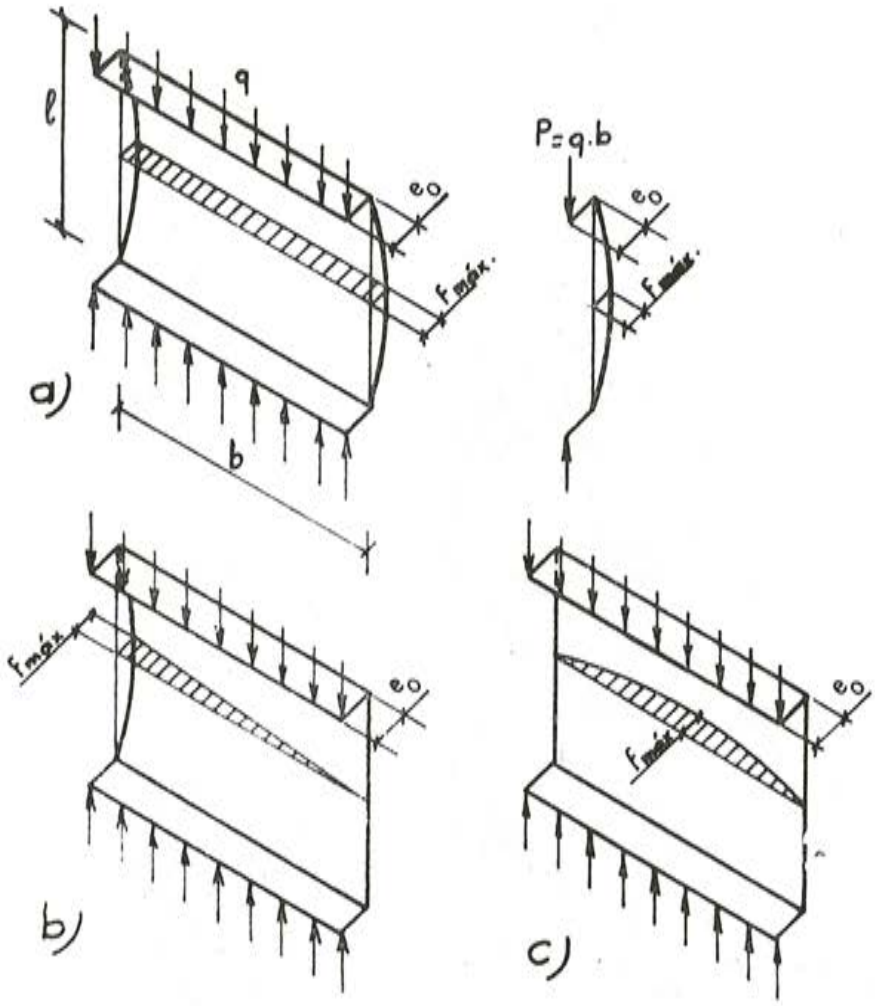


Fig. 4.—Esquema estático de los muros bajo carga excéntrica:
a) Vigas simplemente apoyadas.
b) Placas simplemente apoyadas en tres bordes.
c) Placas simplemente apoyadas en sus cuatro bordes.

La carga de rotura en la sección I se calcula suponiendo que los paneles están simplemente apoyados en sus bordes verticales de sujeción y sometidos a una carga excéntrica que actúa en un plano paralelo al plano medio del panel (ver fig. 4).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Si los paneles no están sujetos verticalmente, esta carga se calculará como para una viga simple (fig. 4-*a*) y si están sujetos en uno o los dos bordes verticales, el cálculo se efectuará como si se tratara de una placa apoyada a lo largo de los bordes fijos (figuras 4-*b* y 4-*c*).

Por otra parte, cuando la relación entre la anchura y altura del panel sea superior:

— a 2, si los cuatro lados están sujetos,

— a 1, si uno de los bordes verticales no está sujeto,

debe despreciarse la influencia de la fijación de los bordes. La carga de rotura se puede calcular entonces como si se tratara de una viga simple (fig. 4-*a*).

2.32. Condiciones de fijación de los bordes

Puede considerarse que está asegurada la sujeción de los bordes horizontales de los muros portantes, por los forjados de hormigón armado y la de los verticales, por los muros rigidizadores, cuando se cumplen las condiciones siguientes: (ver fig. 5):

a) la parte de muro considerada se compone de un único elemento;

b) la relación entre la anchura y la altura del muro rigidizador es, como mínimo, igual a 1/3;

c) el muro rigidizador es perpendicular al muro considerado;

d) el espesor del muro rigidizador es, como mínimo, igual a 12 cm si es de hormigón ligero y a 8 cm si es de hormigón ordinario;

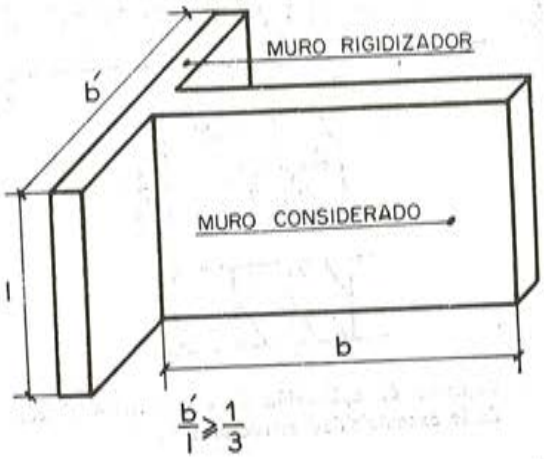


Fig. 5.—Condiciones de fijación de los bordes verticales de los paneles.

e) el espesor mínimo del muro considerado es el indicado en la tabla 3, para los distintos casos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

TABLA 3

Espesor mínimo de los paneles

Resistencia del hormigón en compresión	Bordes verticales	Espesor mínimo (cm)
< 150 kg/cm² (hormigón ligero)	no sujetos	20
	sujetos	15
⩾ 150 kg/cm² (hormigón normal)	no sujetos	12
	sujetos	10

2.33. Valor de la excentricidad

La excentricidad e viene dada por la fórmula siguiente:

$$e = e_t + e_s \qquad [2]$$

en la cual:

e_t = excentricidad "técnica" debida a la heterogeneidad del hormigón y a las inexactitudes en los empalmes.

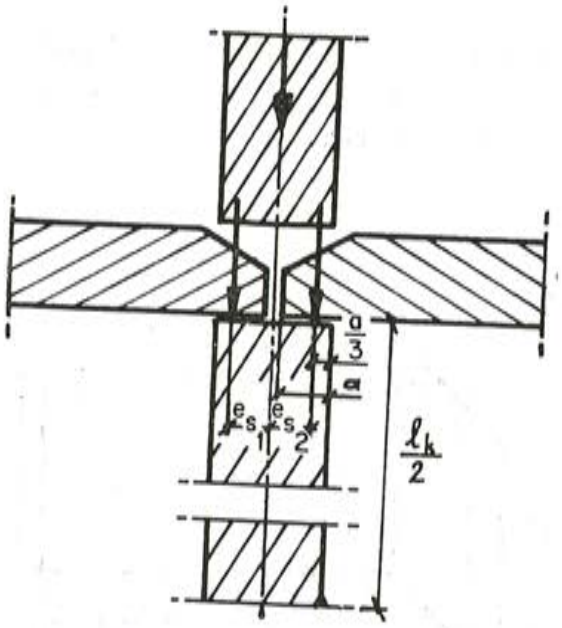


Fig. 6.—Esquema de aplicación de cargas para el cálculo de la excentricidad estructural e_s.

e_s = excentricidad "estructural" que depende de las condiciones de apoyo de los forjados.

El valor de e_t depende de las condiciones de fabricación y de la calidad de la mano de obra. En el cálculo, se considera:

$$e_t = e_{t_1} + e_{t_2} \qquad [3]$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

en donde:

e_{t_1} = excentricidad debida a la heterogeneidad del hormigón.

Su valor es:

0,03 h para los paneles de hormigón normal, de resistencia superior a 150 kg/cm²;

0,05 h para los paneles de hormigón ligero.

e_{t_2} = excentricidad originada por inexactitudes en los empalmes.

Su valor es:

0,7 cm para los muros compuestos de paneles cuya anchura es, como mínimo, igual a la altura del piso;

1,0 cm para los muros compuestos de paneles de anchura inferior a la altura del piso.

Por otra parte, cuando los paneles se fabriquen en obra o utilizando encofrados de madera, deberá aumentarse el valor de e_{t_1}

El valor de e_s, correspondiente a las reacciones de apoyo de los forjados, es igual a:

$$e_s = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} \qquad [4]$$

con la notación indicada en la figura 6.

