asociación técnica
española del pretensado

hormigón y ACERO

nº 126

hormigón y acero n.126

4040

CIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO. DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA. COSTILLARES (CHAMARTIN). MADRID-33.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n.126

1er trimestre 1978

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA Pesetas	EXTRANJERO Dólares U.S.A.
Miembros protectores	10.000,–	175,–
Miembros colectivos	4.000,–	70,–
Miembros Personales (que no sean Socios Adheridos del I.E.T.)	1.000,–	18,–
Miembros Personales Adheridos (que sean Socios Adheridos del I.E.T.)	500,–	9,–

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

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.—COSTILLARES – CHAMARTIN – MADRID-33
APARTADO 19.002.

Depósito Legal: M -853-1958
Imprime: ACOR, S.A. - M. Hernández, 50 - MADRID

PROES ingenieros consultores

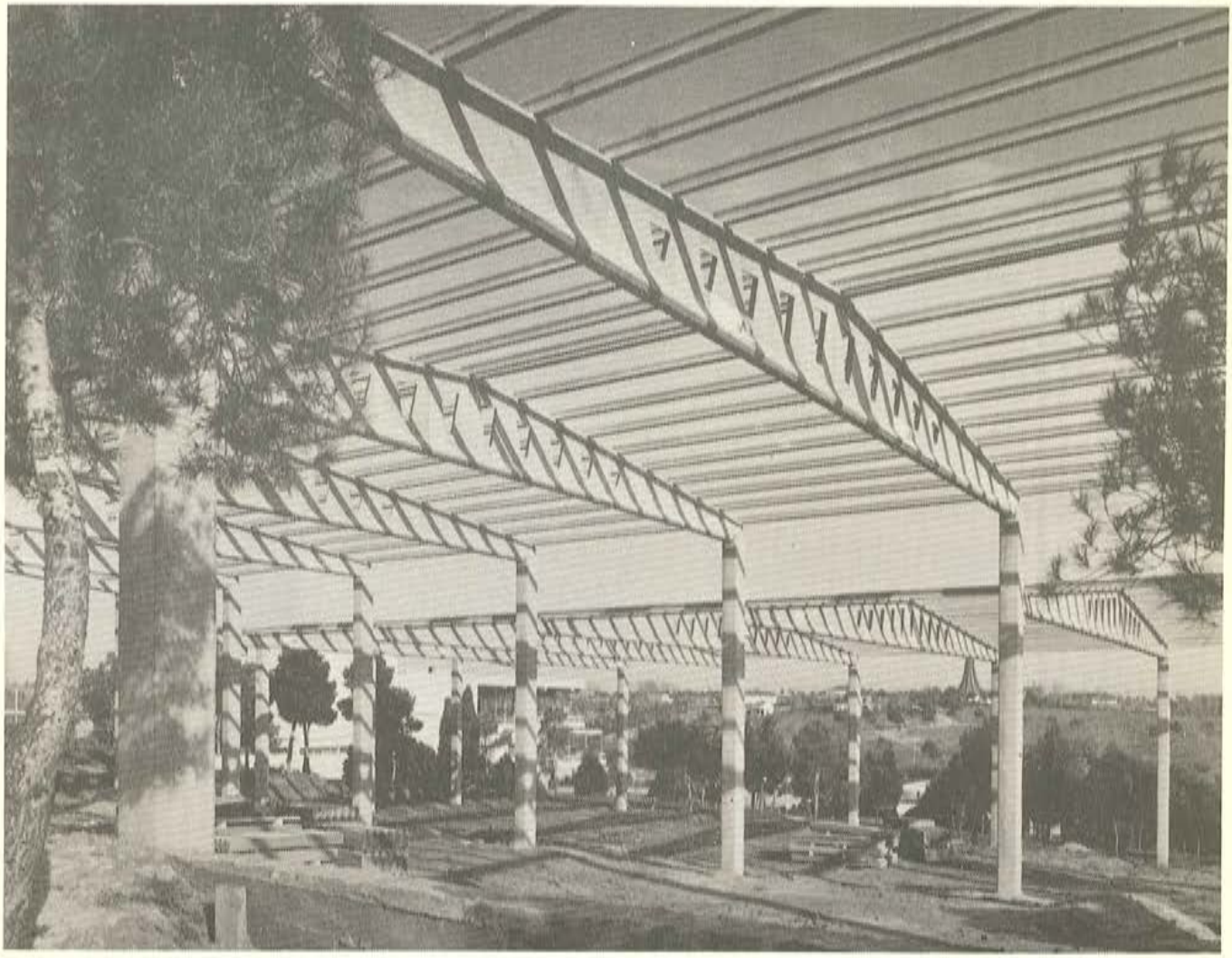
Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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



Estructura de cubierta a varios niveles en Las Lomas-El Bosque, prefabricada y montada incluso pilares, por ALVI, S.A.
Anchura de cada nave: 25,00 m.

FABRICAS:

HUESCA: Paseo Lucas Mallada, s/n. - Teléfono 22 39 00 (cinco líneas). (Casa central.)
MONZON: Carretera de Lérida - Teléfono 40 07 80.
GRAÑEN: Carretera de Huesca - Teléfono 27.
MADRID: Carretera de Toledo, Km. 7,300 - Teléfono 695 25 68.
ZARAGOZA: Avda. de Marina Moreno, 31 - Teléfono 23 75 02 3. (Comercial zona norte.)
MADRID: Carretera de Torrejón a Loeches, Km. 4,200 - Teléfono 675 04 50. TORREJON DE ARDOZ.
Fábricas: Carretera de Toledo, Km. 7,300 - Teléfono 695 25 68. GETAFE.
Oficinas: Orense, 10 - Teléfono: 455 05 35/6/7. MADRID-20.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

hormigón y acero n. 126

índice

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

ARENAS, Juan José
AROCA, Ricardo
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón del
CHUECA, Rafael
ELICES, Manuel
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel
FISAC, Miguel
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
MANTEROLA, Francisco Javier
MONEO, Mariano
MORENO TORRES, Juan
PIÑEIRO, Rafael
ROMERO, Rafael
SANCHEZ CASTRO, Carlos
SANCHEZ GALVEZ, Vicente

		Pág.
	Informe resumido de las actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1977 . . . . . Compte rendu de l'activité de l'Association Technique Espagnole de la Précontrainte au cours de 1977. Short report on the activity of the Spanish Technical Association of Prestessing during 1977. *R. Piñeiro.*	9
457-8-53	**Observaciones a los ensayos acelerados empleados para caracterizar la susceptibilidad a la corrosión fisurante bajo tensión (C.F.B.T.), (2.ª parte)** . . . . . Observations aux essais accélérés effectués pour caractériser la susceptibilité à la corrosion fissurante sous contrainte (C.F.B.T.), (2éme partie). Remarks on brief tests to determine the susceptibility to cracking corrosion under stress (C.F.B.T.). (2nd part). *J. Climent.*	23
591-2-125	**Reparto transversal de sobrecarga en puentes curvos** . . . . . Répartition transversale de surcharge dans les ponts courbes. Transversal overload distribution in curved bridges. *Fernando Da Cunha.*	35

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

591-2-126 **Un método de cálculo dinámico de tableros de puentes** 59
Une méthode de calcul dynamique des tabliers de ponts.
A method of dynamic calculation of bridge decks.
A. Samartín, J. Martínez y C. Siegrist.

628-0-41 **Propiedades mecánicas a temperaturas criogénicas del acero de pretensado**. 89
Propriétés mécaniques à des températures criogéniques de l'acier de précontrainte.
Mechanical properties at criogenic temperatures of prestressed concrete.
J. Planas, M. Elices, V. Sánchez Gálvez y A. Maestre.

685-0-9 **Ensayos de hormigones ligeros estructurales españoles: análisis a la luz de la experiencia en otros países** 103
Essais des bétons légers structuraux espagnols: analyse à la lumière de l'experience en d'autres pays.
Tests of Spanish lightweight structural concretes: analysis based on foreign experiences.
Javier Alonso Gómez.

Comentarios y discusión de los artículos originales 117

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

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

ESPAÑA

AEDIUM, S.A.—Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S.A.—Madrid.
AGRUPACION HELMA-BOKA.—Cádiz.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO.—Madrid.
ALBISA, S.A.—Algeciras (Málaga).
ARIDOS LIGEROS, S.A.—Madrid.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Barcelona.
AZMA, S.A.—Madrid.
BUTSEMS, S.A.—Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASA GARGALLO, S.A.—Madrid.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CEMENTOS MOLINS, S.A.—Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.—Barcelona.
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S.A.—Barcelona.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS.—Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Málaga.
CONCRET INDUSTRIA Y TECNICA DE PREFABRICADOS, S.L.—Sistemas Cumbre. Barcelona.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S.L.—Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S.A.—Madrid.
CONTROLEX.—Alicante.
COTECOSA.—Bilbao.
COTESA, COLOCACIONES TECNICAS, S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S.A.—Madrid.
DIRECCION GENERAL DE EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL — BIBLIOTECA (SEAF-PPO). Madrid.
DIRECCION GENERAL FORTIFICACIONES Y OBRAS. MINISTERIO DEL EJERCITO .—Madrid.
DITECO, S.L.—Valencia.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A.—Burgos.
ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).—Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).—Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

ENAGA, S.A.—Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S.A.—Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTUDIO PREST.—Barcelona.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A.—Madrid.
E.T.S. DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
E.T.S. DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
FERGO, S.A. DE PRETENSADOS.—Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FORJADOS DOL.—Esquivias (Toledo).
FORMO, S.A.—Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. MINISTERIO DE O.P. Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
GOMHERSA.—Talavera de la Reina (Toledo).
HERRING LEVANTE, S.A.—Valencia.
HIDAQUE, S.A.—Granada.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
HORMYCER, S.L.—Madrid.
HORSA, S.A.—Viladecans (Barcelona).
HUARTE Y CIA., S.A.—Madrid.
IBERDUERO, S.A.—Bilbao.
IBERDUERO, S.A. (CENTRO DE DOCUMENTACION).—Bilbao.
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.—La Coruña.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S.A.—Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYSA).— Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.—Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.—Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Salamanca.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Valencia.
3ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION.—Bilbao.
5ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS.—Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES.—San Sebastián.
JULIAN ARUMI, S.L.—Vich (Barcelona).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA.—Almería.
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Sta. Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LABORATORIO GEOCISA. BIBLIOTECA.—COSLADA (Madrid).
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO.—Madrid.
LAING IBERICA, S.A.—Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
MAHEMA, S.A.—Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S.A. (MATENSA).—Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S.A.—Madrid.
MATUBO, S.A.—Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.—Mollet del Vallés (Barcelona).
OTEP INTERNACIONAL, S.A.—Madrid.
PIEZAS MOLDEADAS, S.A.—PIMOSA (Barcelona).
POSTELECTRICA, S.A.—Palencia.
POSTENSA, S.A.—Bilbao.
PRAINSA.—Zaragoza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

PREBETONG CANARIA, S.A.–Sta. Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).–Vitoria.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).–León.
PREFABRICADOS DEL HORMIGON, S.A. CUPRE-SAPRE (Valladolid).
PREFABRICADOS MAHER, S.A.–Santa Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS NAVARROS, S.A.–Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS NOR-THOM, S.A.–Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.–Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S.L.–Pamplona.
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A., HORTE. Valladolid.
PROTEC, S.L.–GIJON (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A.–PINTO (Madrid).
RENFE.–Madrid.
RUBIERA MAHER, S.A.–Las Palmas de Gran Canaria.
RUBIERA PREFLEX, S.A.–Gijón (Oviedo).
RUBIERA R L M "SOTECSA".–Gijón (Oviedo).
SAINCE.–Madrid.
SENER, S.A.–Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Barcelona.
SIKA, S.A.–Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FAB REGA.–Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.–Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS.–Valencia.
SOCIEDAD FRANCO ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S.A.–Erandio (Bilbao).
SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA .–Sección de Documentación Normativa.–Ministerio de la Vivienda.–Madrid.
TEJERIAS "LA COVADONGA".–Muriedas de Camargo (Santander).
TEPSA.–Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S.L.–Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).–Madrid.
UNION MADERERA CACEREÑA, S.L.–Cáceres.
VALLEHERMOSO, S.A.–Madrid.
VALLEHERMOSO, S.A.–Mairena del Aljarete (Sevilla).
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.–San Sebastián.
VIGAS REMARRO.–Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S.L.–Oviedo.
VIGUETAS BORONDO.–Madrid.
VIGUETAS FERROLAND, S.A.–Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).
VIGUETAS ROSADO, S.A.–Cáceres.

EXTRANJERO

BIBLIOTECA-UNIVERSIDAD CATOLICA.–Quito (Ecuador).
B.K.W.Z. "RUCH".–Warszawa (Polonia).

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

CENTRO NACIONAL DE DOCUMENTACION CIENTIFICA Y TECNOLOGICA.—La Paz (Bolivia).

DAVILA & SUAREZ ASOCIATES.—Rio Piedras (Puerto Rico).

ELECTRICIDADE DE PORTUGAL EDP.—Lisboa-3 (Portugal).

ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL.—Valaparaíso (Chile).

FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.—Caracas (Venezuela).

FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA.—Salta (Argentina).

GRUPO ARCO. ARQUITECTURA Y CONSULTORIA.—Tegucigalpa D.C. (Honduras).

LABORATORIO DE ENGENHARIA DE MOÇAMBIQUE.—Maputo-Moçambique (Africa Oriental).

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD, DIVISION BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES.—La Plata (Argentina).

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR.—Quito (Ecuador).

SCIENCE REFERENCE LIBRARY.—Londres (Inglaterra).

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. FACULTAD DE INGENIERIA.—Mérida (Venezuela).

UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA.—Santiago de los Caballeros (República Dominicana).

UNIVERSIDAD DE CHILE (Departamento de Tecnologías).—Valparaíso (Chile).

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR (Departamento de Contrataciones Especiales).—Bahía Blanca (Argentina).

UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO.—Biblioteca. Mayaguez (Puerto Rico).

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE.—MAPUTORP. Moçambique.

AVISO IMPORTANTE

DISCUSION DE LOS ARTICULOS ORIGINALES PUBLICADOS EN LA REVISTA "HORMIGON Y ACERO"

Todos los artículos originales que se publican en "Hormigón y Acero", quedan sometidos a discusión y al comentario de nuestros lectores. La discusión debe limitarse al campo de aplicación del artículo, y ser breve (cuatro páginas mecanografiadas a doble espacio, como máximo, incluyendo figuras y tablas).

Debe tratarse de una verdadera discusión del trabajo publicado y no ser una ampliación o un nuevo artículo sobre el mismo tema; el cual será siempre aceptado para su publicación en nuestra Revista, pero con tal carácter.

Debe ofrecer un interés general para los lectores. De no ser así, se trasladará al autor del artículo al que se refiera, para que la conteste particularmente.

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19.002, Madrid-33, dentro del plazo de tres meses contados a partir de la fecha de distribución de la Revista.

El autor del artículo cerrará la discusión contestando todos y cada uno de los comentarios recibidos.

Los textos, tanto de las discusiones y comentarios como de las contestaciones de los autores de los correspondientes artículos, se publicarán conjuntamente en una Sección especial que aparecerá en las últimas páginas de la Revista.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Informe resumido de las actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1977

Por: R. Piñeiro
Secretario de la A.T.E.P.

Como ya es tradicional, abrimos este primer número de nuestra Revista "Hormigón y Acero", correspondiente al año 1978 que ahora se inicia, y que deseamos sea para todos muy próspero y feliz, con una breve reseña de las principales actividades desarrolladas por la Asociación durante el pasado 1977.

Si siempre hemos intentado hacer este informe lo más resumido posible, en esta ocasión la falta material de espacio nos obliga a ser aún más concisos en nuestra exposición. Afortunadamente, los trabajos originales, de gran interés, ya preparados para su publicación en la revista son más que suficientes para completar un número; lo que ha obligado a reservar algunos de dichos trabajos para incluirlos en el volumen correspondiente al segundo trimestre del año. En estas condiciones, como es lógico, resultaría totalmente absurdo que dedicásemos a este resúmen un número de páginas superior al mínimo indispensable para poder cumplir nuestra obligación de dejar constancia de los hechos más sobresalientes, relacionados con las actividades de la A.T.E.P. a lo largo del último año, para recuerdo de los que de una u otra manera en ellos han participado, y como información para el resto de los Miembros que integran nuestra Asociación y de los que, a partir del actual enero se incorporan a la misma y a los cuales, desde aquí, queremos darles nuestra más cordial bienvenida y desearles que su decisión de pasar a formar parte de la A.T.E.P. les resulte provechosa.

Teniendo en cuenta estas premisas, empezaremos por referirnos a los dos hechos que, por su importancia y especial trascendencia para el futuro de la Asociación en un caso, y de la técnica del pretensado en otro, merecen a nuestro juicio un comentario particular. Son los siguientes:

1°.– En el Consejo de Ministros celebrado el 4 de marzo de 1977 se adoptó, entre otros, el acuerdo de reconocer como *"de utilidad pública"* a la Asociación Técnica Española del Pretensado, confiriéndole los derechos que lleva aparejado dicho reconocimiento, especificados en el artículo tercero del Decreto 1440/1965 de 20 de mayo de 1965, del Ministerio de la Gobernación. Estos derechos son:

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

a) Usar este título en toda suerte de documentos a continuación del nombre de la Entidad.

b) Las exenciones que las Leyes reconozcan a favor de estas Asociaciones.

c) Tener preferencia en la concesión del crédito oficial correspondiente a las actividades a que se dedique la Asociación.

d) Gozar de preferencia en la distribución de las subvenciones estatales que en favor de Entidades privadas se establezcan por la naturaleza de la actividad de que se trate.

e) Recibir ayuda técnica y asesoramiento de la Administración del Estado, así como los medios de diversa índole que precise la Asociación y que la Administración pueda facilitar.

f) Ser oída en la preparación de disposiciones generales relacionadas directamente con las materias de su actividad; así como al adoptarse programas de acción o establecerse nuevas directrices de trascendencia para las mismas, cuando así se estime conveniente, con carácter discrecional, por el Departamento que promueva las disposiciones, programas o directrices de referencia.

Como oportunamente hemos informado, esta declaración de utilidad pública se venía gestionando desde hace años. El haberla al fín conseguido creemos que debe ser un motivo de orgullo y satisfacción para todos cuantos estamos integrados en la A.T.E.P. ya que, además de suponer un reconocimiento oficial de la meritoria labor científica y cultural que la Asociación viene desarrollando desde su creación, puede constituir una base eficaz para lograr las necesarias ayudas y colaboraciones con vistas a la realización de las actividades que, de acuerdo con nuestros Estatutos fundacionales, tenemos encomendadas.

Por todo ello se estima que la fecha del 4 de marzo de 1977, constituirá sin duda un hito destacado en el camino que la A.T.E.P. viene recorriendo.

2°.—Por Real Decreto 1408/1977 de la Presidencia del Gobierno, de 18 de febrero de 1977, publicado en el Boletín Oficial del Estado n° 148 de 22 de junio, se aprobó, con carácter general interministerial, la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado", designada con la sigla E. P.—77, cuyo texto fue publicado en los Boletines Oficiales del Estado números 148 (22 de junio) a 166 (13 de julio), ambos inclusive.

Como quiera que esta Instrucción constituye el primer paso dado en nuestro país para reglamentar, con carácter oficial, la técnica del hormigón pretensado, se ha considerado oportuno que su aplicación tenga, en un primer período, carácter de recomendación; y así, se ha dispuesto que no entrará en vigor con carácter obligatorio hasta transcurridos dos años contados desde su publicación en el Boletín Oficial del Estado.

Se establece, además, que durante el primer año, los técnicos especializados en el tema podrán presentar sus opiniones, propuestas y observaciones a la citada Instrucción, ante la Comisión Permanente del Hormigón, la cual, a la vista de tales observaciones, efectuará la revisión de dicha E. P.—77 proponiendo en su caso, dentro del plazo de dos años citado, el texto definitivo que presentará al Gobierno para su aprobación, si procediera.

Se considera innecesario destacar la enorme importancia que para el desarrollo del pretensado en España ha de tener esta Instrucción, en cuya redacción, encomendada a la Comisión Permanente del Hormigón, dependiente de la Secretaría General Técnica del antes Ministerio de Obras Públicas, han colaborado varios de los Miembros de nuestra Asociación. Y parece evidente que la A.T.E.P. está llamada a desempeñar un papel primordial en la difusión y discusión de la nueva E. P.—77, que tan directamente le afecta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

En vista de ello se ha estudiado la mejor forma de organizar la labor de la Asociación en relación con este tema, con el objeto de lograr que su actuación resulte lo más eficaz posible; y se han adoptado diversos acuerdos al efecto, los más importantes de los cuales se comentarán más adelante.

Baste por ahora llamar la atención sobre el hecho de que la Junta de Gobierno de la Asociación está dispuesta a aceptar todo tipo de sugerencias que se le formulen con vistas a lograr la mayor difusión posible de la E. P.–77 y el máximo perfeccionamiento de las prescripciones contenidas en la nueva Instrucción, consciente de que con ello puede contribuir eficazmente al bien común, dada la indiscutible trascendencia que para el desarrollo de la técnica del pretensado ha de tener el que la Instrucción que en su día se promulgue con carácter obligatorio esté correctamente redactada y pueda ser fielmente interpretada y aplicada.

***

Y una vez comentados estos dos hechos fundamentales acaecidos durante el pasado año 1977, vamos a iniciar la rápida enumeración de las principales actividades de la A.T.E.P. a lo largo de dicho año, dentro de su programa normal de trabajo.

1.– REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA ASOCIACION

Se han celebrado los siguientes actos:

27 de enero

El Ingeniero de Caminos D. Fernando da Cunha, pronunció una conferencia, en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, sobre el tema "Análisis de tableros de puentes por el método de la losa ortótropa", que fue ilustrada con diapositivas. Los asistentes al acto siguieron con el mayor interés la documentada exposición del conferenciante que fue muy aplaudido al término de su intervención, después de la cual se entabló un animado coloquio sobre las posibilidades prácticas de aplicación del método de cálculo propuesto.

D. Fernando da Cunha.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

El texto de esta conferencia fue publicado, posteriormente, en la revista "Hormigón y Acero".

30 de marzo

Con la amable colaboración de la Delegación en La Coruña del Colegio de Ingenieros de Caminos, se repitió la misma conferencia anteriormente citada, en los locales de la Cámara Oficial de Comercio de la citada capital, con éxito análogo al obtenido en Madrid.

10 de mayo

En este día, la A.T.E.P. organizó un nuevo acto público en Madrid, en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, en el curso del cual el Ingeniero de Caminos D. José Antonio Llombart pronunció una conferencia sobre "El viaducto de Montmeló. Exposición de una solución constructiva recientemente desarrollada, aplicable a viaductos de gran longitud", ilustrada con la proyección de diapositivas. La brillante exposición del Sr. Llombart, fue seguida con gran interés por los numerosos asistentes al acto; y al término de la misma el conferenciante fue calurosamente felicitado. El texto de su intervención ha sido publicado en "Hormigón y Acero".

D. J. Antonio Llombart.

18 de mayo

Gracias a la colaboración de la Delegación en Málaga del Colegio de Ingenieros de Caminos, la conferencia del Sr. Llombart a que se hace referencia en el párrafo anterior, pudo repetirse en los locales de dicha Delegación, el día 18 de mayo. Esta nueva intervención del Sr. Llombart fue también muy aplaudida.

15 de diciembre

Cuando se tuvo conocimiento de que había sido aprobada la nueva "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado", nuestra Asociación consideró que podría resultar de interés organizar una Mesa Redonda con el objeto de informar sobre los principios y criterios generales adoptados para la redacción de dicha Instrucción. En consecuencia, se iniciaron gestiones con el Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón, Sr. Guitart, para tratar de organizar dicho acto. La propuesta de la A.T.E.P. fue, desde el principio, muy favorablemente acogida por el Sr. Guitart, y se llegó a un total acuerdo sobre la forma de programar el acto. Se estimó oportuno aplazar su celebración hasta que con-

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

cluyese la publicación del texto de la nueva E. P.–77 en el Boletín Oficial del Estado, y pudiese ponerse a la venta la edición especial preparada por el Servicio de Publicaciones del Ministerio de Obras Públicas (hoy, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo).

Mesa Presidencial: Sres. Piñeiro, Torroja, Arredondo, Guitart del Pozo y Villacañas.

Mesa Presidencial: Sres. Arredondo, Guitart, del Pozo y Villacañas.

Finalmente, el día 15 de diciembre, a las 7 de la tarde, y en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, se celebró la Mesa Redonda prevista. Abrió la Sesión el Sr. Arredondo, como Presidente de la A.T.E.P., para explicar el objeto de la reunión y las normas acordadas para el desarrollo de la misma. A continuación, el Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón, Sr. Guitart, expuso los puntos de vista de la Administración con respecto a la promulgación y aplicación de la E. P.–77 y, seguidamente intervinieron los Miembros de la Comisión Permanente del Hormigón y de la A.T.E.P., Señores del Pozo, Torroja, Villacañas y Piñeiro para informar, muy brevemente, sobre los conceptos básicos adoptados como base para la redacción de la Instrucción. El Sr. del Pozo se ocupó del Capítulo de "Materiales"; el Sr. Torroja del de "Cálculo"; el Sr. Villacañas del de "Control" y el Sr. Piñeiro del de "Ejecución". Todas las intervenciones fueron muy breves excepto la del Sr. Torroja, a la que se le dedicó más tiempo por entender que el Capítulo de Cálculo, por su importancia, merecía una más amplia explicación. A pesar de ello, se invirtió en total una hora solamente en esta primera parte de la reunión, e inmediatamente, se abrió un coloquio libre en el que pudieron intervenir todos los asistentes al acto que lo desearon, formulando consultas y

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

solicitando aclaraciones. Las diversas preguntas fueron contestadas por la Mesa constituída por Miembros de la Comisión Permanente del Hormigón, y Colaboradores que más habían participado en la redacción de la E. P.–77, para lo cual se les había convocado previamente rogándoles su colaboración. El coloquio resultó muy animado e interesante. Se hicieron sugerencias y propuestas de modificaciones muy sensatas y acertadas que fueron recogidas por la Mesa, para su estudio por la Comisión, con el objeto de introducir en el texto de la Instrucción las correcciones procedentes. A las nueve de la noche, hubo que suspender el coloquio, dado lo avanzado de la hora; por lo que algunos de los presentes que tenían pedida la palabra, no pudieron exponer sus preguntas y sugerencias.

En consecuencia, se estudiará la posibilidad de repetir esta Mesa redonda, bien en Madrid o en alguna otra ciudad, para continuar la discusión de la E. P.–77. La importancia del tema así lo aconseja.

Mesa Presidencial: Sres. Piñeiro, Torroja, Arredondo y Villacañas.

Aspecto del Salón de Actos.

Aparte de estos actos públicos directamente organizados por la Asociación Técnica Española del Pretensado, debemos señalar también que se ha colaborado en otra Mesa Redonda celebrada el día 12 de mayo, en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla, sobre el tema "Proyecto, ejecución y control de forjados pretensados" organizada por las Empresas Rubiera y Nueva Montaña Quijano, S.A. presidió el Acto el Director de la Escuela. Como moderador actuó el Catedrático de la misma Sr. López Palanco y las ponencias some-

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

tidas a discusión relativas a los temas: "El proyecto de las viguetas pretensadas según la E. P.–77", "Los materiales", "La ejecución" y "El control", fueron presentadas por los señores: Lahuerta, Elices, Calavera y Piñeiro, respectivamente. Después de estas intervenciones se abrió un coloquio general durante el cual los ponentes contestaron diversas preguntas que les fueron formuladas por los asistentes a la reunión.

Para terminar con este apartado de Reuniones públicas, queremos señalar únicamente que, gracias a las amables y desinteresadas colaboraciones que se vienen prestando a la Asociación, ésta puede seguir desarrollando estos Actos, no sólo en Madrid sino también en otras Capitales, lo que permite dar cumplimiento a uno de sus fines estatutarios: procurar la mayor difusión de la técnica del pretensado, en sus diferentes campos de aplicación.

2.–PUBLICACIONES

Antes de enumerar los artículos que han ido apareciendo en los sucesivos números de nuestra revista "Hormigón y Acero" correspondientes al pasado año 1977, debemos comentar que se han iniciado los trabajos de redacción de un nuevo Manual de la serie que, con notable éxito, viene publicando la A.T.E.P.

En este Manual, que se designará abreviadamente con las siglas H.P.–5, se tratará el tema de la colocación de armaduras, tanto pretesas como postesas, en sus diferentes aspectos de proyecto, ejecución y control. En estos trabajos están colaborando numerosos Miembros de la Asociación (concretamente 24) que, voluntariamente, se han ofrecido a ello y a los cuales queremos, desde aquí, expresarles nuestro más sincero agradecimiento.

Una vez aprobado en líneas generales el Indice provisional que habría de servir de guía para la labor encomendada, con los 24 Miembros que intervienen en la misma se formaron cuatro Grupos de trabajo que, simultáneamente, iniciaron la redacción del borrador de los distintos Capítulos que a cada uno le fueron asignados. El primero se ocupó de la parte correspondiente al proyecto y ejecución de piezas con armaduras pretesas; el segundo, del proyecto en elementos con armaduras postesas; el tercero, de la ejecución en estos mismos elementos, y el cuarto de todo lo relativo al control. Como es lógico, de estos diferentes temas se trata exclusivamente la parte referente a "Colocación de armaduras" que es la que constituye el objeto de este Manual, como ya se ha indicado.

Después de numerosas reuniones, los Grupos de trabajo concluyeron su labor; y los borradores por ellos redactados están siendo, en la actualidad, estudiados por una reducida Comisión, formada por un representante de cada uno de los Grupos de trabajo iniciales, que se ha encargado de preparar el texto conjunto del Manual, eliminado posibles contradicciones y repeticiones, y dándole la debida ordenación y uniformidad de redacción.

Cuando se termine este trabajo, el texto que resulte será sometido a discusión del pleno de la Comisión que es a la que corresponde aprobar el original definitivo que habrá de publicarse.

Se espera que este nuevo Manual podrá estar terminado dentro del actual año 1978 y que, dado su gran interés para las aplicaciones, en la práctica, de la técnica del pretensado, gozará de la misma favorable acogida que todos los anteriores de la serie.

Y pasando a la revista "Hormigón y Acero", a continuación se incluyen los índices de los cuatro números publicados en 1977.

Número 122.–Primer trimestre de 1977

- "Informe resumido sobre la actuación de la Asociación Técnica Española del Pre-

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

tensado durante el año 1976", por R. Piñeiro.

- "Método de cálculo de las pérdidas de pretensado en piezas pretesas curadas al vapor", por V. Sánchez Gálvez y M. Elices Calafat.
- "Acciones excepcionales y colapso progresivo en estructuras de edificación", por V. Solana.
- "La influencia de la relación entre la tensión de rotura y el límite elástico de las armaduras sobre el comportamiento a flexión de las piezas de hormigón armado", por J. Calavera, E. González Valle, A. Delibes y J. M. Izquierdo.
- "Tendencias actuales sobre programas de cálculo elástico de estructuras de barras", por J. Ortíz Herrera.
- "Cálculo de tableros por el método del emparrillado", por J. Manterola.
- "Notas de la F. I. P. núm. 57".

Número 123.–Segundo trimestre de 1977

- "Estudio de las deformaciones en las secciones de hormigón armado sometidas a flexión pura", por J. A. Villacañas.
- "Análisis de tableros de puentes por el método de la losa ortótropa", por F. da Cunha y P. Matesanz.
- "Un viaje por viejos puentes", por M. Aguiló.
- "El puente Paysandú–Colón", por C. F. Heckhausen.
- "Puentes construídos por voladizos sucesivos", por J. J. Arenas de Pablo.
- "Aceros para centrales nucleares pretensadas", por M. Elices y V. Sánchez Gálvez.

Número 124.–Tercer trimestre de 1977

- "Contribución a la estimación de las pérdidas de pretensado y de las deformaciones diferidas en las estructuras de hormigón pretensado", por R. Atallah, M. Brachet y G. Darpas.
- "Observaciones a los ensayos acelerados empleados para caracterizar la susceptibilidad a la corrosión fisurante bajo tensión (C.F.B.T.)" 1ª parte, por J. Climent.
- "Cubierta del Auditorium del Centro Cultural de la Villa de Madrid", por E. Bofill.
- "Análisis de puentes mediante el método de la banda finita", por E. Oñate.
- "Pasarela colgada en la Avda. de la Paz, Madrid", por C. Fernández Casado, J. Manterola y L. Fernández Troyano.
- "El acero en la prefabricación pretensada", por M. Elices.
- "Revisión sobre el comportamiento de las armaduras galvanizadas en el hormigón", por J. A. González, R. Vargas y C. Andrade.

Número 125.–Cuarto trimestre de 1977

- "Hormigón armado. Cálculo de deformaciones", por J. W. Magaldi.
- "El Viaducto de Montmeló. Exposición de una solución constructiva recientemente desarrollada, aplicable a viaductos de gran longitud", por J. A. Llombart.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

- "Proyecto de forjados según la Instrucción E.P.–77", por J. Lahuerta.
- "Control de ejecución de forjados", por J. Calavera.
- "Fatiga de alambres de pretensado", por M. Elices y V. Sánchez Gálvez.
- "Notas de la F. I. P. núm. 58".
- "Nota de la A.T.E.P., Intercambio de publicaciones".
- "Comentarios y discusión de los artículos originales".

En relación con la revista debemos comentar algunos aspectos que creemos dignos de mención.

En primer lugar, durante el año que se comenta, han sido numerosas las felicitaciones que nos han llegado, por diversos medios, por la elevada categoría técnica que ha logrado alcanzar nuestra revista en los últimos tiempos. El hecho de que, en su casi totalidad, los trabajos que se publican sean origanales facilitados por Miembros de nuestra Asociación, es un motivo más de satisfacción. Sabéis bien que no ha sido fácil conseguir llegar a esta situación, por la que hemos venido luchando durante varios años. Pero el resultado conseguido compensa con creces el esfuerzo que todos habéis realizado y en el que estamos seguros que habréis de perseverar para que el prestigio de "Hormigón y Acero" continúe acrecentándose, tanto dentro como fuera de nuestro país.

Corroborando estas favorables impresiones debemos añadir que cada día son más frecuentes las peticiones de autorización para reproducir, total o parcialmente, en otras revistas nacionales o extranjeras, artículos que han sido publicados en la nuestra. Y que siguen en aumento las solicitudes de intercambio de "Hormigón y Acero" con las revistas editadas por otros Centros y Organismos técnicos, Escuelas, Asociaciones, etc. Durante el pasado año, se han establecido acuerdos de intercambio, accediendo a las solicitudes que hemos recibido, con las siguientes revistas: "ETSIIT", publicada por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de Tarrasa; "Revista Técnica de la Construcción RTP 49", editada en Vigo; Revista del Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España, y la revista "ADOBE", de Arquitectura, Arte y Construcción.

A este respecto, debemos recordar que todas estas publicaciones se encuentran en nuestra biblioteca, a disposición de los Miembros de la Asociación, para su consulta.

Queremos también dejar constancia de varias novedades que afectan a "Hormigón y Acero". En primer lugar, como habréis podido comprobar, se ha ampliado el "Comité de Redacción", dando entrada en él a nuevos Miembros y habiendo sido sustituído, a petición propia, alguno de los antiguos.

Por otra parte, se han abierto nuevas Secciones, atendiendo las sugerencias recibidas. Una de ellas, es la destinada a la discusión y comentarios de los diversos artículos originales que se publican en la revista, en donde pueden participar cuantos lo deseen, y que se cierran con las contestaciones dadas por los autores correspondientes. De esta forma, los lectores participan de un modo más activo en la revista y la reciben con mayor interés. Durante el pasado año, ya han sido varios los que han intervenido en esta Sección; pero esperamos que su número se acreciente en el futuro.

Se ha abierto también otra Sección especial dedicada a la discusión y comentario de temas relacionados con la nueva Instrucción E.P.–77. Se trata con ello de contribuir a facilitar el debate, entre todos los técnicos interesados en el tema, de las diferentes prescripciones incluídas en la Instrucción, coadyuvando de esta forma a la revisión que de la misma debe hacerse en el plazo de un año, contado a partir de la fecha de su publicación en el Boletín Oficial del Estado, y colaborando así a que la versión definitiva que en su día se promulgue, ya con carácter obligatorio, sea lo más perfecta posible. Se confía en que esta iniciativa ha-

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

brá de ser acogida con el interés que merece por todos nuestros lectores.

Finalmente, y a partir del presente número de "Hormigón y Acero", como podréis comprobar, se han introducido diversos cambios en la presentación y contenido de la revista, de acuerdo con las propuestas en su día formuladas por el Comité de Redacción, y aprobadas posteriormente por la Junta de Gobierno de la A.T.E.P.

Como principales innovaciones señalaremos el cambio de portada, la sustitución del papel hasta ahora utilizado para el texto, por otro sin brillo con el objeto de evitar los deslumbramientos que el anterior producía y que tan molestos resultan para el lector, y la inclusión al final de cada revista de un cierto número de fichas descriptivas de las distintas obras pretensadas que se vayan construyendo en nuestro país. Estas fichas van en cartulina de color y encuadernadas de forma que puedan separarse fácilmente, sin daño para la revista, y ser archivadas por separado.

Se dará preferencia a las fichas correspondientes a obras que hayan sido publicadas en "Hormigón y Acero". Serán preparadas por los propios interesados y deberán ajustarse al modelo al efecto aprobado, que es el utilizado para las que al final de este número se insertan. Cuantos estén interesados en la publicación de alguna de estas fichas, no tienen más que enviarlas a la Secretaría de la A.T.E.P. El Comité de Redacción de la revista será el encargado de seleccionarlas y fijar el orden de su publicación, de acuerdo con el espacio disponible en cada caso.

Nos agradaría conocer vuestra opinión sobre todas estas innovaciones.

3.–DISTRIBUCION DE LIBROS

Continúa el servicio de intercambio de publicaciones que la F.I.P. tiene organizado entre los distintos Grupos nacionales integrados en la Federación, en virtud del cual se reciben una serie de revistas especializadas en la técnica del pretensado, editadas en los diferentes países, y que como tantas veces hemos repetido, se encuentran en nuestra biblioteca, a disposición de todos los Miembros de la A.T.E.P., para consulta.

Debemos resaltar a este respecto, nuestra extrañeza ante la infrautilización que se hace de este servicio. Son muy pocas las veces que se consulta esta amplia información bibliográfica por lo que, toda esta valiosa documentación, resulta prácticamente desaprovechada.

En cuanto a la distribución, a través de nuestra Asociación, de las publicaciones editadas por la F.I.P. y que nos son ofrecidas en unas especiales condiciones económicas, durante el último año se han entregado las siguientes:

- 101 ejemplares del Diccionario multilingüe del hormigón.
- 43 ejemplares de los "Proceedings on Concrete Ships and Floating Structures".
- 92 ejemplares del libro "Prestressed Concrete Designers Handbook".
- 104 ejemplares del "Report on prestressing steel. Types and Properties".
- 105 ejemplares de los "Proceedings of the FIP/CIA Symposia", celebrado en Sydney en octubre de 1976.
- 100 ejemplares del libro "Formwork", y.
- 55 ejemplares del folleto "Concrete in the Middle East".

Además, se han distribuído también 83 de los 141 ejemplares de las "Memorias de las Segundas Jornadas Argentinas del Hormigón Pretensado", que diversos Miembros de la A.T.E.P. tienen solicitados. Sin embargo, aún no han podido ser atendidas todas las peticiones recibidas, por que la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, que es la que ha editado esta publicación, por dificultades imprevistas surgidas en la impresión, no nos ha enviado el número total de ejemplares que, en su día, se le pidieron. Lamentamos sinceramente este

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

retraso, aunque sea debido a causas totalmente ajenas a nuestro voluntad, como fácilmente se comprende.

Por otra parte, y de acuerdo con el Servicio de Publicaciones del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, se pasó oferta a todos los Miembros de la ATEP, de la publicación especial editada por dicho Servicio, en la que se reproduce el texto de la nueva Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras pretensadas, E.P.–77, y que nos fue facilitada también a un precio especial. Dicha oferta ha tenido una excepcional acogida y se han distribuído 476 ejemplares.

Como se deduce del detalle de libros distribuídos que acabamos de exponer, esta actividad de la Asociación tiene cada día mayor aceptación entre los Miembros de la A.T.E.P. Se comprende que así sea puesto que se trata de libros muy especializados, que no es posible adquirir en las librerias nacionales y que, sin embargo, presentan un especial interés para los profesionales que desarrollan sus actividades dentro del cada vez más amplio campo cubierto por la técnica del pretensado. Como, además, estas publicaciones nos son facilitadas por la F.I.P. con sensibles descuentos, resulta lógico que las peticiones recibidas aumenten de año en año, a pesar del inconveniente que representa el retraso con que se hace la distribución por la complejidad de las gestiones que es preciso realizar para conseguir la importación de estos libros.

4.–OTRAS ACTIVIDADES

En cumplimiento de lo establecido en sus Estatutos, la A.T.E.P. viene desarrollando una serie de actividades encaminadas a lograr la mayor difusión de la técnica de que se ocupa y a colaborar con las diversas organizaciones, tanto nacionales como extranjeras, que realizan trabajos relacionados de alguna manera con el pretensado.

En este orden de cosas, y con respecto al pasado año, debe comentarse lo siguiente:

– La A.T.E.P. está representada, por varios de sus Miembros, en los Organos directivos de la Federación Internacional del Pretensado (Comité Ejecutivo y Consejo Administrativo) y en la mayor parte de sus Comisiones Técnicas. Los delegados españoles colaboran activamente en los trabajos de estas Comisiones, participan en las reuniones que periódicamente celebran y varios de ellos han sido encargados de preparar ponencias especiales para su presentación en el VIII Congreso Internacional de la F.I.P. que habrá de celebrarse, en Londres, en mayo de 1978.

  En líneas generales puede afirmarse que la colaboración que la A.T.E.P. presta a la F.I.P. es realmente intensa y eficaz y así ha sido pública y expresamente reconocido en la última reunión celebrada por el Comité Ejecutivo de la Federación, en el curso de la cual se comentó muy favorablemente lo valioso de esta colaboración en sus diferentes aspectos, y la labor que sus representantes desarrollan en los trabajos de las distintas Comisiones Técnicas.

– Precisamente en la referida reunión del Comité Ejecutivo, y a petición del Grupo nacional español, se acordó conceder a D. Carlos Fernández Casado, en reconocimiento a su meritoria labor en pro del desarrollo de la técnica del pretensado, lo mismo como proyectista que como autor de libros, conferenciante, profesor, etc. etc., una de las Medallas de la F.I.P. que serán entregadas con ocasión del próximo Congreso Internacional, en Londres.

  Consideramos que esta noticia habrá de ser motivo de gran satisfacción para todos los Miembros de la A.T.E.P.; y aprovechamos esta oportunidad para reiterar a nuestro admirado D. Carlos, nuestra más sincera felicitación por tan merecido premio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

- Durante el pasado año, ha sido sustituído uno de los representantes de la ATEP en la Comisión de "Vasijas de presión y depósitos", de la F.I.P. El Sr. Goicolea, que formaba parte de la misma, ha tenido que renunciar a su cargo por imperativo de sus ocupaciones profesionales y, en su lugar, ha sido designado el Sr. González Valle. Por consiguiente desde ahora, la representación de la A.T.E.P. en la citada Comisión, estará integrada por los Sres. Páez y González Valle.

- Para la presentación en el próximo Congreso Internacional de la F.I.P., en nombre del Grupo nacional español, de los informes sobre las obras más destacadas construídas en nuestro país, durante los últimos cuatro años, en hormigón pretensado, han sido designados: D. Carlos Fernández Casado, para la Sesión dedicada a puentes; D. José Calavera, para la Sesión de edificación, y D. José Antonio Torroja, para la Sesión dedicada a otros tipos de estructuras.

- Durante los días 3 al 7 del pasado octubre, se han celebrado en Buenos Aires, organizadas por la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, y con la colaboración de la F.I.P. y de la A.T.E.P., las Primeras Jornadas Ibero Latinoamericanas del Hormigón Pretensado, que fueron declaradas de interés nacional por el Gobierno de la nación Argentina.

  Asistieron, en total, unos 400 Delegados procedentes de 12 países diferentes, de los cuales 28 eran españoles. Aparte de los argentinos, el grupo nacional español era el más ampliamente representado.

  Se presentaron 43 comunicaciones, entre ellas 12 de España, y hubo además cinco conferencias especiales en una de las cuales el Sr. Fernández Casado comentó alguna de las últimas realizaciones españolas en el campo del pretensado.

  Se proyectaron también 11 documentales, cuatro de ellos españoles y se celebraron diversos actos sociales y visitas técnicas.

  El Presidente de la A.T.E.P. presidió, junto con otras personalidades, la Sesión de Apertura, y pronunció un breve discurso durante la cena de Clausura.

  La organización de las Jornadas fue perfecta y el nivel técnico de las Sesiones francamente satisfactorio.

  Paralelamente al desarrollo de las Jornadas, representantes de los diversos países participantes celebraron reuniones con el objeto de constituir una Agrupación de los países de habla ibérica, dentro del seno de la F.I.P., y se acordó establecer una Secretaría permanente de esta Agrupación, con sede provisional en Buenos Aires. Se aprobó también continuar celebrando estas Jornadas Ibero Latinoamericanas, los años inmediatamente anteriores a aquellos en que hayan de celebrarse los Congresos Internacionales de la F.I.P., cada vez en un país distinto de los de habla ibérica, con el objeto de coordinar las actuaciones de estos países dentro del campo de la técnica del pretensado.

- Colaboró también la A.T.E.P. en el desarrollo de las "Primeras Jornadas Nacionales de Control de Calidad en la Construcción", celebradas en Bilbao, en junio de 1977, organizadas por el Comité de Construcción de la Asociación Española para el Control de la Calidad.

- Sigue la A. T. E. P. representada en:

a) La Comisión encargada de revisar, completar y perfeccionar la normativa vigente para tubos de presión construídos en hormigón, tanto armados como pretensados con y sin camisa de chapa, y en el Grupo de Investigación creado dentro de dicha

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Comisión con el objeto de contrastar experimentalmente ciertas teorías en discusión y de profundizar en el conocimiento de diversos problemas no suficientemente estudiados hasta el presente.

b) Los Grupos de trabajo creados en UNESID para la revisión de las UNE relativas a aceros y las Comisiones CTT 36/SC 16 integradas en la ISO y en la CECA.

c) El Comité y la Comisión del Sello de Conformidad CIETAN para viguetas pretensadas que sigue su progreso normal. En estos momentos se está gestionando la homologación de este Sello, acogiéndose a lo dispuesto en la Orden de 12 de diciembre de 1977, del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, sobre homologación de marcas o sellos de calidad o de conformidad de materiales y equipos utilizados en la edificación. Se estima que esta homologación habrá de constituir un paso fundamental para el definitivo desarrollo del Sello CIETAN.

***

Para terminar esta reseña, debemos hacer mención de las principales actividades previstas para el año que ahora se inicia, en algunas de las cuales se está ya trabajando.

Tenemos, en primer lugar, la celebración del VIII Congreso Internacional de la F.I.P., que habrá de tener lugar, en Londres, el próximo mes de mayo. La A.T.E.P. está coordinando todos los trabajos relacionados con la actuación de la delegación española en dicho Congreso. Algunos de estos trabajos ya han sido comentados en párrafos precedentes. Añadiremos que se ha organizado un viaje colectivo para los Miembros de la A.T.E.P. que vayan a participar en el Congreso, y que se está preparando el III Tomo del libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas", para su presentación en el repetido Congreso, en forma análoga a como se ha hecho en anteriores ocasiones semejantes, con el objeto de dar a conocer las obras pretensadas construídas en nuestro país durante los últimos cuatro años.

La preparación de esta publicación constituye un destacado ejemplo del extraordinario espíritu de colaboración existente entre todos los Miembros que integran nuestra Asociación. No solo son ellos los que deben proporcionar los datos e información necesarios para la redacción del libro, sino que además deben prestar la ayuda económica necesaria para cubrir los gastos de esta publicación, cuyo presupuesto excede con mucho a las posibilidades de la A.T.E.P.

Constituye una verdadera satisfacción poder informar de lo magníficamente que han respondido, en todos los aspectos, todos aquellos a quienes ha sido preciso recurrir solicitándoles su colaboración. Afortunadamente, siempre ocurre lo mismo; y todas las actuaciones proyectadas por nuestra Asociación han podido ser llevadas a feliz término, gracias a la ayuda que, sin regateos, le han concedido sus Miembros en tales ocasiones. Pero quizás sea más digno de subrayar este comportamiento en las actuales circunstancias, dadas las innegables dificultades de orden económico imperantes en el país.

Por todo ello, consideramos un estricto deber de justicia declarar públicamente nuestro agradecimiento a cuantos han hecho posible que el III tomo del libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas", que ya está imprimiéndose, pueda ser presentado en el próximo Congreso de Londres, donde estamos seguros que habrá de conseguir el mismo éxito que los tomos anteriores.

Debemos también informar que, como homenaje a D. Carlos Fernández Casado, a quién como ya se ha indicado le va a ser impuesta la Medalla de la F.I.P. con ocasión del próximo Congreso, se está editando un opúsculo para dar a conocer sus principales actividades y realizaciones a lo largo de su tan dilatada, prestigiosa y fructífera vida profesional. El texto ha sido preparado por su íntimo colaborador D. Javier Manterola; y esta publicación

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

será también distribuída entre los Miembros de la A.T.E.P. y los participantes en dicho Congreso.

Queremos finalmente llamar la atención sobre otro de los acontecimientos que habrá de tener lugar durante 1978.

Como todos sabéis, cada tres años la Asociación organiza una Asamblea Técnica Nacional en la cual, durante unos días de amistosa convivencia, se discuten y comentan los temas de mayor actualidad en el momento, dentro del campo del pretensado, en nuestro país.

La última de estas Asambleas, que muchos aún recordaréis con agrado, tuvo lugar en noviembre de 1975, en Canarias. Corresponde por tanto celebrar la próxima, que será la IX, en el actual año 1978.

Se han iniciado ya las primeras gestiones encaminadas a la adecuada organización de estos actos. Y aunque aún resulta prematuro adelantar datos sobre el particular, podemos informar que se tiene previsto celebrar la IX Asamblea en la segunda decena de octubre, posiblemente en La Coruña, y que los temas en principio elegidos son los siguientes: Investigaciones y estudios; Instrucción E.P.–77, y Realizaciones.

En cuanto se disponga de datos más concretos, se enviará una circular a todos los Miembros, comunicándoselos, e instándoles a que vayan preparando su participación, y las comunicaciones que piensen presentar. Sirvan pues estas líneas de primera notificación y aviso.

***

Y para terminar esta reseña, nos queda únicamente señalar una vez más, la necesidad de seguir manteniendo, como hasta ahora, ese espíritu de amistosa y leal colaboración entre todos los Miembros de la A.T.E.P., que da a nuestra Asociación un carácter especial, exclusivo, que la hace diferente a la mayoría de las agrupaciones de tipo análogo, y que nos permite, con una escasez de medios claramente notoria, llevar a cabo una serie de actividades del mayor interés.

El haber sabido conservar este ambiente a lo largo de los más de veintiocho años transcurridos desde la fecha de su fundación, el que todos sus Miembros se encuentren dispuestos, en cualquier momento, a prestar su apoyo para lo que haga falta, sin regatear esfuerzos, nos ha permitido alcanzar unas metas inasequibles si no se diesen estas circunstancias y labrarnos un sólido prestigio, que en numerosas ocasiones nos ha sido reconocido expresa, pública y oficialmente, tanto dentro de nuestras fronteras como fuera de ellas y en diversos Organismos internacionales. Y puesto que sois vosotros, todos los Miembros de la A.T.E.P., los verdaderos y únicos responsables de estos éxitos, permitidme que termine enviándoos desde aquí mi más cordial y sincera enhorabuena.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

457-8-53

II.* Observaciones a los ensayos acelerados empleados para caracterizar la susceptibilidad a la corrosión fisurante bajo tensión (C.F.B.T.)

Por J. Climent
Laboratorio Central de Ensayo
de Materiales

Introducción

En la primera parte del trabajo de investigación sobre la c.f.b.t. de aceros de pretensado que se está realizando en el Laboratorio Central, publicado en esta misma revista (3er trimestre), se expusieron los métodos de ensayo que están en vigor en la actualidad en las normas europeas y una representación de los resultados. En ella se veía fundamentalmente como la peculiar combinación "piel/medio agresivo" era decisiva en un ensayo de c.f.b.t., hasta el extremo que bastaba cambiar la solución de ensayo para obtener un nuevo orden de susceptibilidades.

Continuando en la misma línea, en esta segunda parte, exponemos en primer lugar los resultados obtenidos con un nuevo ensayo de c.f.b.t. proyectado totalmente en el Laboratorio Central y como corolario a toda esta investigación previa, se intenta relacionar alguna característica del acero de pretensado (corrosión química, microestructura, propiedades mecánicas, etc.) con el valor de la probabilidad de fisuración, 1/t, obtenida en una solución del 20 por 100 de tiocianato a 35°C que, de momento, se ha aceptado y establecido como patrón. Asimismo también describimos los pormenores de cómo se fisura el acero en este sistema.

Parte experimental y resultados

Cuando en la armadura de un elemento de hormigón pretensado aparece una picadura accidental de corrosión, la sección resistente de la misma queda mermada. Esto originará una nueva distribución de tensiones alrededor de la picadura que será muy diferente, según que el elemento de pretensado en cuestión, representa un estado de tensión a deformación total constante o a tensión constante. Mientras que en el primer caso puede haber una relajación de tensión bastante acusada, como para impedir que crezca la picadura en profundidad, en el segundo caso el incremento puede ser grande (Ø pequeños) y acelerar el fenómeno.

* Continuación de la parte 1.ª aparecida en el n° 124 (pág. 27) de esta Revista.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

El ensayo preconizado por la F.I.P. (1) para caracterizar este fenómeno de corrosión fisurante bajo tensión se realiza a σ = cte., pensando quizás que, es el que mejor representa el estado tensional en la realidad o la mejor manera de conocer la tensión aplicada. Sin embargo, habrá casos que esto no sea cierto y un ensayo a deformación constante representa mejor la realidad. Sobre este particular existen criterios muy diversos (2, 3).

