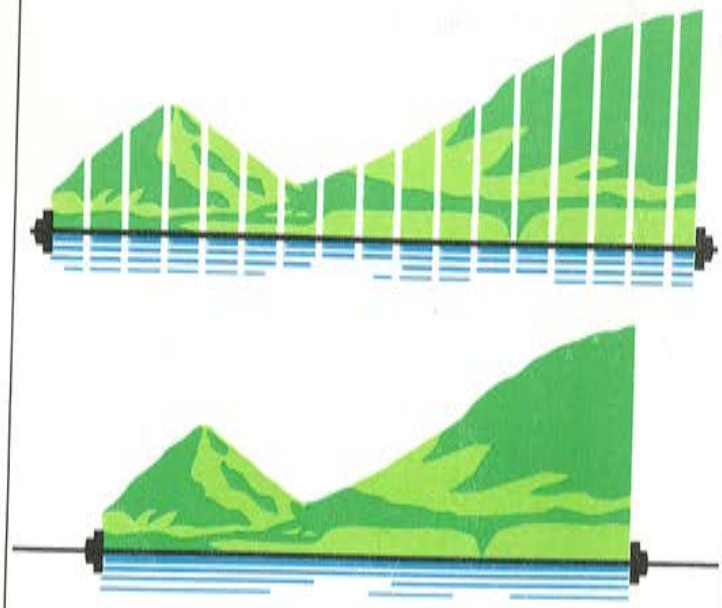
hormigón y ACERO

nº 154

XI Asamblea Técnica Nacional de la Asociación Técnica Española del Pretensado.



Santander,
24 al 28 de septiembre de 1984.

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO.

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.

COSTILLARES (CHAMARTIN). MADRID-33.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

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 **"Miembros Protectores"** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

ACEROS Y TECNOLOGIA PARA LA CONSTRUCCION, S.A. (ATECSA).— P° de la Habana, 14. 28036 Madrid.

AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA "OFICEMEN".— Velázquez, 23. 28001 Madrid.

ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).— Orense, 10. 28020 Madrid.

AZMA, S.A.— P° de la Habana, 16. 28036 Madrid.

CAMINOS, EDIFICIOS Y OBRAS, S.A.— J. Lázaro Galdiano, 4. 28036 Madrid.

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.— Grijalba, 9. 28006 Madrid.

CEMENTOS MOLINS, S.A.— C.N. 340, Km. 329,300. San Vicenç dels Horts (Barcelona)

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS.— Alfonso XII , 3. 28014 Madrid.

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A.— Aribau, 185. 08021 Barcelona.

COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.— Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.

COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE MADRID.— Almagro, 42. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.— Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.

COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.— Plaça Nova, 5. 08002. Barcelona.

CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.— Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.

CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.— Ayala, 42. 28001. Madrid.

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Avda. de América, 24. 28028 Madrid.

ELABORADOS METALICOS, S.A.— Apartado 553. 15080 La Coruña.

EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI). Departamento Obras Especiales.— José Ortega y Gasset, 40. 28006 Madrid.

ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.— Biblioteca.— Juan de Mena, 8. 28014 Madrid.

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.— Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.

ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A. (EPTISA).— Arapiles, 14. 28015 Madrid.

FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A. (FOCSA).— Avda. General Perón, 36. 28020 Madrid.

FORJADOS DOMO.— Hermosilla, 64. 28001 Madrid.

FREYSSINET, S.A.— General Perón, 24. 28020 Madrid.

HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.— Archs, 10. 08002 Barcelona.

HISPANO-ALEMANA DE CONSTRUCCIONES, S.A.— Capitán Haya, 51. 28020 Madrid.

HORMIGONES GERONA, S.A.— Lorenzana, 45. 17002 Gerona.

HUARTE Y CIA., S.A. Departamento Técnico.— Profesor Waksman, 14. 28036 Madrid.

IBERDUERO, S.A.— Centro Documentación. Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

(Continúa en el int. de contraportada)

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

IBERDUERO, S.A. Centro de Documentación (8501).— Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).— Príncipe de Vergara, 43. 28001 Madrid.

IBERING, ESTUDIOS Y PROYECTOS, S.A. Plaza Gala Placidia, 5-7. 08006 Barcelona.

INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.— Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.

INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).— Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.

INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.— Buenos Aires, 19-21. 08029 Barcelona.

INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.— Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Dirección General de Carreteras. Pº de la Castellana, 67. 28071 Madrid.

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).— Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA).— Biblioteca.— Orense, 70. 28020 Madrid.

JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.— Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.

LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.— Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A.— Fábrica de Forjas de Buelna. Los Corrales de Buelna (Santander)

PACADAR, S.A.— Hermosilla, 57. 28001 Madrid.

PRENSOLAND, S.A.— Calle Industria, s/n. San Martín de Centellas (Barcelona)

PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.— Polígono Industrial Atios. Porriño (Pontevedra) 36080.

PROMONAL, S.L.— Poeta Artola, 12. 46021 Valencia.

SENER, TECNICA INDUSTRIAL Y NAVAL, S.A.— Avda. del Triunfo, 56. Las Arenas (Vizcaya)

SIKA, S.A.— Carretera Madrid-Irún, km. 14,500. Polígono Industrial. Alcobendas (Madrid) 28000.

SOCIEDAD ANONIMA ECHEVARRIA.— Apartado 46. 48008 Bilbao.

SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA BBR (S.A.E. BBR).— Av. General Perón, 36. 28020 Madrid.

TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).-- Velázquez, 105. 28006 Madrid.

TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).— Monturiol, 5. Santa María de Barbará (Barcelona)

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

hormigón y acero

n.º 154

1.er trimestre, 1985

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	4.000,– ptas.	40,– dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	6.000,– ptas.	100,– dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	10.000,– ptas.	200,– dólares

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.

APARTADO 19.002 - COSTILLARES - CHAMARTIN - 28080 MADRID

Depósito Legal: M-853-1958
Imprime: ACOR, S.A.- M. Hernández, 50 - MADRID
ISSN: 0439-5689

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Comité de Redacción
de la Revista
Hormigón y Acero

ARENAS, Juan José
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón del
CHUECA, Rafael
ELICES, Manuel
FERNANDEZ DE VILLALTA, Manuel
FISAC, Miguel
GONZALEZ VALLE, Enrique
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
MANTEROLA, Javier
MARIA TOME, Javier
MURCIA, Juan
PIÑEIRO, Rafael
POZO VINDEL, Florencio J. del
ROMERO, Rafael
SANCHEZ CASTRO, Carlos
SANCHEZ GALVEZ, Vicente
SIEGRIST, Carlos

hormigón y acero

N. 154

índice

Pág.

Informe resumido sobre las principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1984 9
Compte rendu de l'activité de l'Association Technique Espagnole de la Précontrainte au cours de 1984.
Short report on the activity of the Spanish Technical Association of Prestressing during 1984.
R. Piñeiro.

XI^a Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. 19
XIe Assemblée Technique Nationale de la A.T.E.P.
XI A.T.E.P. National Technical Assembly.
R. Piñeiro.

Discurso pronunciado en la Sesión de Apertura de la XI^a Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. 35
Discours prononcé au cours de la Séance d'Overture de la XIe. Assamblée Technique Nationale de l'A.T.E.P.
Speech pronounced at the Opening Session of the XI A.T.E.P. National Technical Assembly.
J.A. Torroja.

Discurso pronunciado en la Sesión de Clausura de la XI^a Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. 38
Discours de Clôture de la XIe Assamblée Technique Nationale de l'A.T.E.P.
Closing Speech of the XI A.T.E.P. National Technical Assembly.
F. Arredondo.

Palabras del Excmo. Sr. Presidente de la Diputación Regional y Consejo de Gobierno de Cantabria, Don Angel Díaz de Entresotos Mier, en el Acto de Clausura de la XI^a Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. .. 40
Paroles du Excmo. Sr. Presidente de la Diputación Regional y Consejo de Gobierno de Cantabria, Don Angel Díaz de Entresotos Mier, dans la Clôture de la XIe Assamblée Technique National de l'A.T.E.P.
Words of the Excmo. Sr. Presidente de la Diputación Regional y Consejo de Gobierno de Cantabria, at the XI A.T.E.P. National Technical Assembly Closing Session.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

457-3-17 **Sobre el concepto de "Momentos Hiperestáticos de Pretensado" en estructuras continuas en estados de servicio, de fisuración y de agotamiento resistente** 41
A propos du concept "Moments Hiperestatiques de Précontrainte" dans les structures continues à des états de service, fissuration et rupture.
About the concept "Prestressed Hyperestatiques Moments" for continuous structures in serviciability, cracking and failure.
J.J. Arenas.

600-1-1 **Características físicas y químicas de las arenas calizas de las canteras del País Vasco** 49
Caractéristiques physiques et chimiques des sables calcaires des carrières du País Vasco.
Phisical and chemical characteristics of the Pais Vasco quarry calcareous sands.
J.L. Ramírez, J.M. Bárcenay J.I. Urreta.

457-8-93 **Manuales de la A.T.E.P. sobre conservación** 63
Manuels de l'A.T.E.P. sur l'entretien.
The A.T.E.P. handbooks about maintenance.
R. del Cuvillo.

457-8-94 **Garantía de calidad en obras civiles comunes** 69
La garantie de qualité dans les travaux de génie civil habituelles.
Quality Assurance for normal civil works.
A.G. Meseguer.

457-8-95 **Recomendaciones prácticas para la verificación de los estados límites relativos a flexión de puentes continuos de hormigón pretensado** 77
Recommandations pratiques pour la vérification des états limites relatives à flexion dans les ponts continues en béton armé.
Practical recommendations for the verification of the bending limit states in prestressed continuous concrete bridges.
A.C. Aparicio.

457-0-94 **Conceptos fundamentales del hormigón parcialmente pretensado y su aplicación a vigas continuas de puente** 97
Concepts fondamentaux sur le béton partiellement précontraint et son application à des poutres continues pour ponts.
Fundamental concepts about partially prestressed concrete and your application at continuous beams for bridges.
J.J. Arenas.