2.34. Carga de rotura (sección I)

La carga de rotura de los paneles de sección rectangular, sometidos a una carga excéntrica, se calcula a partir de la fórmula siguiente:

$$N_I = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot B \cdot \sigma'_b \qquad [5]$$

en la cual:

$$\varphi_1 = 1 - \frac{2e}{h} \text{ (1)} \qquad [6]$$

$$\varphi_2 = \frac{\varphi_0}{0{,}9 + \varphi_0} \cdot K \qquad [7]$$

siendo:

$$\varphi_0 = 0{,}823 \frac{\alpha}{\left(\frac{l_k}{h}\right)^2} \qquad [8]$$

$$K = 1 - \frac{e}{h}\left(0{,}06 \frac{l_k}{h} - 0{,}2\right) \qquad [9]$$

α: coeficiente dado en función de la resistencia en compresión del hormigón. Sus valores se indican en la tabla 4.

(1) En la práctica, suelen utilizarse ábacos o tablas que dan, directamente, los valores de φ_1 y φ_2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

l_k: altura de cálculo del panel, igual a:

$$\frac{l}{1+\frac{l}{4b}}, \text{ para los paneles sujetos a lo largo de un borde vertical} \qquad [10]$$

$$\frac{l}{1+\frac{l}{b}}, \text{ para los paneles sujetos a lo largo de los 2 bordes verticales} \qquad [11]$$

B: área de la sección transversal del panel.

σ'_b: resistencia del hormigón, en compresión por flexión, dada en función de la resistencia en probeta cúbica en la tabla 4.

TABLA 4

Valores del coeficiente α

Resistencia del hormigón en compresión (kg/cm²)		Resistencia del hormigón en tracción (kg/cm²)	Valores del coeficiente α					
en probeta cúbica 20 × 20 × 20 cm	para los cálculos de flexión		Hormigón ordinario	Hormigón de árido fino	Hormigón de escoria		Hormigón de arcilla dilatada	Hormigón de esquisto dilatado
$\sigma'_{b\,.\,cúb.}$	σ'_b	σ_{br}			escoria fina	de arena natural		
32	30	4,5	—	—	1.200	—	1.400	—
53	50	6,5	—	—	1.200	1.500	1.200	—
74	70	8	—	—	1.000	1.400	1.100	1.450
95	90	10	2.250	1.500	—	1.300	1.000	1.400
116	110	11,5	2.100	1.400	—	1.200	950	1.300
151	140	13,5	1.900	1.300	—	—	900	1.200
187	170	15,5	1.750	1.200	—	—	800	1.100
220	200	17,5	1.650	1.100	—	—	—	1.000
280	250	20	1.500	1.000	—	—	—	—
340	300	24	1.350	900	—	—	—	—
450	400	28	1.100	—	—	—	—	—

Las fórmulas [5] y [9] solamente son válidas si

$$\frac{e}{h} < 0.45 \qquad [12]$$

Si

$$\frac{e}{h} \geqslant 0.45 \qquad [13]$$

deberá reforzarse el panel.

2.4. CARGA DE ROTURA DE LOS PANELES EN LA SECCION II

La carga de rotura en la sección II viene dada por la fórmula siguiente:

$$N_{II} = \mu_l \cdot \sigma'_b \cdot B,$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

en la cual μ_l es un coeficiente empírico que depende:

— del tipo de junta y de la longitud de apoyo de los forjados;

— de la resistencia del material empleado en la junta y del espesor de ésta;

— de la disposición de la armadura transversal en la sección II.

Los valores de μ_l *se* indican en la tabla 5.

TABLA 5

Valores del coeficiente μ_l

Condiciones de apoyo de los forjados		μ_l	
		Muros sin armadura transversal	Muros con armadura transversal
Forjados apoyados sobre una carrera, de hormigón armado, construida in situ.		0,80	0,80
Forjados apoyados en un lecho de mortero de resistencia mínima igual a 30 kg/cm² y de 1 a 1,5 cm de espesor.	Apoyos intermedios y forjados apoyados en todo su contorno.	0,70	0,80
	Apoyos extremos y forjados simplemente apoyados en dos de sus bordes.	0,50	0,70

Para el cálculo del coeficiente de seguridad correspondiente a la sección II, el valor de μ_d debe tomarse igual a 1. Cuando el coeficiente de seguridad sea inferior al exigido, el panel se reforzará disponiendo una armadura transversal, constituida por dos capas de barras, en la forma indicada en la figura 7.

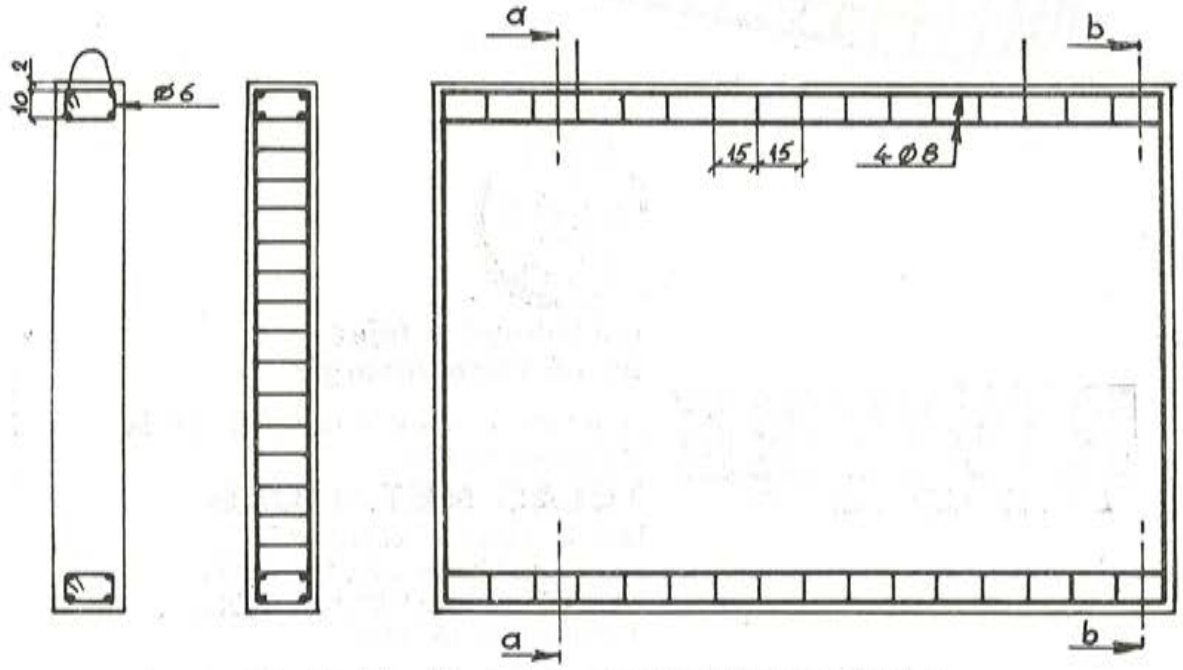


Fig. 7.—Disposición de la armadura transversal en la sección II.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

contribuye a tejer
un brillante resurgir

RIVIERE
SOCIEDAD ANONIMA

para toda la industria nacional con la utilización de sus

TELAS METALICAS

Toda la gama de especialidades de tejidos metálicos para MINERIA, INDUSTRIAS, CONSTRUCCION, AGRICULTURA, etc.

BARCELONA - MADRID - PAMPLONA

Productor nacional desde 1837

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

notas de la F. I. P.

n. 1, Enero-Febrero, 1967

CONFERENCIAS SOBRE LA APLICACION DEL HORMIGON PRETENSADO EN LA CONSTRUCCION DE PILAS PARA REACTORES

13-17 de marzo de 1967

En Church House, Westminster, Londres.

Bajo los auspicios de la Institución de Ingenieros Civiles, y con la colaboración de la Sociedad Británica de Energía Nuclear y del Comité Británico para el Análisis de Tensiones, se han celebrado en Londres unas conferencias sobre la aplicación del hormigón pretensado en la construcción de pilas para reactores.

En vista del constante incremento del empleo del hormigón pretensado en las pilas para reactores, estas conferencias despertaron un gran interés. El Comité Ejecutivo de la FIP designó a Mr. A. J. Harris —vicepresidente representante del Grupo Nacional Británico— como observador oficial. La FIP tiene proyectado formar una comisión para el estudio de las aplicaciones del hormigón pretensado en la construcción de pilas para reactores.

JORNADAS ALEMANAS DEL HORMIGON 1967

5, 6, 7 de abril de 1967

La Deutscher Beton-Verein E. V. organizó en Berlín, durante los días 5, 6 y 7 de abril de 1967, las Jornadas Alemanas del Hormigón.

Durante las mismas se desarrolló un variado programa de conferencias, sesiones de trabajo y visitas. Los principales temas tratados en las conferencias fueron los siguientes:

Nuevos métodos para la construcción de puentes.

Pilas para reactores.

Hormigón ligero.

Descripción de algunas obras recientes construidas en Alemania.

Construcción de dos puertos marítimos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ASOCIACION CIENTIFICA DEL PRETENSADO

IX Sesión de Estudio.

La Asociación Científica del Pretensado celebró su 9.ª sesión de estudio en París los días 29, 30 y 31 de mayo de 1967. Los temas que se trataron fueron:

Aplicaciones del pretensado en edificación.

Cálculo de losas en hormigón pretensado, para forjados de piso, teniendo en cuenta los problemas de fisuración.