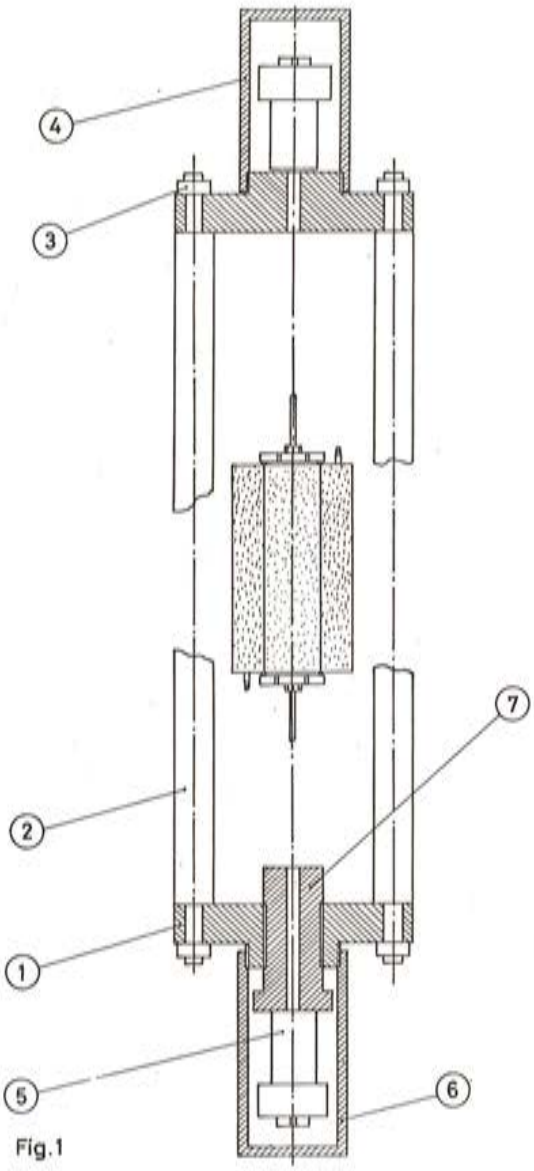


Fig.1

A fin de tener información complementaria, con los aceros descritos en la parte I se han realizado ensayos a deformación constante con la solución de tiocianato al 20 por 100 en peso y a 35°C. En la Fig. 1 se representa el sistema de mantener constante la deformación impuesta junto con la célula de corrosión. La pérdida de tensión inicial por penetración, deslizamiento de las cuñas y relajación de la varilla se han tenido en cuenta. El error en el conocimiento de la carga es inferior al 6,4 por 100. Este sistema no permite tensar al 0,90 σ_m pues las pérdidas son muy fuertes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

En la tabla I, están los resultados obtenidos y en la fig. 2 la representación de los mismos. En ordenadas tenemos la probabilidad de fisuración ($P = 10^3/t_R$) y en abscisas el valor de σ/σ_m. En este ensayo en un principio no se intentó buscar la relación $1/t = f(\sigma/\sigma_m)$ pues el conocimiento de la carga exacta es más problemático que en una palanca y sólo se emplearon dos niveles de carga iniciales de 0,7 σ_m y 0,8 σ_m con finalidades comparativas para cada material.

TABLA I.–RESULTADOS

Material	σ/σ_m	t_R (horas)	t_{Rm}	$\frac{10^3}{t_{Rm}}$ (h^{-1})
1A.1	0,7	3.394,4;2.670,5	3.032,45	0,33
	0,8	745,6;1.516	1.130,8	0,88
3A1.EN	0,7	35; 12	23,5	42,55
	0,8	26,3; 43,8	35,05	28,53
2A.1	0,7	104,8; 131,6	118,2	8,46
	0,8	37,8; 53,7	45,75	21,85
3A.1 ST	0,7	20,5; 35	27,75	36,03
	0,8	36,0; 35,0	35,5	28,16
1B.1	0,7	1.680* ; 237	958,5	1,04
	0,8	1.680* ; 187	933,5	1,07

(*) Sin romper.

Discusión de los resultados

En la gráfica de la fig. 2, vemos cómo al cambiar las condiciones de solicitud mecánica de la probeta aparece una nueva secuencia en el valor de la probabilidad de fisuración, es decir,

$$3A1EN > 3A1ST > 2A.1 > 1B.1 > 1A.1$$

Esta secuencia es parecida a la obtenida para los ensayos a σ = cte., a excepción del material 3A.1EN que ha pasado a ser el de mayor sensibilidad. Este acero resulta ser más sensible en el ensayo a deformación constante que en el ensayo a tensión constante.

Asimismo, puede verse que en los materiales 3A.1EN y 3A1.ST la probabilidad en el punto 0,7 σ_m, es mayor que en el 0,8 σ_m. Esta anomalía creemos que está relacionada con las tensiones internas, pues, únicamente la hemos observado en materiales con estos defectos estructurales.

Después de la exposición de estos resultados nos encontramos ante situaciones contradictorias para un mismo material y clase de ensayo. Para poder justificar en lo posible estos

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

resultados y relacionar cualquier variable del material, como p. ej., c. química, microestructura, estado de la piel, etc., con la probabilidad de fisuración (1/t) necesitamos comentar antes alguna información sobre la manera de fisurarse el acero de pretensado en este sistema corrosivo.

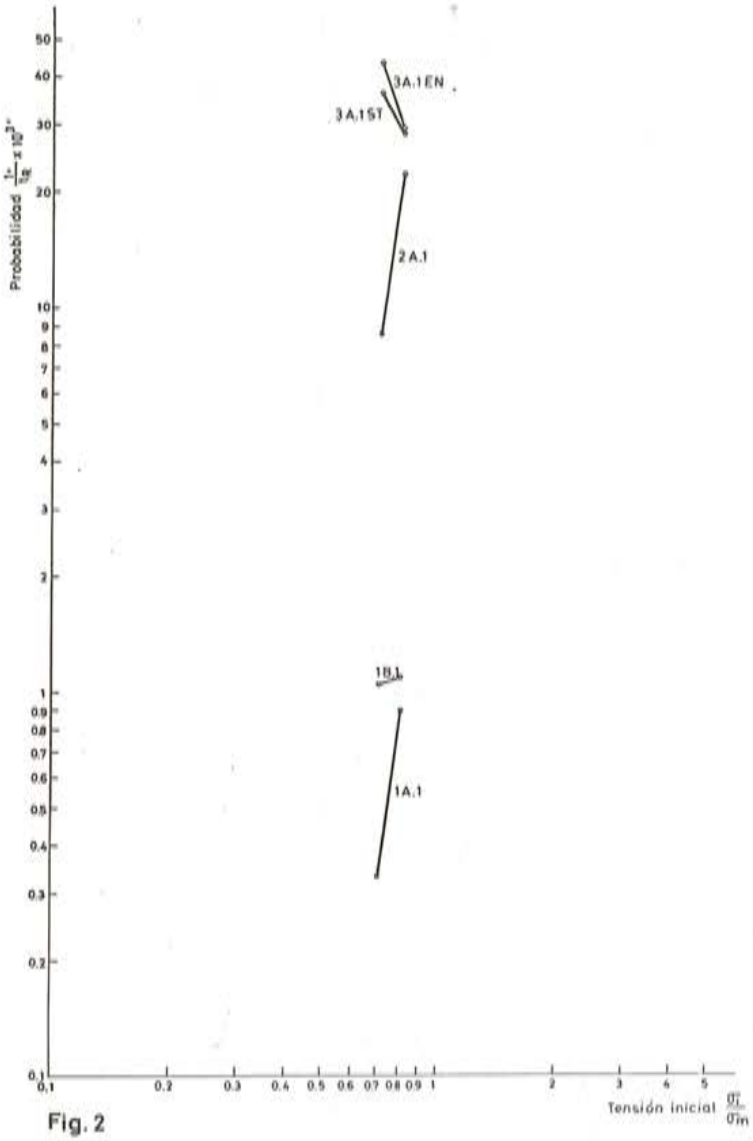


Fig. 2

Cuando una varilla de acero, o más específicamente la piel de acero trefilado con todos sus defectos, está en contacto con esta solución de tiocianato, tiene lugar un proceso de corrosión electroquímica. Esto significa que el hierro se oxida a un potencial mixto (de corrosión), cercano a su potencial de equilibrio electroquímico y a su vez sobre la piel del acero se produce fundamentalmente la reducción del ión hidrógeno, es decir,

$$2e^{-} + 2H^{+} = H - H = H_2$$

al mismo potencial. La fuerza impulsora de la reacción de reducción es muy fuerte, y prácticamente constante. Parte del hidrógeno se desprende en la superficie metálica en forma gaseosa y parte cubre la misma y se adsorbe, para penetrar después en el retículo atómico del metal. Este intercambio de hidrógeno, vía química, se produce a un potencial casi constante e igual a −740 mV. El hidrógeno descargado sobre la superficie metálica, vía electroquímica,

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

por el ensayo de polarización catódica no tiene estas características. El parámetro que mide la cuantía de hidrógeno producido y potencialmente dispuesto a entrar en el acero, es la velocidad de corrosión. El valor medio de ésta, en estos aceros y en este medio, es de 0,07 cm/año, lo que significa una pérdida de acero de 4 mg/día y una diferente tendencia a corroerse.

En estos estudios de c.f.b.t. no sólo es importante la velocidad de corrosión uniforme sino también los pormenores del ataque. La penetración de este medio agresivo es bastante uniforme en toda la sección lateral de la varilla; sin embargo, esto no es del todo correcto, y en algunos puntos superficiales más reactivos, por ej., arañazos del transporte, defectos de la piel del trefilado, tiene lugar el ataque preferencial.

El resultado es que el acero, tanto si está bajo tensión mecánica como si no lo está, se carga de hidrógeno y no de una manera uniforme en todo el frente que supone la interfase metálica/solución, es decir, en el entorno a aquel lugar más activo que se ceba la picadura de corrosión, habrá más hidrógeno que a una cierta distancia del mismo. A medida que transcurre el tiempo, el hidrógeno se difunde por la red en función de la temperatura. La solubilidad del hidrógeno en la red cristalina del hierro, es de 10^{-3} ppm, lo que significa, aproximadamente, 1 átomo de hidrógeno por cada 20 millones de átomos de hierro. Así pues, el hidrógeno difícilmente se alojará como intersticial. A partir de 1 ppm ya se observa en aceros de pretensar una marcada fragilidad (4). El hidrógeno en estos aceros estará atrapado en los defectos de la red (interfases, microgrietas, vacantes, dislocaciones, etc.).

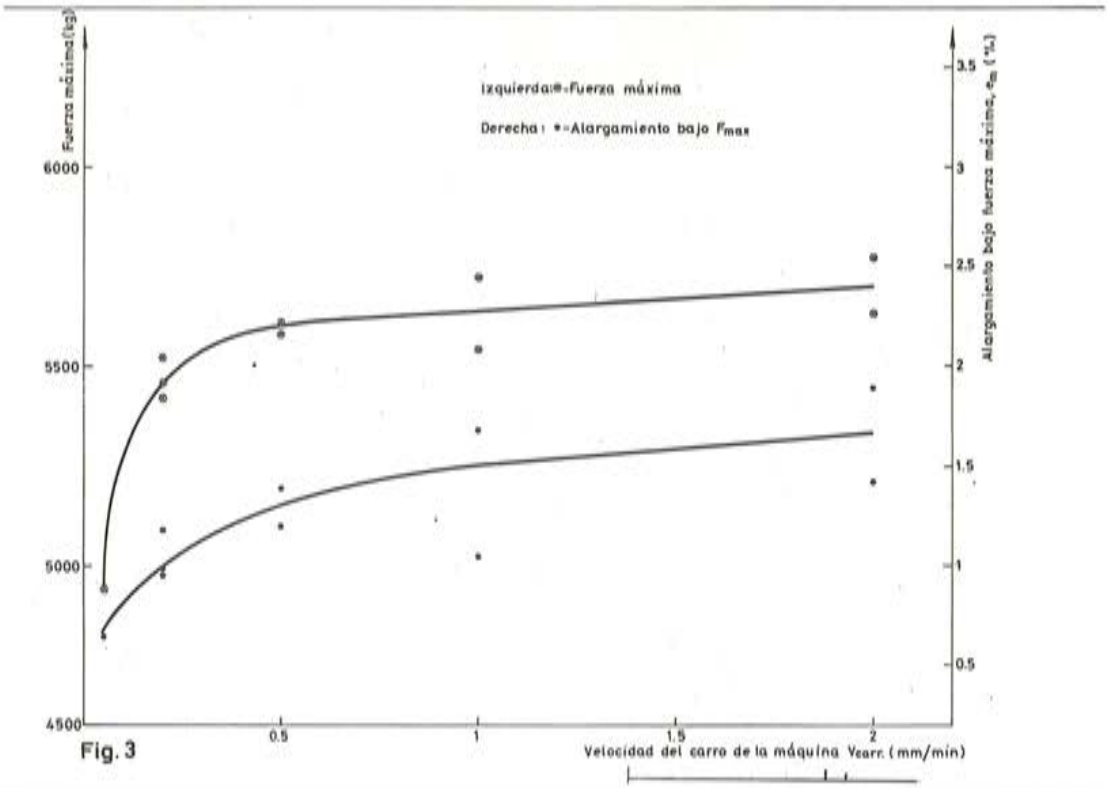


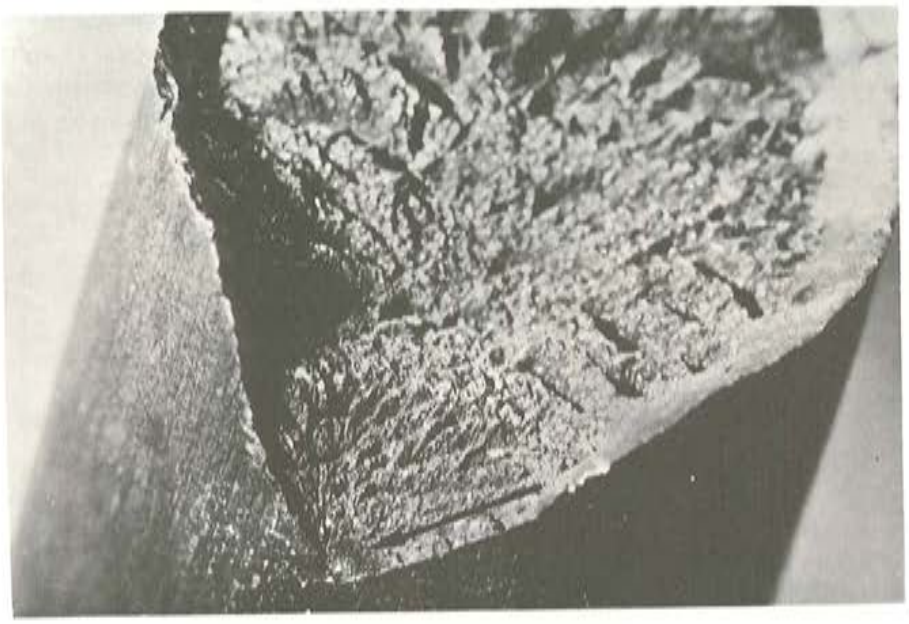
Fig. 3

Los estudios más profundos sobre fragilidad por hidrógeno se han hecho en aceros aleados de alta resistencia, cargados previamente con una determinada cantidad de hidrógeno vía electroquímica y sin tensión mecánica. Posteriormente se homogeneizaba el hidrógeno en la muestra y se sometía ésta a un ensayo de rotutra diferida con distintos niveles de tensión. Otras veces la medida de la fragilidad consistía en la pérdida de estricción, la pérdida de la carga de rotura, la deformación bajo carga máxima, etc., en un ensayo de tracción y a una determinada velocidad de deformación. Nosotros hemos podido comprobar lo susceptible que es

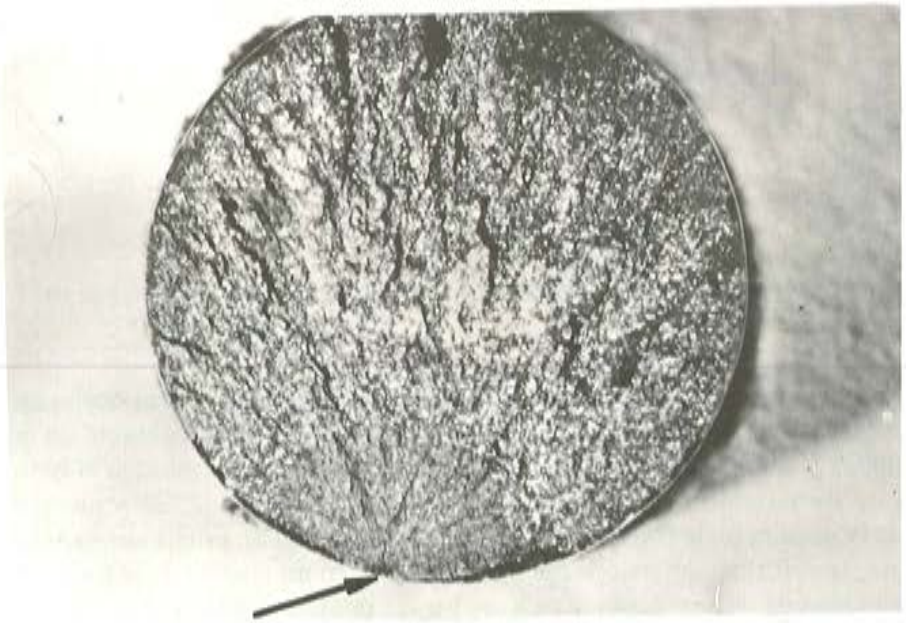
Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

la velocidad de deformación impuesta a la probeta previamente cargada con hidrógeno en un acero de pretensado. En la fig. 3 están los resultados realizados con el acero 1A.1. En el eje de ordenadas de la izquierda se representa la fuerza y en el de la derecha la correspondiente deformación máxima para probetas previamente cargadas con hidrógeno. La reducción en la fuerza máxima y su correspondiente deformación es bien patente a velocidades de solicitación muy lentas, para un mismo tiempo de carga de hidrógeno en una solución décimo normal de sulfúrico con un catalizador de hidrogenación y 1 mA/cm^2 de corriente catódica.

Una teoría científica que explique cómo se fisura un acero cargado de hidrógeno en esta clase de ensayos no existe. Sin embargo, siguiendo a Troiano (5) diremos que "El estado tensional triaxial que se crea alrededor de un defecto, al cargar la muestra, produce un gradiente difusional hacia esa región del hidrógeno. El hidrógeno interacciona con las dislocaciones y lo transporta a la interfase elástica-plástica. Cuando se ha conseguido un volumen crítico se inicia la primera fisurilla. El proceso se repite hasta que sobreviene la rotura brusca final". Otra



a)



b)

Fig. 4

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

teoría, la de Petch (6), supone que la película de hidrógeno adsorbida, entre el volumen de gas acumulado en un defecto y la matriz metálica circundante, debilita el enlace cristalino y consiguientemente la fuerza con que se extiende la grietecilla. La presión del hidrógeno en el defecto no creen estos autores que sea lo suficiente grande como para fisurar el metal. Evidentemente, tal como se han estudiado la fragilidad por hidrógeno en estos estudios, la piel del acero no se considera.

En nuestro caso las reacciones electroquímicas que se producen en la superficie, hacen que el hidrógeno producido tenga que entrar en el metal a partir de la superficie. Además de sobra es conocido que la sobretensión de hidrógeno depende del estado catalítico de la superficie. La fisuración en el tiocianato se inicia siempre en el borde, véase mancha negra que indica flecha de la fig. 4. Las propiedades de una capa cilíndrica de material de 1 mm de espesor son las que van a decidir. El camino (frente) de la fisura puede ser perpendicular al eje del alambre, material 1B.1 (templado y revenido) o formar una rampa entre 40-60° con el eje de la varilla. Véanse figs. 4b y 4a.

La fig. 5 representa un croquis de la fig. 4. En él, describimos las etapas que hemos observado en nuestra experimentación, a saber:

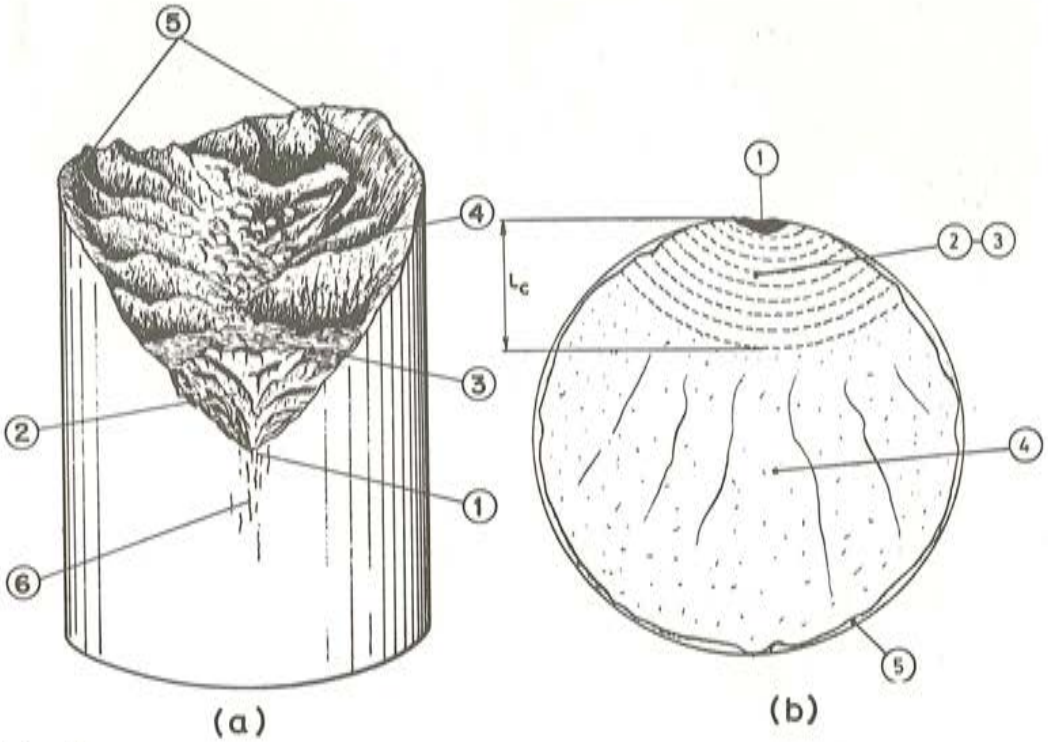


Fig. 5

1. Zona de incubación de la primera fisurilla; en aquella parte de la superficie de la varilla (piel) donde existe un defecto se inicia el ataque localizado y después de un cierto tiempo aparece la primera fisurilla. Obsérvese en la fig. 4a) una mancha blanquecina seguida de la correspondiente negra. El camino de la fisura es transversal y muy corto en esta etapa. El efecto corrosivo sobre la superficie de fractura es el más intenso.

2. Zona de progresión lenta de la fisura; en el material A, el camino de la fisura forma una rampa entre 40-60° con el eje de la varilla; en el material B forma un ángulo de 90°. El efecto corrosivo en la superficie de fractura no es tan acusado como en la zona 1, "pero existe".

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Si hacemos una preparación metalográfica, tal que el plano de corte longitudinal pase justamente por donde señala la flecha de la fig. 4, obtenemos la fig. 6. Obsérvese el camino de fisuración descrito y las grietas longitudinales que nacen del borde de la rotura y penetran hacia el interior del metal. Ambas fotos están a x 140 aumentos y donde termina la rampa de ella empieza la otra. Hay indicios de que estas grietas longitudinales pueden ser las bolsas del hidrógeno atrapado. Obsérvese la ampliación de una de estas grietas.

3. Zona de fisuración rápida ($\dot{e}$ grande); cuando el camino recorrido por la fisura adquiere una cierta longitud L, final de la rampa, el estado tensional que existe en toda la línea del frente curvo que supone la grieta, es muy fuerte y la consiguiente deformación también. En este momento la fisuración cambia de dirección para adoptar un camino transversal en los materiales de calidad A, mientras que en los B sigue estando en el mismo plano que se inició (zona 1). En el croquis de la fig. 5 se confunden la zona 2 y 3 en estos materiales.

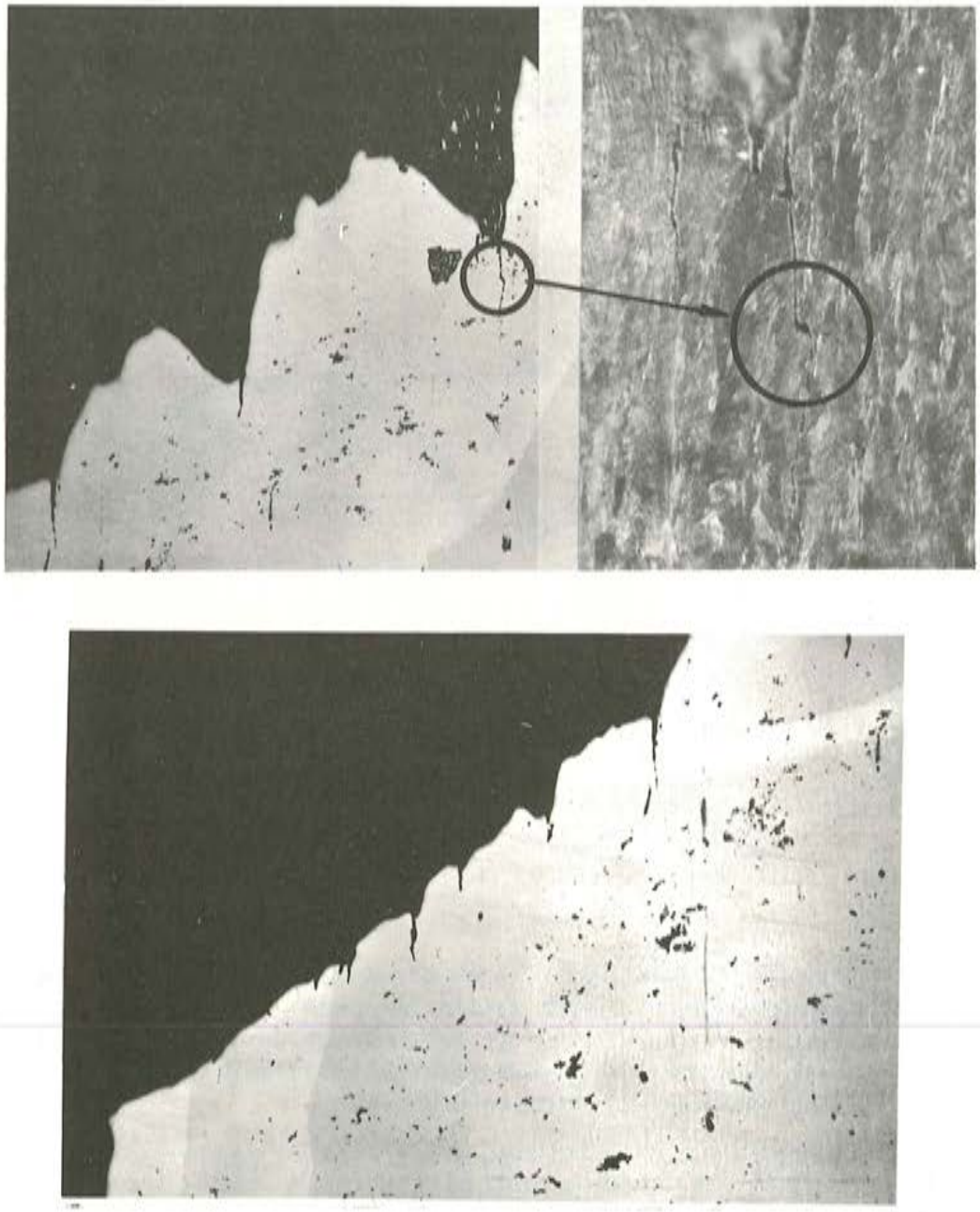


Fig. 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

4. Zona de rotura brusca final; esta parte se corresponde con la sección resistente del material cuando la grieta ha avanzado una longitud crítica Lc. El volumen de material que comprende esta zona puede estar fragilizado por hidrógeno o no. Dependerá del tiempo que la probeta ha estado en el ensayo. La superficie de fractura es muy abrupta en los materiales A y casi plana en los B.

5. Zona de cizalladura final; esta parte se presenta también en la clásica rotura de "copa y cono" dúctil pero en la rotura por tiocianato no hay estricción.

Estos rasgos descritos los presentan los materiales trefilados (envejecidos y estabilizados) y el templado y revenido citados en la parte I. Los materiales con tensiones internas modifican bastante lo descrito.

Para demostrar que la velocidad de deformación también impone su ley, basta tener una probeta del material trefilado A en la solución patrón durante un tiempo un poco menor que su rotura normal y después romperla a una velocidad de translación del carro de la máquina Instron de 1 mm/min. En la fig. 7 puede verse que la rampa de la fig. 4 ya no existe. La parte plana es de análogas características a la descrita de la zona 3. Como resumen, diremos que el camino de fisuración está íntimamente asociado al estado físico-químico del acero y a la velocidad de solicitación.

Por lo tanto de esta breve información aducida se puede ver que la probabilidad de fisuración (1/t) depende de bastantes variables, tensión exterior, estado de la piel, microestructura (composición química y estado metalúrgico), temperatura de la solución y velocidad de deformación. Valorar cuantitativamente un fenómeno que resulta tan complejo puede ser pretencioso. En cambio lo que sí podemos juzgar es la respuesta del ensayo (1/t) frente a aquellos parámetros que empleamos para definir la calidad del acero. Esto es lo que hacemos a continuación.

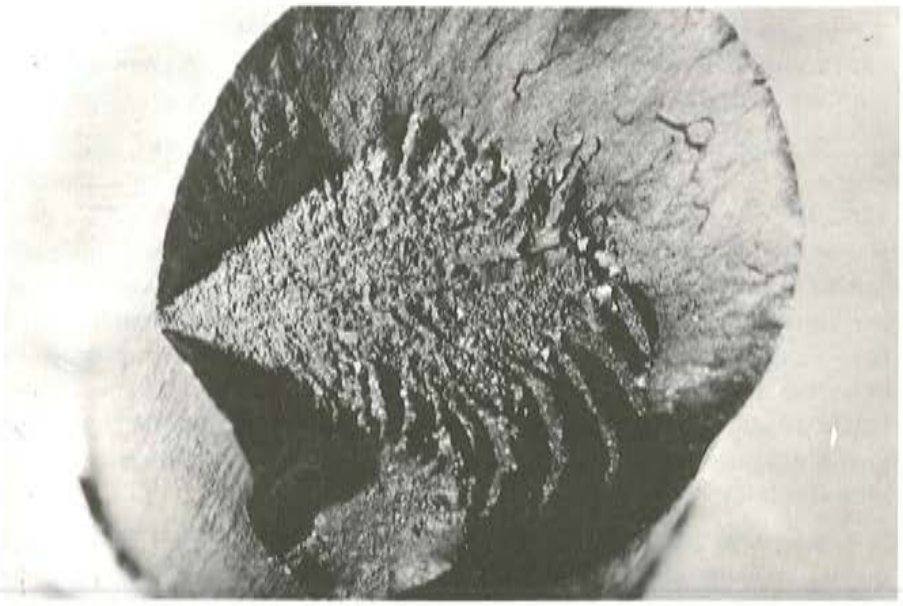


Fig. 7.

Antes de empezar diremos que hay que adoptar una postura y decidirse por un tipo de ensayo, es decir el ensayo a σ = cte o el ensayo a ϵ = cte, puesto que el acero 3A.1EN no se comporta de la misma manera. Somos de la opinión que el ensayo a ϵ = cte refleja mejor el fenómeno de fragilización por hidrógeno puesto que su característica fundamental es su elevada sensibilidad a la velocidad de deformación; además, parece que describe mejor también

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

el estado tensional en la realidad (3). Los resultados obtenidos con este ensayo son los que discutimos a la luz de la c. química, microestructura y propiedades mecánicas.

La composición química de estos aceros es bastante similar, ver tabla I, parte I. No hay ningún elemento químico que por su cuantía sobresalga mucho de los demás. Newman (7) ha demostrado que la solubilidad del hidrógeno en los aceros al carbono, aumenta proporcionalmente a la cantidad de éste, es decir, un incremento de un 0,1 por 100 de carbono admite, aproximadamente, 1 ppm de hidrógeno más. La justificación está en que aumenta la extensión del área interfacial entre las partículas de cementita y la matriz ferrítica. Como se supone que el hidrógeno está atrapado en las interfases cementita-ferrita, al aumentar éstas aumentará la cantidad de hidrógeno. El porcentaje de fase cementita que nada en una matriz ferrítica es del 13 por 100; ahora bien, el área interfacial es bien distinta según sea la finura de las láminas. Si el acero rompe para un determinado nivel de hidrógeno es evidente que el que más posibilidades de saturación tenga durará más. Este podría ser el caso del acero 1A.1 frente a los otros. Sin embargo, no hay que olvidar que los elementos de aleación Mn, Si, P, S también influyen y se desconoce su acción conjunta (8). Cuando las diferencias en la microestructura son pequeñas, como ocurre con los aceros estudiados, cuyo proceso metalúrgico de elaboración es prácticamente similar, la información que proporciona el microscopio óptico es poco útil. No obstante la microestructura influye y es conocido (8) que la perlita fina es más sensible que la grosera. Ante esta situación habrá que recurrir en el futuro a técnicas más potentes de observación de microestructuras.

En cuanto a las propiedades mecánicas, como puede verse en la Tabla II (parte I) y la fig. 8 diremos que la probabilidad de fisuración (1/t) es grande en los aceros estabilizados de baja relajación y menor con los de alta relajación. El comportamiento anómalo del acero 3A.1EN, ya que tiene una relajación alta, pensamos que es debido a que ha sufrido un tratamiento de relajación de tensiones internas después de la última etapa del trefilado, durante un tiempo muy corto. Véase fig. 7 (parte I) serie 2A.1Ø5 para los diferentes tiempos de revenido. El perfil de la curva de tracción de este acero, entre 0,6 Fmáx y 0,9 Fmáx, es debido a la primera etapa en el proceso de restauración. Este acero tiene los defectos de la microestructura en estado muy lábil, es decir, el cambio de propiedades a temperatura ambiente (envejecimiento) son muy acusadas y por ello su microestructura es la más sensible a la energía de deformación.

Si elegimos como propiedad mecánica la energía elástica al 0,2 por 100 de deformación plástica y la comparamos con la probabilidad de fisuración en el ensayo a ϵ = cte tenemos la Tabla II. El resultado más sorprendente de esta investigación previa con el ensayo a ϵ = cte, es que hay una relación entre el valor de energía elástica y la probabilidad, es decir, la propiedad de ser muy elástico un material tiene la contrapartida de ser muy sensible a la fisuración por hidrógeno. El que no haya una correlación perfecta no debería sorprendernos, pues el estado superficial, bajo el punto de vista de la corrosión electroquímica, no es el mismo y éste tiene una decisiva influencia en las primeras etapas de fisuración. Este ensayo revela la existencia de un material en estado sensible al hidrógeno no descubierta por el ensayo a σ = cte. Si se confirmaran con nuevas experimentaciones estos resultados habría que desechar el ensayo a σ = cte y hacerlo a ϵ = cte.

Respecto a las otras propiedades mecánicas como son: la deformación bajo carga máxima, e_m, y la estricción, Σ, no hemos observado una relación clara. Una elevada estricción no informa nada respecto a la c.f.b.t. en tiocianato; en cambio, el material más resistente, 1A.1, es el que mayor energía absorbe hasta rotura, es decir, el área bajo la curva de tracción, o sea, su tenacidad (fig. 8).

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

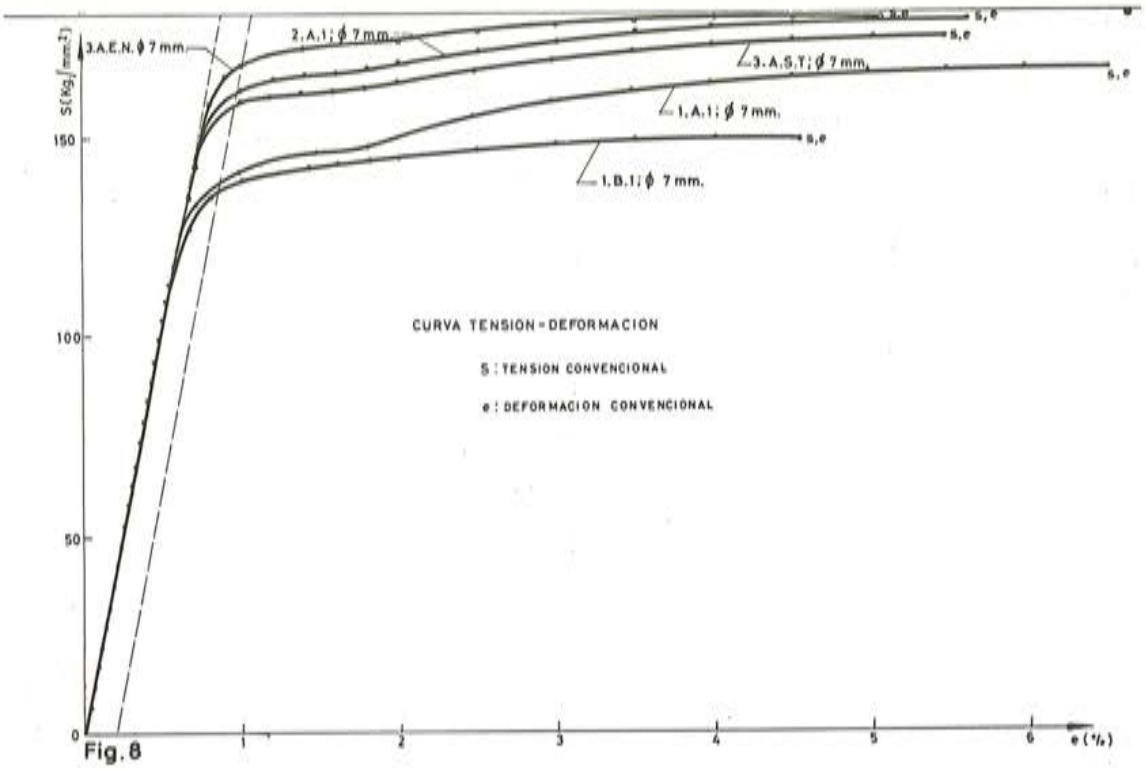


Fig. 8

TABLA II

Clase material	Relajación 1.000 h.		Energía elástica al 0,2%	Probabilidad (1/t) x 10^6 (s^{-1})	
	70%	80%		75%; σ = cte	80%; ϵ = cte
1A.1	6,8	12,7	0,480	1,19	0,24
3A.1EN	4,4	9,6	0,669	2,33	7,93
1B.1	2,8	7,36	0,475	3,67	0,29
2A.1ST	1,25	2,65	0,656	7,22	6,07
3A.1ST	1,1	4,8	0,612	19,17	7,82

Conclusiones

1. La peculiar combinación piel/medio agresivo es decisiva en los fenómenos por corrosión fisurante bajo tensión, es decir, la calidad del acero B es muy susceptible al medio sulfúrico y muy poco al tiocianato.

2. Hay un par de valores de t(s) y T(°C) en los fenómenos de la restauración del material trefilado que proporcionan unas determinadas propiedades mecánicas y una determinada probabilidad de fisuración. A 365°C, los t(s) grandes disminuyen la probabilidad a expensas de las propiedades mecánicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

3. La solución propuesta por la F.I.P. para caracterizar la susceptibilidad al hidrógeno de las diferentes calidades de aceros de pretensado, o sea, una solución acuosa del 20 por 100 en peso de NH_4 SCN a 35°C y a tensión de ensayo constante, ha dado una secuencia de susceptibilidades al hidrógeno que no coincide con la obtenida en un ensayo realizado a la misma tensión inicial de ensayo, pero manteniendo la deformación total correspondiente constante.

4. En toda nuestra experimentación hemos comprobado como la solución de tiocianato revela, inmediatamente, cualquier defecto superficial dando un valor de $1/t_R$ alto.

5. La rotura, a escala macroscópica, es totalmente frágil y se inicia en dicho defecto. La corrosión de la varilla es casi homogénea y el hidrógeno de las reacciones corrosivas que se producen en el defecto es el responsable de la rotura frágil.

6. La cota seleccionada de, $P = 10^3/t_R \geqslant 5$, para que el acero sea aceptable o rechazable, no tiene un soporte científico. Un acero puede tener ligeramente la piel defectuosa y ser de buena calidad en su matriz metálica.

7. Los aceros de baja relajación han sido los más susceptibles al hidrógeno.

8. Con los parámetros del ensayo de tracción que se piden normalmente para conocer la calidad del material y la probabilidad de fisuración, no hemos encontrado una relación clara.

Agradecimiento

Deseo expresar mi agradecimiento al Director del Laboratorio Central de Ensayo de Materiales, D. Florencio del Pozo, pues su constante apoyo y autorización han hecho posible la publicación de estos trabajos. Asimismo a todos los compañeros del Laboratorio que de alguna manera también han participado en los mismos, en especial, a D. Manuel del Campo, Jefe del Dpto. de Química Inorgánica.

Referencias

(1) FIP-RILEM-CEB Joint Committee. Working group on "Corrosion of Prestressing Reinforcements". Memoria de las actividades 1970-1975 presentada por Madame Brachet. Editada por el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. París (1975).

(2) Parkins, R.N. et al.; Métodos de ensayo de la corrosión bajo tensión. Rev. de Metalurgia, Vol. 8, nº 2 (1972), pág. 117.

(3) Astiz, M.A.; "Estudio de la estabilidad de una fisura superficial en un alambre de acero de alta resistencia". Tesis doctoral, Madrid, Septiembre 1976, pág. 99.

(4) Matthaes, K.; "Der Spannungskorrosionsbruch von vergütetem Stahl bei Angriff mit NH_4.SCN-Lösungen". Werkstoffe und Korrosion, 7 (1967) pág. 588.

(5) Troiano, A.R.; "Fragilidad por hidrógeno en la corrosión fisurante bajo tensión". Congrés International de l'Hydrogène dans les Métaux, París, 29 de Mayo de 1972, pág. 16.

(6) Petch, N.J.; "The Lowering of Fracture Stress Due to Surface Adsorption". Phil. Magazine, Serie 8, 1, 4 (1956), pág. 331.

(7) Newman, J.F. and Shreir, L.S.; "Effect of carbon content and structure of steels on solubility and diffusion of hydrogen", J.I.S.I., oct. (1969) pág. 1.369.

(8) Miodownik, A.P.; "The interaction of hydrogen with dislocations, stacking faults and other interfaces". Proc. Int. Conference on s.c.c. and H.E. of iron base alloys. Firminy, Francia (1973).

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de julio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

591-2-125

Reparto transversal de sobrecarga en puentes curvos

Fernando Da Cunha Rivas
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos del
Departamento de Estructuras de
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.
Pascual Matesanz Manzanet
Ayudante de Obras Públicas
Jefe del Departamento de Informática de
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.

1. INTRODUCCION

El moderno trazado de carreteras y autopistas produce estructuras formalmente difíciles para el calculista y a los que resulta aventurado aplicar teorías sencillas e intuitivas.

Además del problema de forma, y debido al aumento del número de carriles de las calzadas de carreteras y autopistas, crece día a día la relación ancho/luz de los tableros de puente, lo que concede un claro protagonismo a la cualidad de estructura superficial.

Afortunadamente, hoy tenemos medios suficientes para acometer estos problemas en tiempos razonables e incluso cortos gracias a los programas de cálculo.

Entre estos programas creemos indudable que es el emparrillado el método cuyo producto potencia de cálculo por economía es máximo.

En el presente trabajo tratamos de estudiar el tipo de reparto transversal de algunos puentes curvos, apoyándonos en la citada potencia del método del emparrillado, dotado de la posibilidad de utilización de barras curvas, aún no suficientemente extendida en gran parte de los programas existentes, así como de otras a las que nos referiremos más adelante.

2. OBJETIVOS DEL PRESENTE TRABAJO

Los objetivos que perseguimos son contestar las tres cuestiones siguientes:

2.1 ¿Es correcta la discretización de puentes curvos mediante poligonales?

Para estudiar este tema obtendremos esfuerzos en un caso concreto de viga balcón circular continua de tres vanos y radio en planta 48 m. con dos tipos de discretización:

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

a) Usando barras *curvas.*
b) Usando distintas poligonales.

2.2 ¿Es variable la forma de reparto transversal de una misma sección en función de la curvatura en planta?

Estudiamos este problema en un tablero nervado isostático tomando distintos radios desde ∞ (puente recto) a 25 m.

Debido a la forma de la sección transversal hemos hecho uso del concepto de *nudos de dimensión finita,* que aclararemos en el ejemplo 2. Sin esta posibilidad el estudio de este puente sería poco real desde un punto de vista físico.

2.3 ¿Es correcto el tratamiento de una estructura superficial (tablero) como viga ?

Para responder a esta pregunta compararemos los esfuerzos obtenidos en la estructura del ejemplo 1 estudiándola como emparrillado superficial y como viga balcón.

3. PROGRAMA DE CALCULO

Empleamos el programa de emparrillado plano, EMP, que hemos puesto a punto para un ordenador NOVA 2, de 32 K palabras de memoria central, y al que hemos dotado de algunas posibilidades que describimos a continuación.

En primer lugar sabemos que uno de los mayores inconvenientes del emparrillado y, en general, de los métodos numéricos, es lo laborioso de la entrada de datos por su elevado número. Esto provoca errores, bien en el momento de rellenar impresos, bien en el momento de perforar fichas con lo que se pierde tiempo en una labor sumamente tediosa con el consiguiente aumento de coste. Preocupados por este tema hemos introducido una serie de facilidades tales como:

Generación de coordenadas de nudos y numeración de barras a partir de unos nudos y barras básicas. Esto puede eliminar en casos normales más de un 50 por 100 de datos de topología.

Agrupación de barras que posean idénticas características mecánicas y cuya numeración sea sucesiva. Así se puede ahorrar gran cantidad de fichas, sobre todo en estructuras de canto constante.

Agrupación de barras que estén cargadas de idéntica manera, sea cual sea esta carga (repartida, puntual, pares de flexión o torsión puntuales o repartidos, triangular creciente o decreciente o gradiente térmico).

Además hemos dotado al programa EMP de las siguientes posibilidades, algunas ya citadas:

a) Barras curvas (directriz circular) o rectas.
b) Nudos de dimensión finita.
c) Coacciones exteriores elásticas (giros o flechas), en cualquier orientación del plano.
d) Coacciones interiores elásticas en relación a cualquiera de las tres deformaciones posibles, en las conexiones entre barras.
e) Consideración de la deformación por cortante de las barras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

f) Tratamiento directo del pretensado en barras rectas o curvas con radio en planta del tendón igual o diferente al de la directriz.

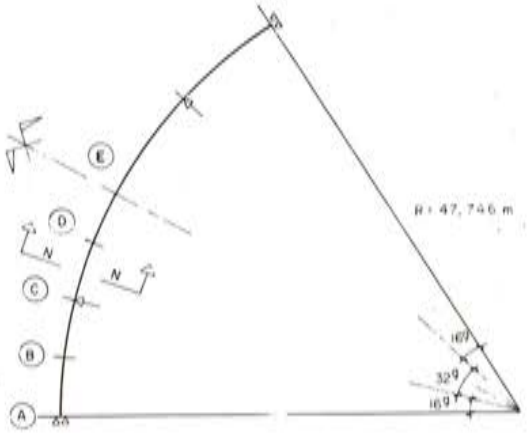
g) Obtención de superficies de influencia de flector, torsor, cortante, giros, flecha o reacción para el caso de una fuerza de 1 t. paseando sobre el tablero, así como esfuerzos o deformaciones máximas y mínimas para una sobrecarga uniforme a introducir como dato.

Con el fin de dar respuesta a las preguntas planteadas anteriormente, estudiamos tres casos concretos.

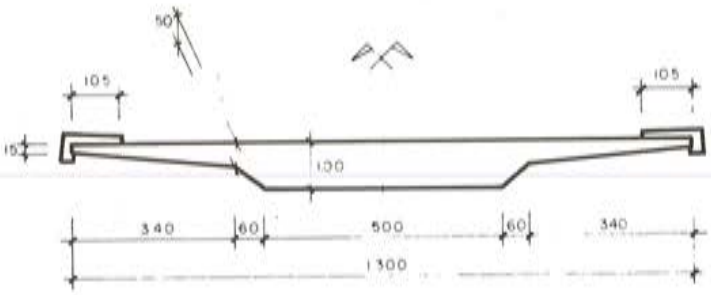
4. CASOS CONCRETOS ANALIZADOS

4.1 Viga balcón curva hiperestática

Se trata de una viga circular, de 48 m. de radio con tres vanos de 12, 24 y 12 m., empotrada a torsión en los extremos y articulada en los apoyos interiores.



PLANTA ESQUEMATICA



SECCION TRANSVERSAL "N-N"

FIG. 1.- DEFINICION GEOMETRICA DE LA ESTRUCTURA

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Vamos a estudiar las diferencias entre los esfuerzos obtenidos usando una discretización a base de barras curvas y los correspondientes a distintas poligonalizaciones.

La justificación del empleo de la barra curva frente a poligonales está en que al usar estas últimas introducimos quiebros en planta que producen discontinuidades en esfuerzos y deformaciones. Estas discontinuidades son tanto mayores cuanto más grande es el valor del ángulo "α", que forman los lados de la poligonal.

Por tanto, dentro de este mismo caso concreto estudiaremos las siguientes discretizaciones a efectos comparativos:

a) Directriz curva $\alpha = 0$
b) Poligonal tipo 1 con 8 barras $\alpha = 8^g$
c) Poligonal tipo 2 con 16 barras $\alpha = 4^g$
d) Poligonal tipo 3 con 32 barras $\alpha = 2^g$

Los casos de carga a que someteremos la viga son:

(I) Cuchillo de 1 t/m en toda la longitud.
(II) Cuchillo torsor de 1 mt/m. en toda la longitud.
(III) Carro de 60 t. excéntrico en el centro del puente.
(IV) Carro de 60 t. excéntrico, situado en los cuartos del vano central.
(V) Carro de 60 t. excéntrico sobre apoyo interior.
(VI) Carro de 60 t. excéntrico en estribo.
(VII) Pretensado de 1.000 t.

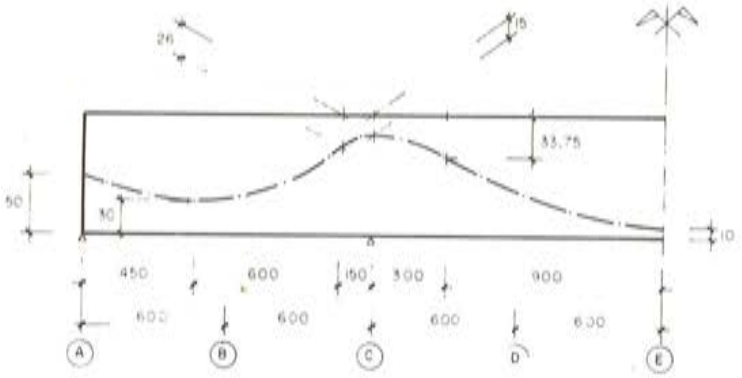


FIG. 2.—ESQUEMA DE PRETENSADO

Contemplaremos los resultados obtenidos en las secciones (A), (B), (C), (D) y (E).

Se aprecia que las diferencias entre los esfuerzos calculados usando barras curvas y los correspondientes al uso de poligonales de distintos tipos no responden a ningún porcentaje fijo, ya que varían en cada nudo y, naturalmente, crecen al trabajar con menor número de barras, en el caso de poligonales. Además, tales diferencias son más acusadas en las hipótesis de cargas repartidas, pudiendo para los torsores superar el 50 por 100.

Así, por ejemplo, en la sección (C), de apoyo intermedio, obtenemos los esfuerzos siguientes para cada hipótesis de carga:

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Discretización \ Hipótesis		(I)	(II)	(III)	(IV)	(V)	(VI)	(VII)
BARRAS CURVAS	FLECTOR	−41,19	−4,98	−179,73	−183,32	−87,26	−22,82	401,21
	CORTANTE	− 9,43/12,00	−0,76/0,00	−17,22/30,00	−18,15/49,25	−10,64/59,75	− 9,84/1,32	11,54/0,00
	TORSOR	1,80	10,98	122,13	152,36	168,13	−10,66	38,85
POLIGONAL DE 8 LADOS ($\alpha = 8^g$)	FLECTOR	−40,84/−40,70	−5,76/−4,39	−185,74/170,59	−192,65/−173,75	−102,05/−81,19	−23,42/−24,76	396,20/401,02
	CORTANTE	− 9,38/11,99	−0,77/0,00	− 17,09/29,74	− 18,13/49,01	− 10,97/59,59	−10,56/1,39	11,75/0,12
	TORSOR	− 1,46/3,67	10,61/11,25	109,13/131,55	138,68/161,74	159,99/171,52	−12,15/−9,12	63,39/13,24

Los resultados de cortante se dan a ambos lados del apoyo. En el caso de la poligonal adjuntamos los valores de los esfuerzos en los extremos de las barras concurrentes en el nudo (C), que no son iguales, debido al quiebro en planta de la directriz poligonal.

Para obtener los esfuerzos de la pieza a partir de los de la poligonal sería necesario componer vectorialmente flectores y torsores a ambos lados del nudo y efectuar el cambio de ejes correspondiente, operación bastante laboriosa y más si es elevado el número de nudos e hipótesis.

Sin embargo se observa que la media aritmética de los esfuerzos obtenidos como poligonal a ambos lados del nudo se acerca aceptablemente a los valores correspondientes a directriz curva, como se expone a continuación, si bien para no pecar de farragosos damos sólo los resultados para la hipótesis (I), (cuchillo de 1 t/m), sección (B) de centro del vano extremo. De todas formas damos los resultados completos de este estudio en el Anejo 1.

Esfuerzo \ Directriz	Curva	Poligonal 3 32 barras $\alpha = 2^g$	Poligonal 2 16 barras $\alpha = 4^g$	Poligonal 1 8 barras $\alpha = 8^g$
FLECTOR	− 2,64	− 2,63	− 2,61	− 2,50
CORTANTE	− 3,43	− 3,43	− 3,42	− 3,38
TORSOR	− 0,58	− 0,65	− 0,84	− 1,61

Se aprecia que con la poligonal cuyos lados forman 2^g se obtienen valores prácticamente iguales a los obtenidos con directriz curva, al promediar los esfuerzos a ambos lados del nudo. Sin embargo, para 4^g la diferencia en torsores es un 45,3 por 100 y, en flectores, un 1,3 por 100. Con 8^g el porcentaje aumenta al 179 por 100 en torsores y al 6 por 100 en flectores.

Finalmente, para visualizar las diferencias en las leyes de torsores obtenidas con barras curvas y con la poligonal 1 en este ejemplo, las dibujamos para las hipótesis (I): cuchillo de 1 t/m en toda la longitud y (VII): pretensado de 1.000 t. (Fig. 3).