457-3-18 **Dimensionamiento de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado, por condiciones estrictas de seguridad frente a rotura** 109
Le calcul des poutres continues en béton partiellement précontraint, au point de vue de leur securité à la rupture.
Partially prestressed concrete continuous beams design in relation to safety against failure.
A.J. Santamaría y J.J. Arenas.

457-3-19 **Relación entre ductilidad de sección crítica y capacidad de redistribución, de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado** 117
Rapport entre la ductilité de la section critique et la capacité de redistribution des poutres continues en béton partiellement précontraint.
Relations between the ductility of the critical section and the redistribution capacity of partially prestressed concrete continuous beams.
A.J. Santamaría y J.J. Arenas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

591-2-178 **Influencia de la ley de cantos elegida para el tablero de puentes construidos por avance en voladizo, en sus deformaciones a largo plazo** 129
L'influence de la loi d'hauteurs choisie pour des tabliers des ponts construits par encorbellements succesifs, sur leurs déformations à longue délai.
The influence of the law of depths choosed for decks bridges built by advancing overhangs, on their long term deformations.
C. Alonso y J.J. Arenas.

591-2-179 **Aplicación del análisis no lineal de estructuras de hormigón armado al proyecto de puentes del tipo arco-tímpano** 139
L'application de l'analyse non lineaire des structures en béton armé au projet des ponts du type d'arc-tympan.
The non linear analysis of reinforced concrete structures and your application at the design of bridges of diaphragm-arch type.
M.J. Pantaleón, C. Alonso y J.J. Arenas.

457-8-96 **Investigación sobre paneles portantes de edificación, tipo sandwich, en el Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ing. de Caminos, C. y P. de Santander** 149
Recherche sur panneaux portantes de bâtiment, type sandwich, réalisée dans le Laboratoire des Structures de la E.T.S. de I.C.C. y P. de Santander.
Research on building sandwich bearing panels carry out in the Laboratory of structures in the E.T.S. of I.C.C. y P. de Santander.
L. Villegas, J.J. Arenas, G. Gutiérrez y J. Pedraja.

457-2-25 **Estudio no lineal del comportamiento resistente de soportes de hormigón solicitados a flexo-compresión esviada** 165
Etude non linéaire du comportement résistant des poteaux en béton sollicités à flexo-compression déviée.
The non linear analysis about the behaviour of concrete supports subjected to skew bending-compression.
J.R. Atienza y R. Irles.

591-9-41 **Aportación al estudio del comportamiento en rotura de las juntas verticales entre grandes paneles de hormigón** 191
Contribution à l'étude du comportement à la rupture des joints verticaux entre grands panneaux en béton.
Contribution to the study of failure behaviour of the vertical joints between big concrete panels.
P. Miguel, J. Catalá y J.J. Moragues.

457-5-9 **Método de cálculo en fatiga para secciones de hormigón pretensado sometidas a flexión** 211
Une méthode de calcul à la fatigue pour sections en béton précontraint soumisses à flexion.
Fatigue design method for prestressed concrete sections submitted to bending.
F.J. Llorca y V.S. Gálvez.

457-8-97 **Comportamiento del hormigón pretensado sometido a ciclos térmicos, desde temperatura ambiente hasta −165°C** 219
Comportement du béton précontraint soumis à des cycles thermiques dès température ambiant jusqu'a −165°C.
Behaviour of the prestressed concrete submitted to thermal cycles from atmospheric temperatures to −165°C.
H. Corres, J. Planas y M. Elices.

Portada: Reproducción del Cartel anunciador de la XI[a] Asamblea, que obtuvo el primer premio en el Concurso al efecto celebrado.
Autor: Miguel Angel Figueroa Fernández.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

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

ESPAÑA

AGROMAN, EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.—Madrid.
ALBISA, S.A.—Algeciras (Cádiz).
AMMON-RA.—Madrid.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Barcelona.
BIGUETES, S.L.—Elche (Alicante).
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A. PROCEDIMIENTOS RODIO.—Madrid.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ARAGON. Biblioteca.—Zaragoza.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. Departamento de Laboratorios.—Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. Biblioteca.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
COLOCACIONES TECNICAS, S.A. (COTESA).—Barcelona.
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL GUADALQUIVIR.—Biblioteca.—Sevilla.
CONTROLEX.—Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS E INFRAESTRUCTURAS. Ser. Gestión-Apoyo Técnico. Valladolid.
DITECO, S.L.—Valencia.
ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS, S.A. (EEPSA).—Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI). Departamento de Construcción.—Madrid.
ENAGA, S.A.—Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS. Cátedra de Construcción II.—Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES. Departamento de Teoría de Estructuras. Universidad de Zaragoza.—Zaragoza.
ESCOLA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA. Departamento de Estructuras. La Coruña.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE ALMADEN. Almadén (Ciudad Real).
ESTEBAN ORBEGOZO, S.A.—Zumárraga (Guipúzcoa).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FORJADOS DOL.—Esquivias (Toledo).
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

IBERTECNICA, S.A.—Madrid.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYPSA). Biblioteca.—Madrid.
INSTITUT CARTOGRAFIC DE CATALUNYA.—Barcelona.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO (IRYDA).—Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigueiro (La Coruña).
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Santa Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE CARRETERAS Y GEOTECNIA JOSE LUIS ESCARIO.—Madrid.
LABORATORIO DE ENSAYOS DEL COLEGIO DE APAREJADORES DE MURCIA—Murcia.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
MAHEMA, S.A.—Granollers (Barcelona).
MECANOGUMBA, S.A.—Mollet del Vallés (Barcelona).
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE EDIFICACION. Sección de Normativa.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.—Madrid.
NEX TEN, S.A.—Vitoria.
POSTENSA, S.A.—Bilbao.
PREBETONG CANARIAS, S.A.—Santa Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).—Barcelona.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).—Zaragoza.
PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).—Vitoria.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).—Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFLEX. COMPAÑIA LABORAL, S.A.—Gijón (Asturias).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).—Valladolid.
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A. (REISA).—Pinto (Madrid).
RED NACIONAL DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES (RENFE). División de Documentación.—Madrid.
RUBIERA, S.A.— León.
SAINCE.—Madrid.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.—Gerona.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.—Zamora.
SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS (SAMO).—Valencia.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.—Barcelona.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A.—SECEGSA.—Madrid.
SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
TECHOS ESPECIALES PREFABRICADOS, S.A. (TEPSA).—Tarrasa (Barcelona).
TEJERIAS "LA COVADONGA".—Muriedas de Camargo (Santander).
TOSAM, S.L.—Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).—Madrid.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
VALLEHERMOSO, S.A.—Madrid.
VIGUETAS MUBEMI.—Torrente (Valencia).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

EXTRANJERO

ASOCIACION DE FABRICANTES DE CEMENTO PORTLAND DEL URUGUAY.-Montevideo (Uruguay).
ASSOCIAÇAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.—Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.—Buenos Aires (Argentina).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE. Dirección de Bibliotecas.—Santiago de Chile (Chile).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU. Biblioteca Central.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Tecnique.—Le Pontet (France).
SCIENCE REFERENCE LIBRARY.—Londres (Inglaterra).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. Biblioteca Integrada de Economía, Ciencias e Ingeniería.—Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.— Biblioteca integrada de Economía, Ciencias e Ingeniería. Departamento de Selección y Adquisiciones. Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaiso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA.—Biblioteca Central. Valparaiso (Chile).

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

ASOCIACION BOLIVIANA DEL PRETENSADO (A.B.P.).—La Paz (Bolivia).

* * *

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 17/11/2025

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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

HUESCA:

Oficina Comercial y Fábrica: P.º Lucas Mallada, s/n - Teléfono 22 39 00 - HUESCA
Oficina y Fábrica: Ctra. de Lérida, s/n - Teléfono 40 07 80 - MONZON
Oficina y Fábrica: Ctra. de Huesca - Teléfono 39 00 41 - GRAÑEN

MADRID

Oficina Comercial: Orense, 10, 1.º - Teléfonos 455 05 35 - 6 - 7 - MADRID-10
Oficina y Fábrica: Ctra. Torrejón a Loeches, Km 4,200 - Teléfonos 675 04 50 - 4- 8 - TORREJON DE ARDOZ
Oficinas y Fábrica: Ctra. de Toledo, Km 7,300 - Teléfono 688 27 72 - LEGANES

ZARAGOZA

Oficina Comercial: P.º de la Constitución, 31 - Teléfonos 23 75 02 - 3 - ZARAGOZA-1

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Informe resumido sobre las principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1984