Control de la calidad de las estructuras de hormigón pretensado.

Estructuras de hormigón pretensado sometidas a temperaturas elevadas. Efectos del calor sobre las características del hormigón y el acero, en las estructuras de hormigón pretensado.

Se realizaron también interesantes visitas a diversas obras situadas en la región de París.

SIMPOSIO DE LA AIPC SOBRE LA FILOSOFIA DEL CALCULO Y SU APLICACION A LAS ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGON

La Cement and Concrete Association, en colaboración con la Asociación Internacional de Puentes y Estructuras, organizó un Simposio sobre la filosofía del cálculo y su aplicación a las estructuras prefabricadas de hormigón, el cual se celebró en Londres del 22 al 24 de mayo de 1967. La Federación Internacional del Pretensado (FIP), el Consejo Internacional de la Edificación (CIB) y el Comité Europeo del Hormigón (CEB) colaboraron también en el Simposio permitiendo incluir, en los informes generales de las sesiones, los resultados hasta la fecha obtenidos en los trabajos realizados por sus correspondientes Comisiones especializadas.

A este Simposio asistieron, únicamente, los representantes especialmente designados a tal efecto por los diversos grupos nacionales afiliados a la AIPC, CIB, CEB y FIP.

Nota importante:

El profesor Maurice Cosandey —director de la Escuela Politécnica de la Universidad de Lausana, Suiza— ha sido elegido presidente de la Asociación Internacional de Puentes y Estructuras, cargo en el que sucede al Profesor Fritz Stüssi.

Se ruega que toda la correspondencia dirigida al profesor Cosandey sea enviada a la siguiente dirección:

Secretariat AIPC.

Swiss Federal Institute of Technology.

8006 Zurich, Suiza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

NUEVOS GRUPOS NACIONALES AFILIADOS A LA FIP

En junio de 1966, el Consejo Administrativo confirmó la admisión como miembros de la FIP de los tres nuevos grupos nacionales siguientes:

CHILE	Secretario	Señor Oscar Benavides Escobar. Rosario Sur 629. Los Condes. SANTIAGO. Chile.
ISRAEL	Secretario	Mr. J. Zederbaum. Association of Engineers and Architects in Israel. Engineers House. TEL AVIV. Israel.
YUGOSLAVIA	Secretario	Civ. Eng. Branimir Grujic. Yugoslovensko Drustvo Za Prednaprezanje. Bulevar Vojvode Misica 43. BEOGRAD. Yugoslavia.

En la actualidad son 39 los Grupos Nacionales Miembros de la FIP.

COMISIONES DE LA FIP

La Comisión de la FIP sobre «Aplicación del hormigón pretensado a las estructuras de maquinaria» y el Comité «ad hoc» de la FIP sobre «Depósitos en hormigón pretensado para fuel-oil y petróleo», han terminado su trabajo y presentado su informe final en el V Congreso celebrado en París en junio de 1966.

En la última reunión del Comité Ejecutivo de la FIP, celebrada en Wiesbaden en noviembre-diciembre de 1966, se acordó que continuarían funcionando las siguientes Comisiones de la FIP:

Comisión de la FIP sobre prefabricación.

Comisión de la FIP sobre la resistencia al fuego del hormigón pretensado.

Comisión de la FIP sobre estructuras anti-sísmicas.

Comisión de la FIP sobre Hormigones Ligeros Pretensados.

Está gestionándose la creación de una nueva Comisión de la FIP sobre «Métodos para la obtención de Hormigones de Alta Resistencia».

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

REUNIONES DE LA FIP

En el Palacio Grassi, de Venecia, y durante los días 12, 13 y 14 de abril de 1967, se han celebrado unas reuniones de la FIP con arreglo al siguiente programa:

Miércoles, 12 de abril	Tercera Sesión Plenaria, FIP-CEB. Discusión general del texto de las «Recomendaciones Internacionales para el Cálculo y Construcción de Estructuras de Hormigón Pretensado».
Jueves, 13 de abril:	
Por la mañana	Consejo Administrativo de la FIP. Reunión técnica. 1.ª parte. Informe sobre las actividades del Comité Mixto FIP-CEB. Potente: M. N. Esquillan.
Por la tarde	Consejo Administrativo de la FIP. Reunión administrativa.
Viernes, 14 de abril:	
Por la mañana	Consejo Administrativo de la FIP. Reunión técnica. 2.ª parte. Comisión sobre «Hormigones de alta resistencia».
Por la tarde	Comité Ejecutivo de la FIP.

INTERCAMBIO DE PUBLICACIONES DE LA FIP

Dentro del programa de intercambio de publicaciones que la FIP tiene establecido, durante el pasado año 1966 se han distribuido, entre los diversos Grupos nacionales afiliados, 93 publicaciones. Desgraciadamente, no todos los Grupos contribuyen a este intercambio, por lo que se encarece a los secretarios de las Asociaciones de aquellos países que todavía no prestan esta colaboración a la FIP, realicen las gestiones oportunas para poder cooperar en este Servicio, en la misma forma que las demás Asociaciones lo vienen ya haciendo.

Con el fin de poder enviar una copia de cada publicación a cada uno de los Grupos nacionales afiliados, se ruega que el número de ejemplares remitidos a la Secretaría de la FIP, para su posterior distribución, sea el de 50.

RECOMENDACIONES DEL COMITE MIXTO FIP-CEB PARA EL CALCULO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO

Se ha adoptado la resolución de publicar, en un solo volumen, las Recomendaciones, tanto para el hormigón armado como para el hormigón pretensado. No obstante, la FIP se reserva el derecho a extractar y publicar, independientemente, aquellos capítulos que se refieren, de un modo particular, a la técnica del pretensado. Se espera que la discusión mantenida sobre estas Recomendaciones, en la reunión celebrada en abril de 1967 en Venecia, permita acelerar su publicación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

notas de la F. I. P.

n. 2, Marzo, 1967

ABREVIATURAS:

ACI	(Instituto Americano del Hormigón).
AIPC	(Asociación Internacional de Puentes y Estructuras).
ASTM	(Sociedad Americana de Ensayos y Materiales).
CEB	(Comité Europeo del Hormigón).
CIB	(Consejo Internacional de la Edificación).
IASS	(Asociación Internacional de Estructuras Laminares).
PCI	(Instituto del Hormigón Pretensado).
RIBA	(Real Instituto de los Arquitectos Británicos).
RILEM	(Reunión Internacional de Laboratorios de Ensayos de Materiales).
UIA	(Unión Internacional de Arquitectos).
UNEC	(Consejo de Educación de las Naciones Unidas).

CALENDARIO DE ACTOS INTERNACIONALES DE INTERES PARA LA TECNICA DEL PRETENSADO

Ya celebrados:

1967

Del 18 al 26 de febrero	Feria de la maquinaria de obra. Basilea (Suiza).
Del 20 al 21 de febrero	Simposio sobre: «Control del tráfico en carreteras», organizado conjuntamente por las Instituciones de Ingenieros Civiles e Ingenieros de la Electricidad. Londres (Inglaterra).
Del 11 al 19 de marzo	Exposición Internacional de maquinaria para edificación BAUMA. Munich (Alemania Occidental).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Del 13 al 17 de marzo	Conferencia sobre: «El empleo del hormigón pretensado en pilas para reactores», organizada por la ICE. Londres (Inglaterra).
Del 14 al 17 de marzo	Reunión y exposición internacional de 1967 sobre: «Conducciones y tratamiento de aguas». Londres (Inglaterra).
Del 20 al 24 de marzo	Simposio de la RILEM sobre: «Aridos para hormigones ligeros». Budapest (Hungría).
Del 1 al 7 de abril	Reunión Anual del ACI. Simposio Internacional del ACI sobre: «El cálculo de puentes de hormigón». Toronto (Canadá).
Del 3 al 6 de abril	Conferencia de primavera de la Asociación de Edificios Agrícolas. Newcastle upon Tyne (Inglaterra).
Del 5 al 7 de abril	Día Alemán del Hormigón. Berlín (Alemania Occidental).
Del 10 al 15 de abril	Reuniones de la FIP, FIP-CEB y CEB. Venecia (Italia).
Del 16 al 19 de abril	Simposio restringido del CIB sobre: «Programación y dirección de la investigación en la construcción». Madrid (España).
Del 17 al 22 de abril	Exposición de la Edificación y la Construcción en Escocia. Ingliston (Escocia).
Del 20 al 22 de abril	Reunión del Comité Ejecutivo del CIB. Madrid (España).
Del 24 de abril al 4 de mayo	Comité de la UNEC sobre: «Viviendas, edificación y urbanismo». Segundo Seminario sobre: «Edificios Industriales». París (Francia).
Del 28 de abril al 27 de octubre	Feria Mundial de Montreal «Expo 67». Canadá.
Del 29 de abril al 7 de mayo	Feria de Hannóver. Hannóver (Alemania Occidental).
Del 19 al 22 de abril	Reunión del Grupo de Trabajo del Cembureau sobre: «Edificios y Estructuras». Viena (Austria).
Del 7 al 12 de mayo	5.º Congreso Internacional de Ingenieros. Atenas (Grecia).
Del 8 al 11 de mayo	Comisión W 29 del CIB. París (Francia).
Del 11 al 12 de mayo	Simposio de la IASS sobre: «Estructuras Neumáticas». Stuttgart (Alemania).
Del 13 al 28 de mayo	2.ª Feria Internacional de la Construcción y Obras Públicas. Madrid (España).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Del 16 al 20 de mayo	Comité Permanente de la AIPC. Delft (Holanda).
Del 19 al 28 de mayo	Exposición de Tratamientos Superficiales y Acabados Industriales. París (Francia).
Del 21 al 26 de mayo	V Conferencia Internacional sobre: «Ensayos no destructivos». Montreal (Canadá).
Del 22 al 24 de mayo	Simposio Internacional sobre: «Hormigón prefabricado». Londres (Inglaterra).
Del 29 al 31 de mayo	9.ª Sesión de Estudio de la Asociación Científica del Pretensado. París (Francia).
Del 1 al 7 de junio	Exposición Internacional de la Edificación. Copenhague (Dinamarca).
Del 1 al 11 de junio	Feria ELMIA 67. Jonkoping (Suecia).
Del 5 al 7 de junio	Asamblea General del Cembureau. Suecia.
Del 6 al 8 de junio	Conferencia Internacional sobre: «Materiales para edificación». Varsovia (Polonia).
Del 25 al 30 de junio	70.ª Reunión Anual de la ASTM. Boston Mass. (Estados Unidos).
Del 3 al 7 de julio	Congreso de la UIA. Praga (Checoslovaquia).
Del 5 al 7 de julio	Conferencia del «Trust Centre Housing». Londres (Inglaterra).
Del 12 al 15 de julio	Conferencia de la RIBA. Brighton (Inglaterra).