Podemos, pues, contestar a la pregunta 2.1 que no siempre es correcto discretizar una directriz curva mediante poligonales, ya que existe un mínimo razonable de nudos y barras necesario para garantizar la precisión de los resultados y en general es el que produce ángulos de quiebro del orden de 2^g como citó Javier Manterola en su artículo "Cálculo de tableros por el método del emparrillado" (Hormigón y Acero, núm. 122).

Sin embargo, el uso de barras curvas libera de esta exigencia, lo que hace el cálculo más preciso y real, bastante más sencillo de elaboración de datos y, finalmente, más rápido y económico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

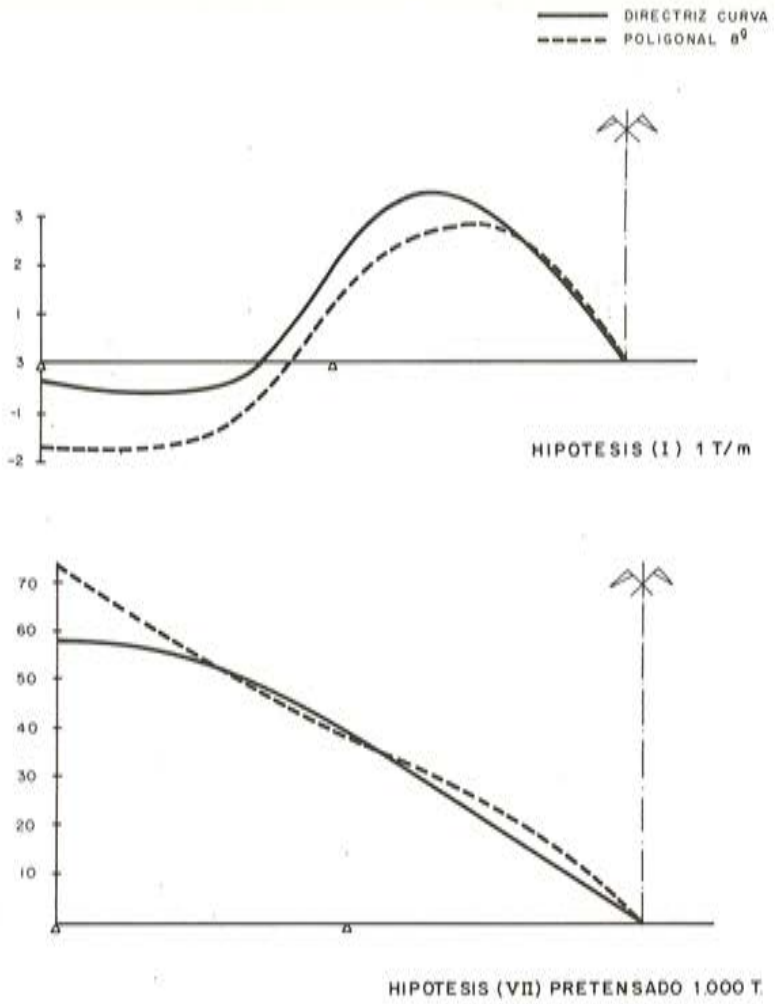


FIG. 3.—LEYES DE TORSORES EN LA VIGA BALCON

4.2 Puente nervado isostático

Para responder la cuestión número dos planteada, es decir, si existe o no diferencia entre la forma de producirse el reparto en una misma sección transversal cuando cambia su radio de curvatura en planta, estudiamos un puente simplemente apoyado, de 24 m. de luz y sección organizada a base de dos nucleos macizos unidos por una losa intermedia y de los que arrancan sendos voladizos. Estos nucleos están arriostrados sobre apoyos por una viga del mismo canto. El tablero se apoya en estribos sobre los ejes de los nervios.

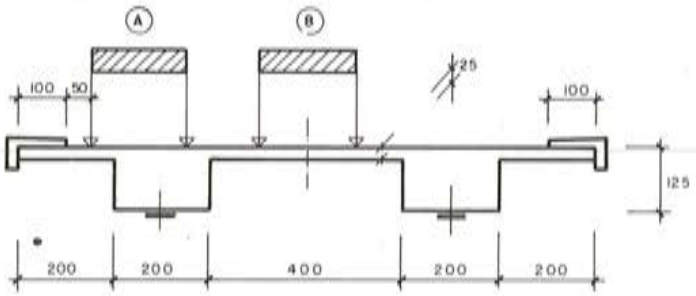


FIG. 4.—SECCION TRANSVERSAL DE PUENTE NERVADO

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Estudiamos una gama de radios que va desde R = ∞ (puente recto) a 1.000, 250, 100, 50 y 25 m.

Sometemos la estructura a cuatro hipótesis de carga con carro de 60 t. en las siguientes posiciones:

(I) Posición (A), en el centro del vano.
(II) Posición (B), en el centro del vano.
(III) Posición (A), en la sección de apoyos.
(IV) Posición (B), en la sección de apoyos.

El primer problema que surge a la hora de idealizar este tablero a un emparrillado es cómo discretizar los nucleos, ya que, en sentido transversal, su relación longitud/canto los configura como piezas infinitamente rígidas. Por otra parte, si despreciamos este efecto y disponemos de barras transversales del mismo canto de la losa nos encontraremos con unas longitudes de barras flexibles muy superiores a las físicamente existentes y, por tanto, unos esfuerzos no reales.

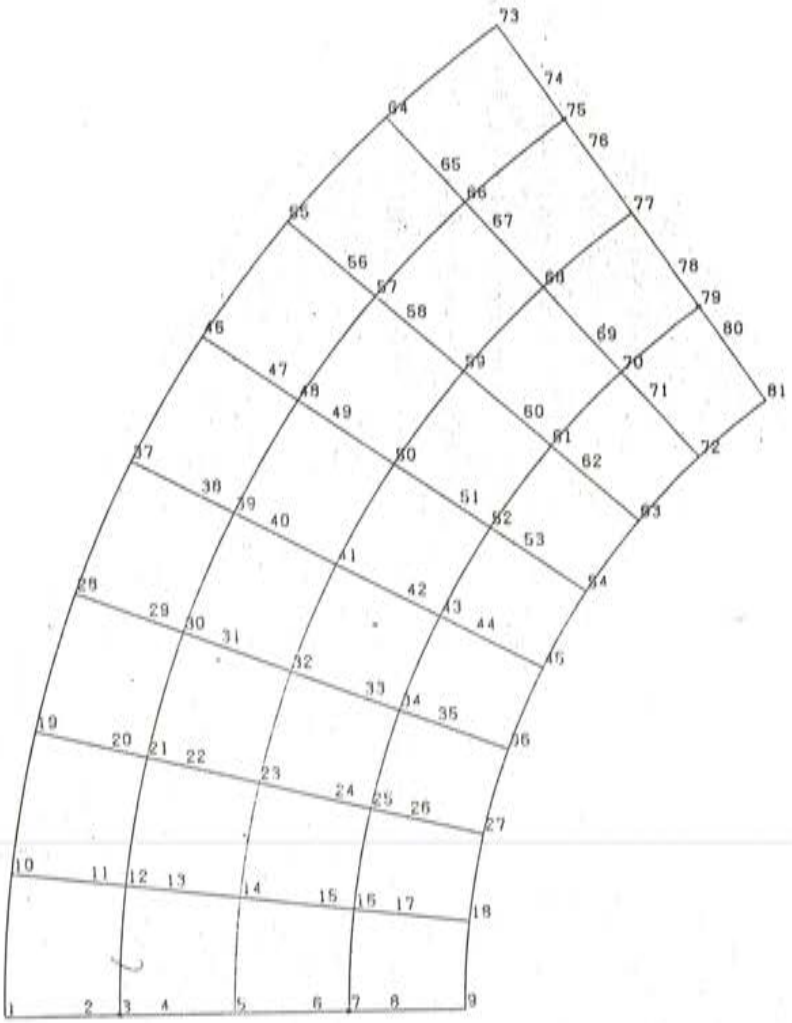


FIG.5.- ESQUEMA DE EMPARRILLADO (R = 25 m.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Es por estas razones por lo que usamos el concepto de nudo de dimensión finita unido a una barra elástica. Es decir, tenemos un elemento con movilidad de sólido rígido asociado a un elemento flexible en el interior de la estructura. Este tratamiento se acerca más al fenómeno físico y nos lleva a estudiar el esquema transversal con luces y características mecánicas, más ajustadas.

La malla representativa del emparrillado y la numeración de nudos y barras queda definida en la figura 5, dibujada con plotter. En esta discretización, las barras transversales de voladizo, por ejemplo, tienen una forma tal como se indica en la figura 6.

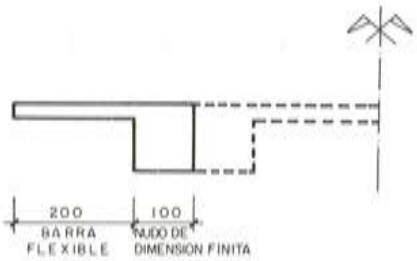


FIG. 6 — NUDO DE DIMENSION FINITA ASOCIADO A BARRA FLEXIBLE

Para analizar el comportamiento de este tablero vamos a obtener los siguientes valores:

a) Coeficientes de excentricidad de momentos longitudinales en el centro del vano con carro excéntrico (Hipótesis I) y carro centrado (Hipótesis II).

Denominamos coeficiente de excentricidad a:

$$K = \frac{\text{Momento flector en nervio más cargado}}{\text{Momento flector a todo ancho / 2}}$$

b) Momentos flectores transversales, en el centro del vano, en la losa intermedia (Hipótesis I y II).

c) Reacción máxima en un apoyo (Hipótesis III).

d) Momentos flectores en la riostra sobre apoyos (Hipótesis III y IV).

Obtendremos la variación de estas magnitudes en función de la luz angular (luz/radio = = ángulo en el centro). Para empezar a intuir el trabajo de este tipo de sección dibujamos las leyes de flectores, torsores y cortantes longitudinales en los casos de $R = \infty$ y $R = 25$ m., para la hipótesis 1 (Ver figura 7, 8 y 9). En estas figuras representamos los esfuerzos en ambos nervios. Naturalmente, el nervio cargado directamente es el que se lleva más esfuerzo.

Es claro que la forma de las curvas es la misma para uno u otro radio, lo que debe traducirse en un comportamiento semejante a la hora del reparto transversal. El mecanismo de actuación es el siguiente: el nervio solicitado directamente por la carga recibe además del otro nervio, a través de la losa, unas fuerzas repartidas de alguna manera que tienden a hacer más equitativamente distribuido el esfuerzo. Esta ayuda provoca unos giros y flechas transversales que dan lugar a fuertes torsores en los nucleos, mayores que los que aparecerían si ambos nervios estuviesen separados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

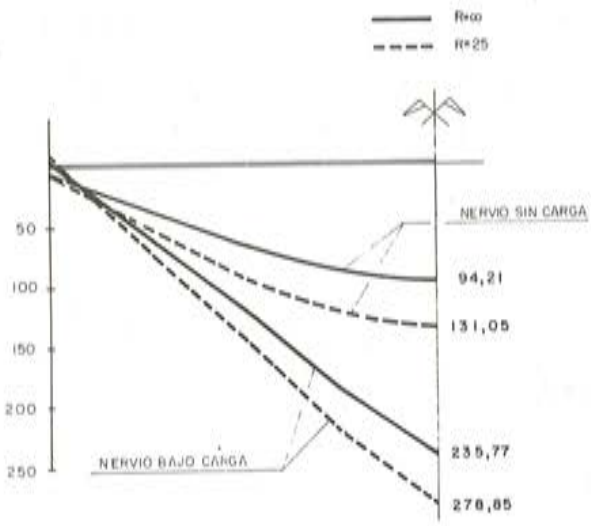


FIG. 7.- LEY DE MOMENTOS FLECTORES EN LOS NERVIOS (HIPOTESIS I CARGA EXCENTRICA EN EL CENTRO DEL VANO)

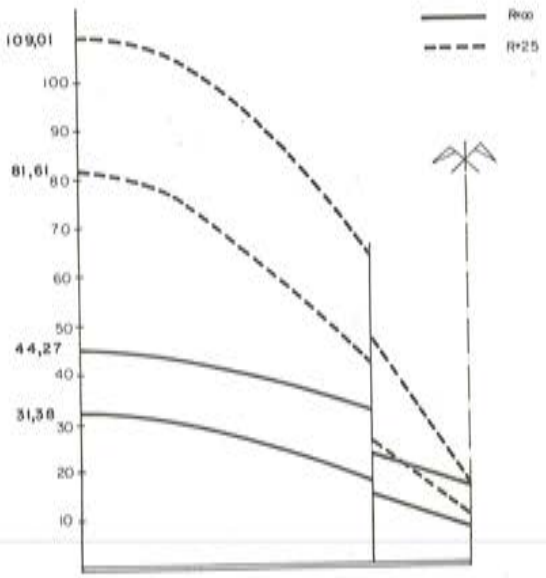


FIG. 8.- LEY DE TORSORES EN LOS NERVIOS (HIPOTESIS I CARGA EXCENTRICA EN EL CENTRO DEL VANO)

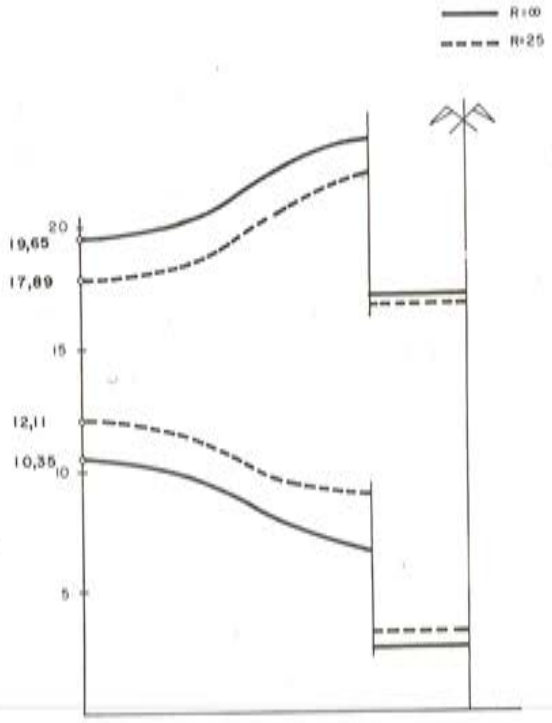


FIG. 9.- LEY DE CORTANTES EN LOS NERVIOS (HIPOTESIS I CARGA EXCENTRICA EN EL CENTRO DEL VANO)

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Los valores absolutos de flectores y torsores crecen rápidamente al disminuir el radio (aumentar la luz angular). Representamos en la figura 10 la variación del flector en el centro del vano del nervio bajo la carga y del torsor en apoyo en el mismo nervio al aumentar la luz angular, para la hipótesis (I) de carro excéntrico en centro del vano.

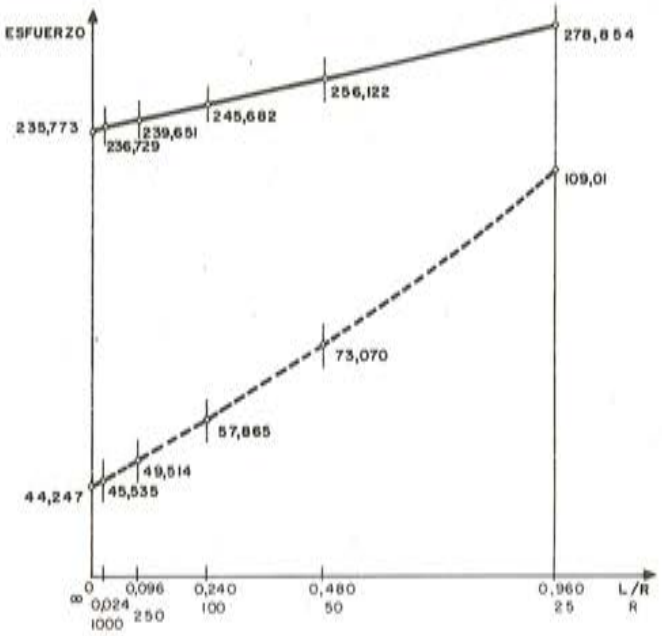


FIG.10—VARIACION DE FLECTOR Y TORSOR CON LA LUZ ANGULAR (HIPOTESIS I)

Con estos datos podemos comprender el trabajo de este puente desde un punto de vista cualitativo, vamos ahora a estudiar numéricamente este comportamiento para responder a la pregunta 2.2. Para ello representamos la variación del coeficiente de excentricidad de momentos longitudinales en el centro del vano, en las hipótesis I y II Fig. 11.

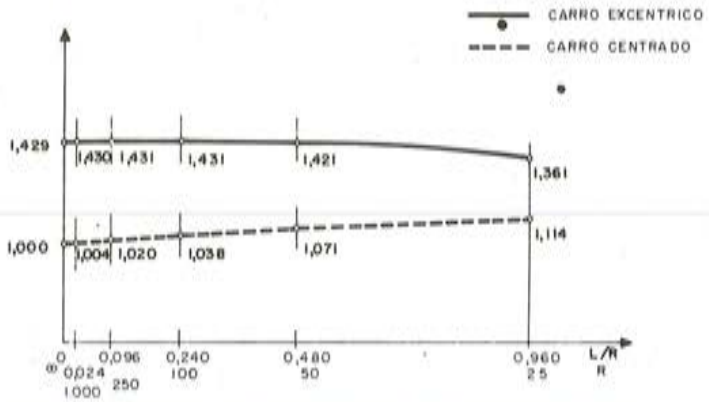


FIG.11—VARIACION DE COEFICIENTES DE EXCENTRICIDAD CON LA LUZ ANGULAR

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Interpretamos de esta figura que el reparto de momentos longitudinales no depende mucho del radio de curvatura. Este reparto es muy efectivo, incluso con el carro excéntrico, ya que vemos que el nervio no directamente cargado se lleva un 28,5 por 100 del momento total en el puente recto y un 32,0 por 100 en el curvo de radio 25 m. Para el carro en posición centrada el esfuerzo es idéntico en ambos nucleos en el puente recto y se descentra algo (un 6 por 100) hacia el lado convexo cuando R = 25 m.

Dibujamos ahora la variación de momentos transversales en la losa en el centro del vano al crecer la luz angular, en las hipótesis I y II (carro en la sección central excéntrico o centrado). Fig. 12.

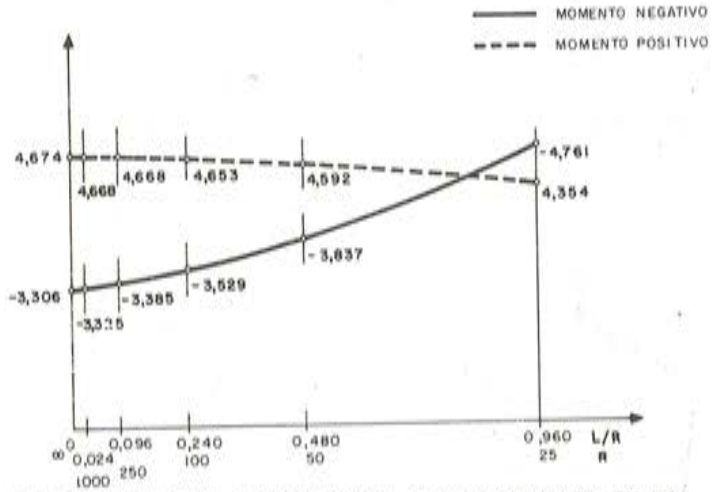


FIG.12.—VARIACION DE MOMENTOS TRANSVERSALES EN LA LOSA EN LA SECCION DE CENTRO DE LA LUZ CON LA LUZ ANGULAR

Observamos que los momentos positivos apenas varían mientras que los negativos (producidos en la unión losa-núcleo) crecen un 44 por 100 desde puente recto hasta R = 25 m.

Algo muy parecido ocurre con los momentos flectores en la riostra sobre apoyos, como se aprecia en la Figura 13. En este caso, los valores corresponden a las hipótesis III (carro excéntrico en sección de apoyos) o IV (carro centrado en sección de apoyos).

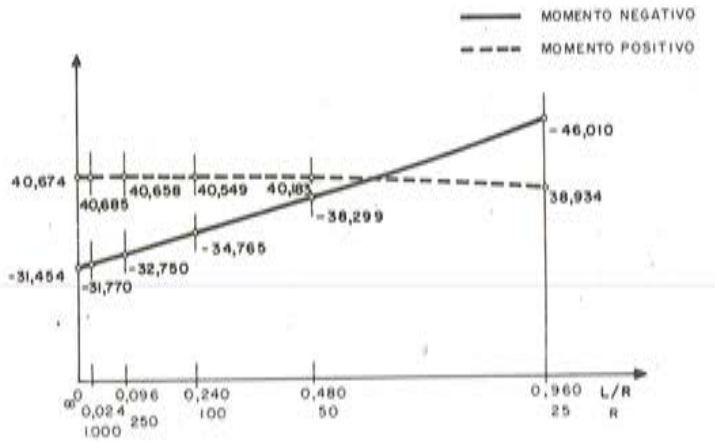


FIG.13.—VARIACION DE MOMENTOS FLECTORES EN LA RIOSTRA CON LA LUZ ANGULAR

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

En cuanto a la evolución de la reacción máxima en un apoyo al crecer la luz angular es poco importante, como se aprecia en la Figura 14. Los valores de reacción corresponden a la hipótesis III (carro excéntrico en la sección de apoyos).

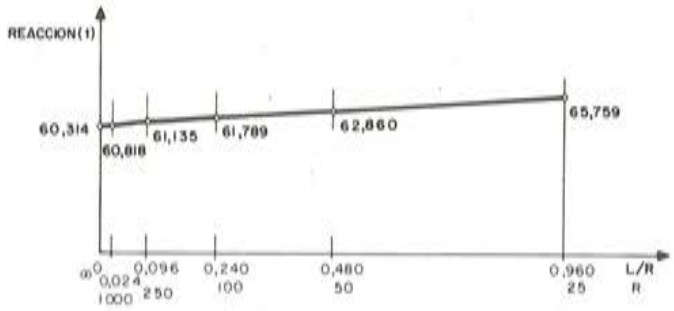


FIG.14.—VARIACION DE LA REACCION MAXIMA EN UN APOYO CON LA LUZ ANGULAR

La respuesta a la cuestión 2.2 será, por tanto, que el reparto transversal es poco sensible a la disminución de radio en planta. Queremos destacar, de todas maneras, el aumento de momentos transversales negativos en losa y riostra al crecer la luz angular, debido sin duda al crecimiento de los torsores longitudinales a medida que disminuye el radio. Matizando más aún podemos decir que para radios mayores de 250 m., y esta luz, las diferencias, tanto en reparto transversal como en momentos transversales en losa y riostras, con el puente recto son pequeñas.

4.3 Losa continua curva

Estudiamos la misma estructura que en el primer caso —4.1— pero ahora no como viga sino como estructura superficial. Vamos a emplear superficies de influencia para obtener no sólo esfuerzos máximos, sino también qué posiciones del carro de 60 t. los provocan. De esta manera, al comparar estos resultados con los obtenidos para las mismas cargas, en magnitud y posición, como viga balcón, tendremos elementos de juicio para determinar hasta qué punto es válida la conversión de una estructura superficial en una lineal y, por tanto, para responder a la cuestión 2.3. En la Figura 15 representamos la discretización del puente como emparrillado, dibujado con plotter. El número de nudos y barras puede parecer excesivo, pero, por tratarse de un estudio teórico, hemos querido contar con gran cantidad de puntos en las superficies de influencia, cosa no necesaria en un cálculo normal.

Estudiaremos los siguientes esfuerzos en las secciones que a continuación se detallan (ver Fig. 16).

ESFUERZO	SECCIONES
Flexión longitudinal	(B), (C), (E)
Cortante longitudinal	(C + ϵ)
Torsores longitudinales	(A), (C + ϵ)
Flexión transversal	(C), (E)
Cortante transversal	(C − ϵ), (C + ϵ), C

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

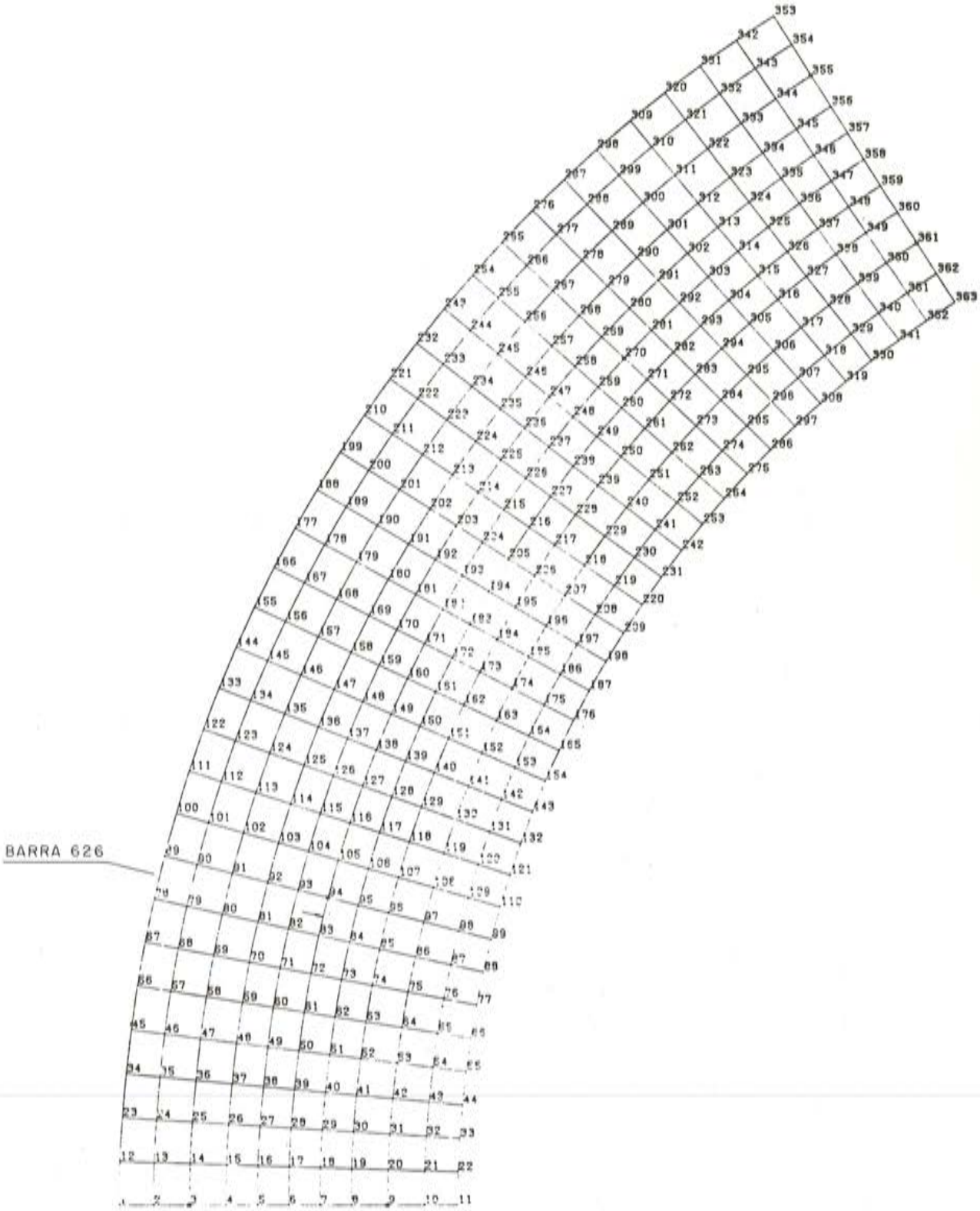


FIG. 15 .—ESQUEMA DE EMPARRILLADO

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

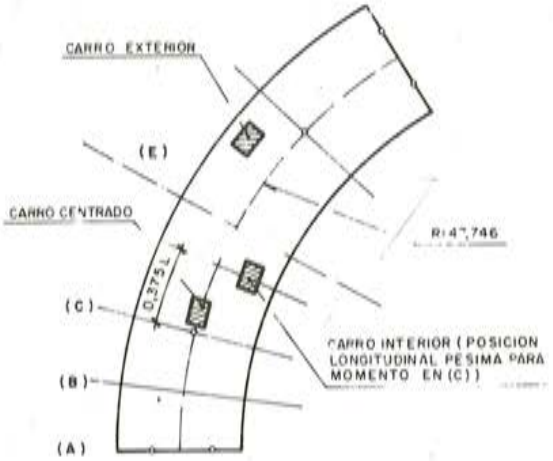


FIG.16 — DEFINICION DE SECCIONES Y TIPOS DE POSICIONES DE CARRO

4.3.1 Flexión longitudinal

Estudiamos los máximos momentos y su distribución a lo ancho del nucleo de la losa en las secciones de apoyo en fuste y en los centros del vano. En todos los casos hemos colocado el carro excéntrico a uno y otro lado del eje longitudinal del puente. En la viga balcón esta excentricidad se traduce en unos torsores puntuales en la directriz. En el emparrillado repartimos la carga isostáticamente a los nudos adyacentes.

Los resultados a todo ancho se resumen en el cuadro siguiente:

Posición de la carga / Sección	EMPARRILLADO		VIGA BALCON	
	Carro exterior	Carro interior	Carro exterior	Carro interior
B	129,53	122,78	126,57	126,57
C	–181,50	–115,84	–196,42	–101,20
E	193,26	201,13	180,04	212,33

Las posiciones de carro que producen estos esfuerzos son, en las secciones (B) y (E), eje central del carro sobre ellas directamente excéntrico de uno u otro lado y, para la sección (C) eje central del carro situado en el vano central al 37,5 por 100 de su longitud, en posición exterior o interior.

Observamos que, debido a la curvatura, es determinante la colocación transversal de la sobrecarga, ya que los esfuerzos a todo ancho son diferentes en función del signo de la excentricidad. Esto sucede por interacción flector-torsor en los elementos curvos, fenómeno que no existe en las piezas rectas. Para visualizar este efecto, dibujamos las líneas de influencia de la barra 626 (ver Fig. 15) cuando la carga se pasea por el borde exterior, el interior y el eje longitudinal del tablero. Fig. 17.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

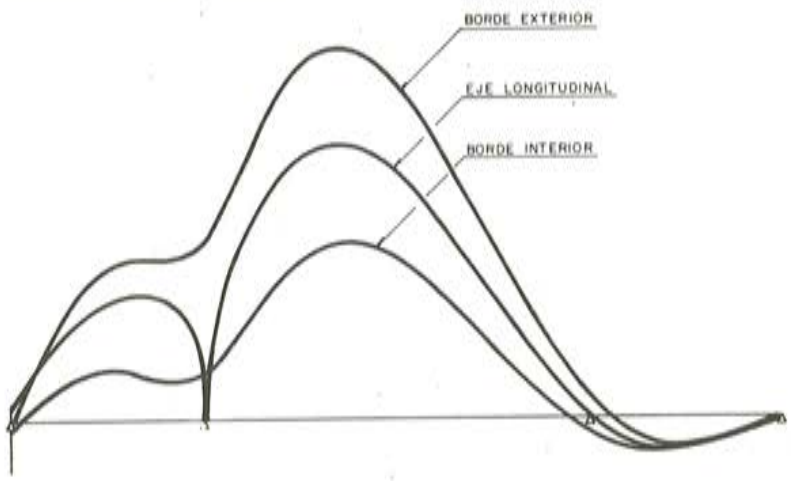


FIG.17.—LINEAS DE INFLUENCIA DE Mf EN LA BARRA 626

Por otra parte, existen diferencias entre los resultados de viga balcón (emparrillado lineal) y los obtenidos con emparrillado con barras transversales, debido al comportamiento superficial de este último. Estas diferencias oscilan alrededor del 8 por 100.

En cuanto a la distribución a lo ancho del nucleo de estos momentos en la sección central E, la representamos en las Figuras 18, 19 y 20.

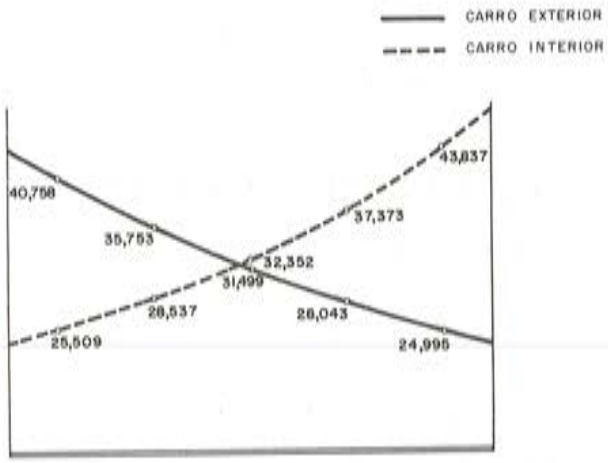


FIG. 18.—DISTRIBUCION DEL MOMENTO FLECTOR LONGITUDINAL A LO ANCHO DE LA SECCION (E)

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

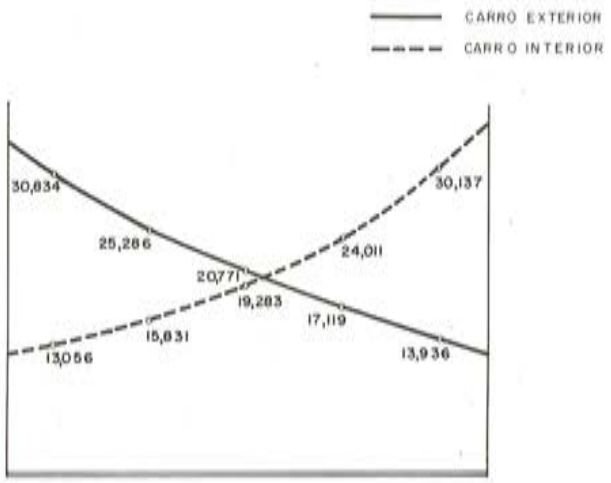


FIG.19 - DISTRIBUCION DEL MOMENTO FLECTOR LONGITUDINAL A LO ANCHO DE LA SECCION (B)

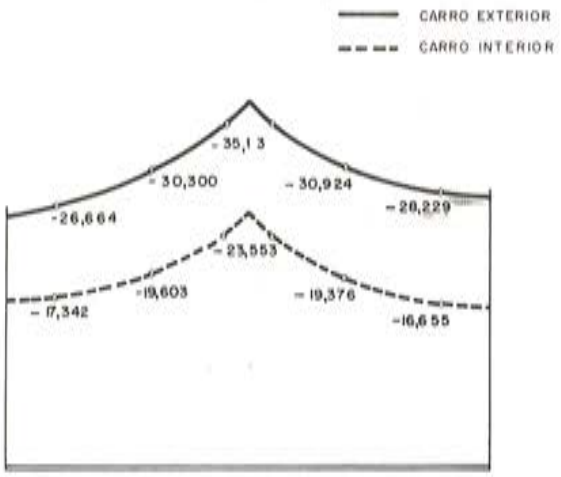


FIG.20 - DISTRIBUCION DEL MOMENTO FLECTOR LONGITUDINAL A LO ANCHO DE LA SECCION (C)

Se observa una concentración de esfuerzo en el borde cargado en las secciones de vano y sobre el fuste en la sección (C). Los valores máximos de las leyes son del orden de 1,4 veces la media (momento total/ancho), lo cual es suficientemente importante como para no poder admitir la simplificación a viga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

4.3.2 Cortante longitudinal

Estudiamos la sección del vano central que apoya en el fuste (C + ϵ). Los resultados obtenidos son:

Posición de carga / Sección	EMPARRILLADO			VIGA BALCON		
	Carro exterior	Carro interior	Carro centrado	Carro exterior	Carro interior	Carro centrado
(C + ϵ)	−54,61	−52,97	−55,16	−56,82	−52,97	−54,79

En todos los casos el primer eje del carro de 60 t. está situado en la sección (C + ϵ), variando su posición transversal, exclusivamente.

Observamos que para este esfuerzo tiene poca influencia la posición transversal de la sobrecarga. Tampoco hay diferencias importantes entre los resultados de emparrillado y los de viga-balcón. La distribución del cortante a lo ancho de la sección se representa en la figura 21.

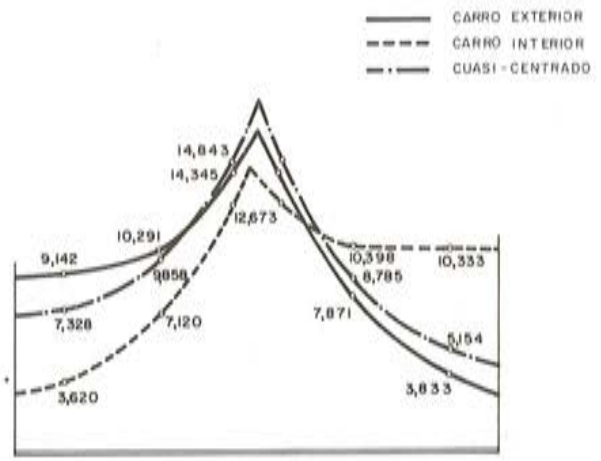


FIG.21 – DISTRIBUCION DEL CORTANTE LONGITUDINAL A LO ANCHO DE LA SECCION (C+ ϵ)

Se aprecia una fuerte concentración de cortante sobre el fuste, cuyo valor es del orden de 1,6 veces la media.

4.3.3 Torsores longitudinales

Calculamos los torsores a todo ancho en estribo –sección (A) y en apoyo en fuste –sección (C + ϵ)–.

Las posiciones más desfavorables de la sobrecarga las obtenemos de las superficies de influencia en el emparrillado y son:

Para la sección (A), eje central del carro sobre la sección (B), centro del vano extremo, con una u otra excentricidad.

Para la sección (C + ϵ), carro exterior con el eje central sobre la sección al 18 por 100 del vano central y carro interior sobre la sección de cuartos de luz del mismo vano.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Obtenemos:

Posición de carga / Sección	EMPARRILLADO		VIGA BALCON	
	Carro exterior	Carro interior	Carro exterior	Carro interior
(A)	165,57	–143,73	211,26	–193,34
(C + ϵ)	135,94	–109,62	152,36	–130,68

Observamos unas diferencias en magnitud entre los resultados de emparrillado y viga balcón para la misma posición de la carga de un 26 por 100 en la sección (A) y de un 16 por 100 en la sección (C + ϵ) siempre por exceso de los de viga balcón. Ello se explica porque en la estructura superficial –emparrillado– la excentricidad de la carga produce torsión + flexión transversal, mientras que en la viga balcón sólo se traduce en torsión el descentramiento de la carga.

En cuanto a las posiciones longitudinales de la carga, destacamos que, para el estudio como viga, la colocación más desfavorable estaría en el arranque del puente para la sección (A) y en el del vano central para la (C + ϵ), obteniéndose unos máximos de 233,21 mt. para (A) y 168,13 mt. para (C + ϵ). Estos valores están por encima de los calculados como emparrillado un 41 y un 24 por 100 respectivamente, y por tanto es importante tenerlo en cuenta.

Esta falta de coincidencia de resultados se debe al trabajo superficial del emparrillado, más real físicamente hablando.

Las distribuciones transversales de estos esfuerzos se representan en las Figuras 22 y 23.

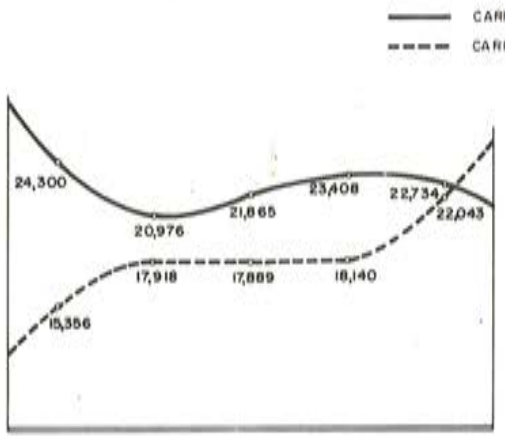


FIG.22.– DISTRIBUCION DEL TORSOR LONGITUDINAL A LO ANCHO DE LA SECCION (C+ Ē)

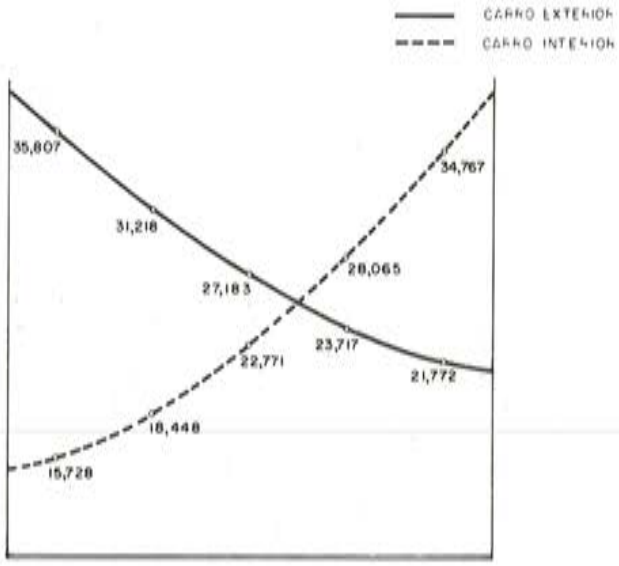


FIG. 23.– DISTRIBUCION DEL TORSOR LONGITUDINAL A LO ANCHO DE LA SECCION (A)

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Se aprecia una variación suave sobre el fuste y bastante brusca en estribo (valor máximo entre el 160 y el 190 por 100 del valor medio).

Con estos resultados de esfuerzos longitudinales ya podríamos contestar a la pregunta 2.3, pero seguiremos estudiando momentos y cortantes transversales para obtener mayor información.

4.3.4 Momentos transversales

Calculamos estos esfuerzos en las secciones (E), centro del puente, y (C), apoyo sobre fuste.

En la primera de ellas obtenemos las envolventes de flector positivo y negativo, representadas en la Figura 24.

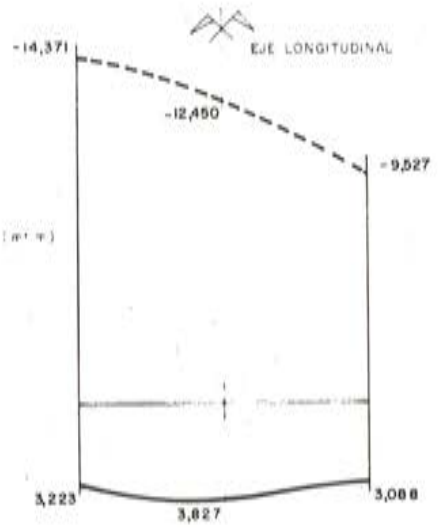


FIG.24.-ENVOLVENTE DE FLECTORES TRANSVERSALES EN LA SECCION CENTRAL DEL PUENTE

Para obtener estos esfuerzos máximos hemos paseado el carro en sentido transversal sobre la sección del centro del puente.

Observamos que, debido a la curvatura, el punto de máximo negativo se desplaza hacia el borde convexo. Recordamos que en un puente recto estas envolventes serían simétricas con respecto al eje longitudinal del tablero.

Para la zona de fuste dibujamos leyes de momentos flectores para las posiciones de carro excéntrico exterior e interior colocado en longitudinal sobre la sección de apoyo, Fig. 25.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

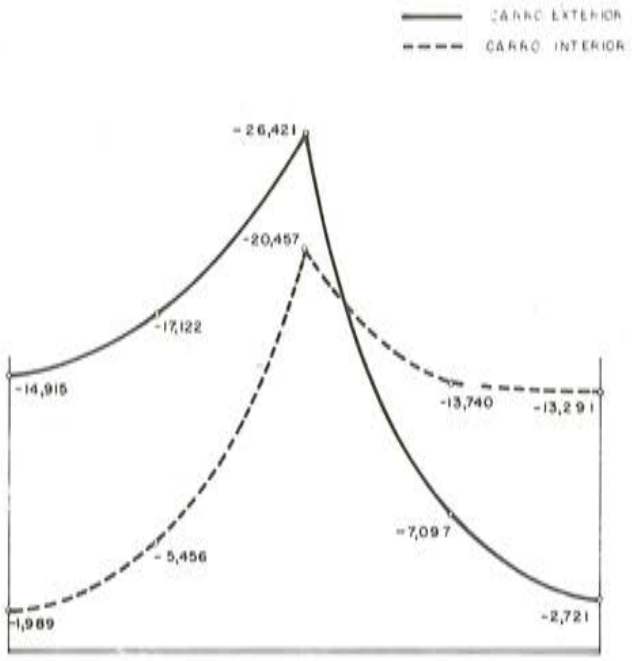


FIG.25.—LEYES DE MOMENTOS FLECTORES TRANSVERSALES SECCION (C)

Vemos que existe una fuerte concentración de momentos en el punto de apoyo, que desciende muy rápidamente al moverse hacia los bordes. Si nos desplazamos longitudinalmente sobre el eje nos encontramos con un máximo de −16,243 mt/m a ± 1,5 m. del apoyo. Esto se debe al efecto puntual de este apoyo; para considerar el fenómeno real (neopreno con dimensiones finitas) se pueden descrestar estas leyes, siguiendo criterios usuales.

3.3.5 Cortantes transversales

Con el objeto de abarcar toda una zona de estudio, calculamos, para el carro en las posiciones indicadas en la Figura 26, las leyes de cortantes transversales en las secciones (C-1,5), (C) y (C + 1,5).

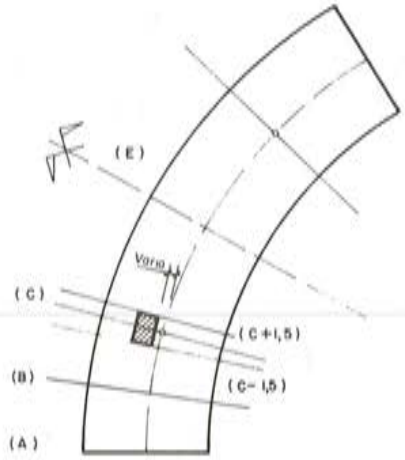


FIG.26.—DEFINICION DE SECCIONES Y POSICION DE CARRO

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Representamos la envolvente de cortantes en el semiancho de la sección (C), para carro de 60 t.

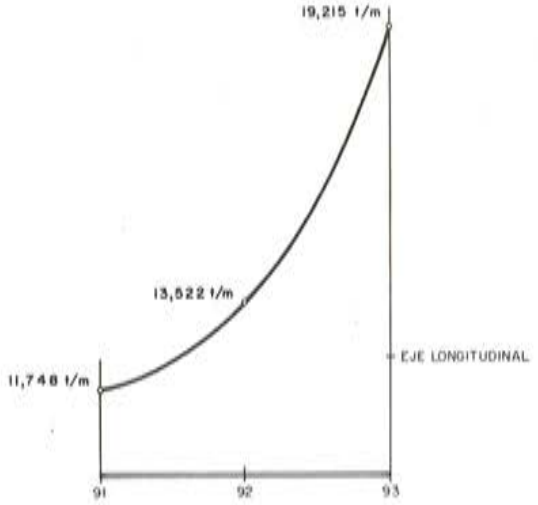


FIG.27.-LEY ENVOLVENTE DE CORTANTES TRANSVERSALES EN EL SEMIANCHO DE LA SECCION (C)

Se percibe una gran concentración de cortante sobre el fuste y una fuerte disminución a lo ancho de la sección (C). De todas maneras recordamos de nuevo que al apoyo es puntual y que contando con la verdadera área de neopreno se recortan estos máximos.

Calculamos también los cortantes transversales máximos que pueden aparecer a lo largo de las líneas longitudinales 82-93-104 y 83-94-105 (ver Fig. 15) con el objeto de comparar la importancia que tiene este esfuerzo en el punto de apoyo y los cercanos a él. Se representan estas envolventes en la Figura 28.

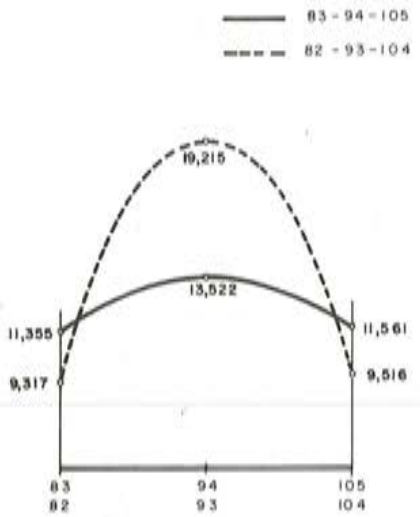


FIG.28.-ENVOLVENTES DE CORTANTE TRANSVERSAL SOBRE EL EJE LONGITUDINAL Y LINEA ADYACENTE PARALELA

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Se denota que el máximo obtenido sobre el apoyo es un 40 por 100 superior al que aparece a sólo 1,20 m. alejado de este punto en sentido transversal. Si nos movemos sobre el eje longitudinal el descenso es todavía más fuerte (50 por 100).

Todo ello nos hace pensar que el cortante transversal es, en gran medida, un fenómeno puntual sobre el apoyo y que se suaviza mucho al alejarse de este punto en cualquier dirección, lo cual, por otra parte, es perfectamente razonable.

Hemos encontrado, con respecto al interrogante 2.3, que existen diferencias importantes entre los resultados de emparrillado y los de viga balcón en magnitud de esfuerzo y posición de carga más desfavorable en cuanto a torsores.

Aparte de esto, encontramos que los momentos flectores y cortantes transversales se comportan de forma bastante similar a como lo hacen en tableros rectos, al comparar los resultados de este estudio con otros semejantes hechos en losas rectas, como el que presentamos en Hormigón y Acero núm. 123 (Análisis de tableros de puentes por el método de la losa ortótropa).

CONCLUSIONES

1. Del estudio del primer caso deducimos que, en puentes curvos, las diferencias en los esfuerzos obtenidos discretizando con barras curvas o con poligonales pueden ser importantes si éstas no tienen suficiente número de lados. Esto implica que el uso de barras curvas nos lleva a mayores grados de precisión y claridad de resultados y mayor comodidad de elaboración de datos y, por tanto, a un proceso más económico de cálculo, al poder trabajar con menor número de nudos y barras. Estas ventajas se manifiestan más claramente en emparrillados superficiales.
2. El reparto transversal de esfuerzos debidos a sobrecarga en puentes curvos no es muy diferente del que se presenta en los puentes rectos.
3. El efecto de la curvatura produce un gran aumento de momentos flectores y torsores longitudinales, pero no varía en gran medida cortantes y reacciones, en tableros isostáticos.
4. Existen importantes diferencias entre los esfuerzos longitudinales calculados asimilando el tablero a una viga y los obtenidos como estructura superficial, ya que las posiciones más desfavorables de la sobrecarga no coinciden con las previsibles en la viga de forma intuitiva. Este fenómeno se hace más sensible al aumentar el ancho del puente y su curvatura y se debe al trabajo de flexión transversal del tablero, que no se considera en una viga.

   A la hora de calcular la armadura la diferencia entre el estudio de viga y el de emparrillado depende de la severidad de la norma empleada para armar a torsión. Como generalmente este esfuerzo necesita más armadura que la flexión transversal, el tratamiento de un tablero como estructura superficial puede llevar a ahorros de hierro del orden de un veinte por ciento.

REFERENCIAS

- Nueva teoria intorno dell'equilibrio dei sistemi elastici. A. Castigliano.
- Métodos matriciales para cálculo de estructuras. R.K. Livesley.
- Introducción al análisis estructural con matrices. H. Kardestuncer.
- Computer methods in structural analysis. H.B. Harrison.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

ANEJO

Resultados completos del caso 4.1

Discretización \ Sección		HIPOTESIS (I)					HIPOTESIS (II)				
		A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
a	M_f	0	−2,641	−41,194	13,188	31,411	0	−2,132	−4,984	−3,945	−3,596
	T	2,570	−3,430	− 9,430/ 12,000	5,998	0	−0,763	−0,763	−0,763/0	0	0
	C	−0,367	−0,578	1,802	3,186	0	22,413	16,539	10,979	5,553	0
d	M_f	−0,007	−2,633	−41,168	13,203	31,421	−0,352	−2,135	−4,989	−3,951	−3,604
	T	2,573	−3,427	− 9,426/ 12,000	6,000	0,000	−0,763	−0,763	−0,763/0	0	0
	C	−0,459	−0,648	1,754	3,160	0,000	22,409	16,536	10,977	5,532	0
c	M_f	−0,023	−2,607	−41,088	13,244	31,448	0,704	−2,144	−5,007	−3,969	−3,621
	T	2,582	−3,417	− 9,416/ 11,998	5,999	0	−0,765	−0,765	−0,765/0	0	0
	C	−0,721	−0,840	1,626	3,095	0	22,393	16,523	10,968	5,528	0
b	M_f	−0,111	−2,496	−40,765	13,406	31,566	1,405	−2,179	−5,075	−4,040	−3,693
	T	2,617	−3,379	− 9,375/ 11,992	5,996	0	−0,770	−0,770	−0,770/0	0	0
	C	−1,770	−1,613	1,109	2,829	0	22,331	16,472	10,932	5,509	−0,232

Discretización \ Sección		HIPOTESIS (III)					HIPOTESIS (IV)				
		A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
a	M_f	0	−90,574	−179,726	16,517	180,039	0	−92,385	−183,319	99,399	56,370
	T	−17,218	−17,218	− 17,220/ 29,999	29,998	10,014	−18,144	−18,143	− 18,146/ 49,240	29,239	−10,759
	C	99,424	105,123	122,130	132,399	39,513	129,199	135,012	152,359	77,107	−92,218
d	M_f	1,561	−90,331	−179,240	15,800	179,371	2,028	−92,695	−183,929	99,025	57,502
	T	−17,179	−17,180	− 17,180/ 29,807	29,802	9,804	−18,197	−18,197	− 18,195/ 49,077	29,074	−10,923
	C	99,412	105,095	121,755	132,335	39,589	129,131	134,963	156,912	77,232	−92,224
c	M_f	3,109	−90,315	−179,200	16,105	178,705	4,039	−92,518	−183,573	98,296	57,148
	T	−17,172	−17,173	− 17,171/ 29,869	29,869	9,869	−18,161	−18,161	− 18,161/ 49,130	29,129	−10,871
	C	98,932	104,614	121,570	131,832	39,553	128,526	134,347	151,717	77,060	−91,820
b	M_f	6,155	−89,790	−178,665	15,948	174,978	7,994	−92,328	−183,201	94,925	58,121
	T	−17,087	−17,087	− 17,087/ 29,741	29,741	9,741	−18,126	−18,126	− 18,126/ 49,007	29,007	−10,993
	C	97,830	103,179	120,338	130,544	39,532	127,066	132,875	150,210	76,764	−90,864

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Discretización \ Sección		HIPOTESIS (V)					HIPOTESIS (VI)				
		A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
a	M_f	0	−43,974	−87,255	0,253	−9,635	0	37,585	−22,818	−16,099	−9,125
	T	−10,639	−10,638	−10,639/ 59,751	−0,251	−0,248	50,159	−9,841	− 9,840/ 1,316	1,316	1,317
	C	157,103	159,870	168,128	−66,975	−66,381	233,214	−9,728	−10,656	− 8,207	−6,621
d	M_f	2,446	−44,924	−89,138	1,485	− 9,019	3,666	39,129	−23,461	−16,533	−9,343
	T	−10,796	−10,797	−10,796/ 59,648	− 0,353	− 0,351	49,795	−10,204	−10,204/ 1,352	1,352	1,353
	C	156,979	159,806	168,240	−66,884	−66,410	233,340	− 9,757	−10,743	− 8,227	−6,599
c	M_f	4,919	−45,261	−89,806	1,872	− 8,783	7,317	39,635	−23,660	−16,663	−9,403
	T	−10,847	−10,847	−10,846/ 59,618	− 0,382	− 0,381	49,675	−10,325	−10,326/ 1,364	1,364	1,364
	C	156,512	159,360	167,857	−66,676	−66,241	232,813	− 9,746	−10,751	− 8,214	−6,574
b	M_f	9,700	−46,175	−91,622	2,232	− 8,447	14,467	40,523	−24,090	−16,933	−9,510
	T	−10,967	−10,967	−10,967/ 59,592	− 0,408	− 0,408	49,436	−10,564	−10,564/ 1,390	1,390	1,390
	C	154,176	157,081	165,750	−65,625	−65,235	229,950	− 9,594	−10,634	− 8,052	−6,388

Discretización \ Sección		HIPOTESIS (VII)				
		A	B	C	D	E
a	M_f	− 99,607	−196,127	401,205	− 94,141	−343,710
	T	− 77,034	48,164	11,544/0	− 83,030	0
	C	57,95	53,158	38,851	19,586	0
d	M_f	− 99,607	−196,155	401,120	− 94,107	−343,712
	T	− 77,035	48,154	11,562/ 0,040	− 83,030	0,000
	C	59,852	53,004	38,859	19,925	0,000
c	M_f	− 99,607	−196,196	400,905	− 94,100	−343,696
	T	− 77,040	48,142	11,589/ 0,060	− 83,042	− 0,026
	C	62,424	52,540	38,801	20,600	0,000
b	M_f	− 99,607	−199,289	398,609	− 95,819	−345,259
	T	− 76,934	48,275	11,746/ 0,126	− 83,065	− 0,074
	C	72,842	54,297	38,316	24,509	0,000

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de julio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

591-2-126

Un método de cálculo dinámico de tableros de puentes

A. Samartín, J. Martínez y C. Siegrist
Ingenieros de Caminos

INTRODUCCION

1. Frecuentemente en los actuales tableros de puentes, el estudio de su comportamiento bajo ciertas acciones de carácter dinámico puede constituir un importante factor a considerar en el curso del proyecto. Y ello es debido a un progresivo incremento de la esbeltez de los tableros de puentes, determinado por causas múltiples, entre las que pueden citarse las de índole económica y las resultantes de un mejor conocimiento de la fenomenología estructural.