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

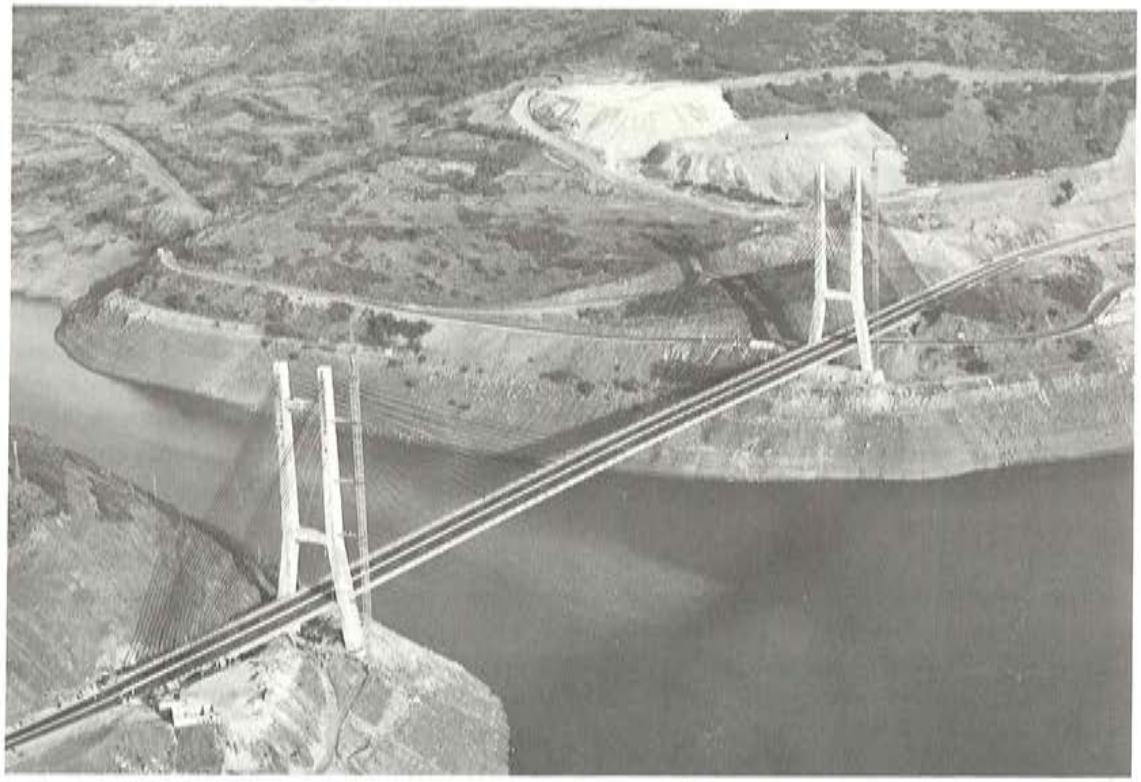
Concluye el año 1984 y, según está establecido, se hace necesario presentar a todos los Miembros de la A.T.E.P. un breve resumen de las principales actividades desarrolladas por nuestra Asociación durante los últimos doce meses, para su debido conocimiento y, también, con el objeto de que quede constancia de las acciones más destacadas llevadas a cabo por ella durante dicho período. Así, en cualquier momento, con los datos que en estos resúmenes anuales regularmente se vienen consignando, se podrá reconstruir a grandes rasgos lo fundamental de la historia de la A.T.E.P.; historia que ya va siendo muy larga. Debido a ello, a los que la han vivido desde sus comienzos en 1949, les resulta ya difícil mantener en la memoria todo lo que, durante tantos años, ha ocurrido. Pero además, son muchos los que, a lo largo del tiempo, se han venido incorporando a la Asociación y a los que, seguramente, les interesará también conocer cómo ha ido evolucionando, los logros conseguidos, cómo se han ido produciendo y resolviendo los distintos problemas con que ha tenido que enfrentarse y cuáles son los que aún faltan por resolver. Estas son las razones fundamentales que justifican el que, el primer número de cada año de nuestra Revista "Hormigón y Acero", se abra con el comentario de lo que la Asociación ha realizado durante el año anterior.

Y, como siempre, antes de iniciar la enumeración ordenada de las más importantes labores llevadas a cabo, haremos algunos comentarios generales sobre lo que 1984 ha sido para la A.T.E.P.

En 1984 se ha celebrado la XI^{a} Asamblea Técnica Nacional de nuestra Asociación y, por consiguiente, ha sido un año especial. Como es sabido, estas Asambleas se celebran cada tres años y constituyen una de nuestras más importantes actividades; pero su organización requiere una especial dedicación, un gran esfuerzo que evidentemente repercute de un modo importante en el desarrollo normal de nuestros habituales trabajos. Por ello, los años de Asambleas son años especiales. Pero como, afortunadamente, el resultado de estas reuniones es siempre muy satisfactorio, el balance final del año se considera positivo por estimar que el esfuerzo realizado queda ampliamente compensado con el éxito conseguido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Realmente, la celebración de estas reuniones constituye un hecho singular, de verdadera trascendencia para la marcha de la Asociación. Por una parte, el que se organicen cada vez en un lugar distinto, permite entrar en contacto directo con los técnicos locales, llevándoles nuestras inquietudes, nuestros proyectos y nuestras realizaciones en pro del progreso y desarrollo del pretensado, objetivo constante y último de todas nuestras actuaciones y la razón primordial para la que fue creada la A.T.E.P. Por otra parte, aunque es evidente que las posibilidades y ventajas que ofrece la técnica del pretensado ya son, generalmente, de todos sobradamente conocidas, conviene de vez en cuando hacer balance y dedicar unos días a meditar en grupo sobre los avances logrados y lo que falta por conseguir; los problemas que aún subsisten y cómo podrían solucionarse; lo que se está investigando y lo que queda por hacer. Estas reuniones constituyen una ocasión idónea para el intercambio de experiencias entre los técnicos procedentes de muy diversos campos: fabricantes, proyectistas, investigadores, constructores, etc. Y por último, y no por ello lo menos importante, brindan la oportunidad de entablar nuevas amistades, reanudar otras ya casi olvidadas y compartir unas jornadas con personas de nuestras mismas aficiones e inquietudes, interesadas en los mismos temas y que desarrollan sus actividades dentro del mismo campo de la técnica.



Puente Ingeniero Carlos Fernández Casado sobre el Embalse Barrios de Luna.

De lo que ha sido esta última Asamblea, los interesados encontrarán cumplida información en el resumen que, a continuación, en este mismo número de nuestra Revista se incluye. Así mismo, los textos completos de todas las Comunicaciones que se presentaron, se irán publicado en "Hormigón y Acero", para general conocimiento. En el presente número aparecen ya los primeros. Por consiguiente, no queremos extendernos más sobre este tema.

Conviene también destacar que, durante el pasado año, se concluyó la redacción del nuevo Manuel H.P.6 "Recomendaciones para la conservación de obras pretensadas", en el cual se venía trabajando desde hace tiempo. El Manual ya está a la venta. En noviembre se pasó la correspondiente oferta a todos los Miembros de la Asociación y, a la vista de las peticiones hasta ahora recibidas, puede asegurarse que esta nueva publicación ha tenido una muy favorable acogida; lo que no es de extrañar teniendo en cuenta el interés del tema tratado,

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

del cual, actualmente, se vienen ocupando la mayor parte de las Organizaciones y Reuniones internaciones, por su importancia y trascendencia, tanto desde el punto de vista técnico como económico.

En el Manual que se comenta se establecen los fundamentos filosóficos de la conservación y se exponen los principios y reglas generales que deben observarse cuando se desee hacer una programación eficiente y lógica de tal conservación.

Ahora, una vez comprobado que el tema interesa, y a falta de una normativa oficial específica sobre el particular, la Asociación tiene previsto, continuando en la línea iniciada, preparar nuevos Manuales con las oportunas recomendaciones para distintos tipos concretos de estructuras (puentes, edificios, etc.). Para ello se cuenta ya con la necesaria colaboración de algunos Miembros de la A.T.E.P. y en fecha inmediata se procederá a la formación del Grupo de Trabajo que habrá de encargarse de esta tarea para la cual estamos seguros que, como siempre, no habrá de faltarnos la ayuda de cuantos puedan aportar sus conocimientos y experiencias.

En otro orden de cosas, hay que hacer referencia a las reuniones celebradas, durante la última decena del pasado agosto, en Calgary (Canadá), por diversos Organos de la F.I.P., en las cuales ha estado representada la A.T.E.P. En este mismo número se publican las reseñas de los acuerdos más importantes adoptados en dichas reuniones.

El 22 de noviembre se conmemoró el Cincuenta Aniversario de la creación del Instituto Eduardo Torroja con el que tan íntimamente ha estado siempre relacionada nuestra Asociación y al que tanta ayuda le debemos desde que en 1949, D. Eduardo Torroja, entonces Director del Centro, la creó como una Sección más del mismo. Teniendo esto en cuenta, y por considerarlo de estricta justicia, la A.T.E.P. ha hecho patente por los cauces adecuados, a las Autoridades del mencionado Centro, su más sincera felicitación por tan gloriosa efemérides y sus deseos de los mejores éxitos en su futura actuación.

Queremos también dedicar un emocionado recuerdo a dos entrañables amigos que durante el último año hemos perdido.

El 7 de mayo fallecía D. Ricardo Barredo, uno de los fundadores de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, hoy A.T.E.P., colaborador íntimo de D. Eduardo Torroja, y uno de los más conocidos y destacados Miembros de nuestra Asociación. Durante muchos años fue Vocal de la Junta de Gobierno, participó con gran entusiasmo y eficacia en todas nuestras actividades, fue el creador del sistema de pretensado que lleva su nombre y que, durante los primeros años de la introducción y desarrollo de la técnica del pretensado en España, era el único que podía utilizarse, por lo que sus numerosísimas aplicaciones se encuentran repartidas por todo el país. Con el sistema Barredo se han construído también muchas obras fuera de España, especialmente en América. En reconocimiento a su extraordinaria labor en pro del desarrollo de nuestra técnica y a su eficacísima colaboración en los trabajos de la Asociación, le fue concedida una de las primeras Medallas de la A.T.E.P. y el título de Miembro de Honor de la misma.

El 28 de junio también falleció, repentinamente, víctima de una afección cardíaca, el Ingeniero Carlos Ernesto Duvoy, Presidente de la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, y Director Técnico del Instituto del Cemento Portland Argentino, y con el cual desde hace años veníamos manteniendo íntimas y muy cordiales relaciones. Durante su presidencia en la A.A.H.P., puso especial interés en establecer y mantener una muy estrecha y cordial colaboración entre nuestras dos Asociaciones hermanas, con mutuos beneficios para ambas y fue el iniciador y propulsor de la constitución de una Confederación de las Asociaciones Iberolatinoamericanas del Pretensado para actuar conjuntamente dentro del marco de la F.I.P. bajo la coordinación de la A.T.E.P.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Y después de estos comentarios generales sobre los más destacados acontecimientos singulares del pasado año, iniciamos ya la ordenada y resumida enumeración de las principales actividades, de carácter normal, desarrolladas por la A.T.E.P. durante 1984.

I. REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA A.T.E.P., EN COLABORACION CON EL I.E.T.

La primera se celebró el 26 de enero, como siempre, en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja. En ella, el Dr. Ing. de Caminos D. Manuel Elices pronunció una conferencia con el título "Aplicaciones criogénicas del hormigón pretensado".

El 29 de marzo, en los mismos locales, el Ing. de Caminos D. Antonio González Serrano habló sobre "La ductilidad de las estructuras de hormigón".

El 24 de mayo, intervino el Dr. Ing. de Caminos y Director del Instituto Eduardo Torroja, D. Juan Murcia, para hablar sobre "Teoría y práctica, convención e historia. Los esfuerzos hiperestáticos de pretensado".

D. Manuel Elices Calafat.

D. Antonio González Serrano.

Por último, el 23 de octubre y después del paréntesis motivado por la celebración de la XI[a] Asamblea Técnica en Santander, el Ing. Diplomado Rolf Urmetzer, de la firma Dywidag, pronunció en español una nueva conferencia con el título "Sistemas Gewi y Dywidag. Aplicaciones para el saneado de estructuras de hormigón armado y pretensado". En esta ocasión colaboró también la Empresa "Aceros y Tecnología para la Construcción, S.A. (ATECSA)", concesionaria del Sistema Dywidag para España, la cual, al concluir la conferencia, ofreció un cocktail a todos los participantes en el acto.

Al finalizar todas estas conferencias, se celebraron animados coloquios durante los cuales se formularon diversas preguntas solicitando algunas aclaraciones sobre los interesantes temas expuestos, que fueron cumplidamente contestadas. Todos los conferenciantes fueron calurosamente felicitados por sus magníficas intervenciones.

Es justo dejar aquí constancia del sincero agradecimiento de la A.T.E.P. a cuantos, con total desinterés, nos han prestado su valiosísima colaboración para la organización de estas reuniones con las cuales se intenta mantener vivo el contacto directo entre todos los Asociados y facilitarles la más actual información sobre los diversos problemas relativos a la técnica del pretensado y sobre las novedades que, en este campo, van surgiendo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Creemos conveniente comentar también que, atendiendo las sugerencias de algunos de nuestros Asociados, se ha estudiado la posibilidad de cambiar la hora de la celebración de estos Actos. En su opinión, si en lugar de a las siete de la tarde como hasta ahora se viene haciendo, se programasen, por ejemplo, a las doce de la mañana, se facilitaría la asistencia de participantes que, últimamente, se ha observado que va disminuyendo. Se hicieron varias consultas en diversos Centros, Empresas, Organismos, etc., recabando su opinión sobre la citada propuesta de cambio de horario. Y como resultado de las mismas se llegó a la conclusión de que, al menos por el momento, no procede efectuar modificación alguna. De cualquier forma, el tema sigue abierto y nos agradaría recibir más opiniones sobre el particular.

D. Juan Murcia Vela.

D. Rolf Urmetzer.

2. PUBLICACIONES

Para general información, a continuación se reproducen los índices de los cuatro números (150, 151, 152 y 153) de nuestra Revista "Hormigón y Acero", publicados durante el pasado año 1984.

Número 150.–Primer trimestre de 1984

- "Informe resumido de las actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1983", por R. Piñeiro.
- "Dimensionamiento, a esfuerzo cortante, de los nervios de forjados realizados con viguetas semirresistentes de hormigón pretensado", por B. Gómez Sedano.
- "Análisis de la viga simple sobre lecho elástico a partir del método de los elementos de contorno", por M. Martínez Lafuente.
- "Dimensionamiento analítico directo de secciones de hormigón armado en estado límite último de agotamiento", por H. Corres, O. Unanúe y R. Fernández.
- "Planteamiento conjunto hormigón armado-hormigón pretensado y tendencias futuras de la normativa", por J. Murcia.
- "Cálculo de piezas para forjados unidireccionales", por J. Páez.
- "Recomendaciones para la preparación de artículos", por R. Piñeiro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Número 151.–Segundo trimestre de 1984

– "Autopista Campomanes-León. Los puentes", por J. Manterola y L. Fernández Troyano.

Número 152.– Tercer trimestre de 1984

– "Resultados de la investigación relativa a la influencia de los diferentes parámetros que intervienen en el comportamiento de las pilas esbeltas, en ménsula", por J. J. Arenas y L. Villegas.

– "Comportamiento de las estructuras de hormigón en edificación durante el proceso constructivo", por R.A. García Lubén.

– "Cinmática de láminas", por S. Monleón, F. J. Moya y P. Fuster.

– "Cálculo elastoplástico de láminas plegadas, no prismáticas, de sección arbitraria", por J. R. González de Cangas, V. Arroyo y A. Samartín.

– "Las armaduras en los pilotes", por J. Soler Nadal y F. Soler Liceras.

– "Ingeniería y práctica de los hormigones reforzados con fibras de acero", por I. Lucea.

Número 153.– Cuarto trimestre de 1984

– "Condensación estática de sistemas de ecuaciones simétricos y en banda en computadores con poca memoria central", por A. Recuero y J.P. Gutierrez.

– "Vínculos internos rígidos en el análisis matricial de estructuras de barras", por R. N. Kaufmann.

– "Pilas altas de viaductos construídos por avance en voladizo", por J. J. Arenas y L. Villegas.

– "Teoría y práctica, convención e historia. Los esfuerzos hiperestáticos de pretensado", por J. Murcia.

– "Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación: 1. Teoría", por V. Sánchez Gálvez y M. Elices.

– "Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación: 2. Comprobación experimental", por V. Sánchez Gálvez y M. Elices.

– "Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado", por A. González Serrano.

– "Programa para el dimensionamiento de secciones rectangulares de hormigón armado en flexocompresión recta con un ordenador portátil", por F. Morán.

– "Teoría variacional de láminas", por S. Monleón, J F. Moya y P. Fuster.

– "Comportamiento de barras corrugadas de aceros de armar, a bajas temperaturas", por H. Corres, J. Planas, M. Elices, M. Buttice y R. Chueca.

En relación con este último número del año debemos explicar la razón de su anormal número de páginas, 228. Teniendo en cuenta que durante 1985 la Revista estará dedicada exclusivamente a la publicación de los textos de las Comunicaciones presentadas en la Asam-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

blea de Santander, se hacía imprescindible dar salida a los diferentes artículos originales que teníamos pendientes para ser incluídos en "Hormigón y Acero" ya que, de otro modo, hubiera sido necesario dejarlos sin publicar hasta 1986; lo cual se estimó que no resultaba ni justo ni aceptable. Así lo comprendió la Junta de Gobierno y, en su reunión del 19 de julio adoptó el acuerdo de aumentar lo que fuese necesario, con carácter excepcional, el número de páginas del 153, para solucionar este problema aunque, como es lógico comprender, ello ha supuesto un considerable sacrificio económico para la Asociación como consecuencia del notable aumento del correspondiente costo de imprenta. Pero era de justicia.

Polígono Industrial de Lorca. Depósito de agua. SAPRELORCA.

Procede también destacar el evidente prestigio, cada día en aumento, que va alcanzando nuestra Revista, tanto en España como en el extranjero, gracias a la innegable calidad e indudable interés de los artículos que en ella se incluyen. Y no se crea que ésto es simplemente una gratuita apreciación particular nuestra que podría estar motivada por nuestro lógico partidismo. Tenemos suficientes pruebas que permiten garantizar la veracidad de cuanto decimos. Las solicitudes de intercambio, y de envíos para participar en exposiciones montadas con ocasión de diversas reuniones técnicas internacionales constituyen el mejor testimonio de esta satisfactoria realidad. Durante el año que se comenta y accediendo a las solicitudes recibidas se han suscrito, entre otros, los siguientes acuerdos que destacamos por su especial significación:

Intercambio con la revista "Journal of Prestressed Concrete" editada por la Prestressed Concrete Engineering Association, del Japón.

A petición del Jefe de la Misión de Cooperación Técnica de la Embajada de España en Montevideo, Uruguay, se enviaron varios ejemplares de la Revista para ser incluídos en la Exposición de publicaciones técnicas que bajo los auspicios de la Oficina Regional para la América Latina, de la UNESCO, se iba a celebrar en la citada capital americana.

Atendiendo la solicitud formulada por el Instituto de Información y Documentación en Ciencia y Tecnología, del C.S.I.C., se ha formalizado el envío con carácter regular, de "Hormigón y Acero", con destino a la Biblioteca de la Comunidad Económica Europea (C.E.E.), en Bruselas, con el objeto de lograr la incorporación de la documentación científica y técnica española al acervo común de los países de la Comunidad.

Por otra parte, algunas Universidades de América Latina se han interesado en nuestra Revista y solicitado que, dado que su actual situación económica no les permitía abonar las correspondientes cuotas, se les enviase "Hormigón y Acero" con carácter de donativo. La

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Junta de Gobierno de la A.T.E.P. teniendo en cuenta que, según se conoce por referencias directas, la Revista tiene una muy favorable acogida en los citados Centros y que su envío sería un medio idóneo para la difusión de nuestra técnica en los países americanos, con los consiguientes beneficios para nuestro país, ha estudiado con el mayor interés estas peticiones. Valorado el incremento de costo que representaría aumentar la tirada en el número de ejemplares necesarios para su envío a dichas Universidades, se llegó a la conclusión de que ello sobrepasaba el límite de nuestras disponibilidades económicas. En vista de ello, y con el apoyo generosamente ofrecido por el Director del Instituto Eduardo Torroja, se iniciaron las oportunas gestiones para obtener la necesaria subvención que permitiese cubrir estas atenciones. Lamentablemente, en estas gestiones hasta ahora llevadas a cabo en laDirección de Cooperación Científico-Técnica del Instituto de Cooperación Iberoamericana y en la Comisión Asesora de Investigación Científica y Técnica del Ministerio de Educación y Ciencia, no ha sido posible obtener ningún resultado satisfactorio ya que, según las contestaciones recibidas, por falta de presupuesto resultaba imposible atender la petición formulada, aún sintiéndolo mucho por considerar que la labor a la que se destinaba la subvención solicitada era de gran interés para la difusión de la técnica española en América. En vista de ello, durante el año que ahora comienza se continuará insistiendo sobre este asunto.