Reuniones a celebrar:

1967

Del 14 al 17 de agosto	Tercer Congreso Australiano sobre: «La Investigación en la Edificación». Melbourne (Australia).
Del 30 de agosto al 1 de septiembre	Simposio de la RILEM sobre: «Adiciones para el hormigón». Bruselas (Bélgica).
Del 4 al 6 de septiembre	Simposio de la RILEM sobre: «Estudios experimentales sobre nuevos avances conseguidos, gracias al empleo de resinas sintéticas, en la técnica del hormigón y de las obras de fábrica». París (Francia).
Del 4 al 7 de septiembre	Congreso Internacional sobre: «El empleo de estructuras laminares en Arquitectura». México (México).
Del 4 al 8 de septiembre	Congreso Internacional sobre: «Grandes presas». Estambul (Turquía).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Del 8 al 14 de septiembre	21.ª Reunión del Comité Permanente de la RILEM. St. Remy les Chevreuse (Francia).
Del 15 al 24 de septiembre	Exposición de la Edificación. Helsinki (Finlandia).
Del 25 al 28 de septiembre	Simposio del Instituto Noruego de la Investigación en la Edificación sobre: «Juntas estancas para muros». Oslo (Noruega).
Del 26 al 27 de septiembre	Comisión W-44 del CIB. Budapest (Hungría).
Del 2 al 7 de octubre	Exposición Internacional de Equipos para la Construcción. Londres (Inglaterra).
Del 8 al 12 de octubre	Reunión Nacional del PCI. Montreal (Canadá).
Del 11 al 13 de octubre	Reunión del Grupo de Trabajo del Cembureau sobre: «El empleo del hormigón en la Agricultura». Sirmione (Italia).
Del 12 al 18 de octubre	Feria Técnica de Estocolmo. Estocolmo (Suecia).
Del 14 al 16 de octubre	6.ª Asamblea General del CIB. Wáshington DC (Estados Unidos).
Del 16 al 19 de octubre	Comisión W17 del CIB sobre: «Calefacción y Ventilación». Budapest (Hungría).
Octubre-noviembre	Reunión de la Comisión de la FIP sobre: «La resistencia al fuego del hormigón pretensado». Londres (Inglaterra).
Del 31 de octubre al 3 de noviembre	Reunión Nacional del ACI. Des Moines, Iowa (Estados Unidos).
Del 5 al 12 de noviembre	13.º Congreso Mundial de Carreteras. Tokyo (Japón).
Del 15 al 29 de noviembre	Exposición y Conferencia Internacional de la Edificación. Londres (Inglaterra).
Del 21 al 25 de noviembre	9.ª Conferencia de la Industria de Silicatos. Budapest (Hungría).
Del 23 de noviembre al 3 de diciembre	Exposición BATIMAT de la Edificación en París. París (Francia).

1968

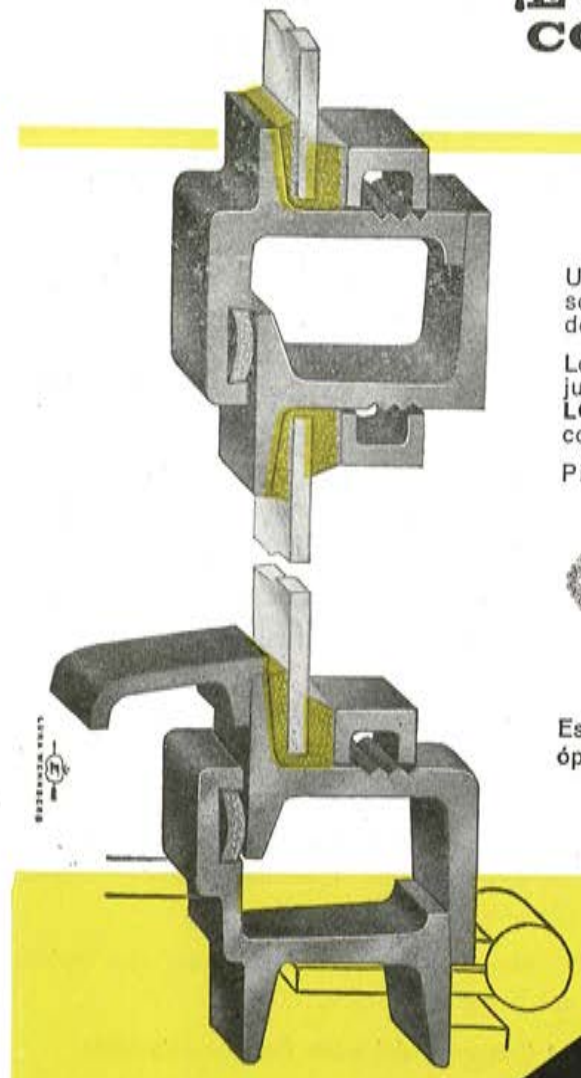
Del 27 de enero al 4 de febrero	Exposición de la Edificación en Bruselas. Bruselas (Bélgica).
Del 17 al 25 de febrero	Exposición de la Edificación BAU 68 de Munich. Munich (Alemania Occidental).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Marzo	Simposio de la RILEM sobre: «La evolución del equipo mecánico para ensayos de materiales de edificación». Stuttgart (Alemania).
Primavera 1968	Simposio de la RILEM sobre: «Retracción del hormigón». Madrid (España).
Del 20 al 21 de abril	Comisiones de Trabajo del CEB. Atenas (Grecia).
Del 22 al 27 de abril	12.ª Sesión Plenaria del CEB. Atenas (Grecia).
Mayo	Simposio de la IASS sobre: «Depósitos y tuberías». Weimar (Alemania Oriental).
Primeros de junio	Simposio de la FIP. Madrid (España).
Del 2 al 5 de septiembre	Simposio de la RILEM sobre: «La determinación de la durabilidad del hormigón bajo la acción del hielo, los sulfatos o los ácidos». Praga (Checoslovaquia).
Del 6 al 7 de septiembre	Reunión del Grupo de Trabajo de la RILEM sobre: «Durabilidad», y del Comité sobre: «Corrosión de armaduras». Praga (Checoslovaquia).
Del 8 al 14 de septiembre	8.º Congreso de la AIPC sobre: «Carreteras elevadas». Nueva York (Estados Unidos).
Del 17 al 21 de septiembre	22.ª Reunión del Comité Permanente de la RILEM. Dresden (Alemania Oriental).
Del 23 al 27 de septiembre	Simposio de la RILEM sobre: «Empleo de conglomerantes bituminosos como materiales de construcción en Ingeniería Civil». Dresden (Alemania Oriental).
Del 6 al 9 de octubre	5.º Simposio Internacional sobre: «La Química del Cemento». Tokyo (Japón).
Del 7 al 12 de octubre	4.º Congreso del CIB. Ottawa (Canadá).
1970	6.º Congreso de la FIP. Praga (Checoslovaquia).
1974	7.º Congreso de la FIP. Nueva York (Estados Unidos).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

¡EVITE COMPLICACIONES!



Utilice carpintería metálica con perfiles estancos, solo así evitará la entrada de aire y agua a través de sus puertas y ventanas.