2. Las acciones que son susceptibles de provocar una respuesta dinámica en un puente, son de origen vario: eólicas, sísmicas, impacto, circulación, etc. El carácter errático en su actuación, constituye una característica común a la mayoría de las excitaciones dinámicas y dificulta extraordinariamente una definición determinista adecuada de las mismas.

3. Un método normal de análisis dinámico corresponde al denominado cálculo quasi-estático. Es decir, la respuesta dinámica de una estructura se evalúa como el resultado obtenido de un cálculo estático (sin consideración de las fuerzas de inercia) multiplicado por un coeficiente de mayoración dinámica. De esta forma, se evita el cálculo dinámico de la estructura, en general más complejo, pero exige el conocimiento de los coeficientes de mayoración dinámica. Se comprende que esta técnica de cálculo únicamente traslada toda la problemática del análisis dinámico de una estructura particular a la deducción teórica o experimental del coeficiente de mayoración citado. Este depende de factores muy diversos y heterogéneos, como la intensidad de la acción dinámica y su ley de variación temporal, características estructurales elastodinámicas (períodos de vibración, amortiguamientos o formas de disipación de la energía), ductilidad, etc., siendo, por lo tanto, su valor impreciso al aplicarlo en un análisis quasi-estático específico.

4. Se comprende la necesidad de un cálculo dinámico completo en aquellos casos en los que la imprecisión del análisis quasi-estático es excesiva y se desea, por lo tanto, bien determinar el coeficiente de mayoración o bien el cálculo dinámico directo de la estructura.

El grado de refinamiento de este cálculo dinámico y el modelo estructural a utilizar de-

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

penderán, entre otros factores, de la importancia de la obra y de las acciones consideradas.

5. El análisis dinámico más simple de una estructura corresponde al cálculo lineal, con amortiguamiento viscoso ortogonal. Unicamente a este tipo de análisis se hace referencia en lo que sigue.

Un primer tipo de resultados importantes de este cálculo está constituido por los modos y frecuencias de vibración (análisis modal). Otros resultados de interés en el proyecto, pueden ser los valores máximos y mínimos de la respuesta dinámica (esfuerzos o desplazamientos) que aparecen en la estructura durante la vibración (espectros de respuesta). Por último, el conocimiento detallado de la variación de la respuesta dinámica a través del tiempo puede ser el objetivo del cálculo en algunos casos especiales (análisis de la historia temporal de la respuesta).

6. Como es bien sabido (1), si se modela la estructura como un sistema dinámico con un número finito de grados de libertad, la ecuación que rige su movimiento es:

$$\underline{M}\,\ddot{\underline{X}} + \underline{C}\,\dot{\underline{X}} + \underline{K}\,\underline{X} = \underline{P}\,(t) \qquad [1]$$

en donde:

$\underline{K}$, $\underline{C}$ y $\underline{M}$ son las matrices de rigidez, amortiguamiento y masa respectivamente de la estructura, $\underline{P}$ (t) es el vector de acciones dinámicas y $\underline{X}$ (t) es el vector de desplazamientos o movimientos en los grados de libertad, incógnitas.

7. Con respecto a la ecuación anterior [1], conviene recordar el hecho de que las matrices $\underline{M}$, $\underline{C}$ y $\underline{K}$ generalmente proceden de una idealización de una estructura real continua (con masas y rigideces distribuidas) en modelo estructural discreto (con un número finito de grados de libertad). Es importante apuntar aquí, que las matrices $\underline{K}$ y $\underline{M}$ no es preciso obtenerlas con el mismo grado de aproximación si se desea obtener un mismo nivel de exactitud en los resultados. Es decir, de un modo general, se puede establecer que es suficiente considerar un número de grados de libertad activos menor para la matriz de masas $\underline{M}$ que para la matriz de rigidez $\underline{K}$, si se intenta una minimización del cálculo para un nivel determinado de bondad en los resultados. Esto explica, asimismo, la utilización frecuente, en los cálculos dinámicos, de la técnica de las masas concentradas frente a la de las masas consistentes, por sus ventajas computacionales evidentes.

8. Con referencia al cálculo de tableros de puentes, el modelo estructural denominado lámina plegada, prismática o no prismática, constituye un esquema suficientemente adecuado para el análisis estático de un número muy variado de secciones transversales (sección losa maciza o aligerada, vigas, cajón uni o multicelular, etc.). Existe numerosa literatura sobre este tipo estructural, (2) a (6), y un estudio comparativo de este modelo estructural con otros modelos más simples de tableros de puentes (Guyon-Massonnet, losa ortótropa, etc.) puede verse en (7).

9. Tras las consideraciones de los dos apartados anteriores ha parecido razonable la utilización de la lámina plegada como método de análisis de tableros de puentes, por su elevado grado de aproximación y universalidad de su aplicación, en comparación al esfuerzo de cálculo que exige.

La matriz de rigidez $\underline{K}$ es adecuada, como se ha comprobado en estudios estáticos. Por otra parte, la simplificación introducida de masas concentradas (a lo largo de las aristas) supone una reducción importante del cálculo, y plausiblemente, la aproximación en los resultados no se deteriora. Esta hipótesis se confirmará numéricamente más tarde. En cualquier caso se puede, con objeto de obtener resultados más exactos, introducir en la lámina plegada aristas adicionales "extras" dentro de cada placa, con objeto de modelar mejor la masa distribuida en las masas concentradas de las aristas. Evidentemente el esfuerzo de cálculo se incrementa en

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

este caso, pero se puede, con una juiciosa selección de la estructura lámina plegada equivalente al tablero real del puente, mantenerlo dentro de límites admisibles.

Con referencia a la matriz de amortiguamiento $\underline{C}$, como se supone ortogonalidad, no es necesaria su determinación explícita, en el cálculo.

10. La importancia de la simplificación de suponer concentradas las masas en las aristas de la lámina plegada radica en reducir de un modo sustancial la complejidad del cálculo. En efecto, si las masas se considerasen distribuidas en la placa, la rigidez elemental de cada placa ya no sería constante, independiente del período de vibración, y las técnicas normales (solución modal) de resolución del sistema [1] ya no serían aplicables, al menos directamente.

Sin embargo, dentro de un contexto más general y sin referencia expresa a tableros de puentes, se ha estudiado en (8), el análisis dinámico de estos tipos estructurales, sin la simplificación de concentración de masas en las aristas. Conviene, por último, recordar que esta simplificación es similar a la usual en el estudio dinámico de estructuras reticulares en donde las masas de las vigas se reducen a puntos específicos (nudos) de la estructura, obteniéndose, no obstante, resultados adecuados.

11. Los conceptos anteriores, se han aplicado a la estructura lámina plegada prismática, es decir, con sección transversal constante. En este tipo estructural, como es bien sabido, existen cuatro componentes de movimiento a lo largo de cada arista (tres desplazamientos y un giro). Los esfuerzos de interés en cada placa se representan en la Figura 1.

Se supone, con objeto de obtener una solución en serie de Fourier, que el tablero corresponde a un puente simplemente apoyado (apoyos tipo tímpano).

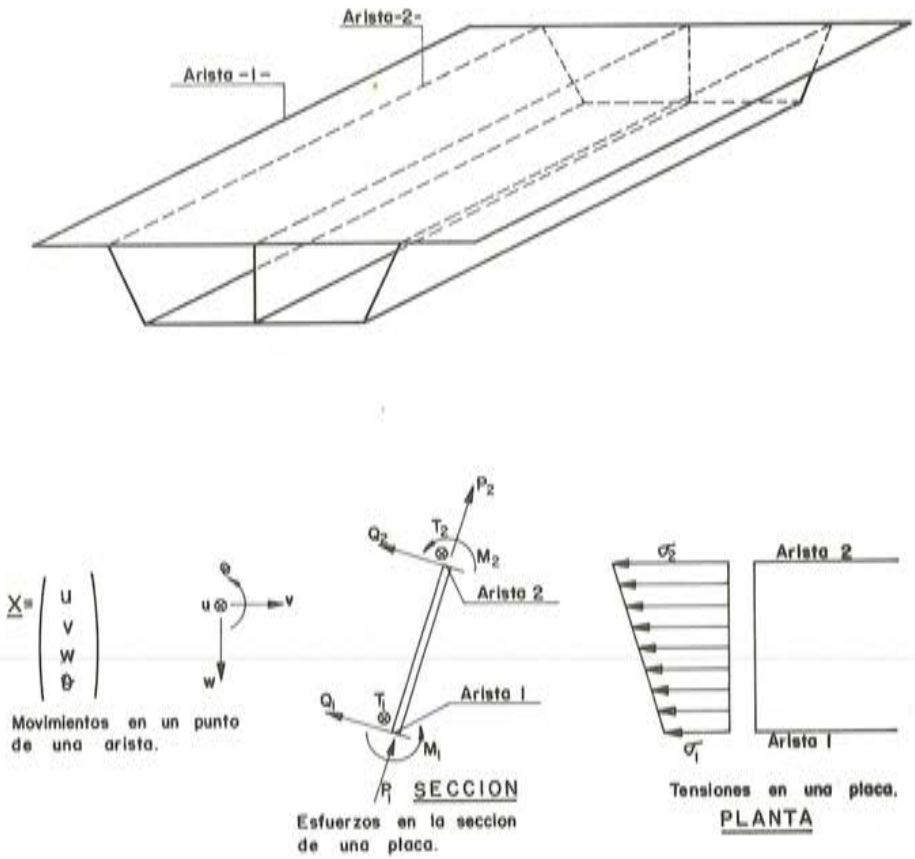


Figura 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

La idea fundamental del cálculo estático de esta estructura tridimensional consiste en reducir la solución final a la superposición de soluciones, cuya variación longitudinal es conocida (funciones trigonométricas). Para cada una de éstas, se puede hacer abstracción de esta variación longitudinal y plantear las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de la estructura, con las amplitudes de los desarrollos trigonométricos. Es decir, el problema se simplifica y reduce al cálculo de una estructura plana, a la que es posible aplicar toda la técnica de los métodos matriciales de estructuras de barras a la sección transversal.

De este modo es posible incluir dentro de un programa general único, secciones transversales arbitrarias.

Para el cálculo dinámico, se ha procedido de acuerdo con las consideraciones de los apartados anteriores, es decir, introduciendo un número adicional de aristas, en las cuales se suponen concentradas en toda su longitud las masas de la lámina plegada. De esta forma, se obtiene para cada armónico, una ecuación del tipo [1], que se resuelve de la forma habitual. Mediante superposición de los armónicos, que se suponen influyen en el resultado final, se determina la respuesta final de la estructura.

12. Con base a la teoría acabada de esbozar, se ha desarrollado un programa de cálculo en computador que permite el análisis dinámico de láminas plegadas prismáticas y simplemente apoyadas. Una exposición del programa puede verse en (9), por lo que aquí sólo se presentarán algunos resultados obtenidos y su concreta aplicación al cálculo de tableros de puentes.

13. La sección transversal del tablero de puente que se ha estudiado, se representa en la figura 2, y corresponde a dos pasos superiores de la Autopista Bilbao-Zaragoza en su cruce con la Ronda Norte de Zaragoza. Dichos pasos, ejecutados en viga continua, tienen luces máximas de 41 m., por lo que la luz equivalente entre puntos de inflexión del vano mayor, para carga uniforme, es del orden de 25 m. No obstante, en el estudio que se ha hecho, se ha supuesto una luz de 35 m., para obtener unos resultados más representativos, dada la rigidez de la estructura real. La idealización en lámina plegada para el cálculo estático sería inmediata (Fig. 2b) y se puede comparar con la idealización en lámina plegada precisa para el análisis dinámico, donde se comprueba la necesidad de incluir un número adicional de nudos en los que se concentran las masas distribuidas (Fig. 2c).

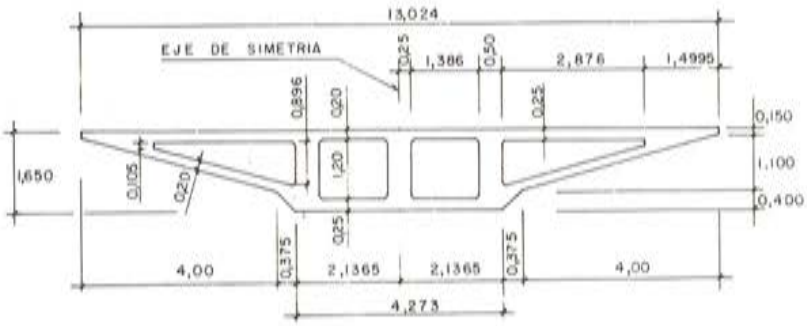
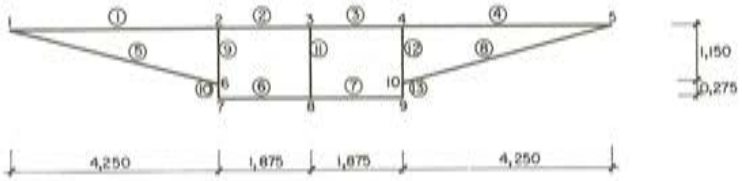


Fig. 2 a

La luz del puente simplemente apoyado es l = 35,00 m. y las propiedades del material son:

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026



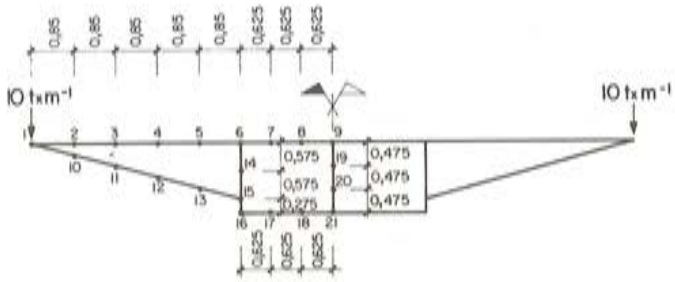
Sección transversal de la lámina plegada

Análisis estático

① → Losa i
j → Arista j

Figura 2b

Losas	Espesor losa	Espesor placa
① y ④	0,250	0,324
② y ③	0,200	0,246
⑤ y ⑧	0,200	0,259
⑥ y ⑦	0,250	0,307
⑨, ⑪ y ⑫	0,500	0,500
⑩ y ⑬	0,750	0,750



Sección trasnversal de la lamina plegada

Análisis dinámico

Figura 2c

Módulo de elasticidad $E = 300.000$ kg/cm²
Coeficiente de Poisson $\nu = 0{,}20$
Densidad relativa $\gamma = 2{,}5$ es decir,

$$\rho = \frac{2{,}5}{9{,}8} \text{ t. seg}^2 \text{ . m}^{-1}$$

Coeficiente de amortiguamiento (relativo al crítico) e idéntico para todo el rango de frecuencias. . $\xi = 0{,}02$

Con estos datos se procede al análisis dinámico lineal del tablero del puente y se presentan algunos ejemplos de aplicación del programa.

14. El primer cálculo usual en el análisis dinámico es la determinación de modos y frecuencias (vibraciones libres no amortiguadas).

Las primeras frecuencias y modos de vibración correspondientes al primer término del desarrollo trigonométrico, se representan en la Figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

MODOS DE VIBRACION ANTISIMETRICOS.

ARMONICO 1 MODO 1 FRECUENCIA 7.3 ESCALA 1/50

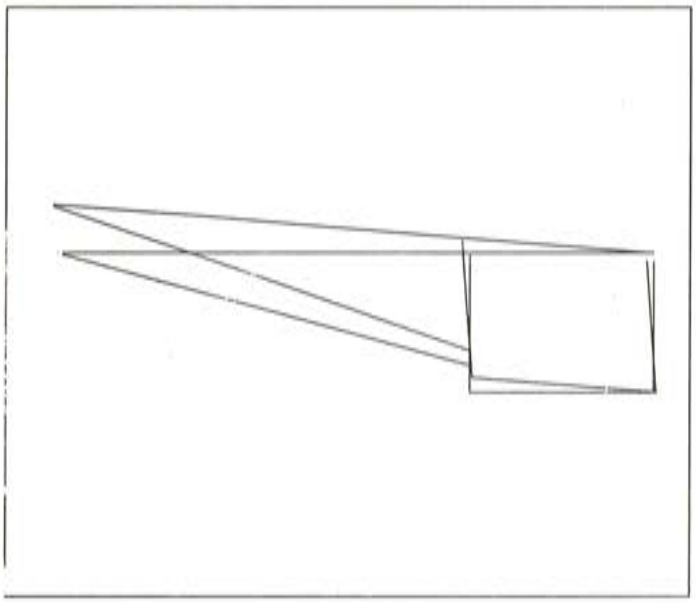
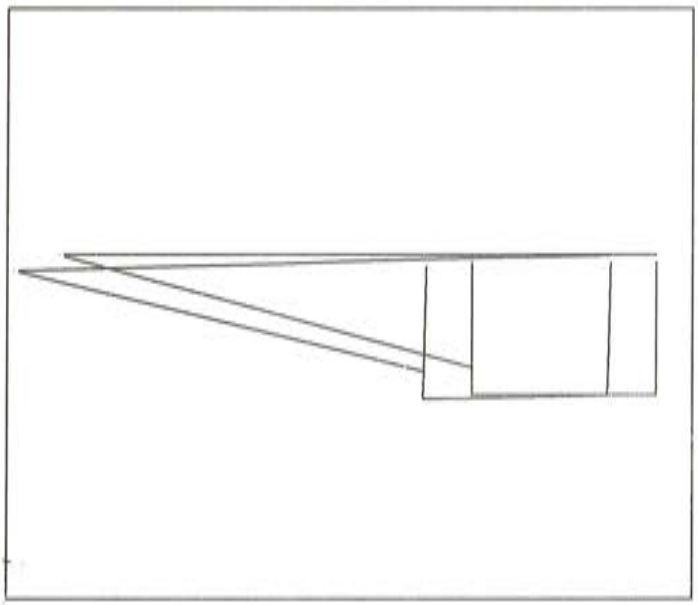


Fig. 3a

ARMONICO 1 MODO 2 FRECUENCIA 11.8 ESCALA 1/50



Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

MODOS DE VIBRACION ANTISIMETRICOS.

ARMONICO 1 MODO 3 FRECUENCIA 44.2 ESCALA 1/50

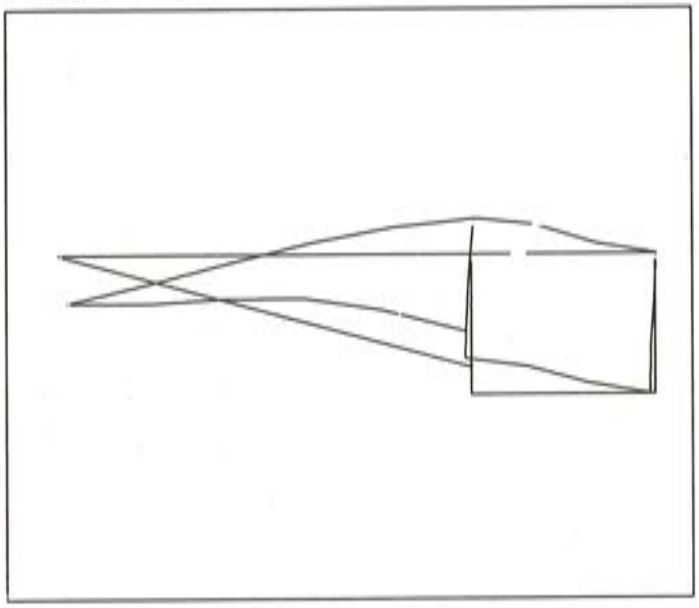
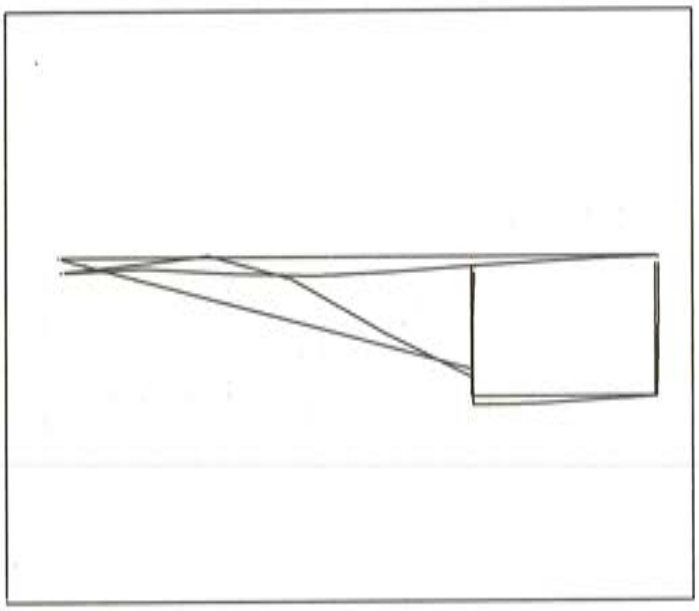


Fig. 3b

ARMONICO 1 MODO 4 FRECUENCIA 55.6 ESCALA 1/50



Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

MODOS DE VIBRACION SIMETRICOS.

ARMONICO 1 MODO 1 FRECUENCIA 2.4 ESCALA 1/50

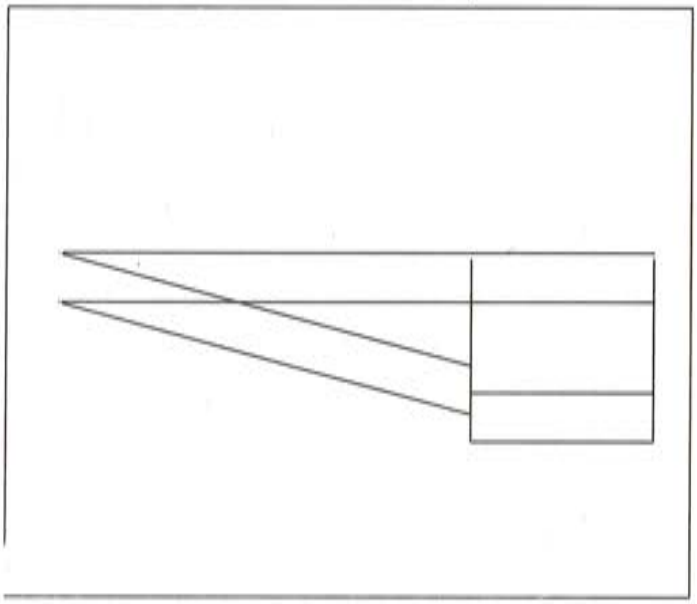
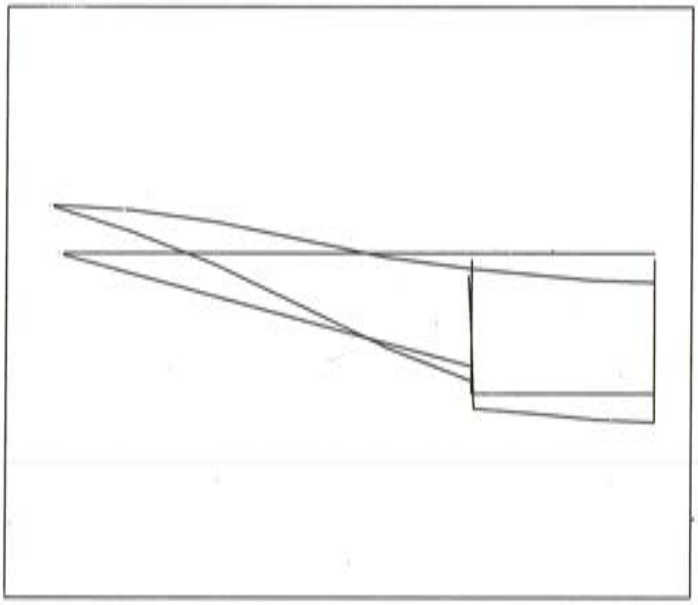


Fig. 3c.

ARMONICO 1 MODO 2 FRECUENCIA 30.3 ESCALA 1/50



Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

MODOS DE VIBRACION SIMETRICOS.

PRMONICO 1 MODO 3 FRECUENCIA 49.5 ESCALA 1/50

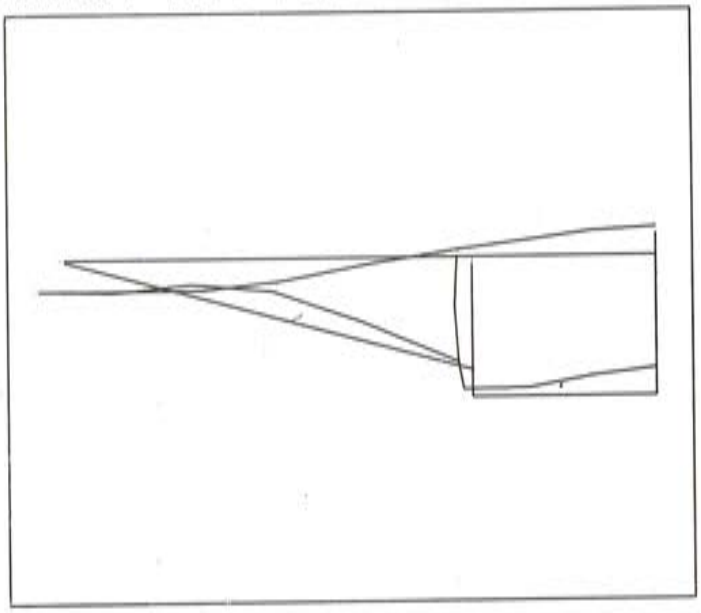
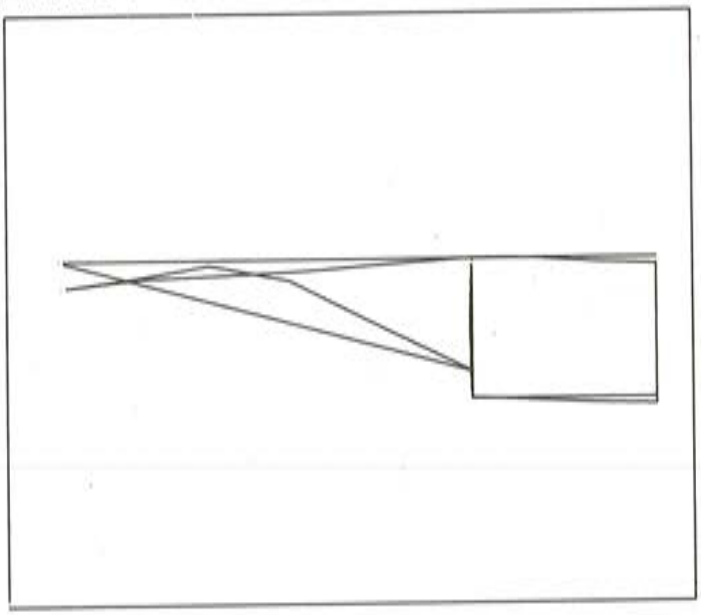


Fig. 3d.

PRMONICO 1 MODO 4 FRECUENCIA 54.2 ESCALA 1/50



Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Análogamente en la Figura 4 se indican las primeras frecuencias y correspondientes modos de vibración, considerando el segundo término del desarrollo trigonométrico. Como en la Figura 3, sólo se ha representado aquí la forma del modo en su sección característica (central), siendo su variación longitudinal impuesta por la función trigonométrica sen $\frac{n \pi x}{l}$ (n =

MODOS DE VIBRACION ANTISIMETRICOS.

PRMONICO 3 MODO 1 FRECUENCIA 10.8 ESCALA 1/50

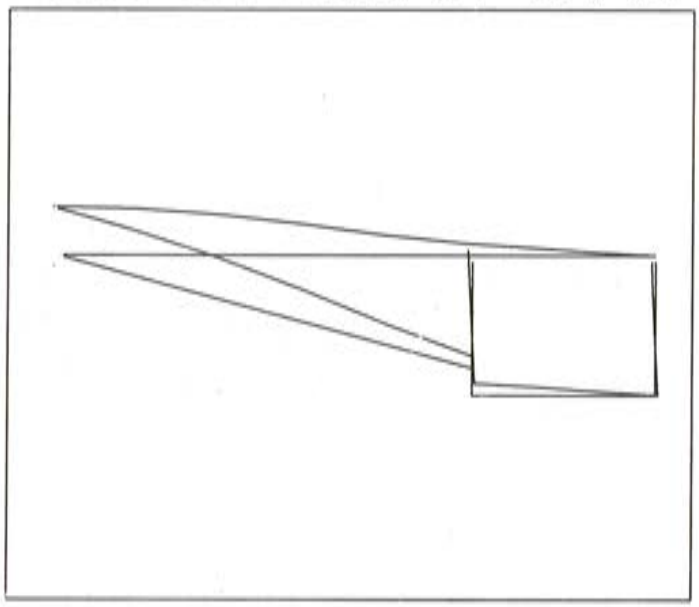
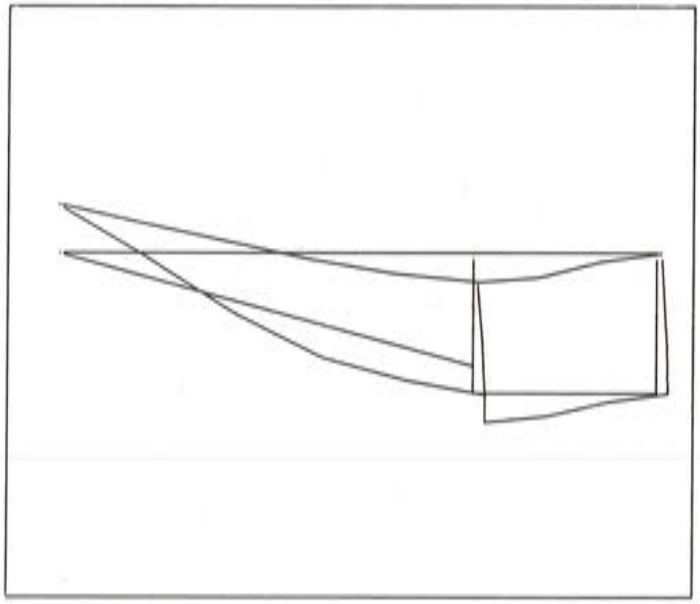


Fig. 4a

PRMONICO 3 MODO 2 FRECUENCIA 49 5 ESCALA 1/50



Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

MODOS DE VIBRACION ANTISIMETRICOS.

ARMONICO 3. MODO 3 FRECUENCIA 56.4 ESCALA 1/50

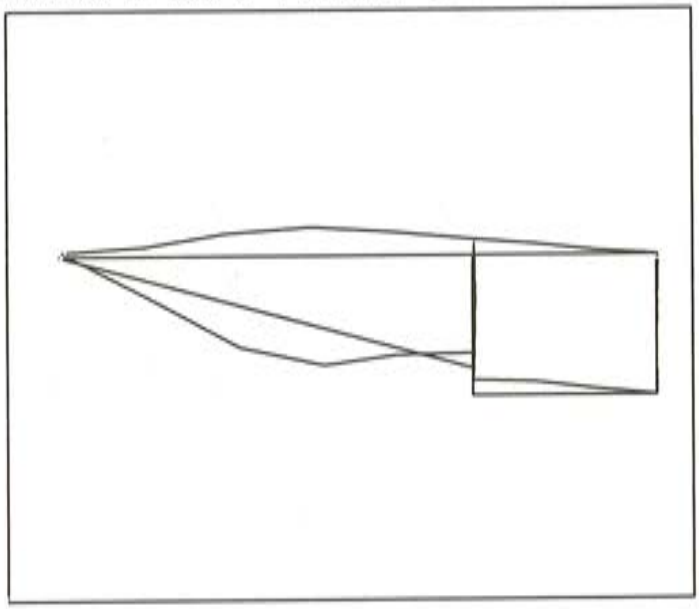
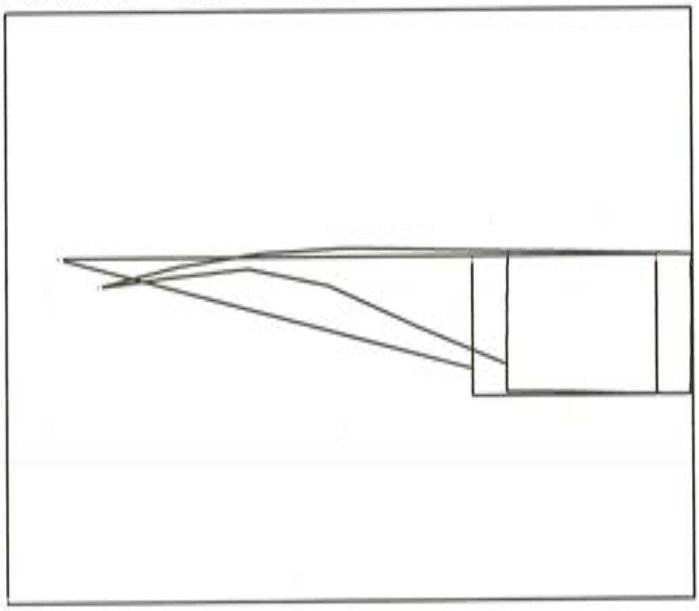


Fig. 4b.

ARMONICO 3 MODO 4 FRECUENCIA 62.0 ESCALA 1/50



Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

MODOS DE VIBRACION SIMETRICOS

ARMONICO 3 MODO 1 FRECUENCIA 16.8 ESCALA 1/50

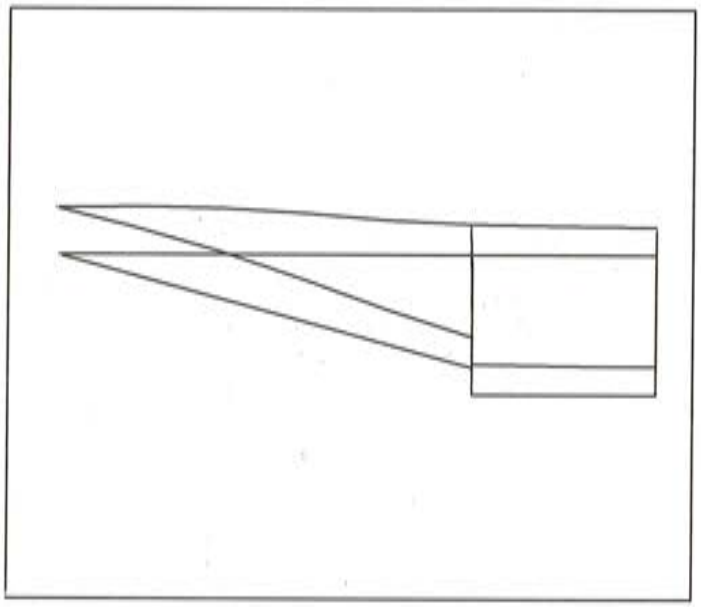
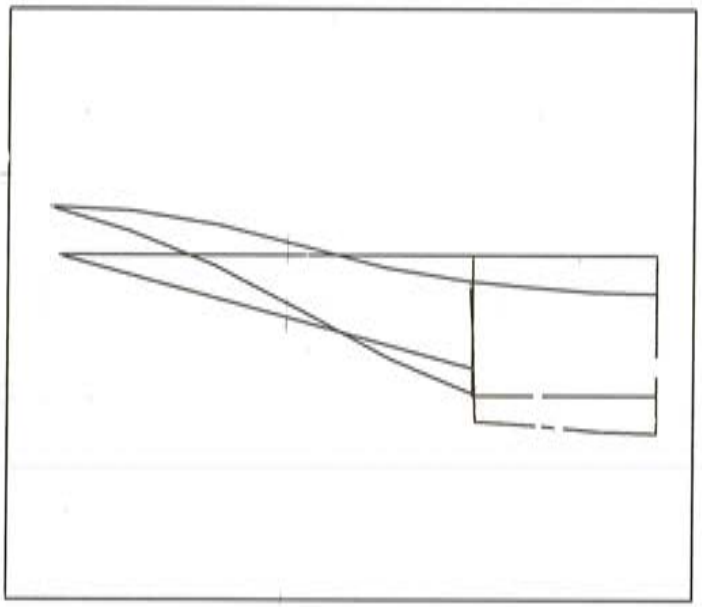


Fig. 4c.

ARMONICO 3 MODO 2 FRECUENCIA 36.4 ESCALA 1/50



Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

MODOS DE VIBRACION SIMETRICOS.

ARMONICO 3 MODO 3 FRECUENCIA 54.9 ESCALA 1/50

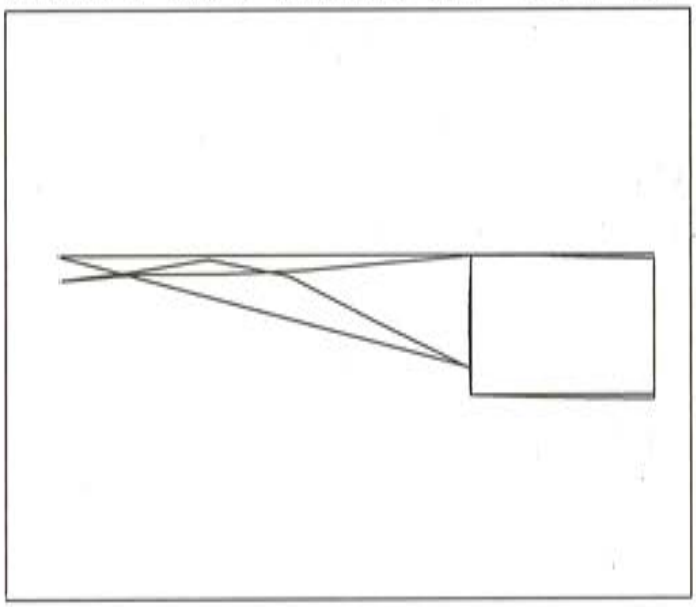
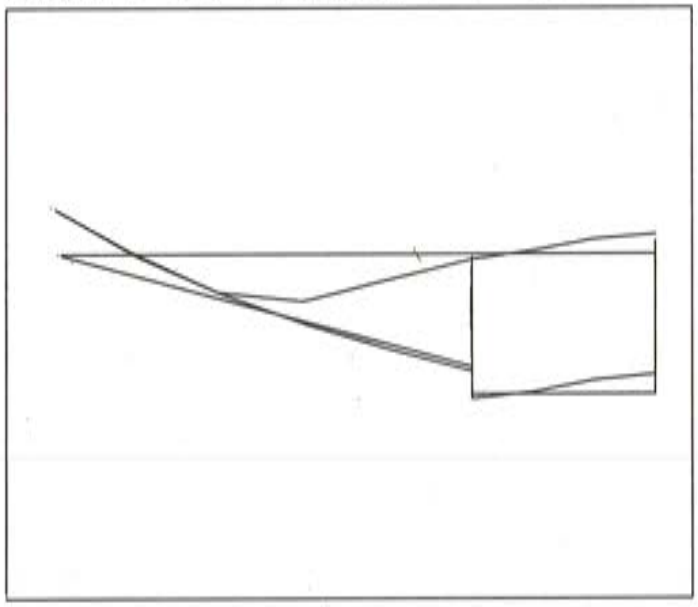


Fig. 4d.

ARMONICO 3 MODO 4 FRECUENCIA 67.8 ESCALA 1/50



Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

= 1, 2, 3) que corresponda.

Se observa que, a efectos de cálculo, ha parecido conveniente separar los modos de vibración simétricos y antisimétricos respecto a la recta A-A' de la sección transversal.

Entre los primeros se encuentra el modo de flexión del tablero como viga recta y entre los segundos el modo de torsión como viga. Es interesante comparar aquí estos resultados,que pueden obtenerse de la teoría elemental de vibración de vigas, con los deducidos mediante el análisis de lámina plegada.

a) Frecuencia fundamental del modo de flexión como viga:

$$f_F = \frac{\omega_F}{2\pi} = \frac{\pi}{2\,l^2}\left(\frac{EI}{\rho A}\right)^{1/2}$$

con A, I, área e inercia de la sección transversal que en este caso es:

$A = 7{,}5337\ m^2$
$I = 2{,}16037\ m^4$

con lo que resulta $f_F = 2{,}35\ seg^{-1}$

b) Frecuencia fundamental del modo de torsión como viga.

$$f_t = \frac{W_T}{2} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{GJ}{I_p \cdot l^2 \cdot \rho}}$$

con $G = \dfrac{E}{2\,(1+\nu)}$

J, módulo de torsión.

I_p, momento de inercia polar por unidad de longitud.

En este caso:

$$J = \frac{4\,A^2}{\oint \frac{ds}{t}} = 4{,}60514\ m^4\,;\ I_p = I_{xx} + I_{yy} = 79{,}27062\ m^4$$

Por lo tanto:

$f_T = 7{,}62\ seg^{-1}$

Los resultados deducidos como lámina plegada son:

$f_F = 2{,}1$ y $f_T = 7{,}3$

15. Si la carga actuante es conocida determinísticamente, la historia temporal de la respuesta se obtiene según los métodos típicos de resolución modal de la ecuación [1].

Por ejemplo, suponiendo la actuación de una carga vertical uniforme a lo largo de los extremos de ambos voladizos del tablero, con una intensidad que varía a lo largo del tiempo según se indica en la figura 5, para dos hipótesis teóricas idealizadas que se presentan a efectos comparativos. Evidentemente, en una situación real, si se conociese la variación temporal de la carga excitación como una función arbitraria del tiempo, el programa permite su tratamiento, ya que realiza numéricamente el análisis de las integrales de Duhamel resultantes. El valor máximo de esta intensidad de la carga se supone aquí de 10 tm^{-1}

Los resultados que se presentan en las figuras 6 y 7 corresponden a la variación temporal de dos componentes particulares de la respuesta dinámica, concretamente de la flecha vertical en el nudo 1 y en el momento flector en el nudo 9, según la numeración de la lámina plegada indicada en la figura 2c.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

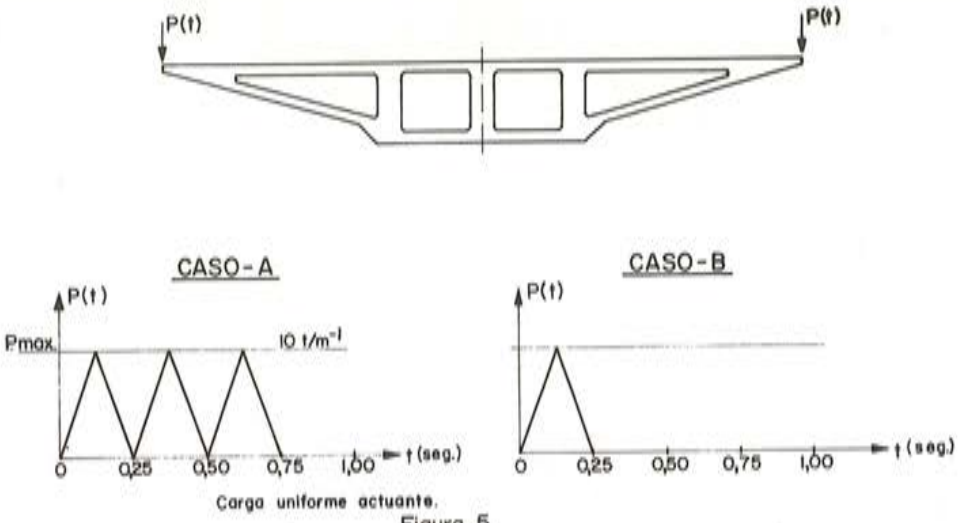


Figura 5

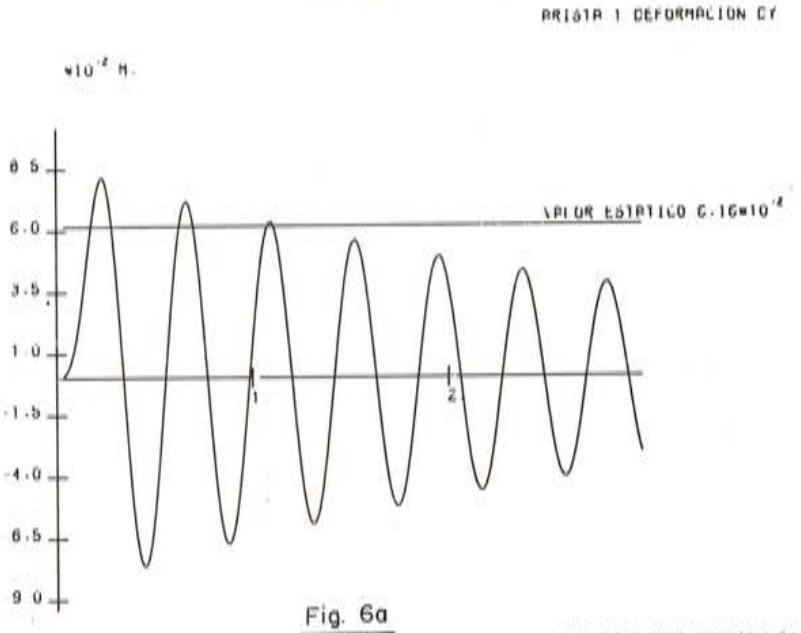


Fig. 6a

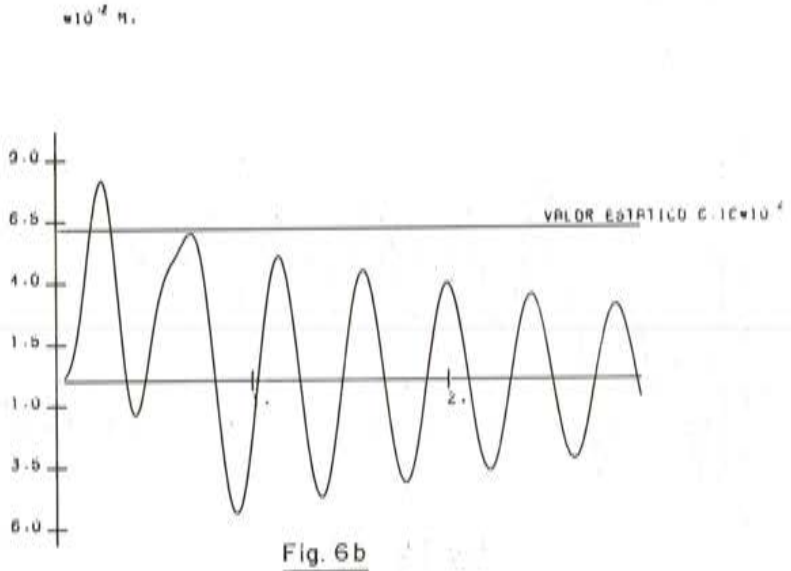


Fig. 6b

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Se comprueba el mayor efecto dinámico del caso A en comparación al caso B, lo que es evidente al transmitir el primero más energía al puente. Por otro lado, esta magnificación dinámica puede ser importante incluso si se considera, como en el ejemplo, cierto grado de amortiguamiento viscoso. Naturalmente estos resultados suponen un comportamiento lineal y elástico de la estructura en todo instante.

16. A veces sólo interesa conocer los valores máximos (en valor absoluto) de la respuesta y se evita entonces, el esfuerzo computacional que exige el tipo de resultados presentados en el apartado anterior. Esto es particularmente importante en el caso de acciones sísmicas, que con la introducción del concepto de espectro de respuesta de la pseudo-velocidad S_V (ξ, w) permite un ahorro importante de cálculo.

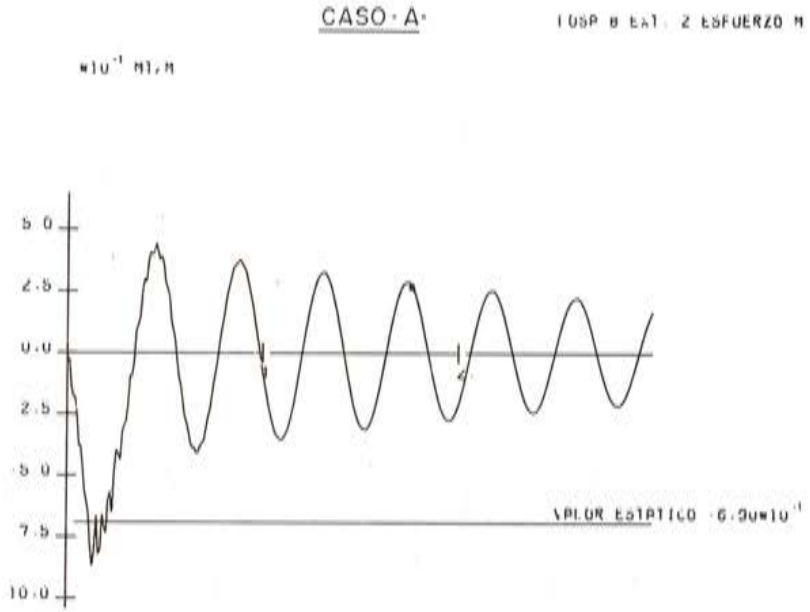


Fig. 7a

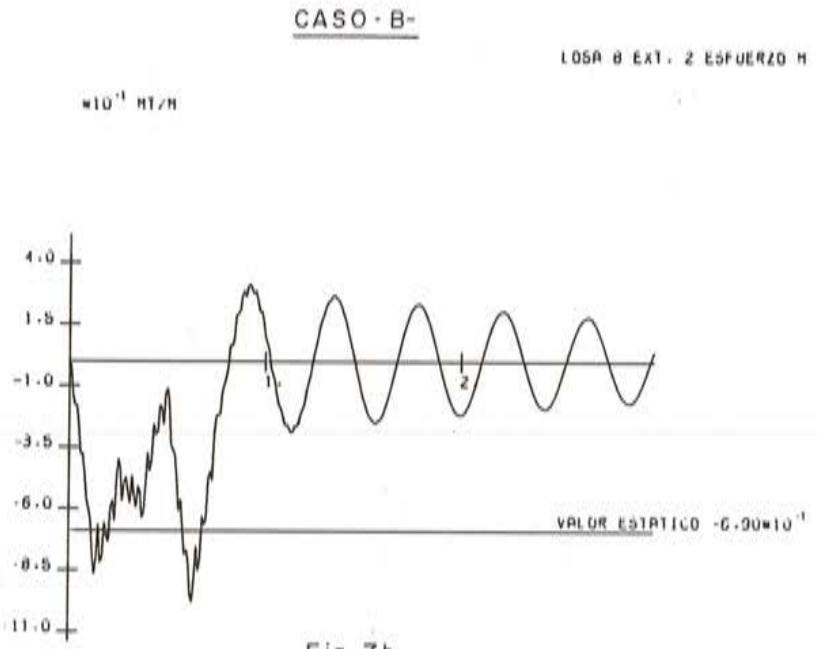


Fig. 7b

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

La extensión de este procedimiento de análisis al caso de láminas plegadas es inmediata.

En efecto, para el armónico n, sea el modo m-simo de dicho armónico, ϕ_{nm} correspondiente a la pulsación ω_{mn}. Se puede escribir entonces para el vector desplazamiento máximo $\underline{X}_{n,m\ máx}$:

$$X_{n,m\ máx} = \phi_{n,m} \frac{\mathcal{L}_{nm}}{M^*_{nm}\,\omega_{nm}} S_V(\xi, \omega_{nm})$$

con $\mathcal{L}_{nm} = \underline{\phi}^T_{n\,m}\,\underline{M}\,\underline{r}_n$ el factor sísmico modal; $M^*_{nm} = \underline{\phi}^T_{nm} \cdot \underline{M} \cdot \underline{\phi}_{nm}$

y $\underline{r}_n$ es el vector de influencia de desplazamientos pseudo-estáticos para el armónico n.

En el caso de una excitación sísmica vertical de un apoyo, por un terremoto de espectro de pseudo velocidad $S_V(\xi, \omega)$ el vector $\underline{r}_n$ viene dado por la expresión:

$$\underline{r}_n = \begin{bmatrix} \underline{r}_n^{(1)} \\ \underline{r}_n^{(2)} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \underline{r}_n^{(K)} \end{bmatrix}$$

con K, número de aristas, y $\underline{r}_n^{(i)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ a_n \\ 0 \end{bmatrix}$ (4 x 1)

siendo $a_n = \frac{2}{\ell} \int_0^{\ell} \frac{x}{\ell} \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{\ell}\, dx$

Si el terremoto actuase en ambos apoyos simultáneamente, con una aceleración vertical, entonces el valor de a_n se debería modificar al siguiente

$$a_n = \frac{2}{\ell} \int_0^{\ell} \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{\ell}\, dx$$

Es posible generalizar las fórmulas anteriores al caso de otros tipos de acciones sísmicas estructurales.