3. OTRAS ACTIVIDADES

Nuestra Asociación continúa colaborando activamente en diversos Organismos y Entidades nacionales y extranjeros en trabajos relacionados con la técnica del pretensado, de acuerdo con lo dispuesto en sus Estatutos. Entre estas colaboraciones, por su especial interés merecen destacarse las siguientes:

En el campo internacional, la A.T.E.P. sigue participando en los trabajos y decisiones de los diversos Organos de Dirección de la F.I.P. y en siete de sus Comisiones Técnicas en las que está representada por varios de sus Miembros, especialistas en los temas de los cuales dichas Comisiones se ocupan.

En el ámbito nacional debe mencionarse, entre otras, su colaboración en la labor encomendada a la Comisión Permanente del Hormigón, del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo; en los Grupos de Trabajo que se encargan de la revisión de las normas UNE correspondientes a los aceros de pretensado y sus métodos de ensayo, y en los Organos Directivos de los Sellos de Conformidad CIETAN para viguetas de hormigón pretensado y hormigón armado, homologados por el M.O.P.U.

Por último, debe hacerse constar que, de conformidad con lo dispuesto en los Estatutos, la Junta de Gobierno de la A.T.E.P., encargada como tal de encauzar, dirigir y controlar las actividades de la Asociación, ha celebrado sus seis reuniones anuales reglamentarias, en los meses de enero, marzo, mayo, julio, setiembre y diciembre.

En su reunión del día 5 de diciembre y al entrar en el estudio del presupuesto para 1985, llegó a la conclusión de que, aún lamentándolo, se hacía preciso incrementar las cuotas que hasta ahora se venían cobrando y que no habían sido modificadas desde el año 1980. Aunque no parece necesario justificar esta subida ya que todos los Miembros de la Asociación son conscientes de los constantes aumentos de costo que se han venido produciendo en el mercado nacional durante los últimos años, por lo que el comentario general era que nuestras cuotas resultaban extremadamente reducidas, queremos solo hacer mención de uno de los datos que avalan el acuerdo adoptado. Cada ejemplar de la Revista que gratuitamente se entrega a todos los Asociados, en 1985 y contando únicamente el costo de papel y gastos de imprenta, resultará a 863,00 ptas.; lo que representa 3.452,00 ptas. al año, cantidad muy superior a la que se cobraba hasta ahora, como cuota, a los Miembros Personales. Y no debe olvidarse que las cuotas constituyen la única fuente fija de ingresos que posee la Asociación para cubrir sus necesidades presupuestarias.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

A pesar de todo, la Junta estudió el tema con el mayor interés y detención, con el objeto de reducir todo lo posible la imprescindible subida. Después de todo ello se acordó fijar para 1985 las siguientes cuotas:

Miembros Personales: 4.000,– ptas.
Miembros Colectivos: 6.000,– ptas.
Miembros Protectores: 10.000,– ptas.

El importe de las cuotas para los miembros del extranjero, dado que se cobran en dólares, no se consideró necesario aumentarlas debido a la elevada cotización actual de dicha moneda.

Los ejemplares sueltos de "Hormigón y Acero" se venderán a 1.200,– pesetas.

De estas modificaciones se ha dado ya conocimiento a todos los interesados, mediante la correspondiente comunicación. Confiamos en que nuestros asociados apreciarán la necesidad y justicia de esta subida y que ha de ser pequeño el número de los que, por esta causa, soliciten su baja en la A.T.E.P. Así podremos seguir manteniendo, sin detrimento alguno, todas cuantas actividades hasta el momento venimos desarrollando, con reconocido éxito, en pro del perfeccionamiento, desarrollo y difusión de la técnica del pretensado, objetivo fundamental de nuestra Asociación.

***

Para terminar estos comentarios, parece oportuno hacer algunas consideraciones sobre ciertos temas que, durante 1985, habrán de ocupar de un modo especial nuestra atención.

En primer lugar debemos señalar el hecho de que, según ya se ha indicado anteriormente, la Revista "Hormigón y Acero" va a reproducir los textos de todas las Comunicaciones presentadas en la Asamblea de Santander. Dado el elevado número de Comunicaciones, será necesario aumentar sensiblemente el número de páginas de la Revista, por lo que cada ejemplar sobrepasará el peso límite fijado por el Servicio de Correos para que pueda ser entregado a domicilio. Esto significa que los destinatarios tendrán que retirarlos de las correspondientes estafetas, dentro del plazo que se indique en la oportuna notificación; pues de lo contrario los envíos nos serían devueltos con los consiguientes perjuicios para todos. Por ello os rogamos muy encarecidamente *que estéis atentos a dicha notificación* para evitar devoluciones.

Con arreglo a lo dispuesto en los Estatutos, el próximo mes de junio habrá que renovar a cuatro de los Vocales de la Junta que han cumplido ya sus seis años de mandato. Por lo tanto, habrán de celebrarse elecciones. Oportunamente se enviará una circular recabando la presentación de candidatos para ser incluídos en las listas, que posteriormente, deberán someterse a votación. Resulta pues conveniente ir pensando en los nombres de los Miembros de la A.T.E.P. que cada uno considere deben figurar en dichas listas.

Debemos anunciar también que, un reducido Grupo de Trabajo, ha sido encargado de preparar un programa de actuaciones para promocionar la A.T.E.P. en todos aquellos campos que, en principio, parece que podrían estar dispuestos a adherirse a nuestra Asociación si conociesen sus actividades, y muy especialmente para interesar en el pretensado a las nuevas promociones de técnicos que cada año se incorporan a la vida profesional. Sería muy conveniente, por lo tanto, que cuantos tengan alguna idea que sugerir en relación con este tema, se pusiesen en contacto con la Secretaría de la Asociación para comunicarle sus propuestas.

Así mismo, se está trabajando en la posible organización de un Simposio Iberoamerica-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

no que se celebraría en 1985 con el objeto de tratar el muy interesante y actual tema de la patología de las estructuras de hormigón, tema de gran trascendencia por sus repercusiones en la conservación y durabilidad de las estructuras. Se han recogido opiniones en diversos sectores profesionales, tanto de España como de los países Iberoamericanos, y todas ellas han sido plenamente favorables; por lo que se confía poder llegar a realizar, con el mayor éxito, el citado Simposio. Hay ya preparados unos programas iniciales que todavía deben ser concretados y completados. En principio, se piensa dedicar tres días a estas reuniones. De cuantas novedades relacionadas con este asunto se vayan produciendo, recibirán cumplida información todos nuestros asociados.

Se quiere también lograr que, al igual que ocurre en la mayoría de los países, tanto los aceros de pretensado como sus anclajes se encuentren debidamente homologados; condición que se estima fundamental, especialmente con vistas a la que se considera ya inminente incorporación de España al Mercado Común. En este sentido se están realizando diversas gestiones. Parece ser que la cuestión de la homologación de los aceros para pretensado va por buen camino y que en este tema está especialmente interesada la Dirección General de Industrias Siderúrgicas y Navales del Ministerio de Industria y Energía. Sin embargo, no ocurre lo mismo con los anclajes. Estos problemas serán objeto de especial atención a lo largo del nuevo año.

Y para terminar y no alargar más estos comentarios queremos informar que se está trabajando en la preparación, mediante listados en ordenador, de los índices cronológico, por Autores y por temas de todos los artículos que durante sus ya 35 años de vida ha publicado la Asociación en su Revista. De este tema, que se considera del más alto interés para todos los Miembros de la A.T.E.P. con el fin de poder tener fácil acceso a toda la bibliografía recogida en nuestra publicación, se está ocupando el Comité de Redacción; y aún cuando, como fácilmente se comprende, la labor no resulta sencilla dado el elevadísimo número de trabajos que hay que procesar, se confía en que dentro de algunos meses podrá estar concluído, con lo que estamos seguros se habrá de prestar un valioso servicio que a muchos habrá de satisfacer.

¡Muy venturoso y próspero año 1985 para todos nuestros Asociados!

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

XIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

R. Piñeiro
Vocal Secretario de la ATEP

Una de las actividades que, con arreglo a lo dispuesto en el Artículo 3° de sus Estatutos, le corresponde desarrollar a nuestra Asociación es la de organizar Asambleas con el objeto de lograr la mayor y mejor difusión de la técnica del pretensado.

En cumplimiento de este mandato, la A.T.E.P., desde su fundación, ha venido celebrando este tipo de reuniones, al principio de un modo esporádico y posteriormente, a partir de 1966, con carácter sistemático y regular con un intervalo fijo de tres años.

Y así, después de la Xª Asamblea celebrada en noviembre de 1981, con señalado éxito, en Murcia, correspondía organizar la decimoprimera en este año de 1984.

De acuerdo con las directrices marcadas para la celebración de estos actos, se elige, para cada uno, un lugar distinto de nuestra geografía con el objeto de ir llevando a ellos nuestras inquietudes, nuestros proyectos y nuestras realizaciones; para entrar en contacto directo con los técnicos locales y darles a conocer lo que hacemos y a lo que aspiramos; lo que se ha progresado y los problemas que aún quedan por resolver; en definitiva, hacer un balance del estado actual de nuestra técnica.

En esta ocasión, aceptando el generoso ofrecimiento de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Santander que puso incondicionalmente a nuestra disposición, no sólo sus magníficos locales sino toda la infraestructura necesaria, se decidió elegirla, en todos los aspectos envidiable, ciudad de Santander.