Los perfiles de acero laminado, calibrados y con junta de goma sintética de **"LAMINOIRS DE LONGTAIN"** son los únicos que le solucionarán con seguridad este problema.

Pida presupuesto sin compromiso alguno a:

CERRAJERIA FOLCRÁ, S.A.

c/. de La Línea Eléctrica, s/n. - Tel. 231 72 01

ESPLUGAS DE LLOBREGAT - BARCELONA

Estamos en condiciones de ofrecerle una calidad óptima a un precio muy asequible.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

notas de la F. I. P.

n. 3, Abril, 1967

ABREVIATURAS:

ACI	(Instituto Americano del Hormigón).
AIPC	(Asociación Internacional de Puentes y Estructuras).
ASTM	(Sociedad Americana de Ensayos y Materiales).
CEB	(Comité Europeo del Hormigón).
CIB	(Consejo Internacional de la Edificación).
IASS	(Asociación Internacional de Estructuras Laminares).
PCI	(Instituto del Hormigón Pretensado).
RIBA	(Real Instituto de los Arquitectos Británicos).
RILEM	(Reunión Internacional de Laboratorios de Ensayos de Materiales).
UIA	(Unión Internacional de Arquitectos).
UNEC	(Consejo de Educación de las Naciones Unidas).
FIP	(Federación Internacional del Pretensado).

LAS NUEVAS PROMOCIONES DE INGENIEROS

Cada año un gran número de ingenieros jóvenes se incorpora al campo de la técnica del hormigón pretensado.

Estos nuevos ingenieros están deseosos de adquirir, lo más rápidamente posible, conocimientos y experiencia, principalmente, en lo que se refiere a la práctica del pretensado.

Y conocimientos y experiencia sobre la práctica del pretensado es, precisamente, lo que con mayor urgencia necesita la FIP para el desarrollo de la labor que tiene encomendada, sobre todo en los trabajos de sus Comités, con objeto de preparar sus informes y las comunicaciones que deben presentar en los distintos Simposios que se celebran.

Por todo ello, el Comité Ejecutivo de la FIP, en su reunión de Wiesbaden de noviembre-diciembre de 1966, adoptó el acuerdo de solicitar a todos aquellos que tienen trabajando a su servicio a estos nuevos ingenieros, que les animen y les faciliten, en la medida de lo posible, su participación en las reuniones internacionales dedicadas al estudio de temas relacionados con la técnica del hormigón pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Naturalmente que esta colaboración internacional exige disponer de mayores fondos que en el pasado para poder cubrir los gastos de los viajes necesarios para la asistencia a dichas reuniones. Pero, por otra parte, siempre se ha dicho que la experiencia que así se adquiere compensa con exceso los esfuerzos que se hagan para participar en este tipo de trabajos.

INFORME SOBRE LAS CONFERENCIAS DEDICADAS AL ESTUDIO DEL EMPLEO DEL HORMIGON PRETENSADO EN LA CONSTRUCCION DE PILAS PARA REACTORES NUCLEARES, CELEBRADAS EN LONDRES DEL 13 AL 17 DE MARZO DE 1967

Por A. J. Harris, BSc (Eng), MICE, MIStructE, MConsE

A esta conferencia, organizada por el Instituto de Ingenieros Civiles, asistieron aproximadamente 460 especialistas, de los cuales 220 eran extranjeros. Se presentaron 63 comunicaciones, agrupadas en 11 temas. Todas ellas se publicaron antes de las sesiones. Estas se desarrollaron durante cuatro días, y en ellas se dio lectura a los resúmenes preparados por los ponentes. A continuación se abría una discusión libre, que se cerraba con una breve réplica de los autores de las comunicaciones discutidas.

Se dedicó un día a visitas a obras y laboratorios de investigación. Las conclusiones más relevantes fueron las siguientes:

1. Estas estructuras son muy grandes, y en una simple pila se utilizan varios miles de toneladas de acero de pretensado.

2. Este tipo de estructuras, en la actualidad, ya no es sólo que se acepten, sino que se utilizan normalmente en Inglaterra y Francia, y parece ser que también en Estados Unidos está empezando a ocurrir lo mismo. Las dos razones fundamentales que justifican su uso son: seguridad y tamaño.

3. El cálculo de las pilas difiere ampliamente de unas a otras, debido, sobre todo, al tipo del reactor y de la instalación proyectada.

4. El estado actual de la teoría y la práctica de la técnica del pretensado es tal que permite resolver, con total garantía, cualquier problema de ingeniería que pueda presentar la construcción de las pilas para reactores.

5. Durante la última década se han desarrollado amplios estudios e investigaciones que han dado notables resultados; se han desarrollado nuevas técnicas para el análisis tensional y se posee un mejor conocimiento del fenómeno de las deformaciones lentas del hormigón sometido a elevadas temperaturas. Sin embargo, aún no se ha conseguido una explicación satisfactoria al comportamiento del hormigón sometido a tensiones combinadas.

6. Los resultados de estos estudios han sido ampliamente tranquilizadores y deben, lógicamente, conducir a una reducción en los coeficientes de seguridad, con la consiguiente disminución en el consumo de acero de alta resistencia, la partida que más influye en el costo de la obra.

7. También puede conseguirse una importante reducción del costo perfeccionando el aislamiento del sistema de refrigeración.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

8. El cálculo de las pilas está tan íntimamente relacionado con el del reactor (que también se va perfeccionando rápidamente) que no parece posible, por el momento, intentar establecer unas normas generales de cálculo. Dos ejemplos bastarán para confirmar lo antes dicho:

   — si se invierte más dinero en incrementar las precauciones mecánicas contra un aumento de presión, podrá obtenerse un sustancial ahorro en la construcción de la pila, ya que será posible disminuir su coeficiente de seguridad, y viceversa;

   — análoga interacción existe con el aislamiento del sistema de refrigeración; cuanto más perfeccionado sea éste, más económica resultará la pila.

9. La discusión sobre la filosofía del cálculo fue muy valiosa.

10. El mejor servicio inmediato que puede ofrecer la FIP a los ingenieros es asegurar una amplia difusión de las memorias de estas conferencias.

SOCIEDAD DEL HORMIGON — COMITE DEL HORMIGON PRETENSADO

Notas del Grupo Nacional Británico afiliado a la FIP

REUNION DEL PCI: MONTREAL DEL 8 AL 12 DE OCTUBRE DE 1967

La técnica británica contribuirá a la Reunión del PCI, que se celebrará el próximo octubre en Montreal, con varias comunicaciones sobre diferentes temas relacionados con las pilas para reactores y sobre carreteras elevadas de hormigón pretensado en Inglaterra.

También se está preparando una participación británica en la Exposición de Equipos y Materiales para la Industria del Pretensado.

TECNICAS DE PRETENSADO

Recientemente, se ha celebrado en Londres una reunión para el estudio de tres técnicas de pretensado que, en la actualidad, están despertando un gran interés. Se trata de los sistemas de desviación de armaduras y destrucción de la adherencia; los pretensados parciales y las armaduras sin adherencia. Asistió un numeroso auditorio y se suscitaron animadas discusiones.

JORNADA SOBRE EL CALCULO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES DE HORMIGON PRETENSADO

En esta jornada celebrada el pasado 6 de junio en Londres, se presentaron comunicaciones sobre: las Normas de cálculo exigidas por el Ministerio de Obras Públicas; diversos aspectos de la investigación; cálculo de tableros de puentes, en hormigón pretensado, hormigonados «in situ»; cálculo de puentes construidos a base de dovelas prefabricadas; cálculo de puentes construidos empleando vigas de hormigón pretensado de sección tipificada, y puntos de vista de los constructores respecto al cálculo y su influencia en la construcción.

El texto de todas las comunicaciones se distribuyó antes de la celebración de esta jornada, durante la cual se destinó, la mayor parte del tiempo, a la libre discusión de los trabajos presentados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ELIJA VD. EL QUE REUNA LOS MAS ELEVADOS INDICES DE RESISTENCIA A LA

- TORSION
- FLEXION Y
- TRACCION

Estas son las principales propiedades del

ALAMBRE DE ACERO

que le ofrece

INDUSTRIAS GALYCAS

ALAMBRES DE ACERO DE LA MAXIMA GARANTIA PARA

- VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO
- INDUSTRIAS DE MUELLES

Una fabricación "AD HOC" para unas necesidades concretas

INDUSTRIAS GALYCAS

ALAMBRES DE HIERRO Y ACERO

RIBERA DE DEUSTO, 1 (Camino de la Paz) TELEFONO, 350680 - BILBAO
PORTAL DE GAMARRA, 48 (Zona Industrial) TELEFONO, 5903 - VITORIA

SOLICITE MAS AMPLIA INFORMACION

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

notas de la F. I. P.

n. 4, Mayo, 1967

FEDERACION INTERNACIONAL DEL PRETENSADO

PRESIDENTE:

Prof. Dr. Ing. Franco Levi.

VICEPRESIDENTE GENERAL:

Dr. G. F. Janssonius.

PRESIDENTE HONORARIO:

Mr. Y. Guyon.

SECRETARIO GENERAL Y TESORERO:

Mr. P. Gooding.