17. Se considera el espectro de respuesta de pseudovelocidad de un terremoto representado en la figura 8. Este espectro de un movimiento sísmico corresponde a una versión muy idealizada de los espectros medios de Houssner y otros. Se utiliza aquí, multiplicado por un factor de 10, únicamente a efectos ilustrativos. Se supone que actúa simultáneamente sobre ambos apoyos imprimiendo una aceleración vertical al tablero, obteniéndose los siguientes resultados, deducidos a partir de n = 1 y m = 1,2 y 3; n = 3 y m = 1, 2 y 3, con la regla de composición de la raíz cuadrada de suma de cuadrados, (RSM). Esta regla es adecuada si los valores de las frecuencias están bastante diferenciados entre sí, en caso contrario se adoptaría la suma de valores absolutos de las respuestas máximas de cada modo, (ABSOLUTOS).

Resultados de esfuerzos y movimientos, que aparecen en el tablero, suponiendo la regla de composición RMS, se presentan en las tablas 1 y 2. Si se utilizara la regla de composición ABSOLUTOS los anteriores valores se transformarían en los que se indican en las tablas 3 y 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA-1-

ESFUERZOS RESULTANTES PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.
CALCULO DINAMICO.RSP

		.000*L		.125*L		.250*L		.375*L		.500*L	
		EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2
LOSP 1											
	M	.00	.00	.41	1.44	.55	1.95	.66	2.35	.78	2.76
	Q	.00	.00	1.10	1.20	1.65	1.65	1.99	1.99	2.33	2.33
	T	42.11	8.57	38.38	6.25	29.76	5.78	17.33	5.26	.00	.00
	P	.00	.00	13.51	12.36	18.36	16.76	22.17	20.41	25.96	23.71
	S	.00	.00	713.10	718.13	1314.93	1325.82	1717.48	1705.55	1859.60	1846.71
LOSP 2											
	M	.00	.00	1.44	1.54	1.95	2.13	2.36	2.58	2.76	3.01
	Q	.00	.00	.14	.14	.21	.21	.27	.27	.30	.30
	T	9.23	28.62	6.30	26.36	5.82	20.23	5.30	11.33	.00	.00
	P	.00	.00	12.13	11.77	16.78	17.10	20.42	21.13	23.73	24.19
	S	.00	.00	728.14	713.94	1305.83	1316.21	1705.55	1718.74	1846.72	1861.13
LOSP 3											
	M	.00	.00	1.55	.75	2.12	1.05	2.58	1.29	3.01	1.45
	Q	.00	.00	.94	.94	1.27	1.27	1.53	1.53	1.79	1.79
	T	28.51	63.93	26.26	59.05	20.16	45.20	11.09	24.49	.00	.00
	P	.00	.00	11.32	12.71	17.79	19.39	21.10	24.31	24.17	27.43
	S	.00	.00	713.94	730.61	1316.00	1345.63	1718.32	1757.17	1861.10	1903.01
LOSP 4											
	M	.00	.00	.75	.87	1.05	1.19	1.28	1.45	1.49	1.69
	Q	.00	.00	1.93	1.90	2.64	2.64	3.21	3.21	3.73	3.73
	T	67.90	100.51	59.22	92.75	45.18	71.07	24.48	38.71	.00	.00
	P	.00	.00	12.72	15.00	19.39	23.75	24.28	30.05	27.41	33.58
	S	.00	.00	730.63	758.64	1345.62	1395.19	1757.15	1821.42	1902.99	1973.09
LOSP 5											
	M	.00	.00	.67	3.27	1.19	4.65	1.44	5.72	1.69	6.57
	Q	.00	.00	2.63	2.83	4.06	4.06	5.01	5.01	5.75	5.75
	T	107.40	138.63	92.66	127.78	70.99	98.03	38.67	53.37	.00	.00
	P	.00	.00	15.22	18.78	23.77	31.28	30.07	38.49	33.61	42.82
	S	.00	.00	758.65	798.85	1395.20	1465.42	1621.43	1732.26	1973.11	2072.42
LOSP 6											
	M	.00	.00	.33	.04	.51	.05	.64	.06	.72	.07
	Q	.00	.00	.47	.47	.74	.74	.93	.93	1.05	1.05
	T	17.12	14.57	8.09	13.34	3.15	10.30	6.07	5.65	.00	.00
	P	.00	.00	22.21	21.94	35.25	35.24	44.63	44.75	49.95	49.94
	S	.00	.00	825.09	836.18	1476.09	1478.56	1926.02	1929.79	2087.51	2091.42
LOSP 7											
	M	.00	.00	.04	.10	.05	.12	.06	.14	.07	.18
	Q	.00	.00	.09	.09	.12	.12	.14	.14	.17	.17
	T	14.51	37.36	13.29	34.51	10.26	26.43	5.84	14.36	.00	.00
	P	.00	.00	21.94	22.38	35.24	36.22	44.75	46.08	49.84	51.22
	S	.00	.00	826.19	824.02	1478.85	1493.57	1929.75	1948.30	2091.41	2111.52
LOSP 8											
	M	.00	.00	.10	.44	.12	.68	.14	.85	.17	.95
	Q	.00	.00	.57	.57	.90	.90	1.13	1.13	1.27	1.27
	T	37.32	67.76	34.45	56.00	26.75	42.98	14.34	23.65	.00	.00
	P	.00	.00	22.39	23.53	36.24	38.21	46.11	48.65	51.26	54.04
	S	.00	.00	824.73	828.69	1493.09	1519.87	1948.33	1981.72	2111.55	2148.01
LOSP 9											
	M	.00	.00	.41	.74	.55	.99	.66	1.19	.78	1.40
	Q	.00	.00	1.31	1.31	1.75	1.75	2.10	2.10	2.48	2.48
	T	42.03	69.32	39.31	58.95	29.72	45.48	17.29	25.73	.00	.00
	P	.00	.00	13.67	11.13	18.52	15.21	22.38	18.39	26.38	21.51
	S	.00	.00	695.72	370.83	1284.47	685.10	1678.01	895.11	1816.52	968.86

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA – I – (Cont.)

PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.

ESFUERZOS RESULTANTES
CALCULO DINAMICO.RSM

	.000*L EXTREMO 1	.000*L EXTREMO 2	.125*L EXTREMO 1	.125*L EXTREMO 2	.250*L EXTREMO 1	.250*L EXTREMO 2	.375*L EXTREMO 1	.375*L EXTREMO 2	.500*L EXTREMO 1	.500*L EXTREMO 2
LOSA 1										
M	.00	.00	.74	1.07	.99	1.45	1.19	1.76	1.42	2.06
Q	.00	.00	.36	.36	.52	.52	.64	.64	.74	.74
T	64.27	73.22	58.90	67.22	45.44	51.77	25.71	29.23	.00	.00
P	.00	.00	11.37	8.53	15.53	11.42	18.80	13.68	21.97	16.32
S	.00	.00	370.66	54.93	684.79	93.25	894.71	127.39	968.45	138.73
LOSA 11										
M	.00	.00	1.17	.64	1.46	.90	1.76	1.10	2.06	1.28
Q	.00	.00	.50	.50	.63	.63	.74	.74	.89	.89
T	73.20	68.93	67.20	63.32	51.76	48.74	29.02	27.22	.00	.00
P	.00	.00	8.71	5.93	11.69	7.49	14.05	8.77	16.53	10.59
S	.00	.00	54.82	266.61	97.93	489.00	127.02	638.09	138.35	691.55
LOSA 17										
M	.00	.00	.64	.53	.90	.71	1.10	.85	1.27	1.00
Q	.00	.00	1.33	1.33	1.83	1.83	2.22	2.22	2.58	2.58
T	69.95	51.38	63.24	47.21	45.76	36.32	27.23	20.26	.00	.00
P	.00	.00	6.12	3.90	7.79	4.33	9.17	4.72	11.02	6.12
S	.00	.00	266.79	588.27	489.30	1082.44	638.48	1413.25	691.98	1530.80
LOSA 17										
M	.00	.00	.53	2.36	.71	3.33	.85	4.08	1.00	4.71
Q	.00	.00	2.08	2.08	2.98	2.98	3.67	3.67	4.21	4.21
T	51.48	20.33	47.31	18.69	36.40	14.37	20.30	8.00	.00	.00
P	.00	.00	4.06	2.83	4.61	2.65	5.10	2.46	6.52	3.75
S	.00	.00	538.44	923.16	1282.74	1693.50	1413.64	2211.15	1531.22	2394.97
LOSA 14										
M	.00	.00	2.96	.97	4.15	1.28	5.06	1.53	5.96	1.82
Q	.00	.00	3.47	3.47	4.76	4.96	6.13	6.13	7.05	7.05
T	147.40	171.72	135.52	157.74	104.22	121.42	57.66	67.85	.00	.00
P	.00	.00	4.21	.14	6.49	.15	8.02	.17	9.11	.22
S	.00	.00	783.62	67.39	1439.23	125.02	1878.41	163.29	2035.38	176.80
LOSA 15										
M	.00	.00	.97	1.24	1.23	1.59	1.53	1.99	1.81	2.25
Q	.00	.00	3.46	3.46	4.97	4.97	6.12	6.12	7.23	7.23
T	171.66	138.35	157.69	127.05	121.70	97.51	67.83	54.76	.00	.00
P	.00	.00	1.27	2.32	1.92	4.24	2.40	5.25	2.72	5.99
S	.00	.00	69.14	914.11	125.69	1491.14	164.17	2206.85	177.75	2350.22
LOSA 14										
M	.00	.00	1.36	.25	1.82	.19	2.16	.17	2.55	.23
Q	.00	.00	5.52	5.52	6.46	6.46	7.97	7.97	9.70	9.70
T	156.80	124.26	145.86	95.78	112.29	73.72	62.80	41.19	.00	.00
P	.00	.00	.97	.88	1.15	1.38	1.31	1.75	1.63	1.95
S	.00	.00	919.25	1325.88	1692.03	2446.86	2209.28	3194.63	2392.47	3460.36
LOSA 17										
M	.00	.00	.25	.13	.23	.16	.12	.18	.26	.22
Q	.00	.00	.33	.33	.36	.36	.39	.39	.51	.51
T	104.37	55.83	55.83	51.29	72.91	39.47	41.25	22.04	.00	.00
P	.00	.00	5.41	3.45	6.54	3.42	7.52	3.42	9.05	4.45
S	.00	.00	1322.03	1322.78	2451.77	2410.61	3200.93	3158.17	3487.32	3420.44
LOSA 19										
M	.00	.00	.13	.25	.15	.32	.18	.42	.22	.42
Q	.00	.00	.67	.67	.79	.76	.92	.92	1.10	1.10
T	50.95	7.69	51.47	7.22	35.56	5.46	22.10	3.19	.00	.00
P	.00	.00	3.49	2.75	3.95	2.76	3.44	1.50	4.88	3.34
S	.00	.00	1313.39	1316.78	2412.63	2415.44	3158.09	3141.42	3420.46	3401.81

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA – I – (Cont.)

ESFUERZOS RESULTANTES
CALCULO DINAMICO.RSM

PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECIFAL. SIM.

	.000*L		.125*L		.250*L		.375*L		.500*L	
	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2
LOSA 19										
M	.00	.00	.24	.99	.33	1.44	.39	1.79	.46	2.54
Q	.00	.00	1.20	1.20	1.80	1.80	2.24	2.24	2.54	2.54
T	8.24	40.00	7.36	36.78	5.69	28.29	3.26	15.73	.00	.00
P	.00	.00	2.75	2.98	2.36	2.81	1.90	2.64	3.34	3.56
S	.00	.00	1306.24	1310.02	2425.45	2412.29	3141.03	3149.63	3401.81	3411.21
LOSA 20										
M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
T	67.74	73.43	55.56	67.57	42.45	51.92	23.62	28.76	.00	.00
P	.00	.00	1.13	.25	1.72	.42	2.17	.54	2.43	.60
S	.00	.00	806.43	134.08	1481.74	185.97	1931.51	241.54	2093.10	263.01
LOSA 21										
M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
T	73.42	66.45	67.56	61.11	51.42	46.99	28.75	26.10	.00	.00
P	.00	.00	.29	1.17	.44	1.61	.54	2.28	.62	2.56
S	.00	.00	103.68	601.48	185.30	1108.58	240.67	1448.41	262.05	1568.34
LOSA 22										
M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
T	66.52	39.85	61.17	36.65	47.73	28.16	26.13	15.65	.00	.00
P	.00	.00	.72	1.81	1.76	2.78	1.33	3.48	1.50	3.93
S	.00	.00	620.81	1337.95	1109.06	2426.45	1449.17	3144.56	1569.16	3406.06

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA - 2 -

CORRIMIENTOS EN LAS ARISTAS PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.
CALCULO DINAMICO.RSM

		.000*L	.125*L	.250*L	.375*L	.500*L
ARISTA 1						
	DZ	.000	.186-03	.227-03	.286-03	.321-03
	DY	.000	.626-01	.116*00	.151*00	.164*00
	DX	.663-02	.631-02	.483-02	.262-02	.225-08
	DG	.000	.626-04	.661-04	.694-04	.934-04
ARISTA 2						
	DZ	.000	.132-03	.227-03	.262-03	.293-03
	DY	.000	.626-01	.116*00	.151*00	.164*00
	DX	.679-02	.627-02	.483-02	.260-02	.223-08
	DG	.000	.392-04	.649-04	.830-04	.918-04
ARISTA 3						
	DZ	.000	.119-03	.188-03	.239-03	.266-03
	DY	.000	.625-01	.116*00	.151*00	.163*00
	DX	.684-02	.632-02	.484-02	.262-02	.225-08
	DG	.000	.184-03	.267-03	.329-03	.377-03
ARISTA 4						
	DZ	.000	.115-03	.168-03	.213-03	.237-03
	DY	.000	.624-01	.115*00	.151*00	.163*00
	DX	.695-02	.645-02	.494-02	.267-02	.230-08
	DG	.000	.298-03	.425-03	.523-03	.601-03
ARISTA 5						
	DZ	.000	.891-04	.143-03	.182-03	.203-03
	DY	.000	.622-01	.115*00	.150*00	.162*00
	DX	.722-02	.667-02	.511-02	.277-02	.236-08
	DG	.000	.291-03	.418-03	.515-03	.591-03
ARISTA 6						
	DZ	.000	.700-04	.113-03	.143-03	.159-03
	DY	.000	.621-01	.115*00	.150*00	.162*00
	DX	.756-02	.699-02	.535-02	.290-02	.249-08
	DG	.000	.846-04	.127-03	.158-03	.176-03
ARISTA 7						
	DZ	.000	.470-04	.760-04	.967-04	.107-03
	DY	.000	.621-01	.115*00	.150*00	.162*00
	DX	.758-02	.700-02	.536-02	.290-02	.249-08
	DG	.000	.563-04	.808-04	.996-04	.114-03
ARISTA 8						
	DZ	.000	.239-04	.388-04	.494-04	.543-04
	DY	.000	.620-01	.115*00	.150*00	.162*00
	DX	.765-02	.706-02	.541-02	.293-02	.252-08
	DG	.000	.445-04	.666-04	.829-04	.941-04
ARISTA 9						
	DZ	.000	.000	.000	.000	.000
	DY	.000	.620-01	.115*00	.150*00	.162*00
	DX	.777-02	.716-02	.549-02	.298-02	.256-08
	DG	.000	.000	.000	.000	.000

TABLA - 2 - (Cont.)

CORRIMIENTOS EN LAS ARISTAS PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.
CALCULO DINAMICO.RSM

		.000*L	.125*L	.250*L	.375*L	.500*L
ARISTA 10						
	DZ	.000	.177-03	.266-03	.332-03	.376-03
	DY	.000	.626-01	.116*00	.151*00	.164*00
	DX	.367-02	.339-02	.260-02	.140-02	.121-08
	DG	.000	.337-04	.271-04	.183-04	.383-04
ARISTA 11						
	DZ	.000	.176-03	.262-03	.325-03	.370-03
	DY	.000	.626-01	.116*00	.151*00	.163*00
	DX	.565-03	.522-03	.470-03	.217-03	.186-09
	DG	.000	.159-03	.231-03	.285-03	.326-03
ARISTA 12						
	DZ	.000	.129-03	.193-03	.242-03	.273-03
	DY	.000	.624-01	.115*00	.151*00	.163*00
	DX	.253-02	.234-02	.179-02	.965-03	.833-09
	DG	.000	.331-03	.469-03	.575-03	.664-03
ARISTA 13						
	DZ	.000	.543-04	.849-04	.107-03	.120-03
	DY	.000	.622-01	.115*00	.150*00	.163*00
	DX	.566-02	.523-02	.400-02	.217-02	.196-08
	DG	.000	.342-03	.469-03	.601-03	.691-03
ARISTA 14						
	DZ	.000	.338-04	.570-04	.731-04	.806-04
	DY	.000	.620-01	.115*00	.150*00	.162*00
	DX	.656-03	.636-03	.464-03	.253-03	.216-09
	DG	.000	.491-04	.769-04	.971-04	.109-03
ARISTA 15						
	DZ	.000	.856-05	.149-04	.193-04	.211-04
	DY	.000	.620-01	.115*00	.150*00	.162*00
	DX	.888-02	.820-02	.608-02	.340-02	.292-08
	DG	.000	.510-04	.799-04	.101-03	.113-03
ARISTA 16						
	DZ	.000	.955-05	.857-05	.859-05	.121-04
	DY	.000	.620-01	.115*00	.150*00	.162*00
	DX	.128-01	.119-01	.908-02	.462-02	.423-08
	DG	.000	.484-04	.777-04	.986-04	.110-03
ARISTA 17						
	DZ	.000	.495-05	.454-05	.406-05	.643-05
	DY	.000	.620-01	.115*00	.150*00	.162*00
	DX	.127-01	.117-01	.897-02	.436-02	.417-08
	DG	.000	.579-04	.842-04	.104-03	.119-03
ARISTA 18						
	DZ	.000	.228-05	.215-05	.189-05	.304-05
	DY	.000	.620-01	.115*00	.150*00	.162*00
	DX	.126-01	.117-01	.892-02	.483-02	.415-08
	DG	.000	.538-04	.764-04	.942-04	.106-03

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA -2- (Cont.)

COMPRIMIENTOS EN LAS ARISTAS PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.
CALCULO DINAMICO.RSP

	.000*L	.125*L	.250*L	.375*L	.500*L
ARISTA 19					
DZ	.000	.000	.000	.000	.000
DY	.000	.620-01	.115+00	.150+00	.162+00
DX	.969-03	.894-03	.685-03	.372-03	.321-09
DG	.000	.000	.000	.000	.000
ARISTA 20					
DZ	.000	.000	.000	.000	.000
DY	.000	.620-01	.115+00	.150+00	.162+00
DX	.583-02	.539-02	.412-02	.223-02	.192-08
DG	.000	.000	.000	.000	.000
ARISTA 21					
DZ	.000	.000	.000	.000	.000
DY	.000	.620-01	.115+00	.150+00	.162+00
DX	.127-01	.117-01	.895-02	.484-02	.416-08
DG	.000	.000	.000	.000	.000

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA-3-

ESFUERZOS RESULTANTES — PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.
CALCULO DINAMICO.ABSOLUTOS

		.000*L		.125*L		.250*L		.375*L		.500*L	
		EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2
LOSA 1											
	M	.00	.00	.67	2.20	.90	2.73	.81	2.83	1.13	3.86
	Q	.00	.00	1.87	1.87	2.31	2.31	2.40	2.40	3.27	3.27
	T	49.60	12.18	41.41	8.15	35.07	8.61	23.40	7.76	.00	.00
	P	.00	.00	20.97	18.79	25.84	23.43	26.79	24.49	36.55	33.13
	S	.00	.00	760.69	756.20	1352.32	1343.41	1737.91	1726.10	1912.46	1899.87
LOSA 2											
	M	.00	.00	2.20	2.34	2.73	2.93	2.84	3.08	3.86	4.15
	Q	.00	.00	.25	.25	.31	.31	.32	.32	.44	.44
	T	12.26	31.58	8.21	27.53	8.67	22.33	7.81	13.73	.00	.00
	P	.00	.00	18.68	18.26	23.49	23.17	24.53	24.92	33.22	33.04
	S	.00	.00	756.22	766.57	1343.43	1357.26	1726.11	1741.31	1899.89	1919.45
LOSA 3											
	M	.00	.00	2.34	1.09	2.93	1.40	3.08	1.50	4.15	1.99
	Q	.00	.00	1.47	1.47	1.90	1.80	1.86	1.86	2.55	2.55
	T	31.50	65.92	27.43	59.82	22.27	46.61	13.72	26.20	.00	.00
	P	.00	.00	18.31	19.34	23.40	25.63	24.92	28.03	33.05	36.25
	S	.00	.00	766.57	792.84	1357.25	1394.57	1741.29	1783.99	1919.44	1972.22
LOSA 4											
	M	.00	.00	1.09	1.37	1.40	1.69	1.50	1.75	1.98	2.39
	Q	.00	.00	2.60	2.60	3.64	3.64	3.83	3.83	5.15	5.15
	T	65.83	106.55	59.77	95.10	46.55	75.34	26.24	44.11	.00	.00
	P	.00	.00	19.38	22.20	25.66	30.41	28.03	33.99	36.29	43.70
	S	.00	.00	792.69	826.63	1394.56	1456.84	1783.97	1855.26	1972.21	2060.29
LOSA 5											
	M	.00	.00	1.37	4.91	1.69	6.29	1.75	6.70	2.39	8.89
	Q	.00	.00	4.17	4.17	5.41	5.41	5.83	5.83	7.65	7.65
	T	106.38	149.86	94.58	132.17	75.22	105.97	44.01	63.63	.00	.00
	P	.00	.00	22.25	27.09	30.45	37.92	34.02	42.98	43.07	53.63
	S	.00	.00	836.65	920.34	1456.87	1546.25	1855.28	1956.75	2060.32	2186.72
LOSA 6											
	M	.00	.00	.52	.08	.68	.09	.74	.08	.97	.12
	Q	.00	.00	.77	.77	1.01	1.01	1.09	1.09	1.43	1.43
	T	14.39	17.01	10.09	14.32	10.17	12.33	8.71	7.91	.00	.00
	P	.00	.00	32.23	31.64	44.58	44.20	50.15	50.03	63.05	62.51
	S	.00	.00	929.52	928.53	1559.74	1560.38	1972.10	1974.68	2205.81	2206.71
LOSA 7											
	M	.00	.00	.08	.18	.09	.20	.08	.19	.12	.28
	Q	.00	.00	.17	.17	.19	.19	.19	.19	.27	.27
	T	16.98	39.43	14.27	35.31	12.01	27.88	7.92	16.21	.00	.00
	P	.00	.00	31.65	32.06	44.21	45.12	50.03	51.31	62.52	63.81
	S	.00	.00	928.54	918.96	1560.38	1576.65	1974.68	1994.32	2206.72	2229.72
LOSA 8											
	M	.00	.00	.19	.66	.20	.88	.19	.97	.28	1.25
	Q	.00	.00	.83	.83	1.14	1.14	1.28	1.28	1.62	1.62
	T	39.32	66.45	35.24	58.22	27.80	46.99	16.14	28.60	.00	.00
	P	.00	.00	32.18	33.50	45.15	47.37	51.35	54.53	63.85	67.00
	S	.00	.00	918.97	941.45	1576.68	1628.82	1994.35	2031.26	2229.76	2275.21
LOSA 9											
	M	.00	.00	.67	1.14	.80	1.40	.81	1.45	1.13	1.96
	Q	.00	.00	2.05	2.05	2.49	2.49	2.56	2.56	3.53	3.53
	T	49.50	73.12	41.33	62.46	35.00	51.71	23.35	33.17	.00	.00
	P	.00	.00	21.08	17.51	26.03	21.54	27.11	22.29	36.91	30.46
	S	.00	.00	730.27	383.34	1311.28	692.46	1692.66	899.17	1854.43	979.29

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA -3- (Cont.)

ESFUERZOS RESULTANTES
CALCULO DINAMICO.ABSOLUTOS

PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.

		.000*L		.125*L		.250*L		.375*L		.500*L	
		EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2
LOSA 10											
	M	.00	.00	1.14	1.64	1.40	2.03	1.45	2.11	1.98	2.87
	Q	.00	.00	.57	.57	.72	.72	.76	.76	1.02	1.02
	T	72.36	82.11	62.41	70.75	51.66	58.06	33.05	36.53	.00	.00
	P	.00	.00	17.62	13.64	21.96	16.49	22.75	16.83	31.05	23.32
	S	.00	.00	380.05	71.01	692.07	111.44	898.72	134.50	978.73	157.60
LOSA 11											
	M	.00	.00	1.64	.95	2.03	1.21	2.12	1.30	2.88	1.72
	Q	.00	.00	.79	.79	.93	.93	.93	.93	1.32	1.32
	T	82.11	76.67	70.74	66.47	58.76	54.35	36.53	33.96	.00	.00
	P	.00	.00	13.91	9.77	16.86	11.35	17.25	11.20	23.85	16.05
	S	.00	.00	70.99	301.50	111.25	516.81	134.59	653.44	157.33	730.88
LOSA 12											
	M	.00	.00	.95	.85	1.21	1.03	1.29	1.05	1.71	1.45
	Q	.00	.00	2.04	2.04	2.54	2.54	2.65	2.65	3.59	3.59
	T	76.91	57.28	66.50	49.55	54.38	40.51	33.98	25.29	.00	.00
	P	.00	.00	10.04	6.58	11.73	7.08	11.63	6.51	16.59	10.02
	S	.00	.00	331.78	694.60	517.20	1126.92	653.88	1437.68	731.43	1593.70
LOSA 13											
	M	.00	.00	.85	3.56	1.03	4.53	1.05	4.81	1.45	6.41
	Q	.00	.00	3.08	3.08	3.98	3.98	4.28	4.28	5.63	5.63
	T	57.42	22.94	49.66	19.72	40.60	16.22	25.36	10.25	.00	.00
	P	.00	.00	6.64	4.71	7.46	4.63	6.55	3.84	10.55	6.55
	S	.00	.00	644.88	1038.35	1127.31	1763.00	1438.12	2249.25	1594.26	2493.26
LOSA 14											
	M	.00	.00	4.53	1.56	5.71	1.88	6.02	1.90	8.07	2.65
	Q	.00	.00	5.21	5.21	6.71	6.71	7.18	7.18	9.48	9.48
	T	167.25	191.68	141.78	165.65	115.43	135.54	71.51	84.79	.00	.00
	P	.00	.00	6.22	.24	8.32	.26	9.16	.23	11.77	.37
	S	.00	.00	878.03	72.38	1514.01	128.61	1919.49	165.26	2141.13	181.89
LOSA 15											
	M	.00	.00	1.56	1.56	1.87	2.08	1.90	2.28	2.65	2.94
	Q	.00	.00	5.19	5.19	6.69	6.69	7.17	7.17	9.46	9.46
	T	191.62	154.84	165.59	133.59	135.49	109.49	84.77	68.72	.00	.00
	P	.00	.00	1.94	4.12	2.56	5.48	2.78	6.01	3.61	7.76
	S	.00	.00	72.54	1004.97	129.13	1758.49	166.06	2244.28	182.62	2486.87
LOSA 16											
	M	.00	.00	2.15	.37	2.60	.29	2.65	.18	3.68	.42
	Q	.00	.00	9.09	9.09	10.48	10.48	10.26	10.26	14.81	14.81
	T	176.85	115.74	153.62	100.34	125.05	81.84	76.04	50.89	.00	.00
	P	.00	.00	1.63	1.46	1.83	1.90	1.74	2.05	2.58	2.69
	S	.00	.00	1006.83	1463.78	1760.99	2552.42	2247.05	3252.47	2490.41	3609.66
LOSA 17											
	M	.00	.00	.38	.21	.33	.24	.22	.23	.46	.34
	Q	.00	.00	.51	.51	.57	.57	.53	.53	.80	.80
	T	115.93	62.18	170.47	53.81	81.98	43.96	51.00	27.42	.00	.00
	P	.00	.00	8.97	5.73	10.11	5.84	9.78	5.05	14.33	8.26
	S	.00	.00	1468.61	1436.40	2558.93	2515.10	3259.68	3210.90	3618.87	3556.89
LOSA 18											
	M	.00	.00	.21	.42	.24	.50	.23	.51	.33	.71
	Q	.00	.00	1.01	1.01	1.18	1.16	1.18	1.16	1.67	1.67
	T	62.35	9.45	52.94	7.84	44.09	6.68	27.52	4.51	.00	.00
	P	.00	.00	5.75	4.43	5.87	4.12	5.09	3.18	8.29	5.92
	S	.00	.00	1436.40	1424.07	2515.11	2498.04	3210.92	3191.72	3556.91	3532.76

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA-3- (Cont.)

ESFUERZOS RESULTANTES
CALCULO DINAMICO.ABSOLUTOS

PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.

		.000*L		.125*L		.250*L		.375*L		.500*L	
		EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2	EXTREMO 1	EXTREMO 2
LOSA 19											
	M	.00	.00	.42	1.54	.50	1.97	.50	2.11	.70	2.79
	Q	.00	.00	1.79	1.79	2.36	2.36	2.58	2.58	3.34	3.34
	T	9.65	44.85	8.09	38.69	6.82	31.71	4.61	19.90	.00	.00
	P	.00	.00	4.43	4.91	4.12	4.86	3.19	4.07	5.83	6.87
	S	.00	.00	1424.07	1431.25	2498.04	2507.39	3191.71	3201.79	3532.77	3545.68
LOSA 20											
	M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	T	66.34	81.31	58.15	70.67	46.91	57.49	28.52	35.57	.00	.00
	P	.00	.00	1.65	.36	2.23	.52	2.47	.60	3.15	.74
	S	.00	.00	978.91	133.90	1561.44	208.35	1976.25	254.09	2208.21	294.66
LOSA 21											
	M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	T	81.28	74.03	70.65	64.10	57.47	52.35	35.55	32.62	.00	.00
	P	.00	.00	.49	1.66	.62	2.28	.65	2.56	.88	3.23
	S	.00	.00	130.25	646.00	207.47	1143.76	253.10	1467.43	293.41	1617.54
LOSA 22											
	M	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	Q	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
	T	74.12	44.61	64.17	38.52	52.41	31.54	32.67	19.76	.00	.00
	P	.00	.00	1.07	2.58	1.41	3.53	1.54	3.94	1.99	4.99
	S	.00	.00	646.67	1427.67	1144.58	2502.57	1468.30	3196.47	1618.68	3539.16

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA - 4 -

CORRIMIENTOS EN LAS ARISTAS PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.
CALCULO DINAMICO.ABSOLUTOS

	.000*L	.125*L	.250*L	.375*L	.500*L
ARISTA 1					
DZ	.000	.217-03	.294-03	.326-03	.415-03
DY	.000	.640-01	.117+00	.152+00	.165+00
DX	.689-02	.634-02	.487-02	.267-02	.230-08
DG	.000	.699-04	.983-04	.917-04	.139-03
ARISTA 2					
DZ	.000	.195-03	.266-03	.297-03	.376-03
DY	.000	.640-01	.117+00	.152+00	.165+00
DX	.665-02	.630-02	.484-02	.265-02	.229-08
DG	.000	.633-04	.858-04	.953-04	.121-03
ARISTA 3					
DZ	.000	.173-03	.239-03	.269-03	.336-03
DY	.000	.638-01	.117+00	.151+00	.165+00
DX	.691-02	.635-02	.488-02	.268-02	.232-08
DG	.000	.288-03	.367-03	.390-03	.519-03
ARISTA 4					
DZ	.000	.152-03	.211-03	.239-03	.299-03
DY	.000	.635-01	.116+00	.151+00	.164+00
DX	.707-02	.648-02	.570-02	.275-02	.236-08
DG	.000	.458-03	.583-03	.618-03	.824-03
ARISTA 5					
DZ	.000	.129-03	.180-03	.203-03	.254-03
DY	.000	.632-01	.116+00	.151+00	.164+00
DX	.733-02	.671-02	.518-02	.286-02	.246-08
DG	.000	.444-03	.568-03	.606-03	.834-03
ARISTA 6					
DZ	.000	.101-03	.141-03	.160-03	.199-03
DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.770-02	.704-02	.544-02	.302-02	.262-08
DG	.000	.170-03	.172-03	.184-03	.240-03
ARISTA 7					
DZ	.000	.673-04	.947-04	.108-03	.139-03
DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.771-02	.705-02	.545-02	.302-02	.262-08
DG	.000	.916-04	.115-03	.120-03	.162-03
ARISTA 8					
DZ	.000	.342-04	.482-04	.545-04	.682-04
DY	.000	.628-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.778-02	.712-02	.550-02	.305-02	.265-08
DG	.000	.704-04	.938-04	.978-04	.129-03
ARISTA 9					
DZ	.000	.000	.000	.000	.000
DY	.000	.628-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.792-02	.723-02	.560-02	.311-02	.270-08
DG	.000	.000	.000	.000	.000

TABLA - 4 - (Cont.)

CORRIMIENTOS EN LAS ARISTAS PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.
CALCULO DINAMICO.ABSOLUTOS

	.000*L	.125*L	.250*L	.375*L	.500*L
ARISTA 10					
DZ	.000	.264-03	.349-03	.382-03	.494-03
DY	.000	.640-01	.117+00	.152+00	.165+00
DX	.365-02	.347-02	.261-02	.142-02	.123-08
DG	.000	.501-04	.441-04	.313-04	.623-04
ARISTA 11					
DZ	.000	.263-03	.346-03	.376-03	.490-03
DY	.000	.639-01	.117+00	.152+00	.165+00
DX	.579-03	.528-03	.410-03	.229-03	.200-09
DG	.000	.254-03	.321-03	.340-03	.454-03
ARISTA 12					
DZ	.000	.190-03	.252-03	.276-03	.357-03
DY	.000	.636-01	.116+00	.151+00	.164+00
DX	.257-02	.235-02	.182-02	.101-02	.874-09
DG	.000	.510-03	.646-03	.683-03	.913-03
ARISTA 13					
DZ	.000	.769-04	.107-03	.120-03	.151-03
DY	.000	.632-01	.116+00	.151+00	.164+00
DX	.574-02	.526-02	.476-02	.224-02	.194-08
DG	.000	.520-03	.664-03	.708-03	.943-03
ARISTA 14					
DZ	.000	.461-04	.680-04	.795-04	.961-04
DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.663-03	.605-03	.468-03	.257-03	.222-09
DG	.000	.740-04	.130-03	.111-03	.141-03
ARISTA 15					
DZ	.000	.117-04	.177-04	.209-04	.250-04
DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.910-02	.825-02	.636-02	.351-02	.304-08
DG	.000	.730-04	.101-03	.114-03	.143-03
ARISTA 16					
DZ	.000	.142-04	.145-04	.126-04	.206-04
DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.130-01	.119-01	.921-02	.539-02	.441-08
DG	.000	.707-04	.981-04	.111-03	.139-03
ARISTA 17					
DZ	.000	.813-05	.790-05	.647-05	.112-04
DY	.000	.629-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.129-01	.118-01	.909-02	.501-02	.474-08
DG	.000	.942-04	.118-03	.125-03	.167-03
ARISTA 18					
DZ	.000	.389-05	.374-05	.302-05	.529-05
DY	.000	.628-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.128-01	.117-01	.904-02	.498-02	.431-08
DG	.000	.845-04	.107-03	.113-03	.151-03

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA-4-(Cont.)

COEFICIENTES EN LAS ARISTAS — PUENTE-LAM. PLEGADA ESTUDIO ESPECTRAL. SIM.
CALCULO DINAMICO.ABSOLUTOS

	.000*L	.125*L	.250*L	.375*L	.500*L
ARISTA 19					
DZ	.000	.000	.000	.000	.000
DY	.000	.628-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.101-02	.910-03	.714-03	.409-03	.360-09
DG	.000	.000	.000	.000	.000
ARISTA 20					
DZ	.000	.000	.000	.000	.000
DY	.000	.628-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.589-02	.541-02	.417-02	.229-02	.196-08
DG	.000	.000	.000	.000	.000
ARISTA 21					
DZ	.000	.000	.000	.000	.000
DY	.000	.628-01	.115+00	.150+00	.163+00
DX	.128-01	.118-01	.907-02	.500-02	.433-08
DG	.000	.000	.000	.000	.000

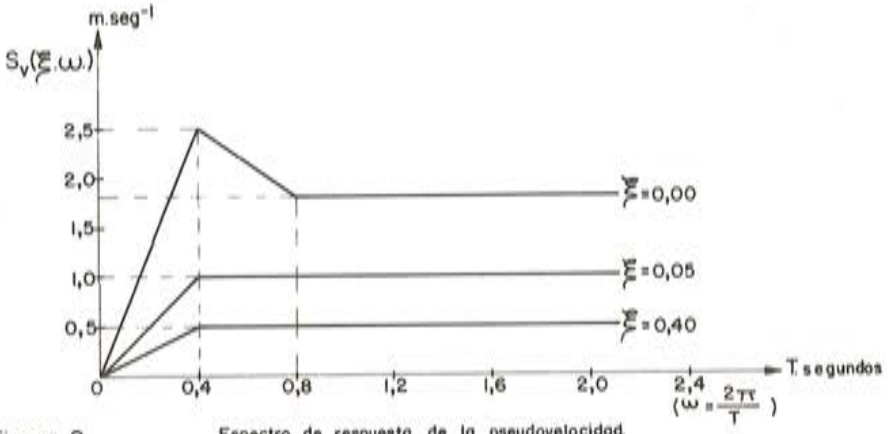


Figura 8 Espectro de respuesta de la pseudovelocidad.

Todos estos resultados pueden ser tratados y combinados con otros resultados producidos por acciones estáticas. Como se comprende el cálculo dinámico mediante espectros de respuesta, sólo exige el conocimiento de un análisis modal (frecuencias y modos de vibración importantes), siendo, por lo tanto, extraordinariamente menos laborioso, que un estudio de la respuesta temporal.

18. Si bien el análisis dinámico lineal representa muchas veces una primera aproximación a la fenomenología más compleja del comportamiento de una estructura sometida a acciones dinámicas, su conocimiento y realización, en muchos casos, lleva cierta luz sobre la importancia de los distintos parámetros que intervienen en el análisis. Efectos de no linealidad del material (si la intensidad de las acciones es elevada), ductilidad estructural y detalles constructivos (juntas, aparatos de apoyo, etc.) juegan un papel fundamental en una situación real, que no deben ser olvidados en un cálculo final. En su simulación, a veces, se utilizan, de modo iterativo, estos cálculos dinámicos lineales.

19. La comparación del método aquí presentado de análisis dinámico de tableros de puentes con otros más generales en su campo de aplicación, ejemplo elementos finitos, debe realizarse en el contexto de una eficiencia computacional, lo que aconseja frecuentemente, dentro de su amplio rango de validez, la utilización del método de la lámina plegada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

REFERENCIAS

1. A. Samartín "Cálculo dinámico en la Ingeniería Civil". Capítulo 4: Sistemas con N grados de libertad. C.P.P.E. Colegio de Ing. de Caminos, Canales y Puertos 1974.

2. A. Scordelis. "Analysis of Simply Supported Box Girder Bridges", Structural Engineering and Structural Mechanics. Report N° 66-17, Universidad de California, Berkeley, Oct. 1966.

3. A. Samartín, J. Martínez "A Survey on Folded Plate Structures". International Association for Shell Structures (I.A.S.S.). Coloquio de Madrid. Sept.-Oct. 1969.

4. A. de Fries-Skene y A. Scordelis "Direct Stiffnes Solution of Folded Plates". Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 90, n° ST4. Agosto 1964.

5. F. Del Pozo y A. Samartín "Non Prismatic Folded Plate Structure". International Association for Shell Structures (I.A.S.S.). Simposio de Udine. Sept. 1974.

6. J. Manterola. "Análisis de tableros de puentes por métodos armónicos". Instituto Eduardo Torroja. Monografía n° 343. Julio de 1977.

7. A. Samartín y J. Martínez "Reparto transversal de la sobrecarga en tableros de puentes". Rev. Hormigón y Acero. Asociación Técnica Española del Pretensado, n° 113, 1974.

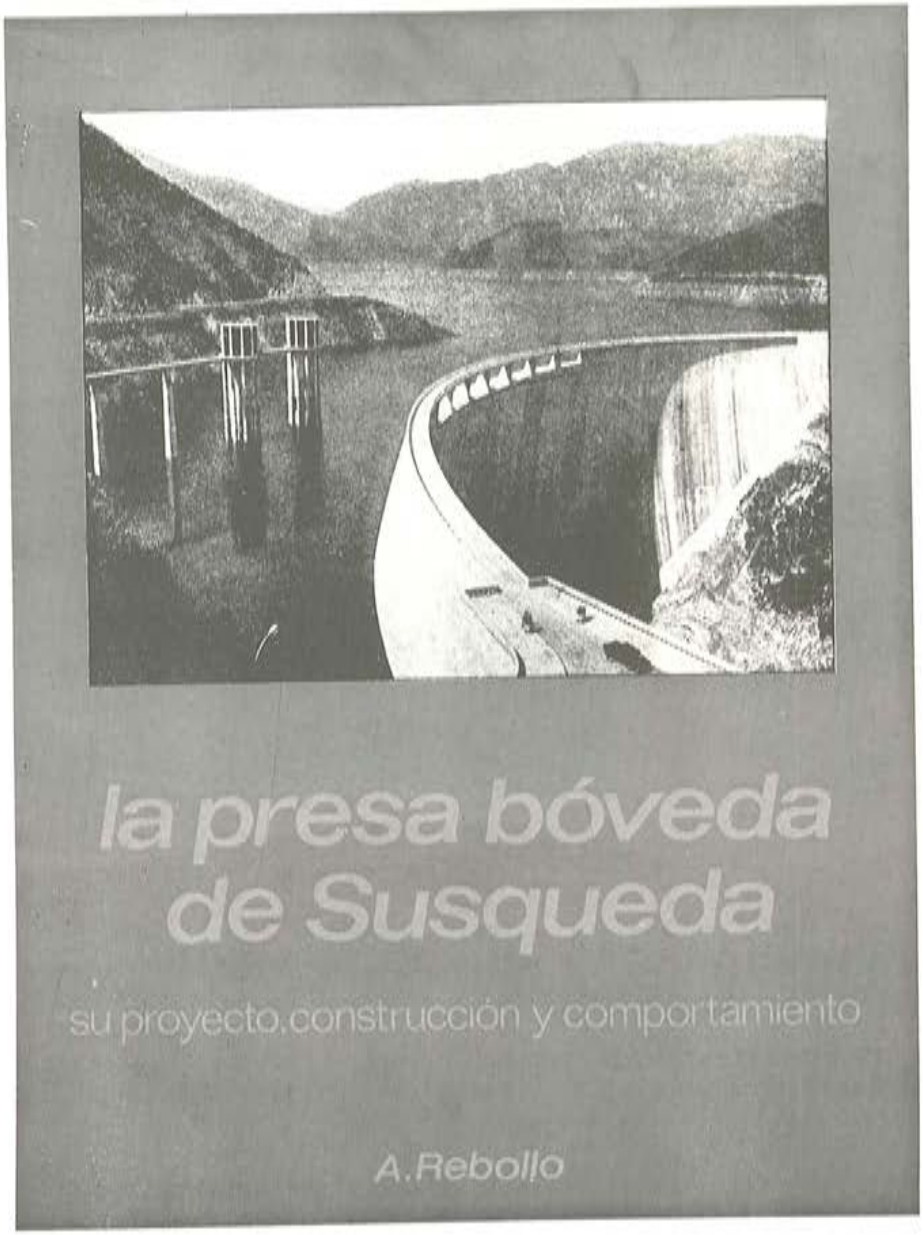
8. J.D. Gomes de Oliveira. "Dynamic Analysis of Translational Shells". Ph D Thesis in the Faculty of Engineering of the University of London, Imperial College of Science and Technology, Junio 1972.

9. A. Samartín y J. Martínez "Dynamic Analysis of Translational Shells". International Association for Shell Structures (I.A.S.S.). Conferencia de Alma-Ata. URSS. Sept. 1977.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de julio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

última publicación del i. e. t. c. c.



En esta publicación se recogen todos los datos y pormenores relacionados con el estudio del proyecto, la realización de la construcción y la auscultación de los primeros años de la puesta en servicio de esta importante presa, que, con una altura sobre cimientos de 135 m, se halla enclavada en el río Ter, dentro de la provincia de Gerona (España).

Incluye además tres apéndices, donde se exponen con todo detalle el método de cálculo empleado y su elaboración tabulada; los ensayos en modelo reducido realizados en el laboratorio ISMES y sus resultados; y el planteamiento y resolución de la auscultación geodésica.

José TORAN, con su reconocida autoridad en el campo de la ingeniería hidráulica, subraya en el prólogo que esta obra constituye «sin duda la monografía más importante en materia de grandes presas jamás publicada en castellano».

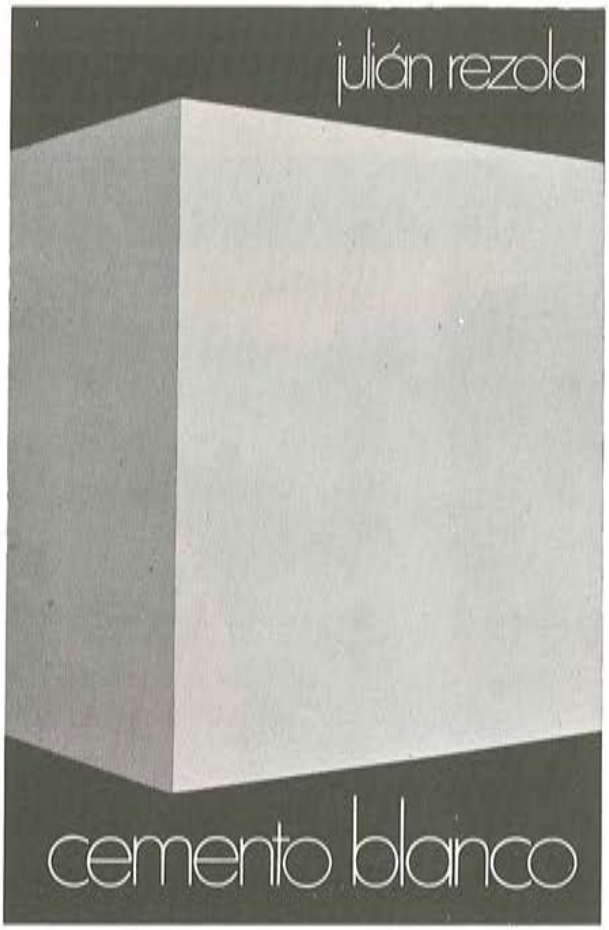
Un volumen encuadernado en cartoné con lomo de tela, de 17 × 24 cm, compuesto de 400 páginas y 330 figuras, entre fotografías, gráficos y planos. Madrid, 1972.

Precios: España, 1.350 ptas.; extranjero, $ 27.

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
Costillares (Chamartín) - MADRID-33 - Apartado 19.002 - Tel. 202 04 40

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

publicación
del i.e.t.c.c.



cemento blanco

JULIAN REZOLA

Ingeniero Químico Dipl. I. Q. S.

Este libro obtuvo un accésit al Premio Internacional Instituto Eduardo Torroja, en noviembre de 1974.

Sabido es que existe una extensa y documentada bibliografía sobre el cemento gris; en cambio, no puede decirse lo mismo acerca del cemento portland blanco, ya que los escritos existentes se refieren tan sólo a algunas peculiaridades que le distinguen de aquél.

Este extenso trabajo tiene el gran interés de tratar el tema en todos sus aspectos, desde el estudio de las rocas que lo originan y su evolución en el transcurso de los años, hasta los procesos más adecuados para su fabricación, la maquinaria a emplear y los medios de control más convenientes.

El autor nos ofrece sus profundos conocimientos y su larga experiencia tanto en laboratorio como en fabricación.

La parte descriptiva del libro se complementa con gráficos, diagramas y fotografías de gran utilidad, destinados a conseguir la aplicación apropiada de este aglomerante.

Un volumen encuadernado en cartoné policerado, de 17,4 × 24,3 cm, compuesto de 395 páginas, numerosas figuras, tablas y ábacos. Madrid, 1975.

Precios: España, 1.700 ptas.; extranjero, $ 34.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

628-0-41

Propiedades mecánicas a temperaturas criogénicas del acero de pretensado

Jaime Planas, Manuel Elices, Vicente Sánchez-Gálvez, Antonio Mestre
Departamento de Física
Escuela de Ingenieros de Caminos Universidad Politécnica de Madrid

INTRODUCCION

La competencia entre el hormigón pretensado y el acero se está planteando en los campos más diversos. Actualmente, los grandes depósitos de hormigón pretensado para almacenar gas natural licuado, a una temperatura de − 165°C, son rentables frente a los tradicionales depósitos metálicos, estando en funcionamiento depósitos pretensados de 100.000 m^3 de capacidad. Los resultados de comportamiento de los materiales que se incluyen en este artículo son una primicia del estudio que se realiza en el Departamento de Física de la Escuela de Ingenieros de Caminos.

En este trabajo se investigan dos tipos de acero; un acero trefilado y sometido a un tratamiento térmico, para eliminar tensiones residuales, que podríamos llamar acero normal porque representa a un acero típico, y otro acero simplemente trefilado, sin tratamiento posterior, para conocer el comportamiento del pretensado circunferencial porque durante el proceso constructivo este tipo de armadura sufre, en general, un verdadero trefilado "in situ". También se han estudiado dos tipos de probetas, probetas lisas y probetas entalladas, para conocer la importancia de los posibles defectos superficiales producidos por los empalmes y los anclajes.

En primer lugar se indican las características, a temperatura ambiente, del acero a estudiar y los detalles de las probetas ensayadas. A continuación se describen los equipos utilizados; criostato, máquina de tracción y dilatómetro y, finalmente, se resumen y comentan los resultados.

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

El acero simplemente trefilado se ha obtenido partiendo de un alambre de 6 mm de

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

diámetro y reduciéndolo, en una sola pasada, a 5,2 mm. En adelante lo llamaremos acero ϕ 5.2. El segundo tipo de acero es un alambre, de 7 mm de diámetro, de los denominados envejecidos, es decir; acero que ha sufrido un tratamiento térmico posterior a su fabricación para reducir tensiones residuales. En lo sucesivo se denominará ϕ 7.

La composición química de estos aceros se recoge en la tabla 1 y sus características mecánicas, a temperatura ambiente, se resumen en la tabla 2.

TABLA 1

COMPOSICION QUIMICA (%)

Acero	C	Mn	Si	P	S
ϕ 7	0,85	0,63	0,20	0,013	0,024
ϕ 5,2	0,77	0,67	0,22	0,022	0,031

TABLA 2

PROPIEDADES MECANICAS A TEMPERATURA AMBIENTE

Acero	ϕ 5,2	ϕ 7
Módulo de elasticidad (Kg/mm²)	19.900	20.400
Límite elástico $\sigma_{0,2}$ (Kg/mm²)	154	140
Tensión de rotura (Kg/mm²)	180	166
Estricción (%)	46	35
Alargamiento bajo carga máxima e_m (%)	2,7	6,5

De estos aceros se han fabricado probetas para los ensayos a temperatura criogénica con las siguientes características:

Tanto el acero ϕ 7 como el acero ϕ 5,2 han sido sometidos a ensayo de tracción simple a temperatura de − 165°C. Las probetas para este ensayo tienen 120 mm de longitud y se han recalcado sendas cabezas en sus extremos para mayor facilidad de sujeción de las mismas al criostato. Dado que el acero ϕ 5,2 es simplemente trefilado las probetas de este acero fueron enderezadas a mano antes del ensayo.

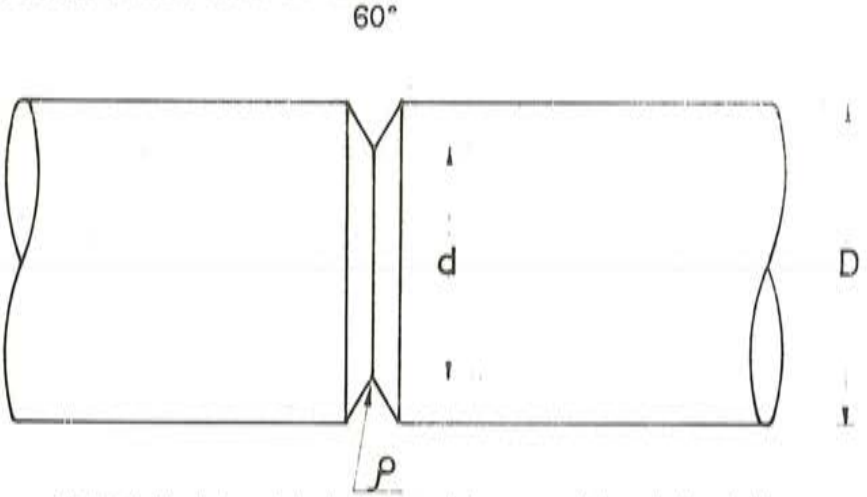


Figura 1. Probeta entallada. Características geométricas de la entalla.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Para la medición del coeficiente de dilatación, que se ha efectuado con el acero ϕ 5,2, las probetas son cilíndricas de 50 mm de longitud y diámetro el del acero (5,2 mm).

Finalmente, un tercer tipo de probeta son las utilizadas para la determinación de la sensibilidad a las entallas del acero. Este ensayo, que se ha realizado con el acero ϕ 5,2, no está normalizado para probetas cilíndricas. En consecuencia, se ha adoptado para el ensayo la probeta tipo propuesta por el Comité Especial de ASTM para el estudio del ensayo de sensibilidad a las entallas (1).

En la figura 1 se recoge un esquema de la probeta; en ella se cumple que:

$$d/D = 0{,}707$$

$$0{,}05 \text{ mm} \leqslant \rho \leqslant 0{,}11 \text{ mm}$$

La primera condición tiene por objeto conseguir un área resistente igual a la mitad del área de la probeta, mientras que la segunda condición es el resultado de una experimentación que ha demostrado que, para aceros de pretensado, dentro de dicho intervalo los resultados dependen poco del radio del fondo de la entalla (2). Para la mecanización de la entalla, se rectifica previamente la probeta de 5,2 mm de diámetro inicial a 5,02 mm fabricándose, finalmente, la entalla en la zona rectificada con las condiciones expuestas.