Ahora, una vez concluída esta XIª Asamblea, podemos ya afirmar que la elección no ha podido ser más acertada. Así lo confirman las opiniones expresadas, al final de estas Jornadas, por cuantos en ellas han participado. Si desde el punto de vista técnico las Comunicaciones presentadas y discutidas han tenido, en general, un elevado nivel y resultado del mayor interés, desde el punto de vista humano los días transcurridos no han podido resultar más agradables, gracias al entusiasmo y la colaboración de cuantos Organismos, Entidades, Empresas y Miembros locales se han desvivido por ofrecer, tanto a los participantes como a sus

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

acompañantes, todo lo necesario para conseguir dejar en ellos un imborrable recuerdo de esta maravillosa región española, de sus paisajes y monumentos, de la amabilidad de sus habitantes, de su riqueza gastronómica; en definitiva, para lograr que ninguno pueda olvidar su corta estancia en Santander.

Atendiendo las sugerencias del Comité Organizador local y aunque normalmente estas Asambleas suelen celebrarse en octubre o noviembre, esta vez se adelantó a septiembre, simplemente por razones climatológicas. Naturalmente que, a pesar de ello, nos ha llovido y con intensidad, tal y como en esta región acostumbra, en algunos momentos; pero también hemos podido disfrutar de unos estupendos días con ideal temperatura.

A los temas que tradicionalmente se estudian en estas Asambleas, en esta ocasión y a petición de las Instituciones locales, se han añadido los siguientes: Pretensado parcial; Forjados y Patología.

Digno es de señalar que el número de Comunicaciones presentadas ha superado las más optimistas previsiones, rebasándose muy ampliamente, en casi un 50 por 100 el número máximo de las recibidas en anteriores Asambleas. Ello ha obligado a dedicar un día más a Sesiones Técnicas en detrimento de los que hasta ahora se venían reservando para excursiones técnico-turísticas guardando un equilibrio que se consideraba oportuno entre uno y otro tipo de actividades (3 días de Sesiones y 2 de visitas). Pero ante el anuncio de 80 Comunicaciones resultaba totalmente imposible encajarlas en solo 3 días aún reduciendo drásticamente el tiempo asignado a cada Comunicante para la presentación de su trabajo. Y aunque, finalmente, se retiraron 9 de las Comunicaciones previstas, ante las dificultades insuperables con que, en el último momento, tropezaron sus Autores para trasladarse a Santander, debido a causas imprevistas de fuerza mayor, ello solo sirvió para aligerar un poco alguna de las Sesiones programadas y poder ampliar en unos minutos el tiempo dedicado a los coloquips, en beneficio de todos ya que las críticas, comentarios y aclaraciones que en tales coloquios se hacen, resultan siempre instructivos y muy interesantes.

Dado lo limitado del tiempo, puede decirse que lo que se presenta oralmente en las Sesiones Técnicas es, en realidad, un mero resumen del trabajo que posteriormente se reproduce, con toda su amplitud, en las publicaciones dedicadas a la Asamblea. Así se ha venido haciendo desde que la abundancia de Comunicaciones ha obligado a asignar a la exposición de cada una de ellas un tiempo limitado, excesivamente escaso. Y así se hará también en esta ocasión.

En este número 154 de "Hormigón y Acero", primero del año 1985, se inicia la publicación de las Comunicaciones presentadas y se continuará en los sucesivos. Se tiene previsto dedicar los cuatro números correspondientes al presente año a la reproducción de los textos de los 71 trabajos que fueron expuestos en el curso de las diez Sesiones, distribuídos en la siguiente forma: Tema I, "Normativa", 4 Comunicaciones; Tema II, "Pretensado parcial", 4; Tema III, "Investigaciones y estudios, 33; Tema IV "Forjados", 3; Tema V, "Patología", 8, y Tema VI, "Realizaciones", 19 Comunicaciones.

En cada uno de los cuatro números aparecerá una media de 18 Comunicaciones. Nuestra intención es irlas incluyendo por orden, agrupadas por temas; pero para ello es imprescindible que los Autores nos faciliten los originales de los correspondientes textos dentro del plazo límite que, en cada caso, tienen fijado. Confiamos en que así lo harán. Si alguno, por cualquier motivo, no pudiese cumplir su compromiso, se pospondría la publicación de su trabajo y, si resultara factible, se incluiría en el último número del año. De esta manera evitaremos cualquier retraso en la distribución de nuestra Revista. Como es lógico, no quisiéramos tener que llegar a adoptar esta medida. Nuestro deseo es poder publicar adecuadamente ordenadas todas las Comunicaciones, dentro del tema correspondiente. Pero ésto no depende de nosotros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Hechas estas aclaraciones, de acuerdo con las normas establecidas, a continuación se incluye un breve informe sobre el desarrollo de la Asamblea y de los diversos actos con tal motivo celebrados, para general conocimiento de todos aquellos Miembros de nuestra Asociación que no pudieron participar en la misma.

A esta XI[a] Asamblea han asistito 157 técnicos, de los cuales 38 lo hicieron acompañados de sus esposas; y es de destacar que, por primera vez, hemos contado con la presencia de dos relevantes personalidades extranjeras, el Sr. Appleton del Centro de Mecánica e Ingeniería Estructurales, de la Universidad Técnica de Lisboa, y el Ingeniero N.Z. Cohn, del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Waterlooo, Ontario (Canadá). El primero de ellos, además, presentó en español una Comunicación titulada "Norma portuguesa de 1983 para estructuras de hormigón pretensado. Bases generales. Comparación con el Model Code CEB/FIP de 1978 y la Norma española. Datos para el cálculo en zonas sísmicas".

Gracias a la generosa colaboración de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Santander a la que ya, anteriormente, se ha hecho referencia, tanto las Sesiones de Apertura y Clausura como las diez de Trabajo, se celebraron en el confortable Salón de Actos de la citada Escuela perfectamente equipados con todos los servicios de megafonía, proyección, etc., necesarios para el desarrollo de las Sesiones.

Para todo lo relacionado con los trabajos de organización se constituyó un Comité integrados por los siguientes miembros:

Presidente: ARREDONDO VERDU, Francisco
Vicepresidente: ARENAS DE PABLO, Juan José
Vocales: GONZALEZ RUEDA, José María; JIMENEZ ATIENZA, Francisco Javier; LORENZO ESPERANTE, Domingo; LOSADA RODRIGUEZ, Miguel Angel; PAEZ BALACA, Alfredo; PIÑEIRO ABRIL, Rafael; SERNA OLIVEIRA, Miguel Angel y VILLEGAS CABREDO, Luis.

La loable y total dedicación, durante más de un año, de este Comité a la labor encomendada, ha permitido la resolución de cuantos problemas plantea la organización de una Asamblea Nacional de estas características. Nunca podremos agradecer bastante la ayuda recibida por parte de los Miembros locales. Su desinteresada colaboración ha hecho posible que todos los actos programados se desarrollasen sin el menor contratiempo. Queremos aquí dejar expresa constancia de nuestra más sincera gratitud a todos ellos, puesto que es de estricta justicia.

Como siempre, también, se designó un Comité de Honor de la Asamblea. A continuación se incluye la relación de las personalidades, tanto nacionales como locales, que en esta ocasión nos han honrado aceptando formar parte de dicho Comité:

Miembros nacionales del Comité de Honor (citados por orden alfabético)

Excmo. Sr. D. Luis de Aldama Levenfeld.– Presidente de la Asociación de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Excmo. Sr. D. Enrique Balaguer Camphuis.– Director General de Carreteras y Presidente del Colegio Nacional de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Excmo. Sr. D. Ignacio Briones Saenz de Tejada.– Presidente del Consejo Técnico del Instituto Eduardo Torroja y Presidente de la Confederación Nacional de la Construcción.

Excmo. Sr. D. Joaquín Cores Uría.– Presidente del Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Excmo. Sr. D. Miguel Angel Feito Hernández.– Director General de Industrias Químicas, de la Construcción, Textiles y Farmacéuticas del Ministerio de Industria y Energía.

Excmo. Sr. D. José Luis González-Haba González.– Presidente del Instituto para la promoción Pública de la Vivienda.

Excmo. Sr. D. José Miguel Hernández Vázquez.– Director General de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Excmo. Sr. D. Salvador Meca Gómez.– Secretario General del Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

Excmo. Sr. D. Juan Murcia Vela.– Director del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento del C.S.I.C.

Excmo. Sr. D. Hans Wittfhot.– Presidente de la Federación Internacional del Pretensado (FIP).

Excmo. Sr. D. Gonzalo Ramirez Gallardo.– Director Gerente del Instituto Nacional para la Calidad de la Edificación del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Excmo. Sr. D. Enrique Trillas Ruíz.– Presidente del Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC).

Excmo. Sr. D. Antonio Vázquez de Castro Sarmiento.– Director General de Arquitectura y Vivienda del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Miembros Locales del Comité de Honor

Excmo. Sr. D. Angel Díaz de Entresotos Mier.– Presidente de la Diputación Regional y Consejo de Gobierno de Cantabria.

Excmo. Sr. D. Jesús García-Villoslada Quintanilla.– Delegado del Gobierno en Cantabria.

Excmo. Sr. D. Guillermo Gómez Martínez-Conde.– Presidente de la Asamblea Regional de Cantabria.

Excmo. Sr. D. Luis del Río Diestro.– Consejero de Industria, Transportes y Comunicaciones y Turismo.

Excmo. Sr. D. Angel Arozamena Sierra.– Consejero de Obras Públicas, Vivienda y Ordenación del Territorio.

Excmo. Sr. D. Francisco González de Posada.– Rector Magnífico de la Universidad de Santander.

Ilmo. Sr. D. Juan Hormaechea Cazón.– Alcalde-Presidente del Excmo. Ayuntamiento de Santander.

Ilmo. Sr. D. Miguel Angel Pesquera González.– Presidente de la Junta del Puerto de Santander.

Ilmo. Sr. D. Miguel Angel Losada Rodríguez.– Director de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Santander.

Ilmo. Ser. D. Leonardo Torres-Quevedo y Torres-Quevedo.– Presidente de la Fundación Leonardo Torres-Quevedo.