REUNION DEL CONSEJO ADMINISTRATIVO DE LA FIP, CELEBRADA EN EL PALACIO GRASSI, EN VENECIA, DURANTE LOS DIAS 13 Y 14 DE ABRIL DE 1967

Durante los días 13 y 14 del pasado abril, se celebró en Venecia la 15.ª Reunión del Consejo Administrativo de la FIP.

Los miembros del Consejo aprobaron por unanimidad los acuerdos adoptados por el Comité Ejecutivo en su última reunión, celebrada en noviembre-diciembre, con respecto a la reorganización de la estructura de la FIP, decidiéndose que en las futuras reuniones del Comité se celebre, además de la normal sesión administrativa, una sesión técnica.

Los miembros del Consejo pudieron comprobar la eficacia de este nuevo sistema de trabajo durante la reunión de Venecia, que fue donde por primera vez se utilizó.

La parte técnica de las reuniones constó de dos sesiones:

En la primera, celebrada la mañana del jueves 13 de abril, el Sr. N. Esquillan hizo un informe sobre las actividades de la Comisión Mixta FIP-CEB y sobre la situación actual de las «Recomendaciones para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón pretensado». A continuación y después de una discusión general, el profesor

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Cestelli Guidi, presidente de la Comisión Mixta, informó sobre los trabajos realizados por los distintos Comités implicados en la preparación del texto de las citadas Recomendaciones.

La segunda sesión técnica tuvo lugar en la mañana del viernes día 14, y en ella, M. A. J. Harris, presidente de la Comisión de la FIP sobre hormigones de muy alta resistencia, informó sobre las actividades de dicha Comisión. Los asistentes se mostraron muy interesados por los trabajos desarrollados por la Comisión, y expresaron su satisfacción por el éxito de estas nuevas reuniones técnicas, opinando que sus resultados habían sido muy valiosos e interesantes. Se está preparando un detallado informe sobre estas reuniones para su posterior distribución.

La reunión administrativa normal tuvo lugar en la tarde del jueves 13, y continuó en la del día siguiente, en sustitución de la reunión del Comité Ejecutivo, que no tenía ningún asunto pendiente de discusión.

El éxito de este nuevo tipo de reuniones ha sido evidente, como unánimemente han reconocido todos los que en ellas han participado. La próxima reunión del Comité Ejecutivo, que se desarrollará en forma análoga, coincidirá con la de la Comisión de la FIP, que estudia la resistencia al fuego, y se celebrará durante los días 11, 12 y 13 de diciembre de 1967 en Inglaterra.

NUEVO GRUPO NACIONAL AFILIADO A LA FIP

En su reunión del 13 de abril, el Consejo Administrativo ha decidido aprobar la afiliación a la FIP de la:

Asociación Nacional del Prentesado.

Rakovsky Street 108.

SOFIA C - Bulgaria,

a la que se complace en expresarle su bienvenida como nuevo Miembro de la Federación.

DOS NUEVOS MIEMBROS DEL COMITE EJECUTIVO

Siguiendo las recomendaciones del Comité Ejecutivo, el Consejo Administrativo aprobó la elección de dos nuevos miembros del Comité Ejecutivo.

Ha sido elegido un miembro de Australasia, en representación de los países del Sur del Pacífico, acordándose que Mr. Craven, de Nueva Zelanda, se encargue de esta representación hasta el VI Congreso de la FIP; después, le sustituirá Mr. Cavanagh, de Australia, a partir de 1970.

Por otra parte, el Dr. Inomata, del Japón, nombrado recientemente vicepresidente de la Asociación Japonesa, ha sido elegido por el Comité Ejecutivo como representante de los países del Este de Asia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

FORMACION DE UNA NUEVA COMISION DE LA FIP

COMISION DE LA FIP SOBRE LA DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO

En la 25.ª Reunión del Comité Ejecutivo de la FIP, celebrada en Wiesbaden, en noviembre-diciembre de 1966, se acordó la creación de una nueva Comisión de la FIP sobre la Durabilidad de las Estructuras de Hormigón Pretensado, designándose a M. F. Dumas como presidente de la misma. Se ha solicitado la colaboración de diversos especialistas en el tema para formar parte de la Comisión.

De momento, la FIP ha establecido contacto con otras organizaciones interesadas en problemas similares sobre la durabilidad del acero y de las estructuras de hormigón pretensado.

Como resultado de las conversaciones celebradas el 13 de febrereo de 1967, entre el presidente de la FIP y el secretario general de la RILEM, R. L'Hermite, se acordó que ambas Organizaciones colaborarían en la realización de trabajos sobre este tema, encargándose la RILEM de efectuar diversos ensayos de laboratorio para la mencionada Comisión de la FIP. El 15 de febrero se celebró en París una primera reunión, y en ella se acordó que el tema de la durabilidad de las estructuras pretensadas debe ser considerado bajo los dos aspectos siguientes:

1. Conservación de las estructuras que requiere, en particular, mantener un valor adecuado del esfuerzo de pretensado, teniendo en cuenta los fenómenos de acción retardada, junto con todos los problemas que pueden surgir a consecuencia de la fisuración y/o desintegración del hormigón (por ejemplo, fatiga, corrosión del acero, etc.) y otros problemas diversos.

2. Conservación de los materiales constituyentes que, en la mayoría de los casos, serán:

   Hormigón y acero.

Después de una detenida discusión sobre estos temas, se decidió que sería de gran valor realizar una encuesta entre los diversos países afiliados a la FIP para conocer la situación actual de las estructuras pretensadas, referida no sólo a puentes, sino también a depósitos y estructuras similares.

Se discutieron también, con cierto detalle, los problemas de la corrosión del acero y se estudiaron los diversos factores que influyen en la conservación de los aceros sometidos a tensión. También se suscitó la cuestión del comportamiento de los anclajes y, en general, de la adecuada ejecución de las estructuras pretensadas.

Se acordó que la próxima reunión de la Comisión se celebraría en Munich los días 9 y 10 de mayo de 1967, confiándose en que, para entonces, podría estar ya redactado el programa de trabajo.

PUBLICACION DE LAS COMUNICACIONES E INFORMES DEL V CONGRESO

En la reunión del 13 de abril del Consejo Administrativo, se decidió que no había inconveniente en que las diversas Asociaciones Nacionales preparasen la reproducción,

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

en sus revistas respectivas, de las comunicaciones e informes presentados al V Congreso de la FIP, sin esperar a la publicación de las Memorias Oficiales del Congreso. Se llegó a la conclusión de que, probablemente, esto no sólo no ha de perjudicar la venta de dichas Memorias, sino que, por el contrario, habrá de favorecerla al dar una mayor difusión a la labor desarrollada en el Congreso.

PROXIMAS ACTIVIDADES

En la reunión de Venecia del Consejo Administrativo fueron acordadas y confirmadas las siguientes fechas:

Reunión de la Comisión de Prefabricación de la FIP: Estocolmo, 16 de agosto de 1967.

Durante los días 17 y 18 se realizarán diversas visitas técnicas.

Reunión de la Comisión de la FIP sobre Resistencia al Fuego: Wexham (Inglaterra), 11, 12 y 13 de diciembre de 1967.

Reunión del Comité Ejecutivo de la FIP: Londres, 13 de diciembre de 1967.

Simposio en Madrid, 3, 4 y 5 de junio de 1968.

(Durante el Simposio se celebrará también una reunión del Consejo Administrativo.)

En 1969 habrá una reunión del Comité Ejecutivo en Dresden; la fecha exacta de la misma no ha sido todavía fijada.

VI Congreso de la FIP: Praga, 24-31 de mayo de 1970.

PUENTE PARA CARRETERA, EN HOLANDA

En febrero de 1967 el Ministerio de Obras Públicas de Holanda sacó a concurso la construcción de un puente continuo, de una longitud total de 644 m, con un tramo central de 150 m de luz. Dicho puente atravesará el río Ijssel, cerca de Zwolle.

Una de las soluciones propuestas consiste en una placa metálica, ortotrópica, sobre vigas también metálicas que se apoyan en pilas y estribos normales.

La otra solución propuesta es un puente en voladizo de hormigón pretensado.

El presupuesto de la solución metálica se eleva a 19,5 millones de Florines Holandeses, mientras que el de la solución en hormigón pretensado asciende sólo a 15 millones.

A la vista de estos datos, no parece que haya de serle muy difícil al Ministerio decidir cuál de las dos soluciones propuestas debe ser elegida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

nota de la asociación española del hormigón pretensado

intercambio de publicaciones

Dentro del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F.I.P. entre las diversas Asociaciones Nacionales que la integran, hemos recibido, últimamente, las que a continuación se mencionan, en las cuales aparecen, entre otros, los trabajos que en la presente nota se detallan, relacionados con la técnica del hormigón pretensado.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se dan traducidos al español.

Recordamos a todos los asociados que estas publicaciones se encuentran a su disposición, para consulta, en nuestros locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares-Chamartín, Madrid.