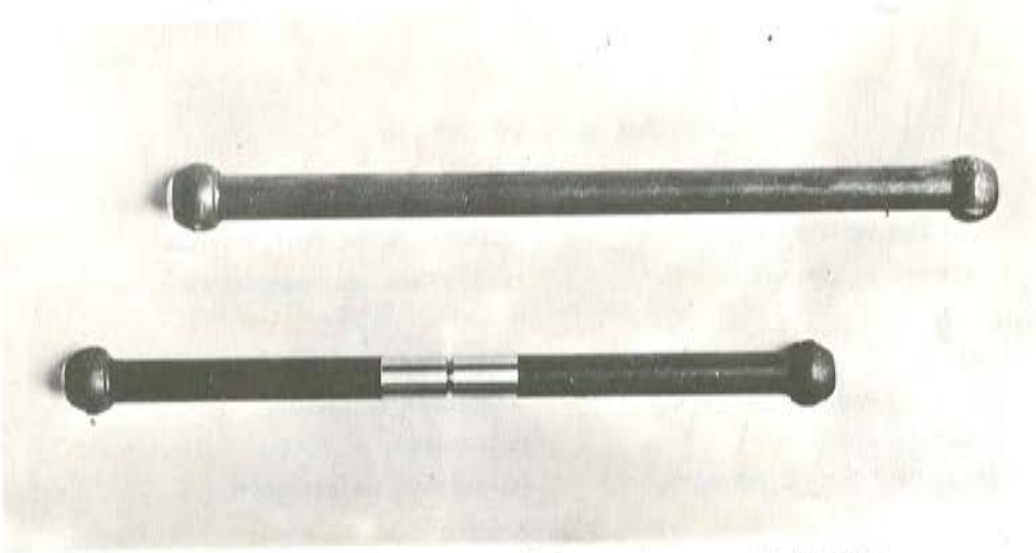


Fig. 2. Probetas lisa y entallada, para los ensayos de tracción.

En la figura 2 se observan dos probetas preparadas para la realización de los ensayos, una probeta lisa para los ensayos de tracción simple y otra entallada, para los ensayos de sensibilidad a las entallas.

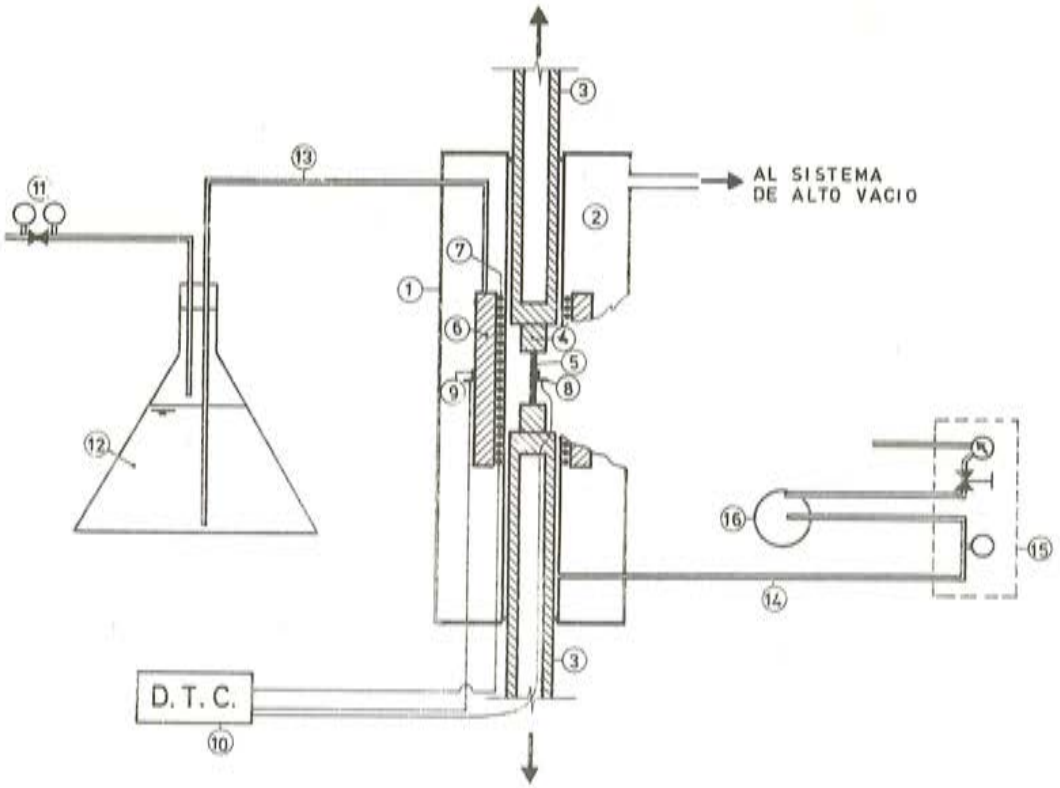
METODOS EXPERIMENTALES

Ensayos mecánicos

Para la realización de los ensayos mecánicos a temperatura criogénica se ha utilizado un criostato cuyo esquema, junto con los equipos auxiliares, puede verse en la figura 3.

Sus características principales son:

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026



ESQUEMA DEL CRIOSTATO

1.- ENVOLTURA EXTERIOR
2.- CAMARA DE ALTO VACIO
3.- BARRAS DE TRACCION
4.- MORDAZAS
5.- PROBETA
6.- INTERCAMBIADOR DE CALOR
7.- CALENTADOR
8.- SENSOR TERMICO PROBETA
9.- SENSOR TERMICO INTERCAMBIADOR
10.- CONTROL DE TEMPERATURA
11.- CONTROL DE PRESION EN COLA
12.- GAS LICUADO
13.- ENTRADA DE GAS LICUADO
14.- SALIDA DE VAPOR
15.- CONTROL DE FLUJO
16.- BOMBAS DE ASPIRACION

Fig. 3. Esquema del criostato y equipos auxiliares.

- Capacidad de carga de 10.000 Kg., a tracción
- Aislamiento térmico por cámara de alto vacio (10^{-5} – 10^{-6} Torr)
- Refrigeración por flujo continuo de gas licuado. En la presente experimentación se ha utilizado nitrógeno líquido.
- Velocidad de enfriamiento controlable manualmente por regulación del flujo del líquido criogénico.
- Medida de temperatura en intercambiador de calor y en probeta mediante sensores resistivos tipo C.L.T.S. (Cryogenic Linear Temperature Sensor). La sensibilidad del aparato de medida utilizado es de 0,1°C.
- La temperatura de ensayo en la probeta se mantiene en ± 0,5°C del valor prefijado

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

mediante un controlador automático de temperatura de tres términos (proporcional, integral y diferencial).

– La diferencia de temperatura entre dos puntos de la probeta es inferior a 1°C para las dimensiones de probeta utilizadas.

En la figura 4 puede verse el cuerpo principal del criostato junto con las barras de tracción, mordazas y sensor térmico. Para la puesta en carga se ha utilizado una máquina universal de ensayos de 10.000 Kg de capacidad con velocidad de desplazamiento del carro tractor controlada y variable entre 5 cm/min y 5×10^{-4} cm/min, pudiéndose fijar con precisión la velocidad de deformación a lo largo del ensayo.

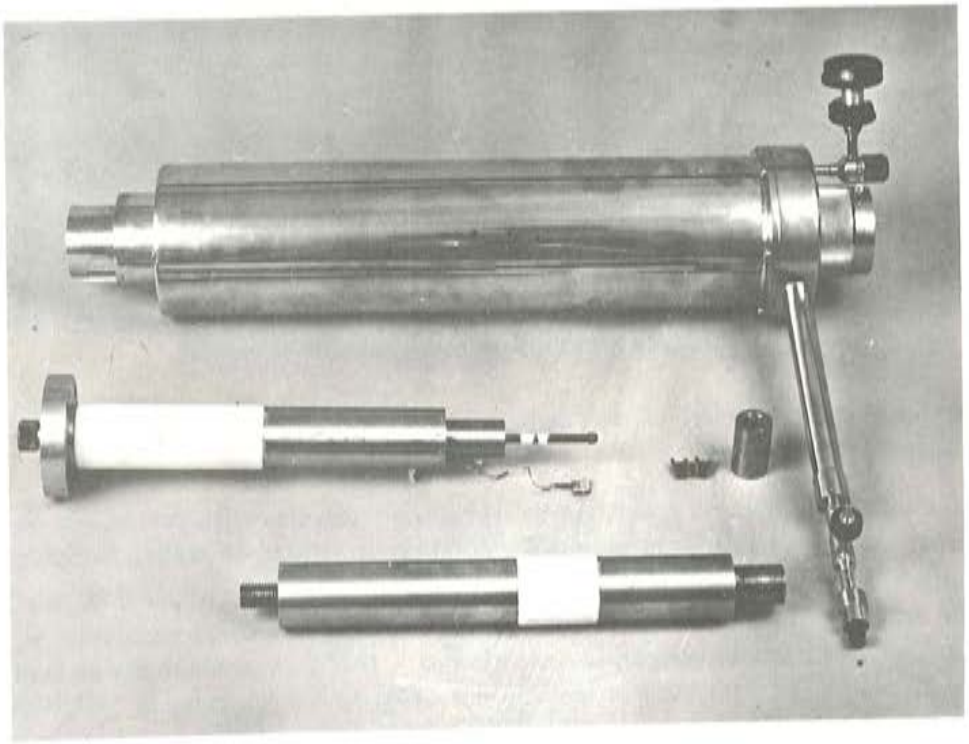


Fig. 4. Despiece del criostato.

La medida de cargas se efectúa en forma continua registrándose la curva de cargas-tiempos. La precisión en cargas para todos los ensayos realizados ha sido de ± 5 Kg.

En la figura 5 se presenta una vista del criostato en disposición de ensayo.

Con estos dispositivos se han realizado 4 series de ensayos a la temperatura del gas natural licuado (– 165°C), complementadas con una serie de comparación a la temperatura ambiente:

Serie 1: Cuatro ensayos de tracción simple a – 165°C, sobre probetas lisas de acero ϕ 5,2. La velocidad de solicitación fue, en todos los casos, del 0,1 por 100 min^{-1} (17 microdeformaciones por segundo).

Serie 2: Cinco ensayos de tracción simple a – 165°C, sobre probetas entalladas de acero ϕ 5,2. La velocidad de solicitación fue idéntica a las de la serie anterior.

Serie 3: Cinco ensayos de tracción simple a – 165°C, sobre probetas lisas de acero ϕ 7, con velocidad de solicitación de 0,4 por 100 min^{-1} (68 microdeformaciones por segundo).

En estas tres primeras series las probetas colocadas en el criostato se enfriaban bajo car-

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

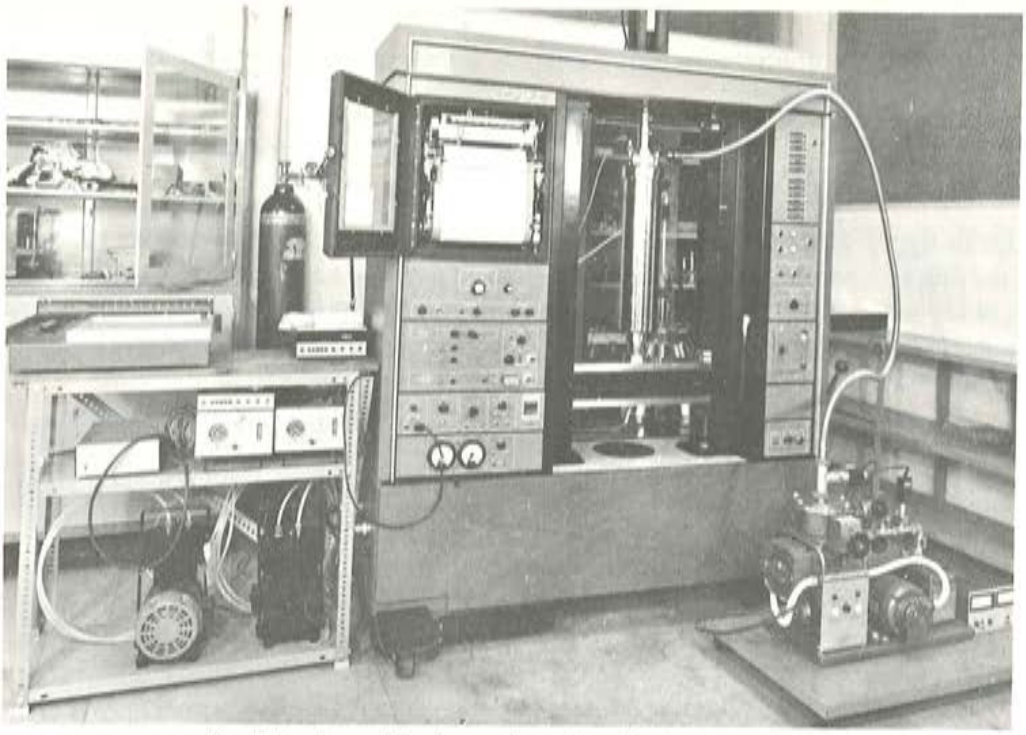


Fig. 5. Equipo utilizado para la realización de los ensayos.

ga nula hasta estabilización de la temperatura y, seguidamente, se sometían a tracción hasta rotura.

Para simular la historia real carga-temperatura de un elemento pretensado a efectos de determinar posible variación en el comportamiento en rotura, se realizó la siguiente serie:

Serie 4: La probeta de acero ϕ 7 situada en el criostato, se tensaba al 80 por 100 de su carga de rotura a temperatura ambiente y, manteniendo esta carga constante, se procedía a su enfriamiento hasta la temperatura de ensayo – 165°C. Seguidamente se aumentaba la carga hasta rotura. En esta serie se realizaron 7 ensayos. La velocidad de solicitación en las fases de carga fue idéntica a la de la serie 3 (68 microdeformaciones por segundo).

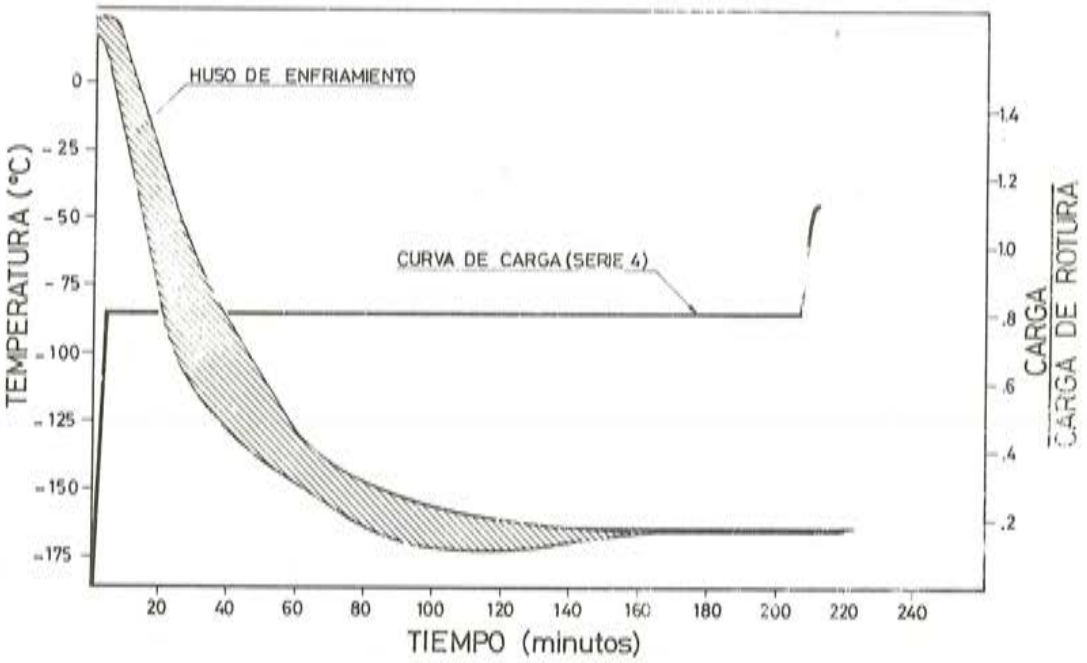


Fig. 6. Curvas de enfriamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

En todas las series realizadas se determinaron las curvas de enfriamiento. Todas ellas están incluidas en el huso representado en la figura 6 en la que se incluyen, también, las curvas de carga en función del tiempo para la serie 4.

Para poder establecer una comparación entre el comportamiento frente a las entallas a temperaturas ambiente y criogénica, se realizó una serie 5, de dos ensayos, a temperatura ambiente (19,5 – 21°C) sobre probetas entalladas de acero ϕ 5,2.

Ensayos dilatométricos

En el acero ϕ 5,2 se ha llevado a cabo la determinación del coeficiente medio de dilatación lineal entre – 196°C y 20°C. Para ello se ha utilizado un dilatómetro de sílice vitrificada, tipo tubo, tal como se define en la norma ASTM-E228. El extensómetro utilizado permite un registro continuo de las variaciones de longitud con una precisión, en los ensayos ordinarios, de ± 0,0005 mm.

Para la corrección por la dilatación del cuarzo y la determinación del error experimental, se han realizado ensayos de calibrado utilizando probetas de cobre desoxigenado de alta conductividad (OFHC) de 51 mm de longitud, utilizándose, en este caso, un extensómetro con una sensibilidad de 0,00005 mm y ± 0,25 por 100 de precisión. El método operativo ha sido en todo lo demás idéntico al de los ensayos sobre probetas de acero.

La dispersión de los resultados de la medida del coeficiente de dilatación lineal aparente del cobre se encuentra en el margen previsible de error experimental de $\pm 1{,}0 \times 10^{-7}$ mm/mm°C. El valor medio del coeficiente de dilatación de la sílice utilizada resultó ser de $2 \times 10^{-7} \pm 1{,}0 \times 10^{-7}$ mm/mm°C.

Se llevaron a cabo dos determinaciones para cada una de las dos probetas de acero disponibles, partiendo de temperatura ambiente (con estabilización verificada a través de la lectura del extensómetro) y posterior inmersión de la probeta en nitrógeno líquido hasta estabilización de las deformaciones.

RESULTADOS

Los resultados de los ensayos realizados con el acero ϕ 5,2 se han agrupado en las tablas 3 y 4, correspondientes, respectivamente, a las probetas lisas y entalladas.

TABLA 3

ACERO ϕ 5,2. PROBETAS LISAS. T = – 165°C

Ensayo	1	2	3	4	valor medio
Tensión de rotura (Kg/mm²)	194,9	204,1	205,6	205,7	202,6
Estricción (%)	38	41	41	41	40

TABLA 4

ACERO ϕ 5,2. PROBETAS ENTALLADAS. T = – 165°C

Ensayo	1	2	3	4	5	valor medio
Tensión de rotura (Kg/mm²)	199	204,5	207,5	199,5	198,0	201,7
Diámetro entalla (mm)	3,73	3,68	3,72	3,63	3,70	

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Para comparar con la sensibilidad a las entallas (NSR) a temperatura ambiente, se han realizado dos ensayos a 20°C. Los resultados se indican en la tabla 5.

TABLA 5

ACERO ϕ 5,2. PROBETAS ENTALLADAS. T = 20°C

Ensayo	1	2	Valor medio
Tensión de rotura (Kg/mm²)	232,5	231,2	231,8
Diámetro de la entalla (mm)	3,72	3,70	–

Finalmente, en la tabla 6 se comparan los valores medios de todos los resultados anteriores, correspondientes al ϕ 5,2.

TABLA 6

ACERO ϕ 5,2. VALORES MEDIOS DE LOS RESULTADOS

	Probetas lisas		Probetas entalladas	
Temperatura	Estricción (%)	T. rotura (Kg/mm²)	T. rotura (Kg/mm²)	NSR
20°C	46,0 ± 1,0	179,9 ± 0,8	231,9 ± 0,8	1,29
– 165°C	40,3 ± 0,8	202,6 ± 2,6	201,7 ± 1,8	1,00

A partir de estos resultados pueden deducirse las siguientes conclusiones:

- En probetas lisas la carga de rotura aumenta al disminuir la temperatura. Concretamente, a – 165°C el aumento es del 12,6 por 100, en buen acuerdo con los escasos datos publicados (3). Un aumento parecido se ha detectado en el límite elástico, determinado con menor precisión, a partir de las curvas carga-alargamiento.

- En probetas entalladas la carga de rotura disminuye al disminuir la temperatura. A – 165°C la disminución es del 13 por 100 con respecto a la temperatura ambiente. No obstante, la tensión de rotura a estas temperaturas tan bajas es superior, en un 12 por 100, a la tensión de rotura en probetas lisas a temperatura ambiente y, prácticamente, igual a la correspondiente a – 165°C.

- El acero ensayado no es sensible a las entallas a temperatura ambiente, como se deduce de la relación entre las tensiones de rotura, 1,3. A muy bajas temperaturas, la capacidad para soportar entallas no es tan buena pero sigue sin ser sensible a ellas ya que la relación es, prácticamente, la unidad. Estos resultados habían sido sospechados cuando se construyeron los primeros depósitos pretensados para gases licuados (4). Se ha apreciado también una notable diferencia entre las formas de fractura de las probetas entalladas a temperatura ambiente y a baja temperatura. En el primer caso la fractura es regular y microscópicamente dúctil (fractura por cortante) como puede apreciarse en la figura 7 mientras que en el segundo caso la fractura es muy irregular (produciéndose, incluso, proyección de fragmentos) y microscópicamente frágil. El aspecto típico de la fractura en este caso puede verse en la figura 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

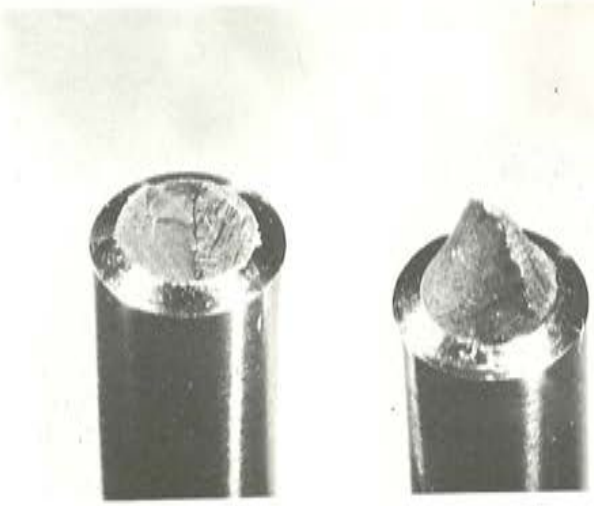


Fig. 7. Aspecto de la rotura a temperatura ambiente en probetas entalladas.

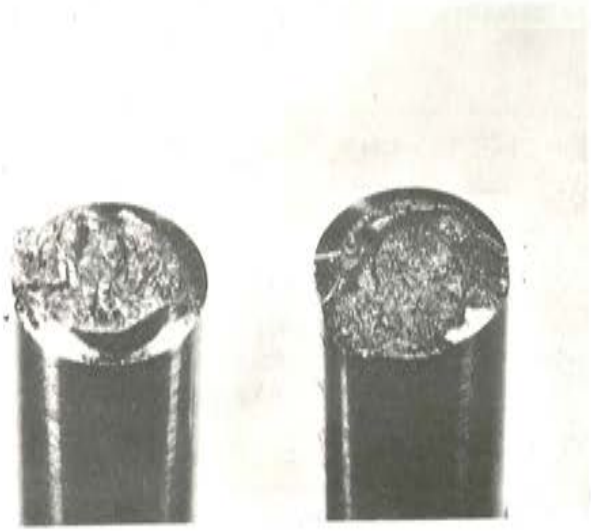


Fig. 8. Aspecto de la rotura a −165°C en probetas entalladas.

- El acero es dúctil a la temperatura de −165°C. Las probetas lisas han roto con estricción (Figura 9) y con alargamientos superiores al 1 por 100. El valor medio de la estricción, a − 165°C, es del 40 por 100. La reducción, en un 12 por 100, de la estricción con relación a los valores a temperatura ambiente es la misma que la detectada en los aceros de baja relajación de la Bridon Wire (5).
- El valor medio del coeficiente de dilatación, en el intervalo de 20°C a − 196°C, medido por el procedimiento descrito anteriormente fue de $(8{,}4 \pm 0{,}5) \cdot 10^{-6}\,°C^{-1}$.

Los resultados de los ensayos realizados con el acero ϕ 7 se indican en las tablas 7 y 8. Tienen por objeto conocer la influencia del enfriamiento antes o después de que el acero entre en carga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

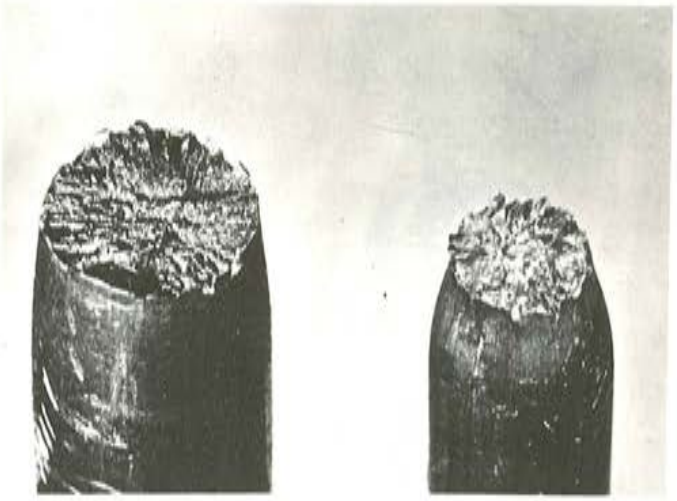


Fig. 9. Aspecto de las roturas a −165°C, en probetas lisas.

TABLA 7

ACERO ϕ 7. PROBETA LISA
ENFRIADO HASTA − 165°C BAJO CARGA NULA Y ROTO A TRACCION

Ensayo	1	2	3	4	5	Valor medio
Tensión de rotura (Kg/mm²)	184,9	189,0	186,7	181,6	184,8	185,4
Estricción (%)	24	18	22	24	18	21,2

TABLA 8

ACERO ϕ 7. PROBETA LISA
TENSADO AL 80 POR 100 DE LA CARGA DE ROTURA, ENFRIADO A − 165°C
Y ROTO A TRACCION

Ensayo	1	2	3	4	5	6	Valor medio
Tensión de rotura (Kg/mm²)	189,2	189,0	181,7	189,5	189,5	192,0	188,5
Estricción (%)	24	24	22	24	24	24	24

Por último, en la tabla 9 se comparan los valores medios de todos los resultados obtenidos con el acero ϕ 7.

TABLA 9

ACERO ϕ 7. VALORES MEDIOS DE LOS RESULTADOS

	T. de rotura (Kg/mm²)	Estricción (%)
Ensayo a 20°C	166	35
Enfriado a − 165°C, sin tensión	185,4 ± 1,2	21 ± 1,4
Enfriado a − 165°C, con tensión	188,4 ± 1,2	24 ± 0,3

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

- De nuevo se observa un aumento de la carga de rotura, entre el 12 y 13 por 100, al disminuir la temperatura, similar al obtenido para el ϕ 5,2.
- El acero sigue rompiendo ductilmente, pero ahora la disminución de la estricción es más marcada, llegando al 40 por 100 para el enfriado sin tensión y al 31 por 100 cuando se tensa previamente.
- El enfriamiento del alambre, antes o después de tensar, no parece tener excesiva importancia. Ello es debido a que la resistencia aumenta al disminuir la temperatura y, por consiguiente, el enfriamiento de un depósito pretensado a temperatura ambiente no debe crear problemas por este motivo. Las dificultades, de aparecer, podrían deberse a las diferencias de los coeficientes de dilatación y de conducción térmica entre acero y hormigón.

AGRADECIMIENTOS

Expresamos nuestro agradecimiento a la Dra. Ana María Llopis y al Profesor Felipe Calvo por la ayuda prestada para las medidas del coeficiente de dilatación. A la Sociedad Española B.B.R. por la ayuda prestada en la confección de los anclajes.

REFERENCIAS

(1) ASTM. *"Screening Tests for High Strength alloys using Sharphy notched cylindrical Specimens"* Materials Research and Standards 2, 196 (1962)

(2) M. A. Astiz. *"Estudio de la estabilidad de una fisura superficial en un alambre de acero de alta resistencia"*.
Tesis doctoral (2.1.1, 2.3.1) (1976)

(3) A. Doi, H. Tomioka, Y. Tanaka y M. Kurandi. *"Physical properties of pre-stressing steel wire at low and elevated temperatures"*
Report DRG 75-04. Shinko Wire Co. Ltd. Amagasaki.

(4) B.E. Eakin, W.G. Blair, J.J. Closner, R. Maroti. *"Below ground storage of liquified natural gas in prestressed concrete tanks"*.
IGT Report núm. 8 (1963).

(5) Bridon Wire Technical Notes. No. 13. Mayo 1970.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de julio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Juntas PUENTEFLEX

Distribuidores y Colocadores:

texsa / cotesa

Parcerisas, 27 - BARCELONA-4 - Teléf. 331 40 00

TIPOS «SR»

SERVICIO RIGUROSO

DESCRIPCION:

- **Las Juntas PUENTEFLEX Tipo "SR", fabricadas bajo licencia de Watson-Bowman, están recomendadas para SERVICIO RIGUROSO con movimientos totales hasta 380 mm.**
- **Comprobadas por el Instituto Eduardo Torroja.**
- **Indicadas para pasos elevados, viaductos, etc., los cuales estén expuestos al tráfico intenso y abusivo.**

ALGUNOS DETALLES TECNICOS:

A.- ANTIDESLIZABLE: Su superficie está constituida por listones de aluminio que han sido diseñados específicamente para evitar los deslizamientos.

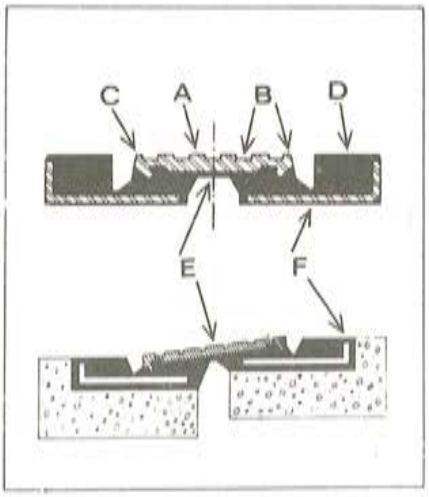
B.- DURABLE: La superficie de contacto, perfectamente estructurada, previene contra eventuales pérdidas de secciones ocasionadas por las máquinas quita-nieves y la acción de los materiales abrasivos.

C.- RESISTENTE: Las bandas centrales, expuestas a un continuo desgaste, poseen una estructura que proporciona la máxima resistencia en estos puntos críticos.

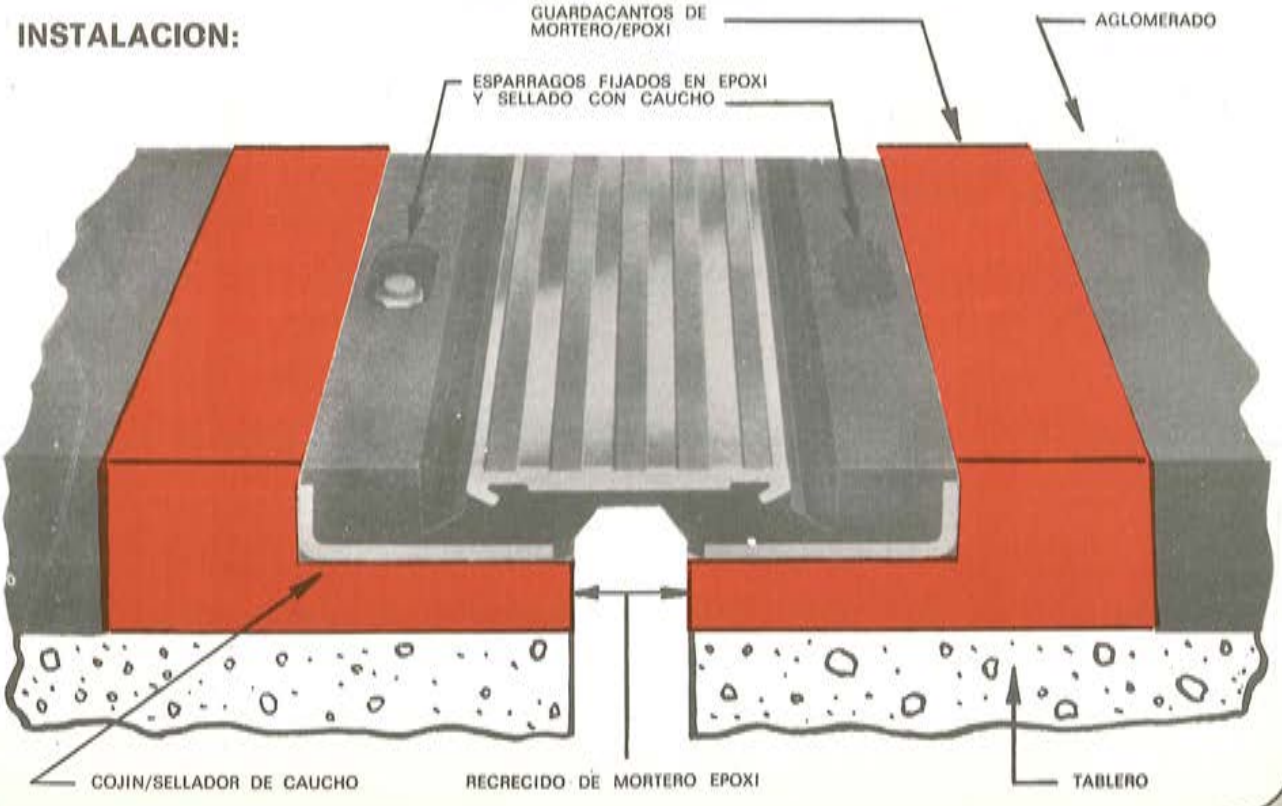
D.- SEGURA: La junta, está fabricada con Neopreno.

E.- FLEXIBLE: El diseño de la junta SR permite movimientos en tres planos, adaptándose así a las oscilaciones multidireccionales de los puentes.

F.- IMPERMEABLE: En toda su superficie la junta está instalada sobre una capa selladora de epoxi para darle el impermeabilizado final.



INSTALACION:

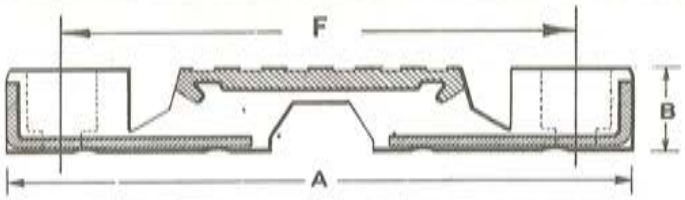


Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

JUNTAS SR - ESPECIFICACIONES DEL MODELO Y TABLERO A TEMPERATURAS MEDIAS

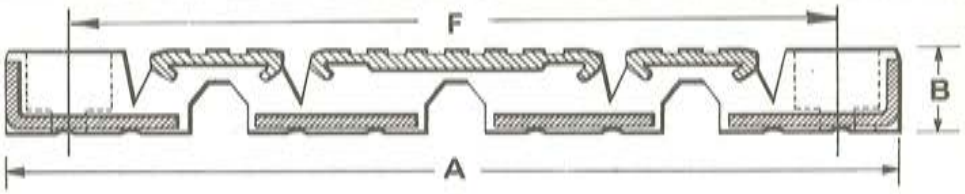
MODELO

SR-2
SR-3

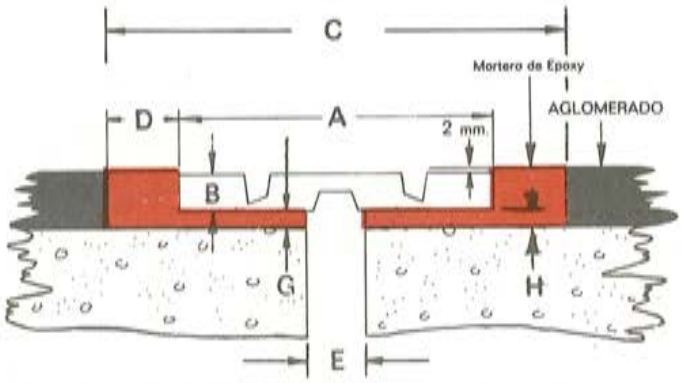


MODELO

SR-4
SR-6.5
SR-9
SR-13

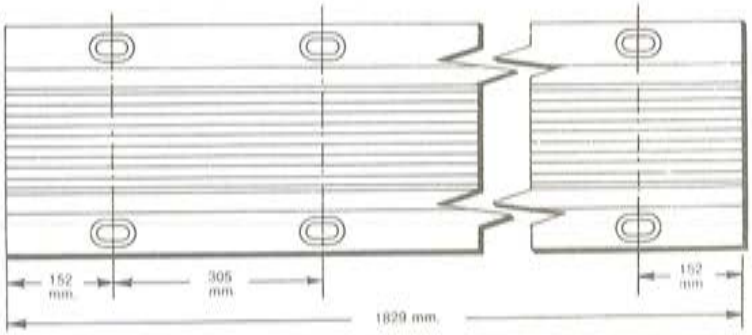


DETALLES DE LA CAMA (mm.)



Modelo	Movimiento	A	B	C	D	E	F	G	H	Diám. Perno	Torsión Kgf m
SR-2	60	270	40	430	80	60	213	H-45	Espesor del aglomerado	12	5,5
SR-3	90	408	51	608	100	90	332	H-56		16	9,0
SR-4	120	584	54	794	105	120	499	H-59		20	11,7
SR-6,5	190	711	76	941	115	135	616	H-81		24	13,8
SR-9	265	949	95	1229	140	180	851	H-100		24	13,8
SR-13	380	1397	127	1777	190	235	1270	H-132		28	20,7

PLANO SUPERIOR



FABRICADAS EN ESPAÑA BAJO LICENCIA DE

DISTRIBUIDORES Y COLOCADORES EXCLUSIVOS

texsa / cotesa

Parcerisas, 27 - BARCELONA-4
Teléf. 331 40 00

PUENTEFLEX, S. A.

Avda. Generalísimo, 67 - MADRID-16
Teléf. 270 48 85

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

Ensayo de pilares a compresión centrada.

MADRID
Central:
Monte Esquinza, 30 - 4.° D
Tels. (91) 410 51 58/62/66

MADRID
Laboratorio
Carretera de Loeches, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. 675 31 00/04/08

BARCELONA
Pasaje Busquets, 37
CORNELLA DE LLOBREGAT
Tels. (93) 377 43 58/62

SANTANDER
Félix Apellániz, 11
TORRELAVEGA
Tel. (942) 89 02 01

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Ensayos de hormigones ligeros estructurales españoles: análisis a la luz de la experiencia en otros paises

Javier Alonso Gómez
Ingeniero de Caminos

0. INTRODUCCION

Los hormigones ligeros para relleno y aislamiento, llevan ya tiempo implantados entre nosotros, tanto los de áridos ligeros (puzolana, perlita, poliestireno, cascote de ladrillo, etc.), como los celulares producidos por expansión química, bien en frío, o bien en autoclave.

Sin embargo, las posibilidades de utilización de hormigones ligeros, tanto armados como pretensados, no han sido una realidad práctica en España hasta 1975-76, en que ha comenzado la producción de áridos ligeros de arcilla expandida por parte de dos empresas, con fábricas en Madrid (Alcalá de Henares), Barcelona (Piera) y Valencia (Buñol).

La bibliografía sobre estos hormigones es extensísima pero hasta el presente, siempre limitada, como es obvio, a áridos no disponibles en España, por lo que su utilidad es puramente académica. El objeto del presente artículo es presentar los resu ltados de ensayos efectuados con áridos españoles y compararlos con los reseñados fuera de nuestras fronteras, para así poder juzgar sobre la aplicabilidad a los materiales españoles del resto de la experiencia extranjera.

En este primer artículo, se analizan los siguientes factores:

- Densidad.
- Resistencia a compresión.
- Resistencia a tracción.
- Módulo de deformación sobre probetas.

En un segundo artículo, se presentarán y analizarán los resultados de ensayos de rotura de vigas a flexión y se estudiará detenidamente la deformabilidad de los elementos flectados de hormigón ligero.

Estas experiencias se han realizado con áridos Arlita de arcilla expandida, procedentes de la factoría de Los Hueros - Alcalá de Henares (Fotos 1 y 2). Los ensayos tuvieron lugar en el laboratorio de INTEMAC, en Torrejón de Ardoz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

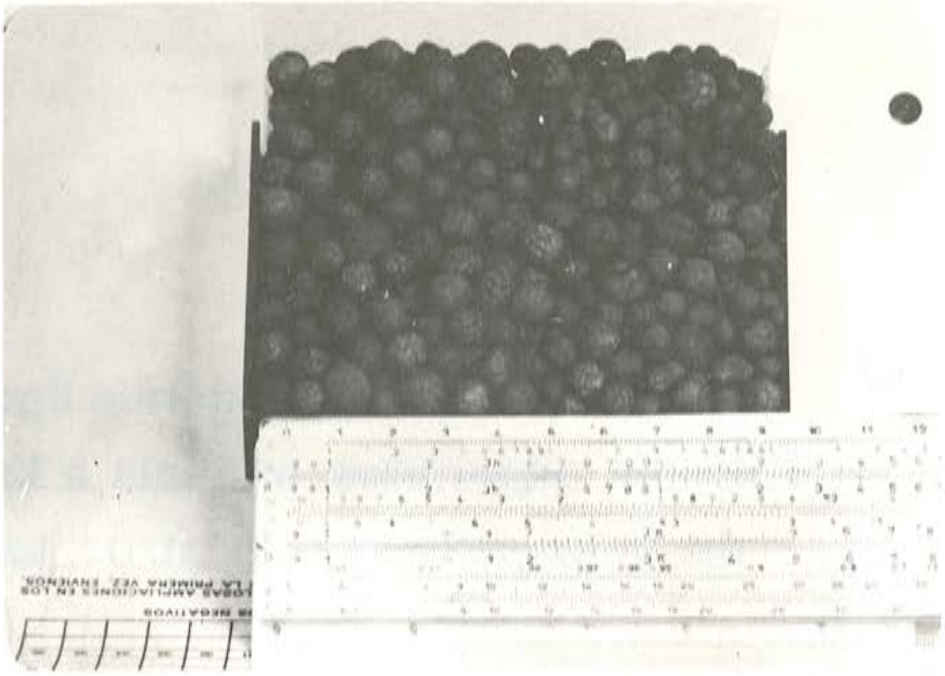


Foto 1. Arido Arlita, granulometría 4/8 mm.

Foto 2. Arido Arlita, granulometría 8/16 mm.

1. COMPOSICION DEL HORMIGON

1.1. Generalidades

La Técnica del hormigón ligero, considera la densidad del hormigón como una variable más, y consecuentemente existe un gran interés en optimizar esta variable, esto es, en conseguir un hormigón del mínimo peso específico compatible con las exigencias de resistencia, deformabilidad, durabilidad, etc... A este fin, y aprovechando el hecho de que los áridos Arlita

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

se fabrican en fracciones separadas por densidad, se ensayaron distintas dosificaciones, buscando obtener distintas resistencias tipificadas a 28 días, variando la dosificación de cemento por m³ y el tipo de árido empleado.

Para ello se prepararon 4 dosificaciones diferentes:

- Una dosificación tendente a conseguir un H-175, como hormigón representativo del utilizado en forjados, intentando afinar en la densidad.
- Una dosificación para conseguir un H-350, como hormigón típico del utilizado en pretensado.
- Una dosificación para conseguir un H-250 sin demasiado énfasis en la densidad.
- Una dosificación denominada H-MAX con la que pretendíamos encontrar el "techo" resistente del hormigón fabricado con estos áridos ligeros.

Los hormigones H-175 y H-250, se prepararon con cemento P-350, y los H-350 y H-MAX con P-450.

En todos los hormigones se utilizó árido ligero como fracción gruesa, pero arena natural de río como fracción fina. El motivo para esto estriba en que, a la vista de la experiencia europea, las arenas ligeras no son aptas para hormigones de resistencia elevada, y por otra parte, la ganancia en peso que se obtiene (unos 150 Kg/m³) no suele compensar en la práctica el sobrecosto que supone esta arena ligera.

1.2. Aridos empleados

Los áridos seleccionados, tenían las propiedades que se recogen en la tabla 1. En la tabla 2 y el gráfico 1, se recogen los valores de la relación densidad en montón/densidad de grano, comparados con los de otros áridos extranjeros.

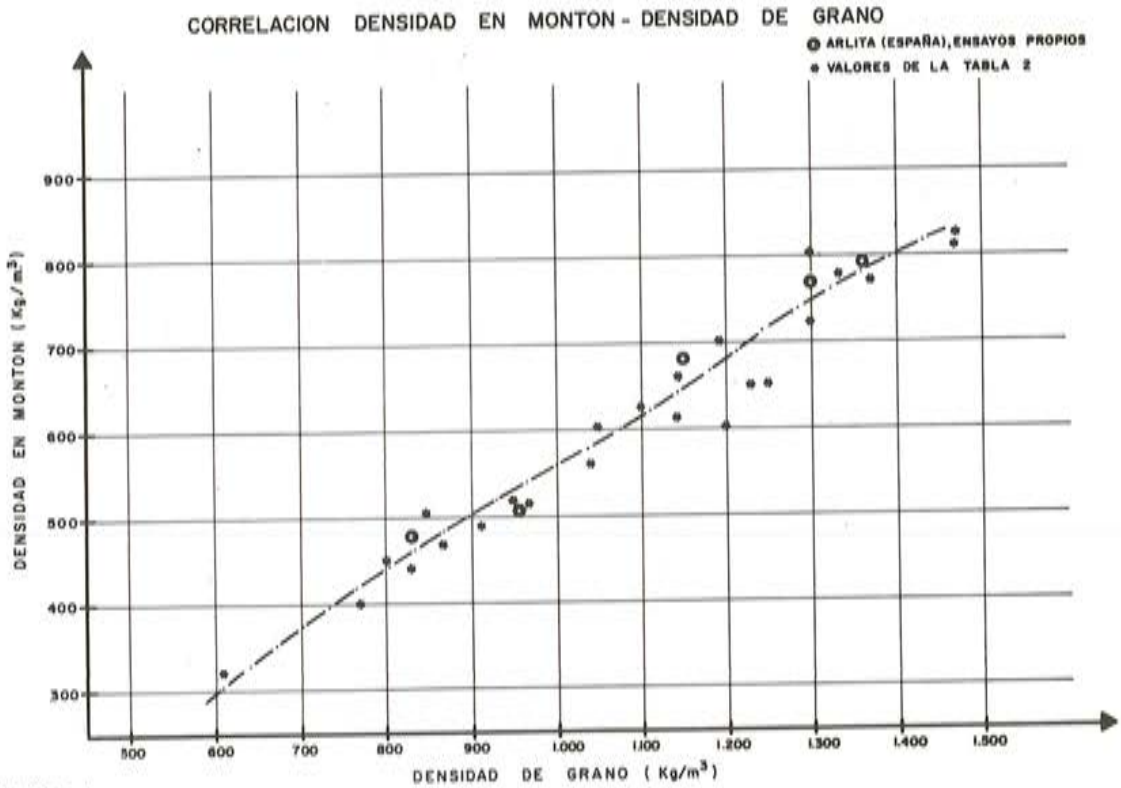


Gráfico 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

El conocimiento de esta relación tiene gran importancia en la dosificación de los hormigones, para poder calcular el volumen absoluto ocupado por un árido ligero del que normalmente sólo se conoce el volumen aparente.

No hemos encontrado correlación entre esta relación de densidades y la granulometría del árido.

El valor medio de la relación densidad de grano/densidad de montón para Arlita, ha resultado, según nuestros ensayos de 1,74, muy similar al que obtuvo la Universidad de Toledo (Ohio), con el mismo árido, mientras que la media de los 24 valores extranjeros reseñados en la tabla 2, es 1,81, valor que concuerda con la suficiente exactitud para que las dosificaciones recomendadas en otros países para hormigones ligeros, puedan servir de pauta también en España.

Se efectuó asimismo un análisis rutinario para determinar la idoneidad de los áridos según lo dispuesto en la EH-73, obteniendo resultados correctos (salvando evidentemente la flotabilidad en el líquido de densidad 2).

1.3. Dosificación

A la vista de la granulometría de los áridos que se iban a utilizar, se estudió una dosificación teórica y se hicieron 3 amasadas de prueba, variando levemente la dosificación teórica, con vistas a obtener experimentalmente la más idónea. Se rompieron probetas a 7 días y de acuerdo con ello, se adoptó la siguiente proporción de áridos.

- Arlita G 44,2%
- Arlita F ..... 22,0% (Porcentajes en volumen real)
- Arena 33,8%

Con base en esta composición, resultaron las dosificaciones que se recogen en la tabla 3, aunque debe reseñarse que la cantidad de agua añadida tiene solamente carácter orientativo, debido a la porosidad de los áridos, en los cuales el contenido de humedad puede variar entre un 0 y un 30% en peso. Por este motivo, y como lo reconoce implícitamente la norma ACI 318-71 [3] en sus artículos 4.2.5 y 4.2.6, en el hormigón de áridos ligeros no tiene sentido hablar de relación agua-cemento, la cual debe sustituirse o bien por la resistencia simplemente o bien por la pareja de valores: contenido de cemento + asiento de cono.

Con cada una de estas 4 dosificaciones, se hicieron 4 amasadas diferentes (un total de 16 amasadas), y de cada amasada, se tomaron 5 probetas cilíndricas 15 x 30 (un total de 90 probetas) que se conservaron de acuerdo con normas UNE.

A los 28 días, se ensayaron estas probetas obteniéndose por cada amasada:

- 4 determinaciones de resistencia a compresión.
- 1 determinación de resistencia a tracción (ensayo brasileño por compresión diametral).
- 1 determinación de módulo de deformación.
- 4 determinaciones de densidad del hormigón saturado.
- 2 determinaciones de densidad del hormigón secado en estufa hasta peso constante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

2. PRESENTACION DE LOS RESULTADOS DE ENSAYO DE PROBETAS

En la tabla 4 figuran reunidos los valores obtenidos en el total de los ensayos sobre probetas.

Es interesante señalar el pequeño coeficiente de variación de los resultados obtenidos (ver tabla 5), en especial el de la resistencia a compresión de los hormigones más resistentes, que oscila del 2,29 por 100 al 2,81 por 100. Este hecho es atribuible en parte a la gran constancia de propiedades que presentan los áridos ligeros por la naturaleza industrial de su producción.

3. ANALISIS DE LOS RESULTADOS: DENSIDAD

La importancia fundamental de la densidad del hormigón, está en su relación con su resistencia, aspecto que tocaremos en el siguiente apartado; en éste vamos a intentar establecer a qué debe llamarse "densidad" de un hormigón ligero, y qué posibilidades existen de preverla.

Las dos densidades obtenidas durante el ensayo, la saturada a 28 días y la seca en estufa hasta peso constante evidentemente no son operativas (la 1ª lo sería sólo para el caso de obras sumergidas, o para el cálculo de cimbras y encofrados). Desgraciadamente, se omitió en estos ensayos el estudio de la variación de la densidad con el tiempo.

En cuanto a la posibilidad de predecir la densidad a partir de la dosificación, la fórmula más extendida es la de la ASTM [4] que da como densidad seca la que se obtiene por $\gamma = PA + 1{,}2\ Pc$, siendo PA = Peso de los áridos secos y Pc = Peso de cemento.

Sin embargo, al aplicar esta fórmula a nuestro caso, se observan (ver tabla 6), algunas discrepancias en dos de las dosificaciones, por lo que en tanto no poseamos un número mayor de datos, habrá que utilizar esta fórmula con precauciones.

En la columna 5 de esta misma tabla 6, figura la densidad de cálculo que correspondería a estos hormigones según la teoría más aceptada en la actualidad que es la de las Directrices alemanas para el hormigón ligero [5]. Según ellas, al producirse el equilibrio de humedad entre el medio circundante y el hormigón, este último conserva alrededor de un 5 por 100 en volumen de agua. Por tanto, su densidad sería la densidad seca en estufa + 50 Kg/m³. En la misma línea están las indicaciones de la ASTM que proponen como densidad de cálculo la densidad seca + una cantidad entre 25 y 75 Kg/m³, para tener en cuenta el peso de la humedad de equilibrio [4].

4. ANALISIS DE LOS RESULTADOS: RESISTENCIA A COMPRESION

Dentro de estos resultados, hemos de considerar primero su valor absoluto y luego su valor relativo referido a su densidad, que es lo que caracteriza a estos hormigones.

En cuanto a valores absolutos, puede observarse en la tabla 4 que se ha alcanzado como máximo una resistencia media de 539 Kgs/cm², con un hormigón de buena plasticidad.

Evidentemente los valores que se alcancen en obra no serán tan elevados como éstos de laboratorio. En el comentario al artículo 62 de la EH-73 [11] se recoge una fórmula orientativa para relacionar la resistencia media en laboratorio y la característica en obra, según se consideren condiciones de ejecución muy buenas o buenas simplemente, con lo que obtendríamos los siguientes valores para los dos hormigones más característicos:

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Densidad de cálculo según [5]	Resistencia media laboratorio	Resistencia característica en obra según EH-73
1,46 1,71	248 456	198 - 173 372 - 327

(Los dos valores dados para la resistencia característica en obra, corresponden a condiciones muy buenas y buenas respectivamente.)

Al intentar comparar estos valores con los proporcionados por fuentes de otros países, tal como hemos hecho en el gráfico 2, surgen una serie de indeterminaciones, como son:

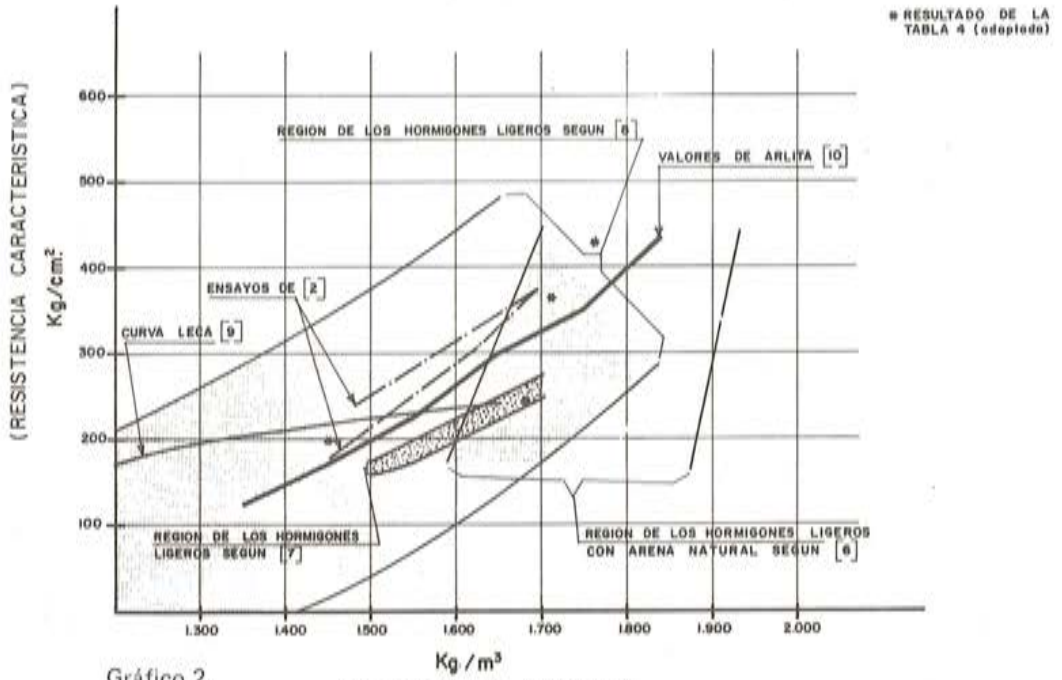


Gráfico 2.