Ilmo. Sr. D. Vicente Revilla Dura.– Director Provincial de la Delegación del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Obligado resulta, así mismo, hacer mención especial de cuantos, con sus aportaciones económicas o de otro tipo, han contribuído a sufragar los gastos extraordinarios originados con motivo de estas reuniones. Gracias a ellos, se ha podido ofrecer a los participantes y personas acompañantes, una serie de actividades, al margen de las puramente técnicas, que han ayudado en gran medida a redondear el éxito final de la XI^{a} Asamblea. Todos ellos se integraron en un Comité Patrocinador que quedó constituído como se indica a continuación:

Agrupación de Fabricantes de Cemento de España.
Excmo. Ayuntamiento de Santander.
Cámara Oficial de Comercio, Industria y Navegación de Santander.
Carlos Fernández Casado, S.A.
Centro de Trabajos Técnicos, S.A. (C.T.T.).
Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
Consejería de Industria, Transportes y Comunicaciones y Turismo de Cantabria.
Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Ordenación del Territorio de Cantabria.
Consejo Superior de Investigaciones Científicas.
Delegación del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, en Santander.
Dirección General de Industrias Químicas, de la Construcción, Textiles y Farmacéuticas. Ministerio de Industria y Energía.
Dragados y Construcciones, S.A.
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander.
Freyssinet, S.A.
Fundación Leonardo Torres-Quevedo.
Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, del C.S.I.C.
Instituto Técnico de Materiales y Construcciones. INTEMAC.
Junta de Obras del Puerto de Santander.
Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.
Nueva Montaña Quijano, S.A.

Y dentro de este capítulo de agradecimientos, recogiendo las manifestaciones unañimes de cuantos han participado en estas Jornadas, hemos de destacar la eficacísima labor desarrollada por las Srtas. Ana García de los Ríos, Margarita Sánchez Garrido y M^{a} del Carmen Sánchez Palomo, encargadas de la Secretaría de la Asamblea y de la Oficina de Información. Por su amabilidad y simpatía y por su ejemplar comportamiento se han hecho acreedoras a los mayores elogios. Ellas se ocuparon de formalizar las inscripciones, distribuir la documentación, atender todo tipo de consultas, aclarar dudas y, en fin, ayudar a resolver todos esos molestos problemas que, en ocasiones como las que estamos comentando, siempre se presentan. Y, realmente, lo han hecho de un modo estupendo, con total entrega y completo éxito.

Y pasamos ya al comentario de los diversos actos celebrados durante los días de reuniones, siguiendo el mismo orden del programa.

Lunes, 24 de setiembre de 1984

Mañana:

9,30 a 11,30:

– Formalización de inscripciones y entrega de la documentación.

11,30 a 12,30:

– Solemne Sesión de Apertura. La Mesa Presidencial estuvo constituída por: D. Miguel Angel Losada, Director de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Santander; D. Francisco Arredondo, Presidente de la Asociación Técnica Española del Pretensado, y D. José Antonio Torroja, Vicepresidente de dicha Asociación.

Abierta la Sesión por el Presidente de la Mesa, Sr. Losada, se concedió la palabra al Sr. Torroja, quien expuso y justificó el programa preparado para el desarrollo de las reuniones. Comentó también el estado actual de la técnica del pretensado, tanto en nuestro país como en el extranjero, e hizo un resumen de las actividades de la ATEP durante los últimos tres años. En este mismo número de nuestra Revista se reproduce el texto de la intervención del Sr. Torroja.

Finalmente, el Sr. Losada expresó su satisfacción por haber sido elegida la Escuela como sede de esta Asamblea, su deseo de una feliz estancia en Santander para todos y de que las reuniones tuviesen un completo éxito.

Foto 1. Mesa Presidencial de la Sesión de Apertura.

Foto 2. Aspecto del Salón de Actos durante la Sesión de Apertura.

A continuación, los participantes y las personas acompañantes se trasladaron al edificio del Excmo. Ayuntamiento de Santander en cuyo Salón de Actos, el Alcalde Presidente, después de darles la bienvenida a la Ciudad, les obsequió con un espléndido refrigerio; las palabras del Sr. Alcalde fueron agradecidas y contestadas por el Presidente de la Asociación, Sr. Arredondo. El acto se desarrolló en un ambiente de gran cordialidad y cuantos a él concurrieron se mostraron muy complacidos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Foto 3. Recepción en el Ayuntamiento.

Foto 4. Aspecto del Salón de Actos del Ayuntamiento durante la Recepción.

Tarde:

16,00 – 17,00 – I SESION DE TRABAJO

Tema I: "Normativa".

Mesa Presidencial:

Presidente: J.A. Torroja. Vocales: G. Aparicio; J.R. Atienza, y J.M. González Rueda. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

- J.J. Arenas: Sobre el concepto de "momentos hiperestáticos de pretensado" en estructuras continuas en estados de servicio, de fisuración y de agotamiento resistente. Valor recomendable de γ_p para la verificación de la seguridad a rotura de secciones, basada en valores de esfuerzos calculados linealmente.
- J.L. Ramírez; J.M. Bárcena y J.I. Urreta: Características físicas y químicas de las arenas calizas de las canteras del País Vasco.
- R. del Cuvillo: Manuales de la ATEP sobre conservación.
- A. García Meseguer: Garantía de calidad en obras civiles comunes.

17,00 – 17,30 – COLOQUIO

17,30 – 18,30 – Tema II: "Pretensado parcial"

Comunicaciones:

- A.C. Aparicio: Recomendaciones prácticas para la verificación de los estados límites relativos a flexión, de puentes continuos de hormigón pretensado.
- J.J. Arenas: Conceptos fundamentales del hormigón parcialmente pretensado y su aplicación a vigas continuas de puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

– A.J. Santamaría y J.J. Arenas: Dimensionamiento de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado, por consideraciones estrictas de seguridad frente a rotura.

– A.J. Santamaría y J.J. Arenas: Relación entre ductilidad de sección crítica y capacidad de redistribución, de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado.

18,30 – 19,00 – COLOQUIO

19,00 – 19,30

– Proyección de documentales. Se proyectó una película y un video, presentados por la Empresa ALVI, S.A., sobre "Construcción de puentes totalmente prefabricados, en la autopista Campomanes-León y en la variante de Arguis".

Martes, 25 de setiembre de 1984

Mañana:

9,00 – 11,00 – II SESION DE TRABAJO

Tema III: "Investigaciones y estudios".

Mesa Presidencial:

Presidente: M.A. Losada. Vocales: J. Calavera; R. del Cuvillo y C. Sagaseta. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

– C. Alonso y J.J. Arenas: Influencia de la ley de cantos elegida para el tablero de puentes construídos por avance en voladizo, en sus deformaciones a largo plazo.

– M.J. Pantaleón; C. Alonso, y J.J. Arenas: Aplicación del análisis no lineal de estructuras de hormigón armado al proyecto de puentes del tipo arco-tímpano.

– D. Lorenzo; J.J. Arenas y G. Gutiérrez: Programa de ensayos de Laboratorio, de interés docente, sobre piezas simples de hormigón armado, del Departamento de Tecnología de las Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos. C. y P., de Santander.

– L. Villegas; J.J. Arenas; G. Gutiérrez y J. Pedraja: Investigación sobre paneles portantes de edificación, tipo sandwich, en el Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P., de Santander.

– G. Gutiérrez; J.J. Arenas y J. Pedraja: Conclusiones definitivas de un ensayo a largo plazo, de carga mantenida, sobre vigas pretensadas.

– J.R. Atienza y R. Irles: Estudio no lineal del comportamiento resistente de soportes de hormigón armado solicitados a flexo-compresión esviada.

– J.R. Atienza; R. Ramón-Llin y V. López Desfilis: Análisis armónico de láminas cilíndricas multilobulares.

– P. Miguel; J. Catalá y J.J. Moragues: Aportación al estudio del comportamiento en rotura de las juntas verticales entre grandes paneles de hormigón.

11,00-11,15 – COLOQUIO

11,15-11,30 – Pausa

11,30-13,15 – III SESION DE TRABAJO

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Tema III: "Investigaciones y estudios" (Continuación)

Mesa Presidencial:

Presidente: R. Quince. Vocales: J.J. Arenas; E. González Valle y F. del Pozo Vindel. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

- F.J. Llorca y V. Sánchez Gálvez: Método de cálculo en fatiga de secciones de hormigón pretensado.
- A. Valiente y V. Sánchez Gálvez: Aplicación de la mecánica de fractura para predecir la resistencia a fatiga del acero de pretensado.
- J. Planas; H. Corres y M. Elices: Comportamiento del hormigón en fractura.
- H. Corres; J. Planas y M. Elices: Comportamiento del hormigón pretensado sometido a ciclos térmicos, desde temperatura ambiente hasta $-165^{o}C$.
- J. Planas; H. Corres; M. Elices y R. Chueca: Comportamiento de sistemas de pretensado a temperaturas criogénicas.
- V. Sánchez Gálvez y M. Elices: Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación. Teoría y comprobación experimental.
- H. Corres; V. Sánchez Gálvez y M. Elices: Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación. Estudio comparativo de distintos modelos.

13,15-13,30 – COLOQUIO

Tarde:

16,00-18,30 – IV SESION DE TRABAJO

Tema III: "Investigaciones y estudios" (Continuación)

Mesa Presidencial:

Presidente. M. Ballesteros. Vocales: A. González Serrano; R. Martínez Díez-Canedo y V. Sánchez Gálvez. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

- R. Chueca: Programa de I + D de depósitos criogénicos de hormigón pretensado.
- J. Oliver; E. Oñate; J. Peraire y R. Chueca: Análisis no lineal de tanques criogénicos bajo cargas térmicas.
- A. Delibes: Determinación de la adherencia de armaduras de pequeño diámetro.
- J.F. Millanes: Análisis dinámico frente a acciones sísmicas del futuro puente atirantado sobre el río Barxell, en Alcoy (Alicante).
- G. González Isabel; E. González Valle y A. Delibes: Influencia de las condiciones iniciales de curado en la resistencia de probetas de hormigón.
- F.J. del Pozo Vindel y J.M. Arrieta: Análisis del comportamiento hasta cargas últimas, de estructuras de hormigón, por el método de los elementos finitos.
- E. Alarcón; R. Alvarez; M. Doblaré y J. Molina: Efectos dinámicos en puentes de ferrocarril.
- J.F. Millanes: Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tensodeformacional en tableros de puente construidos de forma evolutiva.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

18,30-19,00 – COLOQUIO

Nota:

Las personas acompañantes, por la tarde, realizaron una excursión en lancha por la Bahía de Santander.