Publicaciones enviadas por la "Japan Prestressed Concrete Engineering Association", Japón

Revista *Prestressing*, vol. 9, núm. 1, enero 1967.

1. «Cálculo y construcción del depósito Miyazaki», por Y. IKEDA, A. TAKAYAMA y A. WATANABE (en japonés).

   Sinopsis: Se describe un depósito subterráneo de 150.000 m³ de capacidad, construido en la ciudad de Kawasaki. Las placas que cubren el depósito soportan una sobrecarga de 2 t/m² y van pretensadas, mediante cables Freyssinet, en dos direcciones. Otros elementos de la estructura, como las losas planas de solera y los muros exteriores y centrales, son de hormigón armado.

2. «Cálculo y construcción del puente de Shin-Sanseiji», por I. ISHII y K. KONOMI (en japonés).

   Sinopsis: El puente de Shin-Sanseiji posee una estructura realmente notable y está construido sobre un espléndido valle, en la autopista nacional núm. 19. La originalidad de la solución adoptada consiste en la combinación de una estructura en arco con un tablero pretensado por el método Dywidag y es el primero de este tipo construido, no sólo en el Japón, sino en el mundo. En el artículo se describe detalladamente esta estructura.

3. «Ensayo en laboratorio del anclaje tipo MDC utilizado en el puente de Suriage», por K. HATADA, Y. ARAI, H. ARUYAMA (en japonés).

   Sinopsis: Para la construcción del puente sobre el río Suriage, se adoptó el método MDC de pretensado. Con este motivo, se realizaron diversos ensayos en laboratorio para comprobar las características del anclaje tipo MDC utilizado. En el presente artículo figura el informe sobre dichos ensayos.

4. «Informe sobre el puente de hormigón pretensado construido a base de vigas «J.I.S.» normalizadas, en el tramo Osaka-Ikeda de la autopista Hanshin», por T. MURATA y M. MENJU (en japonés.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Sinopsis: Se comenzó la construcción de este puente en enero de 1966. Su estructura está constituida a base de vigas pretensadas de 15 m de luz, de tipo J.I.S. normalizado. En este informe se incluye un estudio económico-comparativo de varios tipos de puentes, se describe el método utilizado para el control de la calidad de las vigas obtenidas en cada fábrica y se dan detalles sobre el proceso de ejecución seguido en esta obra.

Publicaciones enviadas por el "Prestressed Concrete Institute", de Estados Unidos

Revista *PCI tems*, vol. 13, núm. 1, enero 1967.

5. «Escuelas.—Su planificación, cálculo y construcción empleando hormigón pretensado», anónimo.

Revista *PCI tems*, vol. 13, núm. 2, febrero 1967.

6. «Edificios industriales», anónimo.

Revista *PCI tems*, vol. 13, núm. 3, marzo 1967.

7. «Edificios comerciales», anónimo.

Revista *PCI tems*, vol. 13, núm. 4, abril 1967.

8. «Centros comerciales», anónimo.

Publicaciones enviadas por la "Asociación Rusa del Hormigón pretensado"

Revista *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 1, 1967.

9. «La automatización del tratamiento térmico de las piezas de hormigón armado, en las fábricas de Glavpridneprovstroï», por S. I. LYSSENKO y V. P. ABRAMOV (en ruso).

10. «Aplicación del hormigón pretensado a la construcción de centrales atómicas en Francia», por K. V. MIKHAÏLOV y V. V. JOUKOV (en ruso).

11. «Cálculo de elementos de hormigón pretensado, en fisuración, teniendo en cuenta el comportamiento anelástico del hormigón de la zona comprimida de la sección», por D. K. DOTCHER (en ruso).

Revista *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 2, 1967.

12. «La investigación en la técnica del hormigón pretensado», por A. A. GVOZDEV y S. V. ALEXANDROVSKY (en ruso).

13. «Las armaduras para hormigón pretensado, en el extranjero», por K. V. MIKHAÏLOV (en ruso).

14. «Las estructuras pretensadas con armaduras postesas», por A. P. VASSILIEV (en ruso).

15. «Las estructuras, de hormigón pretensado, para edificios industriales en el extranjero», por G.I. BERDITCHEVSKY (en ruso).

16. «El hormigón pretensado en las obras de ingeniería, en el extranjero», por B. A. KALATOUROV y N. A. MARKAROV (en ruso).

17. «Los hormigones ligeros en las estructuras pretensadas», por N. A. KORNEV (en ruso).

18. «Resistencia de los elementos de hormigón pretensado sometidos a compresión axil o excéntrica», por E. V. ORCHANSKY (en ruso).

Revista *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 3, 1967.

19. «Sobre la corrosión bajo tensión de las armaduras de alta resistencia», por S. N. ALEXÉIEV (en ruso).

20. «Estudio sobre las características de retracción de los hormigones», por A. A. EMÉLIANOV (en ruso).

21. «Influencia de las temperaturas elevadas en la resistencia y deformabilidad del hormigón», por N. I. TOUPOV (en ruso).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Revista *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 4, 1967.

22. «Estructuras pretensadas para puentes, a base de piezas tipificadas, en Georgia», por V. A. SLOVINSKY (en ruso).

23. «Placas pretensadas, armadas con cables de longitud predeterminada, anclados mediante bucles extremos», por N. N. GOUBONINE, M. L. DAVIDOV y V. M. KAGAN (en ruso).

24. «Enseñanzas obtenidas en el montaje de las estructuras pretensadas prefabricadas, del estadio de la ciudad de Donetsk», por S. Y. FOUKZON (en ruso).

25. «Estudio de una viga de hormigón pretensado de sección compleja», por J. I. JOUNOUSSOV e Y. G. CHAKHNOVITCH (en ruso).

26. «Empleo de armaduras, constituidas por barras endurecidas mediante tratamiento térmico, en las estructuras de hormigón pretensado», por I. A. TRIFONOV y otros (en ruso).

Publicaciones enviadas por la "Verkoopassociatie Nederlands Cement", de Holanda

Revista *Cement*, núm. 2, febrero 1967.

27. «El nuevo Ayuntamiento de Arnhem.—Forjado de la Sala de Consejo», por M. C. M. VAN MAARSCHAL KERWAART.

Sinopsis: El forjado de esta Sala se apoya sobre siete pórticos, separados entre sí una distantancia de 3,85 m entre ejes, constituido cada uno de ellos por una viga pretensada de 23,5 m de luz y dos soportes, también pretensados. Las vigas, de sección en I, se prolongan en voladizo, por fuera de los soportes, en una longitud de 10 m. Van pretensadas mediante 32 cables Freyssinet de 12 ∅ 7,5 mm. El pretensado de los soportes, se realizó por medio de 4 barras Dywidag de 26 mm de diámetro.

28. «La oficina central de T. N. O. y Z. W. O., en La Haya», por G. H. VAN BOOM.

Sinopsis: La parte más interesante, desde el punto de vista estructural, de este nuevo edificio es la intersección de la carretera con el hall de entrada. En el artículo se describe el cálculo y construcción del pórtico, en hormigón pretensado, utilizado en dicha intersección.

Revista *Cement*, núm. 3, marzo 1967.

29. «Estabilidad de los edificios de gran número de plantas», por G. H. VAN BOOM y H. NIEVWLAND.

Sinopsis: Se trata de una contribución al cálculo de la estabilidad de los edificios de varias plantas. El método que aquí se expone está basado en las «Normas Holandesas para hormigón armado», de 1962 (G.B.V. 1962), que recogen las prescripciones de las «Recomendaciones prácticas» del Comité Europeo del Hormigón (C.E.B.).

Revista *Cement*, núm. 4, abril 1967.

30. «Estabilidad de los edificios de gran número de plantas», por A. K. DE GROOT.

Sinopsis: Se discuten los diversos métodos propuestos para el cálculo de la estabilidad de los edificios de gran altura, y se hace un estudio comparativo de algunos de ellos.

Publicaciones enviadas por la F.I.P., Documentation Service, Inglaterra

Revista *Prestressed Concrete Abstracts*, 1965.

31. «Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado». Fichas núms. 1761 - 1820.

Revista *Prestressed Concrete Abstracts*, 1966.

32. «Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado». Fichas 1821 - 1880.

Revista *Prestressed Concrete Abstracts*, 1966.

33. «Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado». Fichas núms. 1881-1940.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Publicaciones enviadas por el "Prestressed Concrete Development Group", de Inglaterra

Revista *Concrete*, vol. 1, núm. 2, febrero 1967.

34. «Arquitectura de los puentes», por A. GORDON.

Sinopsis: Se discute la intervención que arquitectos e ingenieros deben tener en la redacción de los proyectos de distintos tipos de estructuras y, en especial, en los proyectos de puentes. Se destaca la importancia de la colaboración entre ambas clases de técnicos, citándose, como ejemplos, diversos puentes y pasarelas, ya construidos.

35. «Nuevos criterios en las normas para la fabricación y ensayos de los hormigones», por K. NEWMAN.