- Hormigones con arena ligera o con arena natural (nos hemos limitado a estos últimos).
- Probetas cúbicas o cilíndricas (hemos considerado cilíndricas, utilizando 0,85 como coeficiente de conversión).
- Ensayos de laboratorio o valores característicos o de proyecto. (Esta es la mayor dificultad al comparar tablas de procedencia diversa. Los valores de normas oficiales o proporcionados por los fabricantes del árido, los hemos considerado como de proyecto, y los de ensayo, los hemos dividido por 1,25 para hacerlos, en cierto modo, equiparables).
- Densidad en seco o a 28 días (hemos procurado tomar los valores de cálculo según [5]).

A pesar de estas precauciones, puede observarse en el citado gráfico 2 la gran dispersión existente de valores, la cual es aún mayor al considerar hormigones ligeros USA, que se caracterizan por usar siempre áridos muy pesados, de densidad en montón 700-900 Kg/m³.

Por todo ello opinamos que en el momento actual, y salvo que el proyectista cuente con ensayos propios, lo más prudente es guiarse por los valores dados por el fabricante de los áridos ligeros, el cual, normalmente, suele contar con larga experiencia de ensayos en laboratorio de sus hormigones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

5. ANALISIS DE LOS RESULTADOS: RESISTENCIA A TRACCION

Para el estudio de esta variable se rompieron probetas cilíndricas por compresión diametral, según el ensayo brasileño normalizado. La forma de la rotura fue la tradicional en los hormigones de áridos ligeros (foto 3), en los que al ser menor la resistencia a tracción del árido que la ádherencia árido-mortero, se produce la rotura por hendimiento de los granos de árido. En la tabla 4 figuran los resultados numéricos de las roturas efectuadas.

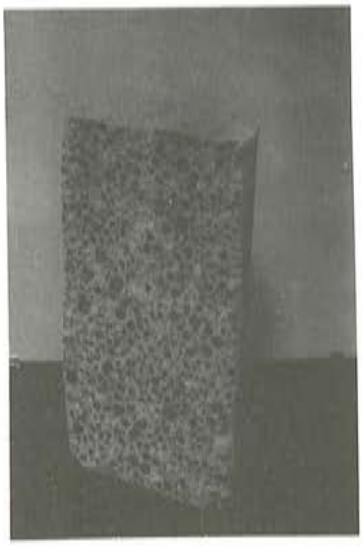


Foto 3. Probeta de hormigón de áridos ligeros ensayada según el Ensayo Brasileño.

Es característico de los hormigones ligeros que el valor de la relación resistencia a tracción/resistencia a compresión es inferior a la correspondiente al hormigón normal. En la tabla 7 se recogen los valores de los ensayos, así como el valor teórico que correspondería al hormigón normal, según el comentario al artículo 10.3 de la EH-73 [11], dado por la fórmula $f_{ct} = 0{,}59 \sqrt[3]{fc^2}$.

A pesar de la gran dispersión existente, el valor medio obtenido, 0,80 concuerda exactamente con la minoración de la capacidad resistente del hormigón ligero a torsión y cortante, propugnada por las normas inglesas [12] y alemanas [5], mientras que las americanas [3] dan el valor 0,85 que a la vista de estos resultados parece algo elevado.

6. ANALISIS DE RESULTADOS: MODULO DE DEFORMACION DE PROBETAS

Al comentar los resultados de este apartado, siempre bajo la óptica de comparar los valores obtenidos con los de la normativa española y extranjera, nos encontramos de nuevo con la misma dificultad del apartado 4; es decir, que las distintas normas se refieren, con frecuencia, a valores no comparables del módulo de deformación.

En la tabla 8 se comparan los valores experimentales con los del hormigón normal de igual resistencia, según la EH-73.

En la columna 7 de esa misma tabla, se recoge cuál sería el valor de esa misma relación según la norma inglesa CP-110, la cual indica que el módulo de deformación del hormigón normal debe multiplicarse por $(\gamma/2{,}3)^2$ para obtener el del hormigón ligero. Esta fórmula proporciona valores demasiado bajos para densidades bajas y demasiado altos para densidades altas. Para este cálculo se ha tomado como densidad la seca + 50 Kg/m^3.

La norma ACI-318 da como módulo de deformación para el hormigón ligero, la fórmula clásica de Pauw $4270 \sqrt{\gamma^3}$ fc, mientras que para hormigón normal da $1.500 \sqrt{fc}$. El co-

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

ciente de ambas fórmulas $0{,}2846 \sqrt{\gamma^3}$ es el que figura en la columna 8 de la tabla 8. En este caso como densidad hemos tomado la seca + 0,10 Kg/dm³, pues la norma ACI define la densidad como la obtenida a 28 días en ciertas condiciones de curado. Puede verse que en este caso el cociente teórico es mucho más elevado que el obtenido por nosotros.

Probablemente esta cuestión del módulo de deformación necesita un estudio más profundo, no sólo en el hormigón ligero, sino también en el hormigón normal, pues los módulos obtenidos por la fórmula más común en España $21.000 \sqrt{fc}$ frecuentemente no concuerdan con los valores experimentales.

7. CONCLUSIONES

No se ha pretendido en estos primeros ensayos una investigación de alto nivel científico, sino sólo una primera aproximación a los hormigones ligeros españoles. En principio no se ha detectado ninguna propiedad desfavorable que desaconseje el uso estructural de estos hormigones, sino que resulta bastante razonable su homologación con los demás hormigones europeos de áridos ligeros. Los hormigones ligeros americanos presentan en cambio características bastante diferentes a los europeos, en gran parte debidas a estar fabricados con áridos ligeros artificiales de la 1ª generación (recordemos que las fábricas americanas más antiguas son de 1920 aproximadamente).

Por todo esto, y en tanto no exista una normativa española al respecto, el proyecto y cálculo de hormigones ligeros españoles basándose en alguna de las normas europeas ya establecidas, parece una solución suficientemente razonable desde el punto de vista de la seguridad de las estructuras.

TABLA 1

Tipo de árido	Módulo de finura	Densidad aparente en montón (Kg/dm³)	Densidad aparente de grano (Kg/dm³)	Cociente Dens./grano/ Dens. mon.
Arlita F-5 (4/8 mm)	5,97	0,48	0,83	1,73
Arlita G-5 (8/16 mm)	6,40	0,51	0,96	1,88
Arlita F-7 (4/8 mm)	6,13	0,68	1,15	1,69
Arlita F-8 (4/8 mm)	5,88	0,79	1,36	1,72
Arlita G-8 (8/16 mm)	6,16	0,77	1,30	1,69
Arena silícea del río Jarama	2,94	–	–	Media ... 1,74

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA 2

Arido y procedencia	Densidad en montón	Densidad de grano	Cociente	Fuente
Esquisto expandido Basalite (USA) (No redondeado)	770 820	1.370 1.470	1,78 1,79	Documentación del fabricante.
E.E. SUREX (Francia)	658 698	1.144 1.193	1,74 1,71	Ensayos CEBTP, proporcionados por fabricante
Arcilla expandida ARES (Italia)	450 625 775	800 1.100 1.335	1,78 1,78 1,74	Documentación del fabricante
A.E. ARGI 16 (Francia)	507	848	1,67	Ensayos UTI, facilitados por el fabricante
A.E. LIAPOR (Alemania)	320 400 510 610 720 810	610 770 960 1.120 1.300 1.470	1,90 1,92 1,88 1,84 1,80 1,81	Ensayos Materialprüfungsamt der Landesgewebeanstalt Bayern, facilitados por el fabricante
A.E. LECA (Francia)	440 470 520	831 863 949	1,88 1,84 1,82	Ensayos CEBTP, citados en [1]
A.E. KORLIN (Holanda)	490 560 650	912 1.041 1.180	1,86 1,86 1,81	Ensayos CEBTP, citados en [1]
A.E. DETOON (Alemania)	600 650	1.200 1.250	2,00 1,92	Ensayos citados en [2]
A.E. OBERKAMMLACHER (Alemania)	600 800	1.050 1.300	1,75 1,63	Ensayos citados en [2]
MEDIA	—	—	1,81	—
A.E. ARLITA (España)	588 640	1.050 1.110	1,78 1,73	Ensayos University of Toledo (Ohio), facilitados por el fabricante

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA 3

H-175

Componentes	%	Volúmenes relativos (dm^3)	Densidades relativas (Kg/dm^3)	Pesos (kg)
Arlita G-5	44,2	306,2	0,96	294
Arlita F-5	22,0	152,4	0,83	126
Arena natural	33,8	234,2	2,50	609
Cemento P-350	–	110,2	3,13	345
Agua	–	197,0	–	–
TOTAL	100,0	1.000,0	–	–

H-250

Componentes	%	Volúmenes relativos (dm^3)	Densidades relativas (Kg/dm^3)	Pesos (kg)
Arlita G-8	44,2	308,0	1,30	400
Arlita F-7	22,0	153,4	1,15	176
Arena natural	33,8	235,6	2,60	613
Cemento P-350	–	119,8	3,13	375
Agua	–	183,2	–	–
TOTAL	100,0	1.000,0	–	–

H-350

Componentes	%	Volúmenes relativos (dm^3)	Densidades relativas (Kg/dm^3)	Pesos (kg)
Arlita G-8	44,2	303,7	1,36	395
Arlita F-7	22,0	151,2	1,15	174
Arena natural	33,8	232,3	2,60	604
Cemento P-450	–	127,8	3,13	400
Agua	–	185,0	–	–
TOTAL	100,0	.000,0	–	–

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA 3 (Continuación)

H-MAX				
Componentes	**%**	**Volúmenes relativos (dm^3)**	**Densidades relativas (Kg/dm^3)**	**Pesos (Kg)**
Arlita G-8	44,2	289,6	1,30	376
Arlita F-8	22,0	144,2	1,36	196
Arena natural	33,8	221,5	2,60	576
Cemento P-450	—	159,7	3,13	500
Agua	—	185,0	—	—
TOTAL	100,0	1.000,0	—	—

TABLA 4.–Hormigón tipo H-250

RESULTADOS DE ENSAYO DE PROBETAS					Asiento de cono (cm) (**)	Amasada
Compresión (Kg/cm^2) (*)	Tracción (Kg/cm^2)	M. Deformación (Kg/cm^2)	Peso específico (Kg/dm^3)			
			Saturado (*)	Seco (*)		
333	24	188.000	1,905	1,626	6,0	1
350	26	202.000	1,910	1,630	7,0	2
329	26	181.000	1,895	1,630	6,0	3
343	22	191.000	1,910	1,633	6,0	4
339	24,5	190.500	1,905	1,630	6,25	Valores medios

(*) Media de 4 determinaciones.
(**) Media de 2 determinaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA 4.–Hormigón tipo H-175

RESULTADOS DE ENSAYO DE PROBETAS					Asiento de Cono (cm) (**)	Amasada
Compresión (Kg/cm²) (*)	Tracción (Kg/cm²)	M. Deformación (Kg/cm²)	Peso específico (Kg/dm³)			
			Saturado (*)	Seco (*)		
224	18	128.000	1,665	1,390	8,0	1
240	16	148.000	1,675	1,405	5,0	2
262	17	149.000	1,660	1,445	8,0	3
267	18	149.000	1,665	1,415	8,0	4
248	17,25	142.250	1,666	1,414	7,25	Valores medios

(*) Media de 4 determinaciones.
(**) Media de 2 determinaciones.

TABLA 4.–Hormigón tipo H-350 (Cont.)

RESULTADOS DE ENSAYO DE PROBETAS					Asiento de cono (cm) (**)	Amasada
Compresión (Kg/cm²) (*)	Tracción (Kg/cm²)	M. Deformación (Kg/cm²)	Peso específico (Kg/dm³)			
			Saturado (*)	Seco (*)		
445	27	225.000	1,310	1,657	7,0	1
450	22	220.000	1,908	1,659	5,5	2
468	29	218.000	1,920	1,674	5,5	3
461	28	229.000	1,908	1,661	6,0	4
456	26,5	223.000	1,911	1,663	6,0	Valores medios

(*) Media de 4 determinaciones
(**) Media de 2 determinaciones

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA 4.–Hormigón tipo H-MAX (Cont.)

RESULTADOS DE ENSAYO DE PROBETAS					Asiento de cono (cm) (**)	Amasada
Compresión (Kg/cm²) (*)	Tracción (Kg/cm²)	M. Deformación (Kg/cm²)	Peso específico (Kg/dm³)			
			Saturado (*)	Seco (*)		
546	29	269.000	1,925	1,725	5,0	1
536	36	239.000	1,925	1,712	8,0	2
521	36	241.000	1,913	1,695	7,0	3
553	32	261.000	1,897	1,703	6,5	4
539	33,3	252.500	1,915	1,708	6,62	Valores medios

(*) Media de 4 determinaciones.
(**) Media de 2 determinaciones.

TABLA 5

HORMIGON TIPO	COEFICIENTE DE VARIACION (%)					
	A. Cono	Compresión	Tracción	E_c	$\gamma_{sat.}$	$\gamma_{sec.}$
H-175	20,69	8,05	4,81	6,97	0,46	1,64
H-250	8,00	2,81	7,82	4,57	0,37	0,35
H-350	11,79	2,29	11,73	2,23	0,30	0,46
H-MAX	18,87	2,58	10,22	5,87	0,69	0,75

TABLA 6

1 Densidad saturada	2 Densidad seca observada	3 Densidad seca según ASTM [4]	4 Desviación entre 2 y 3	5 Densidad de cálculo según [5]
1,666	1,414	1,443	+ 2%	1,464
1,905	1,630	1,638	+ 0,5%	1,680
1,911	1,663	1,653	– 0,6%	1,713
1,915	1,705	1,748	– 2,5%	1,755

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

TABLA 7

Resistencia compresión (1)	Resistencia tracción (2)	Resistencia tracción esperada según [11], Para hormigón normal (3)	Cociente $\frac{(2)}{(3)}$
224	18	21,7	0,82
240	16	22,7	0,70
262	17	24,1	0,70
267	18	24,4	0,73
333	24	28,3	0,85
350	26	29,3	0,89
329	26	28,1	0,92
343	22	28,9	0,76
445	27	34,3	0,79
450	22	34,6	0,64
468	29	35,5	0,82
461	28	35,2	0,79
546	29	39,4	0,74
536	36	38,9	0,92
521	36	38,2	0,94
553	32	39,7	0,81

Media 0,80125

TABLA 8

Resistencia de la probeta (1)	Densidad saturada en el momento del ensayo (2)	Densidad seca (3)	Módulo de deformación (4)	$21.000\sqrt{f}$ (5)	Cociente (4)/(5) (6)	Cociente según CP-110[12] (7)	Cociente según ACI-318[3] (8)
221	1,65	1,40	128.000	312.187	0,41	0,40	0,52
229	1,67	1,42	143.000	317.787	0,45	0,41	0,53
253	1,66	1,41	149.000	334.025	0,45	0,40	0,53
274	1,67	1,42	149.000	347.612	0,43	0,41	0,53
325	1,91	1,63	188.000	378.582	0,50	0,53	0,65
329	1,89	1,61	181.000	380.905	0,47	0,52	0,64
347	1,91	1,64	202.000	391.187	0,52	0,54	0,65
336	1,90	1,63	191.000	384.936	0,50	0,53	0,65
439	1,92	1,67	225.000	439.999	0,51	0,56	0,67
473	1,91	1,66	220.000	456.720	0,48	0,55	0,66
469	1,92	1,67	218.000	454.785	0,48	0,56	0,67
473	1,90	1,65	229.000	456.720	0,50	0,55	0,66
551	1,93	1,73	269.000	492.941	0,55	0,60	0,70
518	1,93	1,72	239.000	477.952	0,50	0,59	0,70
509	1,91	1,70	241.000	473.782	0,51	0,58	0,69
536	1,90	1,70	261.000	486.185	0,54	0,58	0,69
					Media 0,47		

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] P. Cormon: Les Granulats d'Argile et de Schiste Expansé. Annales ITBTP, Octubre 1974.

[2] Weigler-Karl. Hormigones Ligeros Armados. Barcelona 1974.

[3] ACI 318-71: Building Code Requirements for Reinforced Concrete.

[4] Norma ASTM C567.

[5] Richtlinien für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge, Düsseldorf 1973.

[6] ACI 213-67 Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete.

[7] Recommendations Provisoires pour l'utilisation des Bétons de Granulats Légers, Annales ITBTP, Marzo 1976.

[8] G. Wischers y W. Manns: Technologie du Béton Léger de Structure. Constructions en Béton Léger, París 1974.

[9] Laterlite s.p.a. Folleto divulgativo "Calcestruzzi Prefabbricati in Aggregati Leggeri di Argilla Espansa Leca".

[10] Aridos Ligeros, S.A.: Hoja divulgativa "Arlita: El Producto".

[11] Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-73, Madrid 1973.

[12] The structural use of Concrete CP 110, Londres 1972.

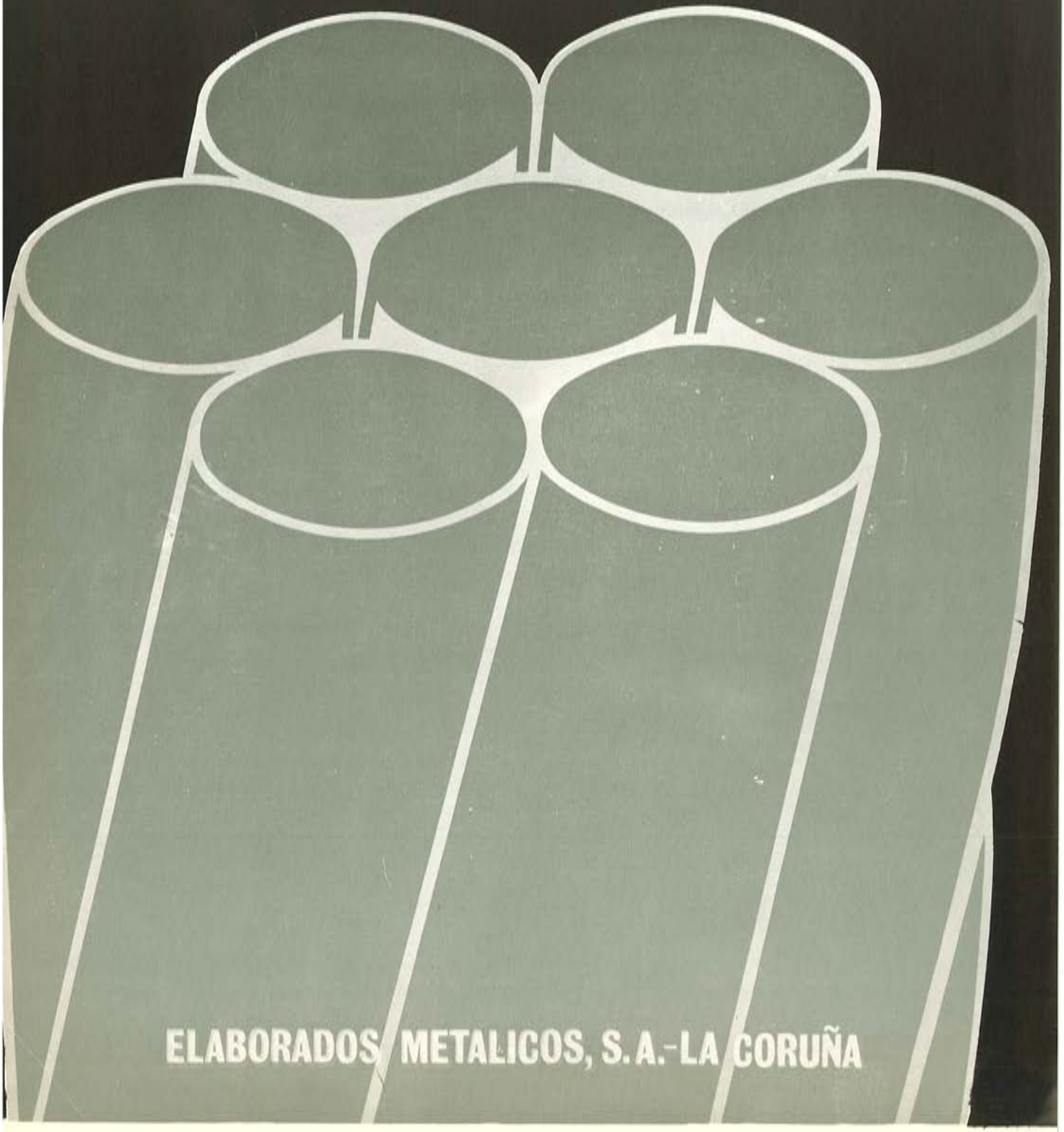
Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de julio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

EMESA

Stress-Relieved STRAND and WIRE for prestressed concrette & Low relaxation

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

COMENTARIOS Y DISCUSION DE LOS ARTICULOS ORIGINALES PUBLICADOS EN LA REVISTA "HORMIGON Y ACERO"

Contestación del autor del artículo "Estudio de las deformaciones en las secciones de hormigón armado sometidas a flexión pura" a los comentarios del Sr. Solana

El autor desea expresar, en primer lugar, su agradecimiento al Sr. Solana por el interés demostrado con su trabajo, por los comentarios críticos formulados y por la oportunidad que le depara, con este motivo, para precisar algunos conceptos y exponer algunos resultados experimentales que, aunque no fueron realizados con este fin, permiten cuantificar, de alguna manera el grado de coincidencia entre la teoría expuesta y la realidad.

Igualmente queremos expresar nuestro agradecimiento a INTEMAC, y muy especialmente a su director, D. José Calavera, por la autorización concedida para utilizar los resultados experimentales obtenidos con motivo de su estudio sobre "La influencia de la relación entre la tensión de rotura y el límite elástico de las armaduras sobre el comportamiento a flexión de las piezas de hormigón armado", trabajo dado a conocer en esta revista en el nº 122, Ref. 457-8-30, y que para el fin propuesto los consideramos, objetivamente, preferibles a los obtenidos directamente por nosotros.

Como precisiones previas queremos establecer las siguientes:

1.º Aceptamos en su totalidad el cálculo de las deformaciones, según se establece en los artículos 42 y 28.7 de EH-73, para las secciones no fisuradas.

Como consecuencia de los mismos, tal cálculo sólo es válido para tensiones en el hormigón inferiores a $0{,}3\ f_c$, lo que equivale a solicitaciones $\mu \leqslant 0{,}06$, o aproximadamente $\mu < 0{,}05$, con $\mu = \dfrac{M}{0{,}8\ bd^2\ f_c}$.

2.º Nuestro trabajo se refiere exclusivamente al cálculo de las deformaciones, cuando se ha agotado la capacidad resistente del hormigón a tracción; o sea, según lo anterior, cuando las solicitaciones μ son superiores a 0,05.

3.º En el apartado 2º de nuestro artículo se resuelve el problema de forma general, ecuaciones (6.1) y (6.2), cualquiera que sea la forma de la sección y de los diagramas tensión-deformación adoptados, para el hormigón y el acero.

Los casos de cargas instantáneas y de larga duración se tratan sin más que al adoptar los oportunos diagramas en las citadas ecuaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

4.º La aplicación práctica al caso de secciones rectangulares, sin armadura de compresión, se contempla en el apartado 3.º

El diagrama tensión-deformación adoptado en el mismo se refiere a cargas instantáneas, habiéndose elegido la forma bilineal por las siguientes razones:

4.1. No existe ningún diagrama de unánime aceptación.

4.2. La expresión adoptada es una aproximación lineal de formas más complejas indicadas en algunos reglamentos, aunque sólo sea a título orientativo, como por ejemplo, las figs. 26.4 a y 26.4 b del Comentario del art. 26.4 de EH-73.

4.3. La influencia del diagrama en cuestión es poco sensible en los resultados finales, como se puede comprobar en las fig. 1, 2 y 3, que presentan las trayectorias obtenidas en un ensayo real, no realizado con este objeto, y las calculadas teóricamente.

4.4. El fin último perseguido con nuestro trabajo era la obtención de una expresión analítica, que aunque aproximada, permitiera el cálculo de las flechas.

Tal expresión se obtiene fácilmente a partir de un diagrama bilineal como el cuestionado, pero se complica extraordinariamente con formas más complejas.

4.5. Con la forma bilineal adoptada el caso de las cargas de larga duración se reduce al anterior, sin más que sustituir ϵ_o por $\varphi\,\epsilon_o$, en todos los términos en que aparece, siendo φ el coeficiente definido implícitamente en el art. 28.7 de EH-73, a través de los distintos módulos de elasticidad a adoptar, en función de la climatología del lugar.

4.6. Por último conviene matizar que el módulo de elasticidad citado por el Sr. Solana, no tiene más valor, a efectos prácticos de nuestro trabajo, que el de ser un módulo secante medio del diagrama real, que fija exclusivamente el valor de ϵ_o. El verdadero interés radica en el módulo equivalente, E_q, que se define a continuación.

5.º Como complemento y resumen de nuestro artículo se establecen, a continuación, las relaciones teóricas aproximadas de las relaciones momento-curvatura que resultan de las fórmulas establecidas, así como el valor del módulo de elasticidad equivalente F_q referido a la sección total o bruta de que se trate.

5.1. Para las secciones no fisuradas, $\mu \leqslant 0{,}05$.

Relación momento-curvatura:

(a.1) $$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{E_c I}$$

con $\frac{1}{\rho}$ = curvatura de la sección

M = momento solicitante

$E_c = 19.000\sqrt{f_c}$

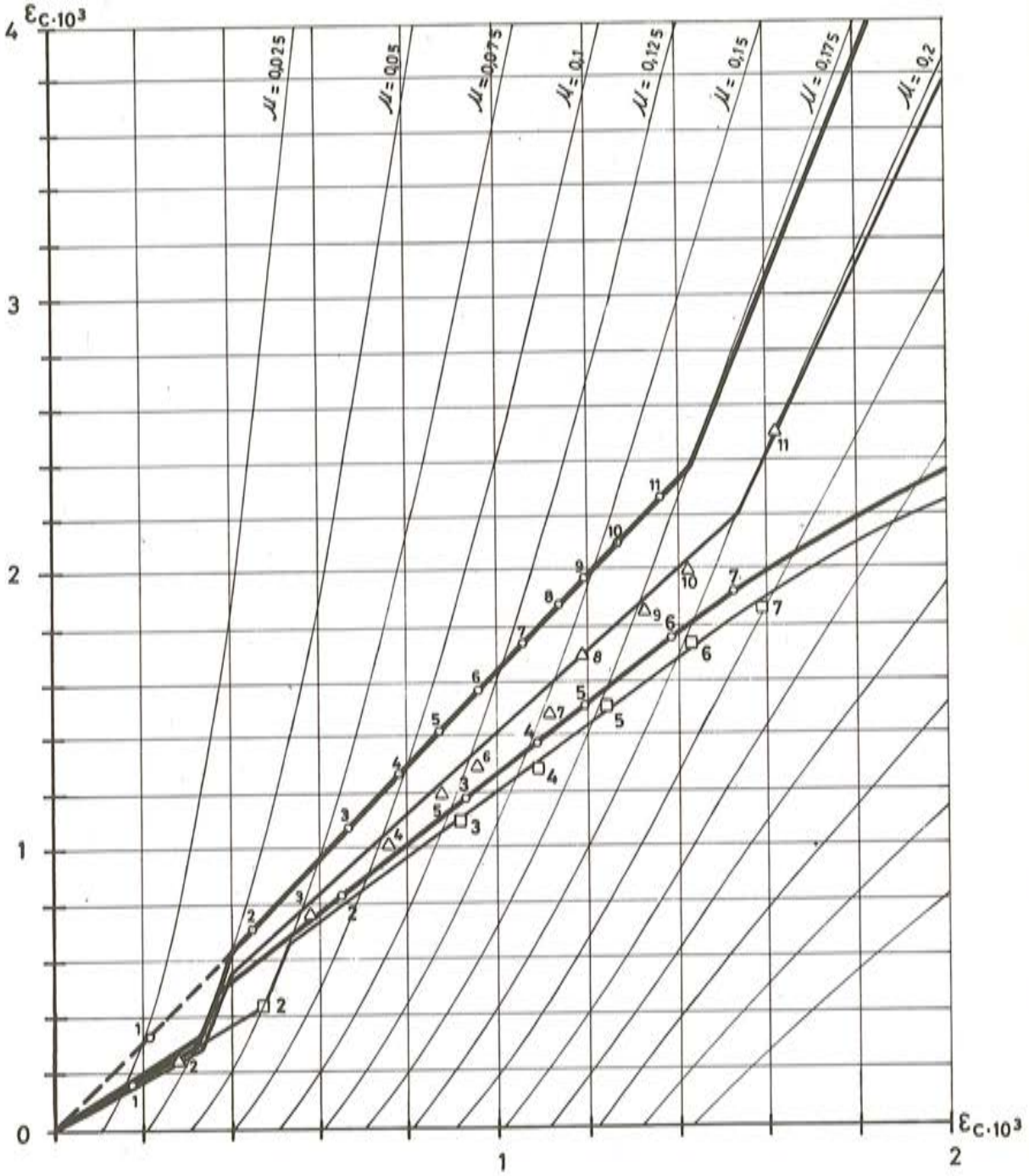
f_c = resistencia característica del hormigón

$I = \frac{1}{12}\,bh^3$, momento de inercia de la sección total, o:

(a.2) $$\frac{1}{\rho} = \frac{9{,}6\left(\frac{d}{h}\right)^3 f_c}{E_c \cdot d}\,\mu$$

con d = canto útil o distancia de la armadura de tracción al borde comprimido de la sección.

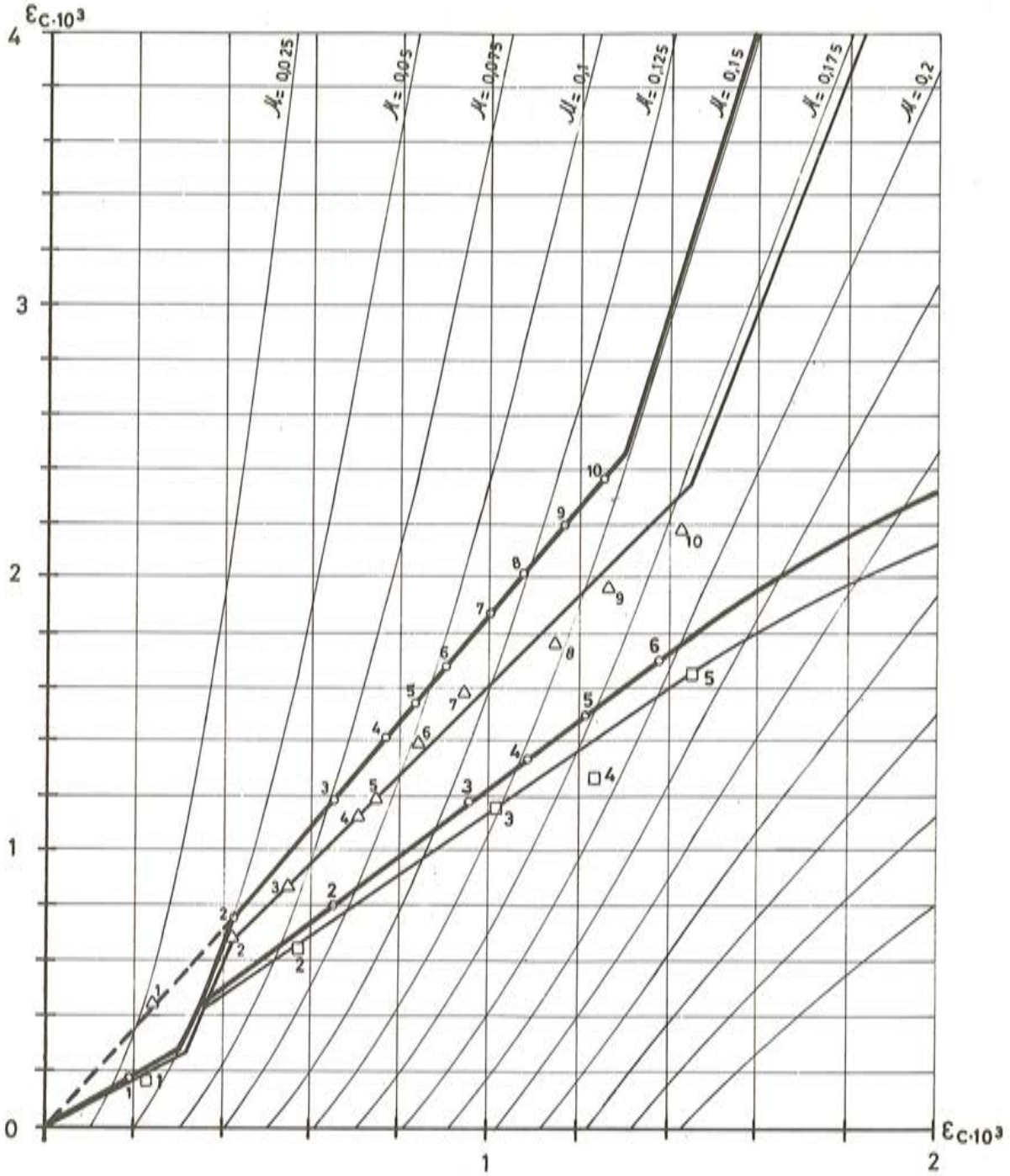
Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026



TRAYECTORIAS DE DEFORMACION PARA ACERO: AE - 50 N

- CURVAS TEORICAS
- CURVAS EXPERIMENTALES:
  - CUANTIA MEDIA
  - CUANTIA ALTA

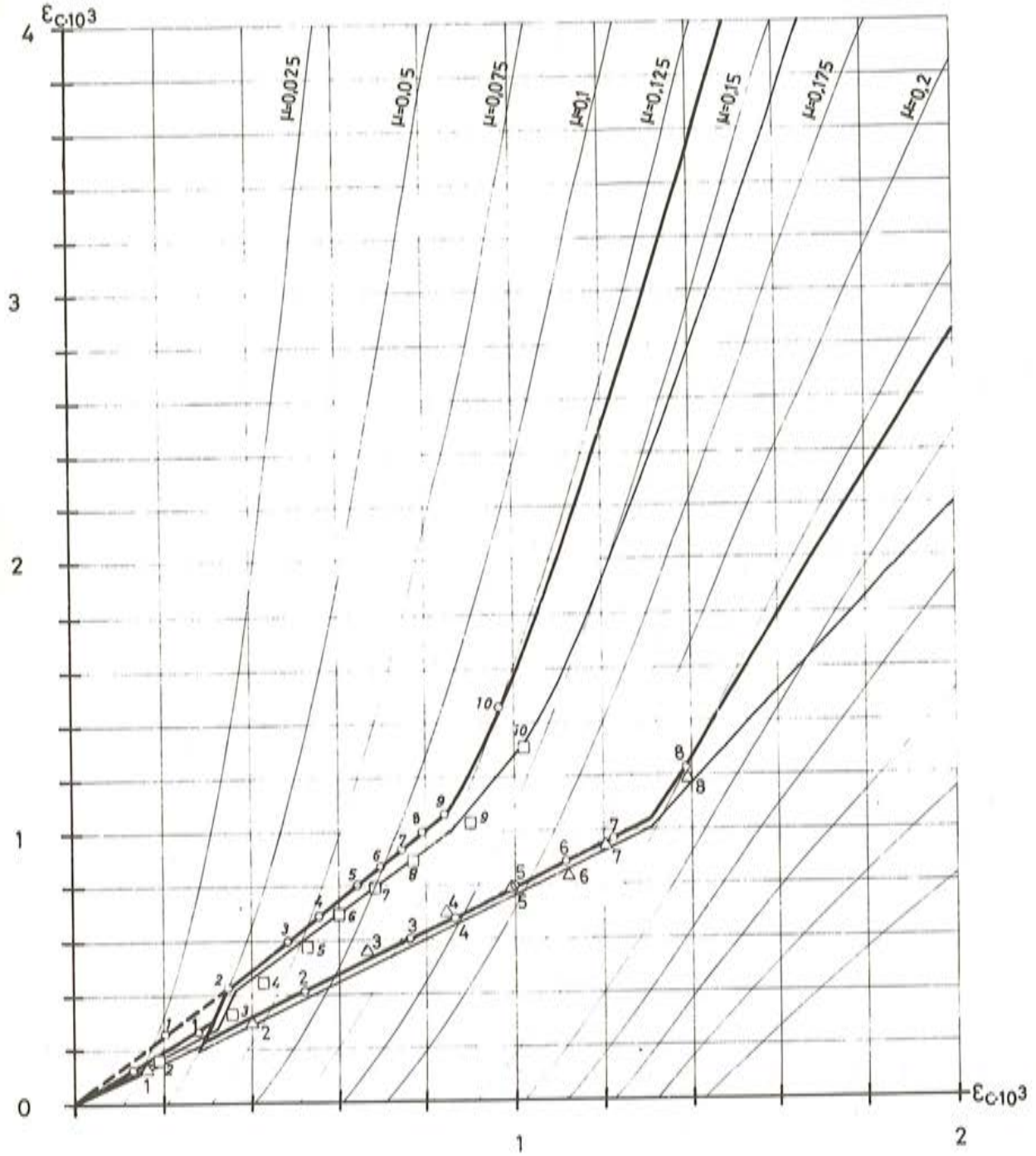
Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026



TRAYECTORIAS DE DEFORMACION PARA ACERO: AE - 50T (KARI)

- CURVAS TEORICAS
- CURVAS EXPERIMENTALES:
  - CUANTIA MEDIA
  - CUANTIA ALTA

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026



TRAYECTORIAS DE DEFORMACION PARA ACERO: AE-22L

- CURVAS TEORICAS
- CURVAS EXPERIMENTALES:
  - CUANTIA MEDIA
  - CUANTIA ALTA

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

$$\mu = \frac{M}{0{,}8\ bd^2\ f_c}$$

5.2. Para secciones fisuradas ($\mu \geqslant 0{,}05$)

En todo caso es:

$$\text{(b.1)} \quad \frac{1}{\rho} = \frac{|\epsilon_c| + |\epsilon_s|}{d}$$

con ϵ_c = deformación del borde comprimido de la sección.

ϵ_s = deformación de la armadura de tracción.

De nuestras fórmulas (10) y (11), para el intervalo $\epsilon_s \leqslant \epsilon_y$, se deduce:

$$\text{(b.2)} \quad \frac{1}{\rho} = \frac{2\ \epsilon_o}{\xi^2\ (1 - \frac{\xi}{3})\ d}$$

siendo:

$$\text{(b.3)} \quad \xi = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + \frac{2\ \epsilon_y}{\xi_o\ \omega}}} \quad \text{si } o < \epsilon_c \leqslant \epsilon_o$$

con

ϵ_y = deformación de la armadura en el límite elástico

ϵ_o = 0,00135

$$\omega = \frac{Af_y}{0{,}8\ bdf_c}$$

ó

$$\text{(b.4)} \quad \xi = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + \frac{2\ \epsilon_y}{\epsilon_o\ \omega}\left(2 - \frac{\epsilon_o}{\epsilon_c}\right)}} \quad \text{si } \epsilon_c > \epsilon_o$$

Por lo tanto, en el intervalo $o < \epsilon_c \leqslant \epsilon_o$, ξ es constante, dependiendo de $\frac{\epsilon_y}{\omega}$, o sea de la cuantía geométrica de la sección. En dicho intervalo la expresión (b.1) toma la forma lineal.

$$\text{(b.5)} \quad \frac{1}{\rho} = \frac{K\ (\frac{\omega}{\epsilon_y})}{d}\ \mu$$

equivalente a la (a.2), para el caso de sección no fisurada, con

$$\text{(b.6)} \quad K\ (\frac{\omega}{\epsilon_y}) = \frac{2\ \epsilon_o}{\xi^2\ (1 - \frac{\xi}{3})}$$

En el intervalo $\epsilon_c > \epsilon_o$, ξ ya no es constante, dependiendo de ϵ_c y perdiendo en consecuencia la linealidad la relación momento-curvatura.

No obstante lo anterior, puede comprobarse sobre las trayectorias de deformación, dadas en nuestro artículo que, para las solicitaciones de servicio se está generalmente en el primer caso y que, cuando se está en el segundo, como la relación es aproximadamente la unidad, puede seguirse admitiendo la linealidad en la relación momento-curvatura.

5.3. La comparación de las expresiones (a.2) y (b.5) pone de manifiesto que, en las re -

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

giones fisuradas, pueden calcularse las flechas con suficiente aproximación con los métodos elásticos clásicos, adoptando para la sección bruta un módulo de elasticidad equivalente, E_q, dado por:

$$\text{(c.1)} \quad E_q = \frac{9{,}6\,(\frac{d}{h})^3\, f_c}{K\,(\frac{\omega}{\epsilon_y})} \quad \text{o aproximadamente}$$

$$\text{(c.2)} \quad E_q = \frac{8\, f_c}{K\,(\frac{\omega}{\epsilon_y})}$$

6.º Comparación de algunos resultados experimentales con valores teóricos deducidos de lo anterior.

Como ejemplos experimentales, nos referimos a los obtenidos por INTEMAC, s/Ref L-75322, en su "Plan de ensayos para investigar la influencia de la relación tensión de rotura/límite elástico, en la fisuración y seguridad a rotura de las secciones de hormigón armado",un extracto del cual se publicó en el nº 122 de esta revista, Ref. 457-8-30.

Se presenta, en primer lugar, el cuadro nº 1, tomado de las hojas 20 y 21 del citado ensayo, correspondientes a medidas, para vigas rectangulares de 20 x 40 cm, armadas con cuantías altas y medias, de las deformaciones, a tres centímetros de la fibra más comprimida del hormigón, $\epsilon_c = \epsilon_1$; en las armaduras de tracción, $\epsilon_s = \epsilon_3$ y de las flechas, f para distintos escalones de carga. Se adjuntan las características de los materiales empleados, resistencia característica del hormigón, f_c y límite elástico del acero utilizado en cada caso, f_y.

A partir de los valores anteriores se han trazado las trayectorias de deformación resultantes las cuales se comparan, en las figs. 1, 2 y 3, con las teóricas presentadas en nuestro artículo anterior.

De tal comparación se deduce que el diagrama tensión-deformación simplificado, adoptado para el hormigón, da suficiente aproximación entre los valores teóricos y prácticos de las deformaciones de la sección, en sus fibras extremas. Asimismo que las trayectorias calculadas son una buena representación gráfica del fenómeno real de la deformación de la sección.

En el cuadro nº 2 se presentan los distintos valores de la relación curvatura/momento, así como su comparación con el valor teórico de la misma, deducida de nuestra expresión(b.6).

En el cuadro nº 3 se presentan y comparan los valores de las flechas, obtenidas en la experimentación, con los valores teóricos deducidos a partir de la expresión (b.5). Para su cálculo se han utilizado las siguientes expresiones:

$$\text{(d.1)} \quad f = \frac{M}{E_c\, I}\left(\frac{l^2}{8} - \frac{a^2}{6}\right)$$

con $l = 300$ cm
$a = 80$ cm

para valores $\mu \leqslant 0{,}06$, y

$$\text{(d.2)} \quad f = \frac{M}{E_q I}\left[\frac{l^2}{8} - \frac{a^2}{6}\left(1 + 2\left(1 - \frac{E_q}{E_c}\right)\left(\frac{\mu_o}{\mu}\right)^3\right)\right]$$

para valores $\mu > 0{,}06$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

CUADRO Nº 1

			AE-50 N			KARI			AE-22 L		
	Esc.	(m x t) M	$\epsilon_1 . 10^6$	$-\epsilon_3 . 10^6$	(cm) f	$\epsilon_1 . 10^6$	$-\epsilon_3 . 10^6$	(cm) f	$\epsilon_1 . 10^6$	$-\epsilon_3 . 10^6$	(cm) f
CUANTIAS ALTAS	1	2,02	198	161	0,117	221	223	0,134	167	130	0,09
	2	3,82	510	469	0,338	579	647	0,410	408	324	0,23
	3	5,62	901	1.098	0,606	1.029	1.186	0,749	677	572	0,39
	4	6,42	1.090	1.245	0,756	1.250	1.218	0,950	839	692	0,524
	5	7,22	1.224	1.495	0,880	1.486	1.647	1,067	989	806	0,591
	6	8,02	1.417	1.729	–	1.795	1.908	–	1.228	950	0,690
	7	8,82	1.697	1.972	–	2.167	2.221	–	1.394	1.191	–
	8	9,62	2.020	2.185	–	2.489	2.529	–	2.220	3.160	–
	9	10,41	2.297	2.485	–	(2.287)	3.061	–	–	–	–
	10	11,22	3.026	3.250	–	–	–	–	–	–	–
	f_y =	(Kp/cm²)	5.725			5.462			2.209		
	f_c =	(Kp/cm²)	188			185			189		
	A =		6ϕ12			6ϕ12			7ϕ16		
CUANTIAS MEDIAS	Esc.	(m x t) M	$\epsilon_1 . 10^6$	$-\epsilon_3 . 10^6$	(cm) f	$\epsilon_1 . 10^6$	$-\epsilon_3 . 10^6$	(cm) f	$\epsilon_1 . 10^6$	$-\epsilon_3 . 10^6$	(cm) f
	1	1,22	87	72	0,059	87	68	0,050	65	88	0,047
	2	2,22	282	283	0,164	390	704	0,245	177	168	0,095
	3	3,22	575	776	0,394	551	848	0,447	367	360	0,230
	4	3,62	756	1.040	0,540	707	1.122	0,555	428	460	0,282
	5	4,02	866	1.190	0,629	759	1.205	0,632	527	583	0,347
	6	4,42	946	1.337	0,734	840	1.376	0,737	602	691	0,416
	7	4,82	1.140	1.507	–	943	1.573	–	673	788	–
	8	5,22	1.180	1.697	–	1.154	1.776	–	758	907	–
	9	5,62	1.315	1.882	–	1.254	1.968	–	878	1.022	–
	10	6,02	1.451	2.078	–	1.420	2.180	–	1.037	1.310	–
	11	6,42	(1.640)	(2.563)	–	–	–	–	2.272	4.483	–
	12	6,82	–	–	–	–	–	–	(4.076)	–	–
	f_y =	(Kp/cm²)	5.783			5.510			2.580		
	f_c =	(Kp/cm²)	170			191			205		
	A =		3ϕ12			3ϕ12			6ϕ12		

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

CUADRO Nº 2

RELACION CURVATURA-MOMENTO (θ/μ) MEDIDA EN LOS ENSAYOS Y SU COMPARACION CON EL VALOR TEORICO K (ω) $\left(\frac{1}{\rho} = \frac{K(\omega)}{d}\mu\right)$

	Esc.	(mxt) M	AE-50 N			AE-50 T			AE-22 L		
			$\theta \cdot 10^6$	$\frac{\theta}{\mu} \cdot 10^2$	$\frac{K(\omega)}{\theta/\mu}$	$\theta \cdot 10^6$	$\frac{\theta}{\mu} \cdot 10^2$	$\frac{K(\omega)}{\theta/\mu}$	$\theta \cdot 10^6$	$\frac{\theta}{\mu} \cdot 10^2$	$\frac{K(\omega)}{\theta/\mu}$
CUANTIA ALTA	1	2,02	359	8,25	0,7	444	1,00	,57	297	0,686	1,29
	2	3,82	979	1,20	1,375	1.226	1,47	1,11	732	0,894	0,99
	3	5,62	1.999	1,65	1	2.215	1,81	0,90	1.249	1,04	1,02
	4	6,42	2.335	1,69	0,97	2.468	1,76	0,93	1.531	1,11	0,96
	5	7,22	2.719	1,75	0,95	3.133	1,98	0,82	1.795	1,16	0,93
	6	8,02	3.146	1,82	0,90	3.701	2,11	0,78	2.178	1,267	0,85
	7	8,82	3.669	2,13	0,77	4.388	2,29	0,71	2.585	1,37	0,78
	8	9,62	4.205	2,04	0,81	5.018	2,38	0,69	5.380	2,61	–
	9	10,41	4.782	2,14	0,78	5.348	2,33	0,70	–	–	–
	K (ω)	$\mu \leq 0,06$	$0,58 \cdot 10^{-2}$			$0,57 \cdot 10^{-2}$			$0,886 \cdot 10^{-2}$		
		$\mu > 0,06$	$1,65 \cdot 10^{-2}$			$1,63 \cdot 10^{-2}$			1,066		
CUANTIA MEDIA	Esc.	(m x t) M	$\theta \cdot 10^6$	$\frac{\theta}{\mu} \cdot 10^2$	$\frac{K(\omega)}{\theta/\mu}$	$\theta \cdot 10^6$	$\frac{\theta}{\mu} \cdot 10^2$	$\frac{K(\omega)}{\theta/\mu}$	$\theta \cdot 10^6$	$\frac{\theta}{\mu} \cdot 10^2$	$\frac{K(\omega)}{\theta/\mu}$
	1	1,22	159	0,546	1,00	155	0,61	0,93	153	0,646	0,92
	2	2,22	565	1,07	–	1.094	2,30	1,17	345	0,791	1,32
	3	3,22	1.351	1,72	1,44	1.399	2,05	1,31	727	1,146	1,52
	4	3,62	1.796	2,08	1,19	1.829	2,40	1,12	888	1,25	1,40
	5	4,02	2.056	2,16	1,15	1.964	2,30	1,17	1.110	1,40	1,24
	6	4,42	2.283	2,19	1,13	2.216	2,37	1,15	1.293	1,48	1,18
	7	4,82	2.611	2,28	1,09	2.516	2,47	1,09	1.461	1,53	1,14
	8	5,22	2.877	2,33	1,06	2.930	2,67	1,01	1.665	1,62	1,08
	9	5,62	3.197	2,39	1,04	3.222	2,71	1,00	1.900	1,71	1,02
	10	6,02	3.529	2,48	1,00	3.600	2,83	0,95	2.347	1,99	0,88
	11	6,42	4.203	2,75	0,90	–	–	–	6.755	–	–
	K (ω)	$\mu \leq 0,06$	$0,542 \cdot 10^{-2}$			$0,57 \cdot 10^{-2}$			$0,596 \cdot 10^{-2}$		
		$\mu > 0,06$	$2,49 \cdot 10^{-2}$			$2,70 \cdot 10^{-2}$			$1,74 \cdot 10^{-2}$		

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

CUADRO N.º 3

VALORES DE FLECHAS TEORICAS (f_t) Y EXPERIMENTALES (f_e)

		AE-50 N			AE-50 T			AE-22 L		
CUANTIA ALTA	Esc.	μ	f_e (cm)	f_t (cm)	μ	f_e (cm)	f_t (cm)	μ	f_e (cm)	f_t (cm)
	1	,048	,117	,07	,0486	,134	,07	,0475	,09	,07
	2	,090	,338	,39	,092	,410	,40	,09	,23	,26
	3	,133	,606	,59	,135	, 75	,60	,132	,393	,38
	4	,152	,756	,68	,154	, 95	,68	,151	,524	,44
	5	,171	,88	,76	,174	1,067	,77	,169	,591	,49
	6	—	—	—	—	—	—	,189	,69	,55
		AE-50 N			AE-50T			AE-22 L		
CUANTIA MEDIA	Esc.	μ	f_e (cm)	f_t (cm)	μ	f_e (cm)	f_t (cm)	μ	f_e (cm)	f_t (cm)
	1	,032	,059	,047	,028	,050	,044	0,026	,047	0,042
	2	,058	,164	,090	,052	,245	,38	0,048	,095	0,076
	3	,085	,394	,54	,075	,447	,50	0,070	,230	0,30
	4	,095	,540	,61	,084	,556	,58	0,078	,282	0,34
	5	,105	,629	,68	,094	,632	,66	0,087	,347	0,39
	6	,115	,734	,76	,103	,737	,73	0,096	,416	0,44

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

I. E. T. c. c.
Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

ANDECE
Agrupación Nacional de Derivados del Cemento

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

SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS

Fábricas que han solicitado el Sello

* AEDIUM, S. A.
Basauri (Vizcaya)
Tfno. 49 39 99

* AEDIUM SORBAN, S. A.
Calahorra (Logroño)
Tfno. 13 17 50

APLICACIONES DEL HORMIGON, S. A.
La Coruña
Tfno. 26 12 87

** CADE, S. A.
San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 671 05 34

CAMARA, S. A.
Poyo (Pontevedra)
Tfno. 85 06 08

CAMARA, S. A.
Valladolid
Tfno. 25 37 54

HIFORCEM, S. A.
Sevilla
Tfno. 37 37 00

HORTE, S. A.
Dos Hermanas (Sevilla)

MAHEMA
Granollers (Barcelona)
Tfno. 870 14 50

* PREFABRICADOS AEDIUM, S. A.
Burgos
Tfno. 20 56 68

* PREFABRICADOS ALAVESES, S. A.
Vitoria
Tfno. 22 21 66

* PREFABRICADOS STUB, S. A.
Martorell (Barcelona)
Tfno. 875 13 50

* PRETENSADOS AEDIUM, S. A.
Pamplona (Navarra)
Tfno. 22 14 20

PRETENSADOS DEL LOURO, S. L.
Porriño (Pontevedra)
Tfno. 295

SAEM, S. A.
Puerto de Sagunto (Valencia)
Tfno. 77 11 50

TEJERIAS LA COVADONGA, S. A.
Maliaño (Santander)
Tfno. 22 27 90

* TENSYLAND, S. A.
Gironella (Barcelona)
Tfno. 218 05 12

TUBOS BORONDO
Madrid
Tfno. 478 81 00

VIGUETAS MUBEMI, S. A.
Torrente (Valencia)
Tfno. 55 17 18

VIGUETAS NAVARRA
Huarte (Navarra)
Tfno. 33 00 81

SELLOS EN VIGOR

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

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

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

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

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

Cietan VP-6 — MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.
Fábrica de Benicarló (Castellón)
Tfno. 47 15 50

Cietan VP-7 — S.A. DE HORMIGONES ESPECIALES (SAHE)
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 888 19 00

Cietan VP-8 — PIEZAS MOLDEADAS, S.A. (PIMOSA)
Fábrica de San Adrián de Besós (Barcelona)
Tfno. 381 03 50

Cietan VP-9 — COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S.A. (CADE)
Fábrica de San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 671 05 34

(ver dorso)

Octubre 1977

Esta ficha informativa se renueva semestralmente

* Fábrica pendiente de confirmar su continuidad en el SELLO

** Ultimo SELLO concedido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

¿Qué es el Sello de Conformidad CIETAN?