Sinopsis: Se exponen los nuevos criterios que deben tenerse en cuenta al redactar las normas para la fabricación y ensayo de los hormigones, especialmente en lo referente a granulometrías, resistencias y relación agua/cemento. Se comentan las diferencias entre los ensayos de control y los de recepción y la importancia que en la actualidad va adquiriendo el control estadístico de la calidad.

Revista *Concrete*, vol. 1, núm. 3, marzo 1967.

36. «Cálculo de vigas de hormigón armado y de hormigón pretensado», por P. W. ABELES.

Sinopsis: Después de una breve reseña sobre la evolución de los procedimientos de cálculo, se describe un método general aplicable, tanto a las vigas de hormigón armado como a las de hormigón pretensado. Este método se basa fundamentalmente en las condiciones de las piezas en rotura, pero tiene también en cuenta su comportamiento antes de llegar a fisuración y bajo las cargas de servicio.

37. «Algunos puentes recientemente construidos», anónimo.

Sinopsis: Se describen diversos puentes recientemente construidos que ofrecen interés por sus especiales características. Estos puentes son: el Oosterschelde, en Holanda, varios de la autopista meridional de Oxford y otros construidos, tanto en Inglaterra como en otros países. La mayoría de los puentes descritos son en hormigón pretensado.

Revista *Concrete*, vol. 1, núm. 4, abril 1967.

38. «Tensiones en las placas esviadas», por A. COULL.

Sinopsis: Se indica un método aproximado para el cálculo de tensiones en las placas ortótropas en esviaje, y se mencionan los resultados obtenidos en algunos ejemplos realizados. El estudio se divide en tres partes: tramos simples sometidos a carga uniforme, tramos simples bajo cargas lineales paralelas a los apoyos y tramos continuos bajo carga uniforme y cargas móviles.

Revista *Concrete Quarterly*, núm. 71, octubre-diciembre 1966.

39. «Puente en el valle La Rocca», anónimo.

Sinopsis: Se describe un puente, en hormigón pretensado, construido para salvar una garganta rocosa en el valle La Rocca, cerca de Castelverrino, en Italia. Se trata de un puente de un solo tramo, de 60 m de luz y 8 m de anchura, constituido por una viga hueca de sección en V, de canto variable, rigidizada interiormente mediante 12 diafragmas transversales. La armadura de pretensado longitudinal la forman 11 cables BBRV, en cada cara lateral de la viga, y cada cable lleva 42 alambres de 6 mm de diámetro. El autor del proyecto es el ingeniero E. RUSSO.

Revista *Magazine of Concrete Research*, vol 18, núm. 57, octubre, 1966.

40. «Algunos ensayos a esfuerzo cortante de vigas de hormigón armado, de sección en T, con estribos», por R. TAYLOR.

Sinopsis: Se informa sobre los resultados obtenidos en los ensayos realizados con once vigas de hormigón armado, de sección en T, sometidas a carga estática. La armadura para esfuerzo cortante de estas vigas, calculada por el método propuesto por el autor en un anterior trabajo, es inferior a la exigida por las normas británicas vigentes, la C.P.114. Los ensayos demuestran que esta armadura es más que suficiente para conseguir que la rotura se produzca por flexión y no por esfuerzo cortante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

41. «Redistribución de momentos en vigas continuas de hormigón pretensado», por S. K. MALLICK y M. K. L. N. SASTRY.

Sinopsis: Se indican los resultados obtenidos en los ensayos a rotura realizados sobre 27 vigas continuas de tres tramos y 12 de dos tramos, todas de sección rectangular, sometidas a distintos tipos de cargas concentradas. Se comprueba que, en la mayoría de las vigas, la redistribución de momentos fue prácticamente completa. Se estudia la distribución de curvaturas a lo largo de las vigas y se comparan los giros obtenidos, con los deducidos mediante la aplicación de las relaciones teóricas momento-curvatura propuestas por Guyon.

Publicaciones enviadas por la "Assoziacione Nacionale Italiana del Cemento Armato Precompresso", de Italia

Revista *Bollettino di informazioni*, núm. 1, marzo 1967.

42. «Puentes en curva: Generalidades y descripción de algunas obras recientes», por R. CALZONA.

Sinopsis: Después de un breve comentario sobre las diferentes soluciones estructurales que pueden adoptarse para la construcción de los tableros de puentes curvos, se describen diversas obras de esta clase, recientemente realizadas, indicándose las principales características de cada una de ellas. Los puentes que se estudian son: viaducto sobre el barranco Caprenne; viaducto de «La Ricamarie»; y viaducto «Montanesi», en la autopista Génova-Serravalle. Al final del artículo se incluye una amplia bibliografía sobre el tema tratado.

Publicaciones enviadas por "The University College", de Dublín (Irlanda)

Folleto *Concrete Practice in Ireland - 1965*, septiembre 1965.

43. Sinopsis: Se reproducen las «Memorias» de un Simposio celebrado en «The University College», de Dublín, en septiembre de 1965. Los trabajos incluidos en estas «Memorias» son los siguientes: «Normas sobre estructuras de hormigón», por J. GWYNN; «Materiales utilizados en la construcción de estructuras de hormigón», por E. C. DILLÓN; «Comprobación y vigilancia de la resistencia del hormigón», por R. T. HOLLOWAY; «La durabilidad de las estructuras de hormigón, incluidas las carreteras», por J. W. de COUREY; «Métodos de fabricación, colocación y curado del hormigón», por M. G. SWEENEY; «La prefabricación en hormigón», por T. F. LYDON, y «El acabado superficial del hormigón», por T.M. DUGGAN.

Publicaciones enviadas por el "South African Prestressed Concrete Development Group", de Africa del Sur

Revista *Prestress*, vol. 16, diciembre 1966.

44. «Métodos modernos para el cálculo de estructuras de hormigón pretensado», por C. CESTELLI-GUIDI.

Sinopsis: Se reproduce el texto de la conferencia pronunciada por el autor en el Congreso Anual, celebrado el 27 de octubre de 1966, por la Asociación del Hormigón Pretensado, de Africa del Sur. La conferencia se divide en dos partes: En la primera, se comentan los modernos métodos utilizados para el cálculo de estructuras de hormigón pretensado y se estudia, especialmente, el caso del pretensado parcial, a la luz de las Recomendaciones propuestas por el Comité Mixto FIP-CEB. En la segunda parte, se describen diversas obras proyectadas por el autor, CESTELLI-GUIDI, y que presentan alguna característica de particular interés.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

conozca otras revistas del I. E. T. c. c.

INDICE DE LOS ULTIMOS NUMEROS DE:

Informes de la Construcción. Núm. 191.

Almacén y centro de distribución de materia les de construcción, en Bussigny (Suiza); por R. Willomet, arquitecto, y J. C. Piquet, ingeniero.

Palacio de transmisiones de la emisora NDR, en Hannóver (Alemania); por el Prof. F. W. Kraemer, Dipl. Ing. G. Lichtenhahn y Prof. D. Oesterlen, arquitectos.

Edificio de viviendas residenciales, en Caracas (Venezuela); por F. Beckhoff, arquitecto, y E. Robles Piquer, arquitecto paisajista. Lombardi, asociados.

Laboratorios de tecnología espacial (U.S.A.); por Albert C. Martin y asociados, arquitectos e ingenieros.

Restaurante "Bellevue", en Viena (Austria); por Traude y Wolfgang Windbrechtinger, arquitectos.

Complejo parroquial de Santa Ana, en Moratalaz, Madrid; por Miguel Fisac, Dr. arquitecto.

El confort y la seguridad en los edificios; por Sir Frederick Lea.

Estimación estadística de la duración de actividades en una programación Pert; por G. Carrillo Vargas y P. González-Haba González, ingenieros de caminos, canales y puertos.

Ordenación hidráulica, en Provenza (Francia); por Georges Vié, ingeniero de minas.

Captación de aguas subálveas en la confluencia de los ríos Lozoya y Jarama; por E. López de Berges y de los Santos, Dr. ingeniero de caminos, canales y puertos.

Informes de la Construcción. Núm. 192.

Iglesia de San Fridolin, en Glarus (Suiza); por E. Brantschen, arquitecto.

Museo de arte de la prefectura de Nagasaki, en Japón; por Sowa Architectural Desing Office, arquitectos.

Bloque de apartamentos, en Peñíscola (España); por L. Marzo. Dr. arquitecto.

Jardines xerófilos venezolanos; por E. Robles Piquer, arquitecto paisajista.

Nuevo edificio en la fábrica Deckel, en Munich; por W. Henn, arquitecto y J. Zeh, colaborador.

Edificio de oficinas de la Stipel, en Milán (Italia); por Melchiorre Bega, arquitecto.

Investigación sobre el dimensionado de firmes flexibles en Checoslovaquia; por K. Kucera, Dr. ingeniero.

Captación profunda para el abastecimiento de aguas a Málaga (España); por J. M.ª Garnica Navarro, ingeniero de caminos.

Métodos modernos de excavación de galerí as y túneles; por G. Vié, ingeniero de minas.

Puente de hormigón pretensado sobre el río Ulúa (Honduras).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento

hormigón y acero n. 84

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025