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

¿Quiénes pueden solicitar la concesión del CIETAN?

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

¿Qué requisitos se precisan para la obtención del CIETAN?

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

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

¿Quién otorga o anula el CIETAN?

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

¿Quién controla el CIETAN?

El control próximo, o autocontrol, lo llevará a cabo el propio fabricante, quien vendrá obligado a realizar los ensayos diarios que se señalen en la Especificación.

El control remoto, o supervisión del autocontrol, corresponderá a la Comisión del Sello, a través de las correspondientes Inspecciones, cuyo alcance y valoración de resultados se establece en los Estatutos y que pueden determinar la anulación del Sello cuando estos resultados acrediten el incumplimiento de las condiciones voluntariamente aceptadas por el solicitante.

¿Qué productos se benefician actualmente del CIETAN?

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

RESEÑA BIBLIOGRAFICA

HORMIGON PRETENSADO

Concepción, Cálculo, Ejecución:
Roger Lacroix y Alberto Fuentes
Prólogo de José Antonio Torroja
EDITORES TECNICOS ASOCIADOS, S.A. – BARCELONA

Durante varios decenios, la técnica del pretensado, que utiliza con lógica las propiedades de sus materiales constitutivos, ha sugerido la solución de problemas cada vez más difíciles, imponiéndose rápidamente por la economía y la elegancia del procedimiento en sus realizaciones.

Pero este rápido desarrollo no está falto de inconvenientes, pues el conocimiento de los fenómenos que acompañan al pretensado es aún muy reciente.

De hecho, dichos fenómenos no han llegado a dominarse con suficiente exactitud, máxime cuando a medida que tiene lugar dicha expansión, se obliga a los constructores a mayor audacia en sus realizaciones, manifestándose su naturaleza e importancia de modo bien diverso.

Lacroix y Fuentes, que poseen un profundo conocimiento del tema y una dilatada experiencia, han redactado una obra que resuelve perfectamente las preocupaciones a las que hemos aludido y que hace desarrollar en el técnico el interés por la investigación permanente en este campo, sin la cual no sabríamos progresar con la eficacia y rapidez que es necesaria para mantener a nuestro país en la vanguardia de esta tecnología.

Es curioso señalar el fortísimo desarrollo del pretensado en nuestro país a partir de los años sesenta y la ausencia de reglamentaciones oficiales sobre el tema, así como la escasez de literatura en castellano sobre el mismo, reducida a unas pocas traducciones de títulos extranjeros, de gran calidad algunas de ellas, pero que sirven quizás para marcar más el interés por disponer de obras más recientes y adaptadas a los criterios incluidos en la nueva Instrucción Española. En este sentido, la obra de Roger Lacroix y Alberto Fuentes viene a llenar un vacío que ya se hacía notar. El planteamiento que los autores han adoptado para el libro es más bien ecléctico, tratando por igual teoría y práctica, por una parte, y exponiendo no sólo los nuevos métodos de cálculo basados en los documentos CEB-FIP, sino también los procedimientos clásicos utilizados ampliamente hasta hace muy pocos años.

El estilo directo y conciso en que está escrito el libro, así como el esfuerzo del arquitecto A.J. Rivas, autor de la versión española, nos parece de especial utilidad en el momento presente, ya que proporciona al profesional una panorámica de los métodos que ha estado utilizando hasta ahora y, a continuación, una exposición de las ideas más recientes sobre el tema, con especial atención a las recomendaciones CEB-FIP, por una parte, y de forma extensa y como es lógico, a las de la actual reglamentación francesa sobre hormigón pretensado, por otra.

El capítulo primero comprende la nomenclatura y unidades; y el segundo la definición de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Los capítulos tercero y cuarto se dedican al acero de las armaduras de pretensado y a los sistemas de realización del pretensado. Seguidamente, en los capítulos quinto y sexto, se tratan la reglamentación del hormigón armado o pretensado y las pérdidas de pretensado.

Son de especial interés los capítulos séptimo y octavo en los que se estudia la flexión de vigas isostáticas; tensiones normales; prescripciones reglamentarias relativas al estado límite de servicio y estado límite último de una sección sometida a flexión.

A continuación, en los capítulos noveno y décimo se exponen: dimensionado de una sección disimétrica; viga isostática; esfuerzo cortante y torsión. Siguen los capítulos once y doce dedicados al pretensado de estructuras hiperestáticas y al pandeo y alabeo de las estructuras pretensadas.

El capítulo trece se refiere a disposiciones constructivas y zonas de anclaje de vigas pretensadas.

Termina la obra con la inclusión de tres anexos: en el primero se citan los sistemas de pretensado; en el segundo, de especial interés para el lector, se recogen los comentarios sobre la nueva Instrucción Española EP-77, y el tercero trata del sistema del pretensado Stronghold.

Este libro es un valioso elemento de estudio y de consulta para cuantos profesionales del mundo de la construcción se dedican a tratar con este material tan lleno de posibilidades que es el hormigón pretensado.

NOVEDADES BIBLIOGRAFICAS

Acaba de publicarse, por Editorial Rueda, de Madrid, un nuevo libro titulado "CONSTRUCCION MIXTA, HORMIGON-ACERO", del que son Autores los Doctores Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Julio Martínez Calzón y Jesús Ortíz Herrera.

El amplio incremento experimentado por la utilización de las estructuras mixtas en todo el mundo durante los últimos años, y el hecho de incorporarse en su ejecución los dos materiales que más han contribuido a la formidable expansión constructora experimentada en nuestro siglo, el hormigón (en todas sus variantes posibles: armado, pretensado, ligero, etc.) y el acero estructural, justifica plenamente la necesidad de abordar su análisis desde un punto de vista amplio que recoja, por un lado, las realizaciones y estudios fruto de la práctica, y por otro, los métodos y aplicaciones de reciente o nueva creación. Con ello habrá de conseguirse que la utilización de este tipo de estructuras se lleve a cabo en la forma más idónea y prometedora, máxime teniendo en cuenta que la síntesis de los dos materiales citados que la construcción mixta ofrece, ha dado ya lugar a una nueva tecnología de potencialidad y alcance muy superiores a la simple suma de sus componentes; por lo que esta forma de construir requiere tratados específicos, lo mismo que otros sistemas constructivos (hormigón armado, hormigón pretensado, construcción metálica, etc.).

Por otra parte, existe una gran carencia de literatura actualizada sobre el tema de la construcción mixta; no sólo porque en sí es una tecnología joven, de reciente implantación, sino también a causa de la profunda revisión sufrida por la misma durante los últimos años, tanto en sus aspectos conceptuales y analíticos como en el plano de las formas y realizaciones estructurales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

En base a estas consideraciones, los Autores, al redactar la presente obra, han intentado darle el máximo alcance; en unos casos, con plena exposición de los temas incluyendo aspectos prácticos y constructivos para completar los esquemas teóricos; en otros, con un enfoque definido y una presentación parcial estrictamente ajustada a la importancia de cada tema. Todo ello, con la máxima adecuación posible a los más recientes criterios de análisis y seguridad, y a las realizaciones y estudios a nivel mundial, junto con un buen número de aportaciones propias originales. Complementa a todo ello una amplia referencia de fuentes bibliográficas capaces de dar al lector más interesado la respuesta que esta técnica puede hoy ofrecer a los problemas que se le planteen.

La obra puede considerarse dividida en tres partes: una de introducción, que se expone en el capítulo I; una parte teórica, que comprende los capítulos II al VI; y una parte final, práctica, constituida por los capítulos VII, VIII y IX. Además, se incluye un Apéndice de formulación básica relativa a elementos mixtos simples, para su empleo directo en casos sencillos.

Aunque existe continuidad e interrelación entre todas estas partes, el planteamiento seguido presenta algunos matices diferenciados. Así, la introducción expone las características generales que configuran y precisan el ámbito y posibilidades de utilización de las estructuras mixtas; la parte teórica persigue llegar a conocer (fenomenológicamente) y cuantificar los distintos aspectos del comportamiento deformativo-resistente de las secciones, piezas y estructuras mixtas; mientras que la parte práctica pretende mostrar las aplicaciones de lo anteriormente desarrollado, en los dos aspectos de diseño y realización.

Premisa básica para el planteamiento de esta obra ha sido el ofrecer a todo tipo de técnicos la posibilidad de comprender y utilizar los conceptos y aplicaciones de esta rama de la construcción; desde el lector que busca la iniciación o consolidación del tema, hasta el especialista y proyectista experimentado, a los que se ofrece una visión sistemática y rigurosa que les permita profundizar y obtener soluciones propias en las líneas de su trabajo.

Y si el alcance de la obra ha pretendido ser máximo, el contenido de la misma también ha sido elegido en base a contemplar todos los aspectos en los que la construcción mixta puede ofrecer soluciones de interés a los técnicos y constructores. Para ello, además de los planteamientos generales y de detalle, se han incorporado estudios y aspectos prácticos de aplicación a los campos más apropiados para la construcción mixta: los puentes y los edificios urbanos e industriales.

En todos los temas se ha considerado que no es suficiente ofrecer el estudio y la presentación de los aspectos más sobresalientes en forma clara y rigurosa, sino que el ejemplo y la obra realizada son de la máxima importancia. Ambas cosas han sido incorporadas, e indudablemente favorecerán la realización de nuevos proyectos e ideas.

Finalmente, la inclusión de formulaciones algorítmicas especialmente adaptadas para programación en pequeñas máquinas y ordenadores de mínima o media capacidad, ábacos y tablas de predimensionamiento específicos para diferentes casos constructivos, y un Apéndice de formulación inmediata para piezas sencillas, permitirán que el empleo práctico se vea ampliamente favorecido.

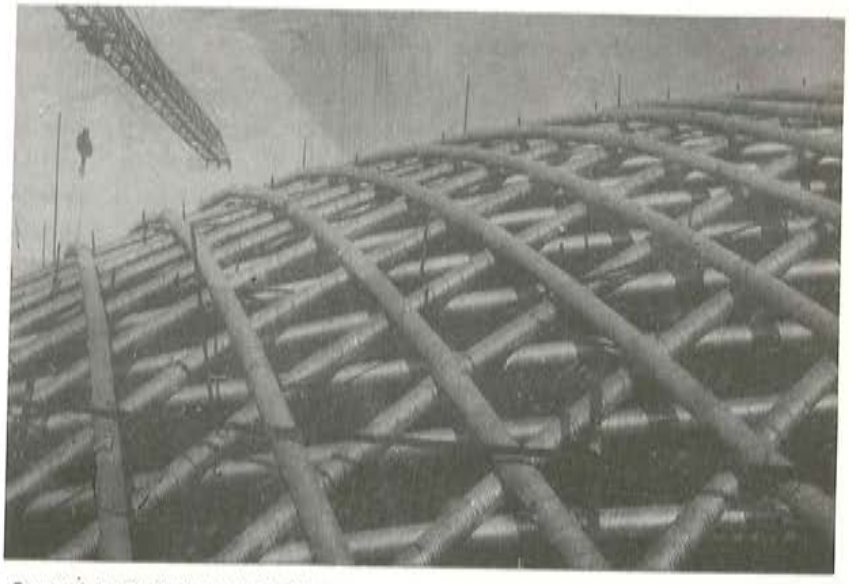
Por todo ello estimamos que esta obra habrá de constituir una utilísima herramienta de trabajo para cuantos se sientan interesados en esta moderna modalidad constructiva, y contribuirá poderosamente a extender la aplicación de las estructuras mixtas a campos o soluciones nuevas. Parece evidente que el potencial existente en los materiales empleados y en su simbiosis en profundidad, junto con los avances en otras ramas de la actividad técnica (maquinaria, procesos de cálculo, etc.) permitirán aumentar el nivel creador del hombre en el ámbito de la construcción civil.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

JUNTAS
DE
DILATACION

SISTEMAS
RUB y
TENSA-ACME

Central Nuclear de Lemóniz.
Vista general de la obra en Noviembre 1976



Central Nuclear de Lemóniz.
Detalle vainas en cúpula

SISTEMAS
DE
PRETENSADO
BBRV

S.A.E. BBR

OFICINAS:
Rosellón, 229, 1.° 2.°
Teléfs. 227 46 49 / 227 88 24
BARCELONA - 8

FABRICA:
Polígono Industrial Barcelonés, CN-II Km. 591,5
Teléfs. 93/875 10 50 pedir 29 ó 31
ABRERA (Barcelona)

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

XIII CONGRESO MUNDIAL UIA

El Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España nos ha enviado un folleto informativo sobre el XIII Congreso Mundial de la Unión Mundial de Arquitectos, del cual damos a continuación un breve resumen.

El XIII Congreso Mundial de la U.I.A. se llevará a cabo en la ciudad de Méjico del 23 al 27 de octubre de 1978, en el Auditorio Nacional y demás instalaciones de la Unidad Artísti - ca y Cultural del Bosque de Chapultepec.

Por resolución del Directorio de la UIA, reunido en Washington el 27 de noviembre de 1976, el Tema General del Congreso será sobre "Arquitectura y Desarrollo Nacional", estructurado en diferentes subtemas relacionados con aspectos económicos, socioculturales, tecnológicos, asentamientos humanos y de la función de los arquitectos en el desarrollo nacional.

El Congreso comprenderá las siguientes actividades:

Sesiones

- Ceremonia Inaugural.
- Sesiones plenarias.
- Sesiones de discusión.
- Sesiones del Comité de Coordinación y Resoluciones.
- Ceremonia de Clausura.

Acontecimientos Integrados

- Confrontación Internacional de Proyectos de Estudiantes de Arquitectura.
- VI Festival Internacional de Cine sobre Arquitectura.
- Concurso Internacional de Prensa sobre Arquitectura.
- I Muestra Internacional de Arquitectura.

Reuniones Especiales

- Actividades Sociales y Culturales.

Para participar en cada una de las actividades citadas existe una normativa, tanto en lo

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

que se refiere a horario de sesiones, presentación de trabajos, entrega de películas, recepción, de documentación, etc.

Los idiomas oficiales del Congreso serán el español, francés, inglés y ruso. Habrá un servicio de traducción simultánea a los idiomas oficiales en las siguientes sesiones y reuniones: Ceremonia Inaugural, Sesiones Plenarias, Sesiones de Discusión, Ceremonia de Clausura y Encuentro de Críticos en Arquitectura.

En otro tipo de reuniones de carácter especial no habrá servicio de traducción simultánea.

En la sede del Congreso podrán adquirirse publicaciones especialmente dedicadas a las Sesiones, Confrontación Internacional de Proyectos de Estudiantes de Arquitectura, así como la Guía Arquitectónica de la Ciudad de Méjico.

Después del Congreso se publicará el libro de Debates y Conclusiones, pudiéndose hacer las peticiones de este volumen en la Secretaría, donde se tomará la debida nota.

Tanto para los Congresistas como para sus acompañantes se ha previsto un amplio programa de actos sociales y culturales.

Podrán asistir a este Congreso los arquitectos de todo el mundo, los profesionales de otras técnicas, el personal relacionado con la arquitectura, los representantes gubernamentales y de organismos internacionales, así como los estudiantes, todos ellos en calidad de congresistas. En la Categoría de acompañantes se incluyen a los familiares y personas que indiquen los ya participantes en la categoría de congresistas.

Inscripciones: Las cuotas establecidas hasta el 15 de mayo de 1978 para los congresistas es de 160 $ US, y de 90 $ US para los acompañantes. Si las cuotas se abonan después del 15 de mayo de 1978, éstas serán de 180 $ US y de 110 $ US respectivamente.

Para más información, pónganse en contacto con la siguiente Dirección:

XIII Congreso Mundial de la UIA
Av. Melchor Ocampo, 463-104
México 5, D.F., México.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

CEMCO 79. CURSO DE ESTUDIOS MAYORES DE LA CONSTRUCCION. PATOLOGIA DE LA CONSTRUCCION

PRESENTACION DEL CURSO

Seguridad, funcionalidad y durabilidad, son los requisitos de toda construcción. Cualquier fallo de estos requisitos ocasiona un desorden patológico. El conocimiento de tales desórdenes, sus causas y sus posibles remedios, es una valiosa fuente de enseñanzas, a la que se quiere dedicar cinco meses de estudio.

A QUIEN VA DIRIGIDO

El Curso va destinado a los postgraduados en ingeniería civil o en arquitectura, de habla castellana, y especialmente para los procedentes de los países hispanoamericanos. Todas las lecciones y actividades que se desarrollen en el *CEMCO 79* serán comunes para arquitectos e ingenieros civiles.

La matrícula está limitada a treinta asistentes.

LUGAR Y DURACION DEL CURSO

El Curso se desarrollará en el Instituto EDUARDO TORROJA de la Construcción y del Cemento (Costillares-Chamartín, Madrid-33; teléfono 202 04 40). Comenzará el lunes 15 de enero y terminará el viernes 7 de junio de 1979.

DOCUMENTACION QUE SE PRECISA

Los aspirantes a CEMCO 79 deberán presentar la documentación siguiente:

I. Solicitud de admisión, dirigida al Sr. Director del Curso.

II. "Curriculum vitae" profesional y académico, al que se acompaña, en su caso, una certificación, a modo de presentación, de la Facultad, Centro oficial, etc., del que dependa el interesado.

III. Fotocopia del título profesional y dos fotografías tamaño carnet.

Esta documentación deberá remitirse antes del 1 de octubre de 1978 a:

CEMCO-79.
Instituto Eduardo Torroja.
Apartado 19.002.
MADRID-33 (España).

SELECCION DE ASPIRANTES

En la primera quincena de Octubre de 1978, una Comisión del Instituto Eduardo Torroja, nombrada al efecto, y a la vista de la documentación presentada, realizará la oportuna selección de aspirantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

a) Se dará preferencia a quienes procedan de Instituciones Miembros Correspondientes del I.E.T.

b) Se valorará especialmente a quienes realicen o vayan a realizar labores docentes o de investigación en los centros correspondientes.

c) A igualdad de méritos, se procurará que entre los asistentes al Curso queden representados el mayor número posible de países.

Antes del 15 de octubre se enviará notificación a todos los aspirantes del resultado de la selección efectuada. Los aspirantes admitidos deberán confirmar su asistencia al Curso y enviar el 25 por 100 del importe de la matrícula al INSTITUTO EDUARDO TORROJA. En su momento recibirán noticias complementarias para el mejor aprovechamiento del tiempo y éxito del desarrollo del Curso.

PRESENTACION Y DERECHOS DE MATRICULA

Los participantes abonarán al Instituto Eduardo Torroja, en concepto de derechos de matrícula, la cantidad de 65.000 pesetas (aproximadamente, 800 $ USA).Esta cantidad –salvo las 10.000 pesetas de confirmación– será entregada por los aspirantes seleccionados,en el momento de efectuar su presentación en el Instituto Eduardo Torroja, la cual deberán realizar en la semana anterior al comienzo del Curso.

ACTIVIDADES QUE COMPRENDE EL CURSO

De un modo general, durante el Curso se desarrollarán las siguientes actividades:

Teóricas:	Lecciones y conferencias a cargo de profesores españoles, con colaboración de profesores de otros países.
Prácticas:	Ejercicios y ensayos.
Visitas:	A obras en construcción o terminadas, instalaciones industriales, etc...
Viajes:	Durante el Curso se realizarán viajes de estudio, de carácter artístico y técnico, y cuyo costo queda incluido en la matrícula.

SEMANA LECTIVA

Las clases tendrán lugar de lunes a viernes.

TEMARIO DEL CURSO

Para el desarrollo del Curso, el estudio de la Patología de la Construcción se abordará en cuatro ciclos principales. A continuación se detallan los temas que serán objeto de consideración:

CICLO I

Los materiales de construcción y su patología

Cemento (características, ensayos, normas, tipos de cemento, recomendaciones de empleo). Aridos, aguas y aditivos: acero para armar. Acero para pretensar. Acero en perfiles.Mor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

teros. Hormigón fresco (ensayos, fabricación y puesta en obra, hormigones preamasados).Hormigón endurecido (ensayos, curado, reología, permeabilidad, durabilidad, protecciones). Maderas. Cerámica. Materiales plásticos. Otros materiales.

(Unas 80 horas de lecciones teóricas y prácticas).

CICLO II

Las estructuras y su patología

1.º Parte general: Seguridad de las estructuras. Acciones e hipótesis de carga. Características de los materiales con vistas al proyecto.

2.º Estructuras de hormigón: Estados límites últimos (flexión, compresión, torsión, pandeo). Estados límites de utilización (fisuración, deformación). Patología por causas de proyecto. Patología por causas de materiales. Patología por causas de ejecución. Control de calidad (planteamiento general; control del hormigón, del acero y de la ejecución; ensayos no destructivos; control industrial; marcas de calidad). Patología de las estructuras en servicio, (síntomas patológicos, la fisuración y sus causas, sismos, fuego, inundaciones). Mantenimiento y reparación de estructuras. Patología de tipos estructurales (cimentaciones,edificios,puentes, obras hidráulicas, carreteras).

3.º Estructuras metálicas y mixtas. (Unas 110 horas de lecciones teóricas y prácticas).

CICLO III

La obra menor y su patología

Cubiertas. Cerramientos. Muros no resistentes y tabiques. Carpintería. Acabados exteriores: acabados interiores.

(Unas 25 horas de lecciones teóricas y prácticas).

CICLO IV

La habitabilidad y su patología

1.º Higrotérmica: Materiales y equipos (propiedades termofísicas, materiales estructurales, materiales aislantes). Proyecto (principios generales, acciones, diseño óptimo). Ejecución (disposiciones constructivas, montajes). Control de calidad, conservación y reparación.

2.º Instalaciones: Fontanería y saneamiento (diseño, bases de cálculo, materiales y aparatos, montaje, recepción, entretenimiento). Aire acondicionado y calefacción (ventajas e inconvenientes de los sistemas; materiales, equipos y montajes; recepción y entretenimiento). Instalaciones eléctricas (previsión de potencias).

3.º Acústica e iluminación: Aislamiento y acondicionamiento acústico. Vibraciones. Iluminación. Materiales. Ejecución. Recepción y entretenimiento.

(Unas 50 horas de lecciones teóricas y prácticas).

OTRAS ACTIVIDADES Y SERVICIOS

Cada participante en el Curso deberá pronunciar una Conferencia técnica de media hora de duración, para lo cual preparará previamente el texto y diapositivas que estime oportuno utilizar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

Para orientar a los asistentes en las tareas de Información y Documentación Científica y Técnica, valiosos auxiliares de su trabajo, se darán charlas sobre el particular.

Los participantes podrán adquirir, con un descuento del 30 por 100, cuantas publicaciones deseen de las pertenecientes al fondo editorial del Instituto Eduardo Torroja.

En régimen de igualdad con los empleados del I.E.T., los asistentes al Curso podrán hacer uso de los Servicios Generales, Biblioteca, Sala de Lectura, etc.

CONVIVENCIA EN EL INSTITUTO

Los participantes en el CEMCO-79 contribuirán, a no dudar, con su trato personal, a mantener el ambiente de compañerismo que tradicionalmente reina en Costillares. El "Club Deportivo Costillares", formado por todas las personas del Instituto, acogerá con gusto a los cursillistas que lo deseen, ofreciéndoles sus instalaciones –piscina, campos de deportes, salas de juego, etc.– y la posibilidad de participar en sus actividades diversas, de tipo social, deportivo y humano.

DIPLOMAS

Todos los participantes en el CEMCO-79, que superen de forma satisfactoria los exámenes correspondientes a lo largo del Curso, recibirán un diploma acreditativo de su asistencia y aprovechamiento. Con un número de faltas de asistencia superior al 20 por 100 del número total de las clases no será posible obtener este diploma.

CONSTITUCION DE LA ASOCIACION IBEROAMERICANA DEL HORMIGON PREMEZCLADO

Representantes de la industria del Hormigón Preparado de Brasil, Colombia, Ecuador, España, México y Puerto Rico, reunidos el pasado mes de Enero en San Juan de Puerto Rico, acordaron la constitución de la Asociación Iberoamericana del Hormigón Premezclado.

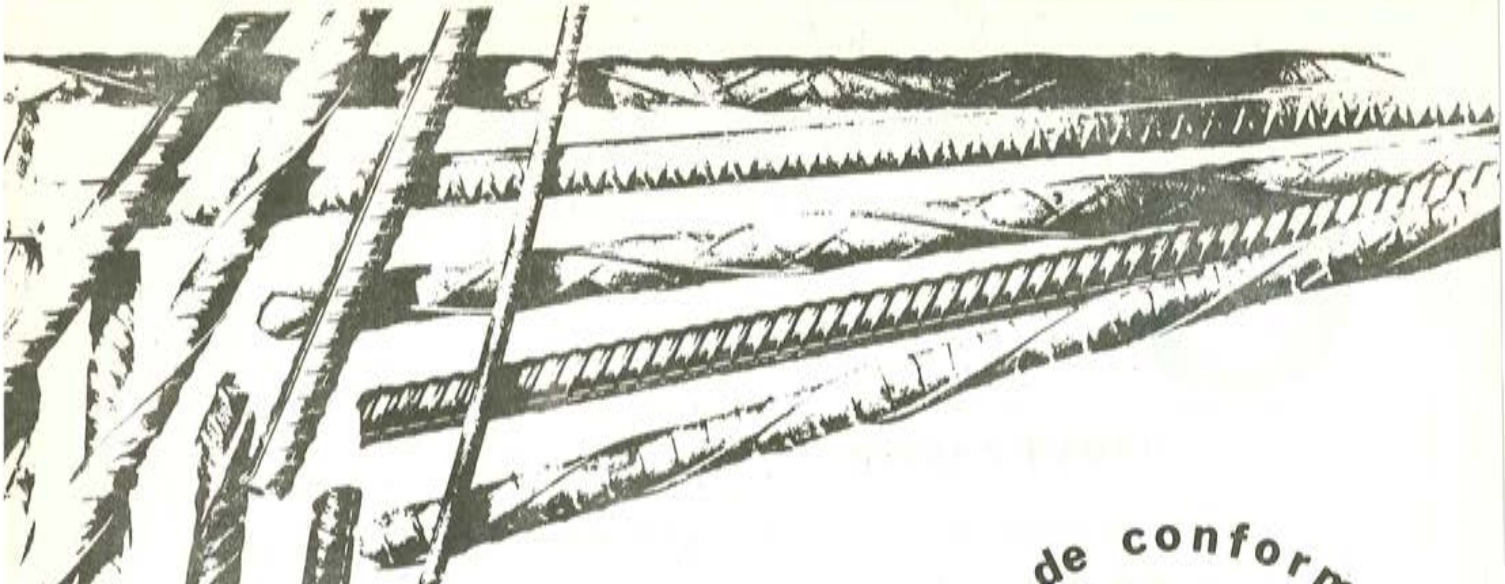
El objetivo de la Asociación es facilitar el continuo intercambio de información, experiencia y opiniones de los empresarios Fabricantes de Hormigón Preparado en el área de libre empresa de la Península Ibérica y los países iberoamericanos.

A pesar de que el Hormigón Premezclado no es un producto exportable, esta Asociación puede ser un excelente medio para que la tecnología y equipos de esta industria españoles sean conocidos en Iberoamérica, hoy en día suministrada fundamentalmente por la Industria U.S.A.

Fueron elegidos por unanimidad Don Manuel F. Goudie (España), Presidente, y Don Antonio Larrea Peón (México), Vicepresidente. La Secretaría fue encomendada a la Asociación Nacional Española de Fabricantes de Hormigón Preparado (ANEFHOP).

La idea de crear la Asociación surgió durante la celebración del I Congreso Iberoamericano del Hormigón en Zaragoza en Octubre de 1976. Asimismo, se acordó la celebración del II Congreso Iberoamericano del Concreto Premezclado en México, del 1 al 6 de Febrero de 1979.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026



I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

UNESID

Unión de Empresas y Entidades Siderúrgicas

CENIM

Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas

sello de conformidad

IETSID

barras corrugadas

MARCAS EN POSESION DEL SELLO:

- ACEROTOR .....
- ALTRES .....
- EURA .....
- NERSID .....
- REA .....
- TETRACERO .....
- UCIN .....
- EOSA .....
- MEGACERO .....
- NERVACERO .....
- REDUR .....
- ARTICERO .....
- URQUIJO .....

(Ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente

Datos al 31 de diciembre de 1977

Válida hasta el 1 de julio de 1978

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

sello de conformidad

CIETSID

ORGANIZACION

- Creado por iniciativa de UNESID, con la colaboración del IET cc y CENIM
- Regido por unos Estatutos y una Comisión formada por representantes de diversos Organismos Oficiales, de la Administración y de Fabricantes (*)
- Basado en UNE 36088

CONTROL PERIODICO

Comprueba que:

- la materia prima se encuentra debidamente clasificada
- el proceso de fabricación es adecuado
- los medios de control se ajustan a las especificaciones del Sello (*)

Revisa:

- los gráficos de control
- el archivo de datos de análisis y ensayos

y los contrasta mediante ensayos destructivos y no destructivos del producto acabado, que se efectúan a través de varias inspecciones anuales

GARANTIAS

La garantía individual del producto corresponde al fabricante

El Sello de Conformidad CIETSID garantiza que:

- la fabricación parte de materia prima homogénea
- el fabricante dispone de los medios adecuados de fabricación y control
- la calidad estadística de su producción es adecuada
- el producto se encuentra en posesión del Certificado de Homologación de Adherencia, que es obligatorio según el artículo 9.3 de la Instrucción EH 73

EL SELLO CIETSID EDITA, PERIODICAMENTE, LA LISTA DE MARCAS QUE SE BENEFICIAN DEL MISMO

(*) La normativa del Sello, puede consultarse o adquirirse en la Secretaría del Sello:

INSTITUTO EDUARDO TORROJA - Costillares (Chamartín) MADRID 33 Apdo. 19002, Tlfno.: 202 04 40

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

ASARELA COLGADA SOBRE LA AUTOPISTA DE LA PAZ. MADRID.
io 1977

rección:	Proyecto:	Construcción:
Jefatura Regional de rreteras. genieros Sr. Travesí y Paramio.	Carlos Fernández Casado, Javier Manterola, Leonardo Fernández Troyano, I.C.C.P.	OBRASCON, S.A. Mariano Moreno, Juan Jodar, I.C.C.P. Pretensado: STRONGHOLD.

Datos y solución adoptada

Se trataba de realizar una pasarela de peatones sobre la autopista de La Paz en Madrid, en las inmediaciones del Parque del Marqués de Zafra. En dicha zona la autopista tiene 14 carriles de circulación y era condición impuesta por la administración, la de evitar disponer apoyos intermedios que supusiesen un obstáculo para la circulación.

Se tantearon varias soluciones. La adopción de un dintel continuo suponía un canto del orden de 3 m, para una luz libre de 85 m, lo que constituía, para una pasarela situada a 8 m escasos sobre la superficie de la calzada, un fuerte obstáculo visual, de extraordinaria pesadez.

Las soluciones arco se rechazaron por problemas constructivos, al tener que realizarse sobre una autopista parcialmente en servicio, lo que nos llevó finalmente a adoptar una solución atirantada.

El material elegido fue el hormigón pretensado cuyo costo resulta bastante menor que el acero estructural.

Descripción

Las condiciones funcionales determinan claramente una distribución de la longitud de la pasarela en tres luces de 21 + 85,8 + 21 m. Los 127,8 m de longitud total del dintel se apoya en los estribos extremos y cuelga de la parte superior de cada torre en tres puntos, los cuales determinan unas luces sobre apoyos elásticos de 21 + 17 + 17 + 17,8 + 17 + 17 + 21 m.

- El dintel está formado por una sección cajón de 1,2 m de canto, lo que determina una relación canto/luz de 1/71. Los espesores de la pared del cajón tienen 14 cm. A esta sección trapecial básica se le han añadido dos rebordes laterales cuya finalidad es doble. Por un

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

lado sirven de alojamiento de los anclajes de los tirantes de cuelgue, por otro crean una línea intermedia en el canto del dintel que determinan un aligeramiento visual que buscamos.

- El atirantamiento del dintel está formado por 10 parejas de cables de pretensado formado por un número variable de alambres de 7 mm. En cada cable trasero se disponen 30, en los cables que cuelgan el dintel en la vertical de la pila 16 y los del vano central tienen 24 y 34. No se han adoptado precauciones especiales con el anclaje de estos cables por tratarse de una pasarela y no esperarse problemas de fatiga.

- Las pilas tienen 23, 39 y 25,43 m de altura. Están formadas por dos piezas de 0,6 m de canto y 0,8 m de anchura que se disponen en forma de triángulo isósceles. En la parte inferior se articulan sobre rótulas metálicas.

En la zona de contacto entre las pilas y el dintel, se disponen apoyos de neopreno-teflón dispuestos en posición vertical que permiten el desplazamiento vertical del dintel e impiden el horizontal. De esta manera, la pasarela se comporta bajo los efectos de viento como una viga horizontal de 85,8 m de luz.

- Los estribos son de hormigón armado, están enterrados y tienen como misión servir de contrapeso al tiro vertical de los cables extremos de la pasarela.

Construcción

La construcción de la pasarela ha sido muy simple. El dintel continuo de 127,8 m se ha dividido en cinco partes, las cuales determinan cinco vigas, dos de 20,75 metros y tres de 27,1 m. Estas vigas se prefabrican y se pretensan en las proximidades de la obra. Su longitud venía determinada por las zonas libres de tráfico de la autopista de La Paz en las cuales se podían disponer apoyos intermedios provisionales.

Las vigas se montaron por medio de una grua, apoyándolas sobre castilletes metálicos provisionales, donde se nivelan y se realiza el hormigonado "in situ" de 1,5 m que sirve para dar continuidad estructural al dintel. Esta continuidad se logra por pretensado longitudinal de todas las vigas, pretensado que se superpone al necesario para soportar las vigas elementales.

La construcción de las pilas que en su momento se había supuesto hormigonarlas tumbadas en su posición y después izarse, se cambió durante la construcción al prefabricarlas en las proximidades y colocarlas en posición por una gran grúa.

Una vez colocadas las vigas y torres en situación y establecida la continuidad del dintel se procedía al atirantamiento de los cables.

MEDICIONES – PASARELA COLGADA SOBRE LA AUTOPISTA DE LA PAZ

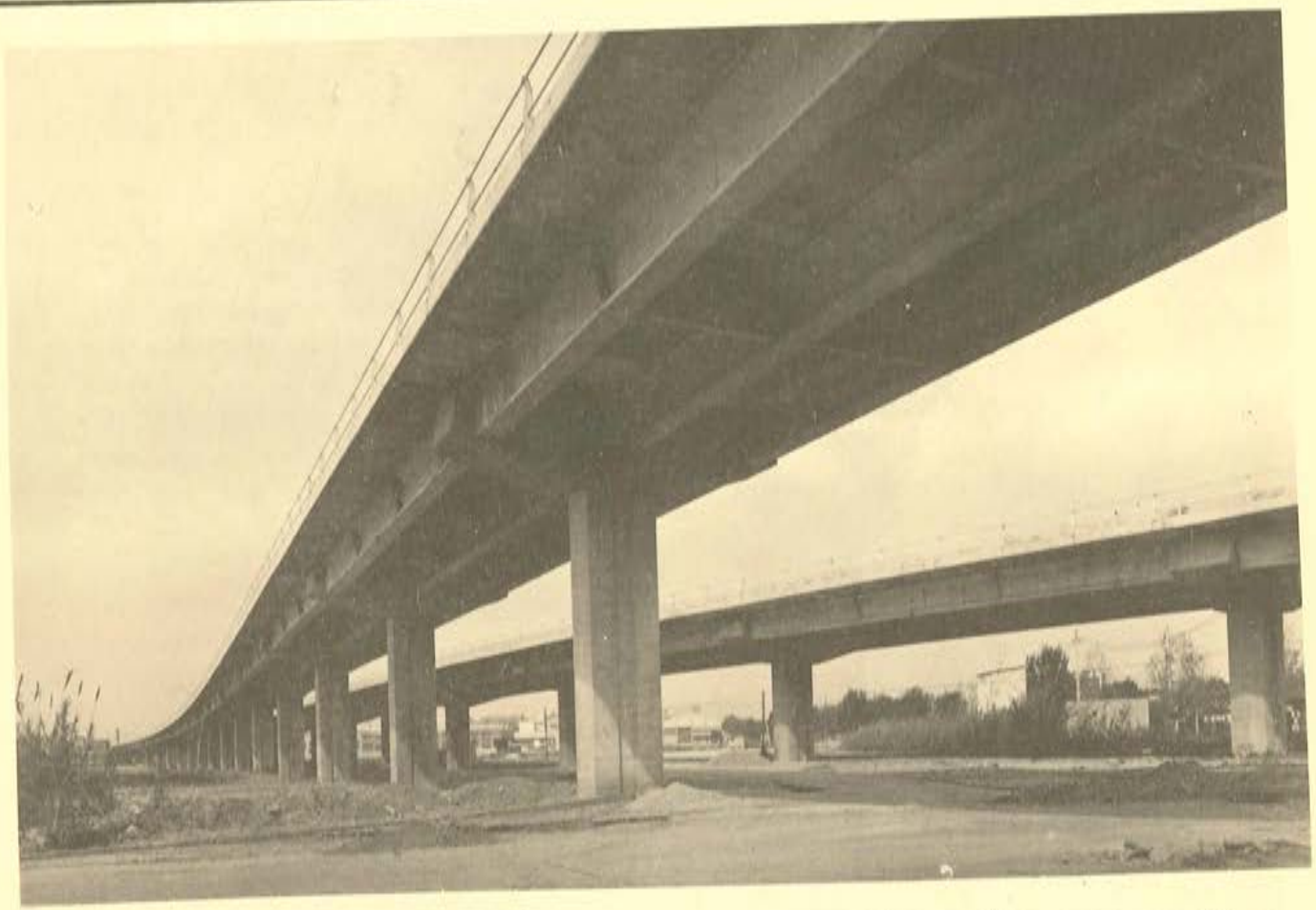
	Hormigón		Arm. Pasiva			Arm. Activa		Excavaciones
	m^3	m^3/m^2	Kg	Kg/m^3	Kg/m^2	Kg	Kg/m^2	m^3
Dintel	170,95	0,514	28.314	165,62	85,07	9.232,9	27,74	–
Pilas	58,73	0,1764	9.500	161,75	28,54	–	–	–
Estribos	278,62	0,8385	6.956	24,95	20,93	–	–	–
Cimentación	144,54	0,435	2.619	18,12	7,88	–	–	510,3
Cables de cuelgue	–	–	–	–	–	4.329,11	13,00	–
TOTAL	–	1,964	–	–	142,42	–	40,74	–

* Los valores por m^2 se refieren a la superficie total del dintel que es de 332,8 m^2.

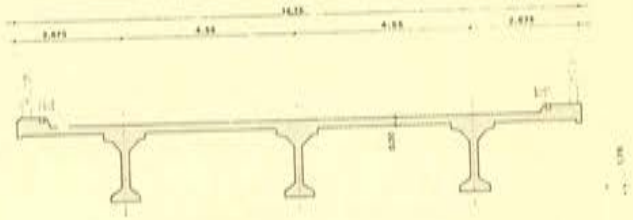
Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

VIADUCTO DE MONTMELO
(Autopista de enlace, itinerario Montmeló-Papiol, de la Autopista del Mediterráneo)

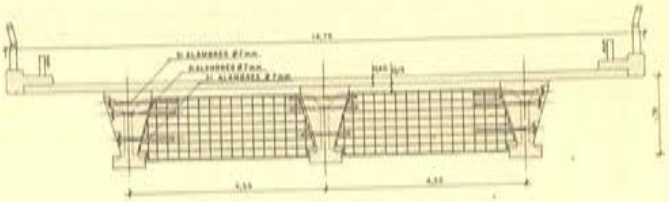
Propiedad:	*Proyecto:*	*Ejecución:*
AECESA (Autopistas de Enlace, Concesionaria Española, S.A.)	José Antonio Llombart (Gabinete Técnico de Caminos y Puertos, S.A.)	Caminos y Puertos, S.A. Sistema de pretensado: C.T.T. (Stronghold)



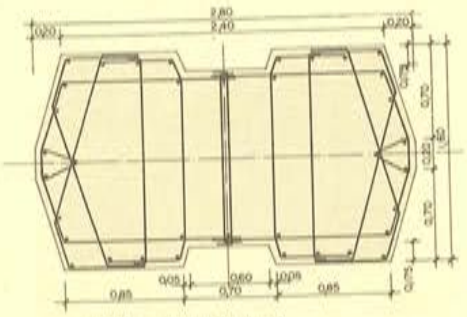
LOSETA AUTORRESISTENTE



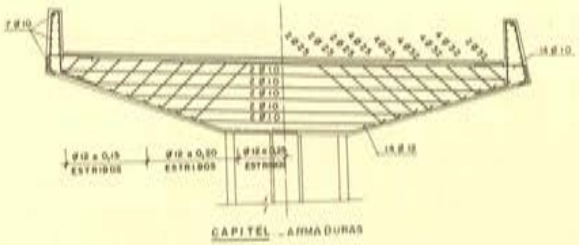
TABLERO.–SECCION TRANSVERSAL TIPO



TABLERO.- SECCION TRANSVERSAL EN ZONA DE MUESTRA



FUSTE.- SECCION TIPO



CAPITEL - ARMADURAS

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

MEMORIA

Viaducto constituido por una estructura de 82 vanos de 32 m. de luz entre ejes de pilas y una anchura de 14,75 m.

Radio de curvatura mínimo, 500 m. Peralte máximo 6 por 100.

La magnitud de esta obra y el escaso plazo disponible para su construcción motivaron la realización del proyecto con la idea fundamental de lograr un tablero ligero en el que se prefabricasen la mayor parte de sus componentes.

A pesar de la considerable anchura, cada tablero estaba soportado solamente por tres vigas, con 4,55 m. de separación entre ejes. La losa superior, de 20 cm. de espesor uniforme, se constituía mediante losetas autorresistentes prefabricadas de 6 cm. de espesor en las que quedaba parcialmente embebida una estructura especial formada por redondos electrosoldados. El hormigonado de la zona superior se realizó in situ y se estableció la continuidad entre tableros contiguos, existiendo junta de dilatación cada tres vanos.

Se dispusieron cuatro riostras por tablero, dos de ellas coincidiendo con el apoyo de las vigas. Existía pretensado transversal en riostras y en losas de tablero.

Cimentación mediante pilotes de 15 m. de profundidad media.

Mediciones y datos técnicos de interés

- Número de vanos: 82.
- Luz entre ejes de pilas: 32 m.
- Anchura: 14,75 m.
- Superficie total del tablero: 38.850 m²
- Hormigón de vigas, riostras y losas superiores: 14.000 m³
- Acero de pretensar en vigas: 448 toneladas
- Acero de pretensar riostras: 45 toneladas.
- Acero de pretensar en losas superiores: 334 toneladas
- Acero para armar. Tablero (vigas, riostras y losas superiores): 1.800 tn.
  - Capiteles: 255 toneladas.
  - Fustes: 174 toneladas.
  - Cimentación (macizos de encepado): 290 toneladas.

Características de los materiales

Acero de pretensar: Alambres 7AH 144/170 R5 UNE 36-095-74
Acero de armaduras: fy = 4.600 kg/cm²

Hormigones:	Vigas y riostras:	fck = 400 kg/cm²
	Losas de tablero:	fck = 300 kg/cm²
	Capiteles:	fck = 250 kg/cm²
	Fustes:	fck = 300 kg/cm²

Incidencias

La construcción de los tableros se realizó a razón de 14 tramos completos/mes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

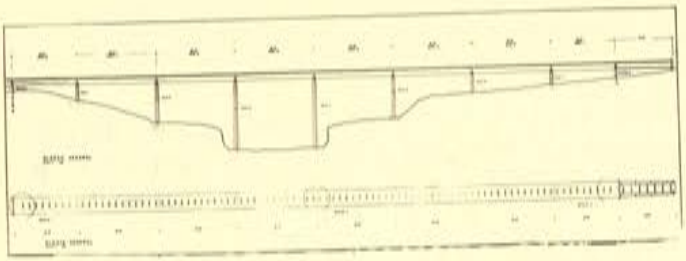
UEDUCTO DEL ALCANADRE EN EL CANAL DEL CINCA.
) 1977

ección:	Proyecto:	Construcción:
ıf. Hidrog. del Ebro: ernández-Moreno I.C.C.P. Moreno, I.T.O.P.	C. Fernández Casado, J. Manterola L. Fernández Troyano, I.C.C.P.	AUXINI. Hipólito Fajardo, J. Luis Henche, A. Roa. Pretensado: B.B.R.

Datos y solución adoptada

● En los riegos del Alto Aragón y correspondientes al canal del Cinca, era necesario cruzar el río Alcanadre y el barranco que forma, a una altura aproximada de 55 m. El caudal del agua a transportar es de 40 m^3/seg, lo que representa, con la pendiente elegida, una carga sobre la obra de 25 Tn/ml.

● Para resolver el acueducto, necesario para el transpaso de una carga tan importante, se estudiaron varias soluciones. Se tanteó primero varias soluciones en arco, con el cajero montado sobre él, se tanteó también una solución atirantada y ambas fueron rechazadas acudiéndose finalmente a realizar un acueducto recto con cajero autoportante flectando entre las pilas. Las razones que nos llevaron a esta conclusión fueron: la solución en arco fue rechazada pues dado el tamaño que necesitaba el cajero para llevar el agua, él mismo era capaz de soportar su peso sin más que añadirle pretensado y nos ahorrábamos así el arco. La solución atirantada funcionaba bastante mal, ya que en este caso la sobrecarga —el agua se considera sobrecarga— suponía más carga que el peso propio y por tanto la oscilación de momentos en el dintel era extraordinariamente elevada, reduciendo la eficacia del sistema de atirantamiento.



Descripción

● Se adoptó como solución, un cajero recto, continuo y autoportante que salva el barranco por medio de 8 luces, 49 + 6 x 60 + 49, apoyándose por medio de aparatos de neopreno-teflón sobre pilas separadas entre sí 60 m y cuya altura alcanza los 55 m.

● El cajero es una sección trapecial, con 5,4 m de canto total, 5,48 m en la base y 12,273 m en la parte superior, dejando una abertura en medio de 4,37 m. Las paredes de la sección tienen 40 cm de espesor y se encuentra atirantando en la parte superior por vigas de 0,4 m de anchura separadas entre sí 5,00 m. En la parte inferior se disponen dos resaltos, que a modo de tacones, centran la resultante de los cortantes de las almas con los apoyos de neopreno-teflón. Este hecho es importante no sólo porque el acueducto no puede tener vigas riostras interiores sino por el proceso constructivo elegido. En la zona de apoyo en los pilares se dispone un refuerzo exterior.

● El cajero se pretensa con tres familias de cables longitudinales y una cuarta familia

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

transversal alojada en las almas. La primera familia está constituida por cables rectos alojados en la cabeza superior e inferior y que tienen como fin resistir los esfuerzos que se producen, en el cajero durante el proceso de lanzamiento. La segunda familia formada por cables sombrero acude a las enormes puntas de momentos negativos que se producen sobre las pilas debido a la uniformidad y tamaño de la sobrecarga. La tercera familia son cables en doble onda que cubren un vano completo.

- Las pilas, de altura variable entre 11,8 m y 54,23 m, están formadas por dos pilares en forma de "T" con sección variable con la altura desde 4 x 1,2 en la parte inferior hasta 2,4 x 1,2 en la superior. Se arriostran entre sí cada 17 m con vigas de 2 x 1,2 m.

- La cimentación es directa con zapatas de 12 x 10 x 3 en las pilas altas a 9 x 6 x 2 en las más bajas.

Construcción

- El cajero se construyó por el método de empuje, por fabricación desde un parque fijo situado en uno de los accesos al barranco. La fabricación se realizaba en dovelas de 20 m de longitud que se hormigonaban en dos fases. En la primera se construía la parte inferior sobre un banco fijo y en la segunda se construían las almas y la cabeza superior después de deslizar los 20 m desde el banco fijo a apoyos puntuales sobre neopreno-teflón.

- El lanzamiento del cajero se realizaba sobre los apoyos definitivos de las pilas, sin más que añadir a éstos, en la parte superior, una chapa de acero inoxidable sobre las que se movían las "almohadillas" de noepreno-teflón.

- Para evitar que los momentos flectores en el cajero alcanzasen valores excesivos durante el lanzamiento, se dispuso un "pico metálico" de alma llena de 30 m de longitud, el cual se anclaba por medio de barras pretensadas al cajero. Esta longitud de "pico", un poco menor que lo usual en puentes que suele ser del 60 por 100 de la luz del vano, se podía establecer por la gran capacidad de resistencia de un cajero que iba a ser sobrecargado con 25 Tn/ml de agua.

- Para evitar problemas durante la construcción, fue necesario establecer un cuidadoso control de la nivelación de todos los elementos constructivos, el parque de fabricación, la base del "Pico" de lanzamiento, la coronación de las pilas y apoyos. El orden de magnitud de los errores admisibles era de 1 mm.

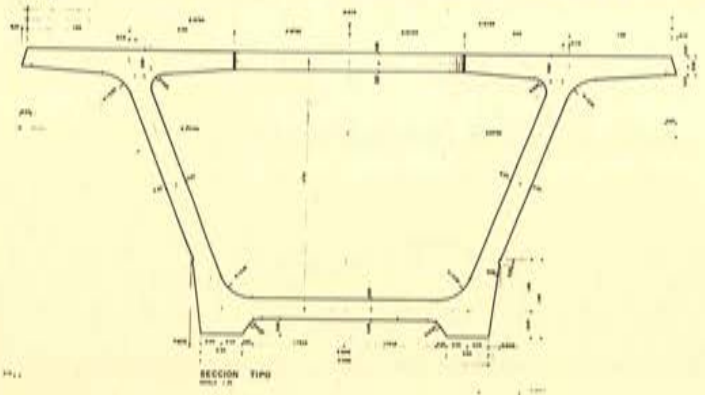
- El empuje del acueducto se hacía de 20 en 20 m, en el plazo de una semana y utilizando para ello un sistema de dos gatos acoplados, uno vertical y otro horizontal que levantaban y bajaban el acueducto, para establecer la recuperación de los gatos de empuje horizontales. Las 11.450 Tn de peso total del cajero se empujaron con dos gatos horizontales de 160 Tn ya que el coeficiente de rozamiento encontrado, al añadir silicona a las almohadillas de neopreno-teflón fue de 1,5 por 100.

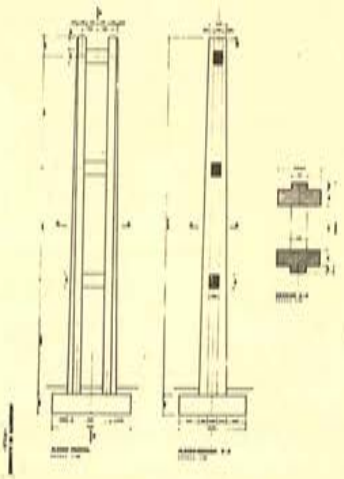
MEDICIONES

	Hormigón		Armadura Pasiva			Arm. Activa	
	m^3	m^3/ml	Kg	Kg/m^3	Kg/ml	Kg	Kg/ml
Cajero	4.798	10,47	472.683	98,51	1.032,06	281.792	615,26
Pilas	1.841	4,02	332.156	180,42	725,23	–	–
Cimientos	2.429	4,303	83.685	34,45	182,71	–	–

* La medición se refiere en este caso a los 458 metros lineales de acueducto, por no tener sentido en este caso una referencia a los m^3.

NOTA: No se considera la medición del estribo por ser éste integrante de los tramos de acceso al acueducto.





Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.—Velázquez, 23. Madrid-1.
AGUSTI, S.A.—Carretera de Barcelona, 36. Gerona.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—General Yagüe, 8. Madrid-20.
ARPING, ESTUDIO TECNICO.—Avenida del Generalísimo, 51, derecha. Madrid-16.
CAMARA, S.A.—Paseo de San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S.A.—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S.A. (CIASA-PPB).—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.—Grijalba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O.P. CENTRO BIBLIOGRAFICO.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.L.—Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S.A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Clara del Rey, 33-1.º. Madrid-2.
ELABORADOS METALICOS, S.A.—Apartado 553. La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.—Juan de Mena, 8. Madrid-14.
ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA BAUER, S.A.—Pintor Juan Gris, 5. Madrid-20.
E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.—Jorge Girona Salgado, 31. Barcelona-17.
EUROPEA DE INYECCIONES, S.A. (EURINSA).—López de Hoyos, 13. Madrid-6.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.—Hermosilla, 64. Madrid-1.
FREYSSINET, S.A.—General Perón, 20. Madrid-20.
HEREDIA Y MORENO, S.A.—Princesa, 3. Madrid-8.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.—Archs, 10. Barcelona-2.
HIFORCEM.—Apartado 41. Sevilla.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
IBERING, S.A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES.—Ministerio de O.P. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.—Condesa Venadito, 1. Madrid-26.
INTEMAC.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.—Zurbano, 41. Madrid-10.
LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.—Apartado, 34. BENICARLO (Castellón).
NEXOR, S.A.—Dato, 18-1.º. Vitoria.
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A. Fábrica de Forjas de Buelna. LOS CORRALES DE BUELNA (Santander).
PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. Madrid-1.
PRELOAD SISTEMAS, S.A.—Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.
PRENSOLAND, S.A.—Calle Industria, s/n. San Martín de Centellas (Barcelona).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
S.A.E. BBR.—Rosellón, 229. Barcelona.
S.A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.
SICOP, S.A.—Princesa, 24. Madrid-8.
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Velázquez, 150. Madrid-2.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A.—Monturiol, 5. Santa María de Bárbara (Barcelona).
VICENTE PEIRO FAYOS.—Quintana, 26. Madrid-8.

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

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

La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (Colombia).

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

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).

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

La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).

El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).

La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).

El Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas (Venezuela).

El Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).

El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.

El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).

El Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. - IMCYC (México).

La Escuela Técnica de Ingenieros. Facultad de Ingeniería Civil. Av. Colombia y General Paz y Miño. Quito (Ecuador).

La Universidad de Cuenca. Facultad de Arquitectura. Cuenca (Ecuador).

El Instituto de Pesquisas Tecnológicas de Sao Paulo (Brasil).

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026