Por la noche, se celebró una animada cena de confraternización en el restaurante "Puntal-Isla de Mouro", de Pedreña, a la que asistieron todos los participantes en la Asamblea con sus acompañantes.

Miércoles, 26 de septiembre de 1984

Mañana:

9,00-11,45 – V SESION DE TRABAJO

Tema III: "Investigaciones y estudios" (Continuación)

Mesa Presidencial:

Presidente: F. del Pozo Frutos. Vocales: M. Juliá; J.J. Lastra y A. Samartín. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

- J. Miquel; A.R. Marí y J.J. Rivera: Análisis no lineal de placas y láminas de hormigón armado, con vigas de borde pretensadas, por el método de los elementos finitos.
- A.R. Marí: Aplicación de los elementos finitos al análisis no lineal de pórticos tridimensionales de hormigón armado y pretensado.
- J. Murcia; A. Aguado y A.R. Marí: Bases para un sistema conjunto de diseño hormigón armado-hormigón pretensado.
- A.R. Marí y S. Carrascón: Estudio del comportamiento en el tiempo, de estructuras de hormigón pretensado.
- A. Aguado; A.R. Marí y E. Mirambell: Estudio del comportamiento de la estructura del edificio de control de la Central Nuclear de Ascó II.
- A. Aguado y E. Blanco: Comentarios a las Recomendaciones de la FIP sobre ensayos estáticos de anclajes pasivos en hormigón pretensado.
- A.C. Aparicio y J.R. Casas: Repercusión de la redistribución de esfuerzos, por fluencia, en la capacidad portante última de los puentes de hormigón pretensado construidos por voladizos sucesivos.
- P. Estellés: Alambrones de enfriamiento controlado y aceros de pretensado.
- I. Lucea: Aplicaciones de los hormigones de fibras de acero, en estructuras pretensadas.
- A. Páez: La fatiga en vigas de hormigón pretensado.

11,45-12,15 – COLOQUIO

12,15-12,30 – Pausa

12,30-13,15 – VI SESION DE TRABAJO

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Tema IV: "Forjados"

Mesa Presidencial:

Presidente: V. Revilla. Vocales: M. Hernández Pelayo; J.A. Llombart y C. Siegrist. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

- E. González Valle: La flexibilidad de los forjados: sus condicionantes técnicos y la situación de su normativa.
- J. Calavera y J. Fernández Gómez: Cálculo de flechas a largo plazo, en forjados.
- J. Calavera y J. Fernández Gómez: Ensayos sobre enlaces de forjados a vigas.

13,15-13,30 – COLOQUIO

Tarde:

16,00-18,15 – VII SESION DE TRABAJO

Tema V: "Patología"

Mesa Presidencial:

Presidente: R.M. Guitart. Vocales: R. Chueca y J. Pellón. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

- A. González Serrano y C. Lorente de No: Rigidización, mediante un pretensado con armaduras postesas, de las estructuras de dos silos gemelos en batería.
- A. González Serrano: Reparación de varios silos de áridos en batería, mediante un recrecido de hormigón proyectado, puesto en compresión sin el empleo de gatos.
- A. González Serrano: Reparación de una estructura de edificación de hormigón armado que presentaba una degradación por carbonatación muy avanzada del hormigón y una corrosión alarmante en sus armaduras.
- A. González Serrano: Proyecto de reparación del viaducto sobre la ría de Navia, de la línea Ferrol-Gijón de los Ferrocarriles de Vía Estrecha (FEVE).
- M. Fernández de Villalta: Reparación, mediante pretensado, de un edificio de fábrica de ladrillo.
- J.M. Morera y F.J. del Pozo Vindel: Control del efecto de vehículos excepcionales sobre las estructuras de la Autopista A-6.
- J.A. Vieitez y J.L. Ramírez: Datos orientativos sobre la evolución de defectos en la construcción, en España.
- D. Jungwirth: Sobre el comportamiento en el tiempo de construcciones pretensadas de hormigón.

18,15-18,45 – COLOQUIO

18,45-19,30 – Visita al Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P., de Santander.

Nota:

Los acompañantes, por la mañana, participaron en una excursión, en autocar, en el curso de la cual visitaron diversos puntos de interés en los alrededores de Santander.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Jueves, 27 de septiembre de 1984

Mañana:

9,00-11,00 – VIII SESION DE TRABAJO

Tema VI: "Realizaciones"

Mesa Presidencial:

Presidente: A. Paéz. Vocales: M. Fernández de Villalta; J. M. Morera y J.B. Ripoll. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

– M. Casaponsa y J. L. Delauzun: Unión hiperestática de viga de hormigón pretensado con pilar de hormigón armado.

– J.A. Llombart y V. Antón: Depósitos cilíndricos pretensados. Consideraciones sobre el proyecto.

– J.L. Rivas: Superestructura de un sistema nacional de monocarril.

– C. Alonso; J.J. Arenas y M.J. Pantaleón: Proyecto y construcción del Muelle de Victoria Eugenia, en el puerto de Bilbao.

– J.J. Arenas; C. Alonso y M.J. Pantaleón: El proyecto de reconstrucción del puente histórico de María Cristina, de San Sebastián.

– C. Siegrist y G. Gómez Valcárcel: Puente sobre el río Ebro, en Logroño.

11,00-11,15 – COLOQUIO

11,15-11,30 – Pausa

11,30-13,15 – IX SESION DE TRABAJO

Tema VI: "Realizaciones" (Continuación)

Mesa Presidencial:

Presidente: J. Murcia. Vocales: A. Aguado y E. Oñate. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

– J. Ripoll García-Mansilla: Inyección de cables postesados de gran longitud y fuerte inclinación.

– J. Manterola y L. Fernández Troyano: Realizaciones diversas.

– L. Fernández Troyano y J. Manterola: Cuatro puentes ligeros, colgados, de hormigón pretensado.

– L. Fernández Troyano y J. Manterola: Puentes de ferrocarril, en México.

– S. Pérez-Fadón: Puente a Isla de Arosa.

– I. Granell y J.I. González Esteban: Los puentes del enlace de Burgos Sur en la conexión de la CN-I con la A-I.

13,15-13,30 – COLOQUIO

Tarde:

16,00-18,15 – X SESION DE TRABAJO

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Tema VI: "Realizaciones" (Continuación)

Mesa Presidencial:

Presidente: M. A. Pesquera; Vocales: F.J. Manterola; J.L. de Miguel y J.L. Ramírez. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

- J. Rui-Wamba: Recientes ejemplos de utilización del hormigón pretensado en diferentes tipos de construcciones.
- M. Juliá: Tres puentes pretensados.
- R. Martí: Puentes empujados, en Corea.
- L. García de Miguel: Conducción submarina para la toma de agua de la central térmica de Ras-Djinet (Argelia).
- J.B. Ripoll Gómez: Puentes atirantados y anclajes para ciclos de gran amplitud de carga.
- F. Da Cunha: Pasarela atirantada de Alfonso Molina, en La Coruña.
- J.A.S. Appleton: Norma portuguesa de 1983 para estructuras de hormigón pretensado. Bases generales. Comparación con el Model Code CEB/FIP de 1978 y la Norma española. Datos para el cálculo en zonas sísmicas.

18,15-18,45 – COLOQUIO

18,45-19,00 – Pausa

19,00-19,30:

Solemne Sesión de Clausura. Una vez concluida la X^{a} y última Sesión de Trabajo, se celebró el Acto de Calusura, presidido por el Excmo. Sr. D. Angel Díaz de Entresotos, Presidente de la Diputación Regional y Consejo de Gobierno de Cantabria, al que acompañaban en la Mesa D. Miguel Angel Losada, Director de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, C. y P., de Santander, D. Angel Arozamena, Consejero de Obras Públicas, Vivienda y Ordenación del Territorio, el Primer Teniente Alcalde del Excmo. Ayuntamiento, D. Javier Arrarte y el Presidente de la ATEP, D. Francisco Arredondo.

Abierta la Sesión por el Excmo. Sr. Díaz de Entresotos, el Secretario de la ATEP, Sr. Piñeiro, dió lectura al Acta de la reunión celebrada por la Comisión encargada de asignar las "Medallas de la ATEP". Conforme al acuerdo adoptado en dicha reunión, las tres Medallas correspondientes a esta Asamblea se otorgaron a los señores: D. Juan José Arenas, D. Francisco Arredondo y D. Manuel Fernández de Villalta.

A continuación, el Secretario leyó también el Acta en la que se recoge la decisión del Jurado encargado de asignar los premios correspondientes al Concurso convocado para seleccionar el Cartel anunciador de la Asamblea. El primer premio se concedió al trabajo presentado con el lema "ASUN", del que resultó ser autor D. Miguel Angel Figueroa. Se otorgaron también dos Menciones Honoríficas. La primera a D. Jesús Ignacio Pelaz por el Cartel presentado bajo el lema "X^{2}"; y la segunda a D. Antonio Paredes, por el trabajo presentado con el lema "URDESA CENTRAL".

Seguidamente, el Presidente de la ATEP, Sr. Arredondo, pronunció un discurso en el que destacó el interés y elevado nivel técnico de las comunicaciones presentadas, más numerosas que en cualquier otra de las Asambleas hasta ahora celebradas, y el éxito que, en todos los aspectos, se ha obtenido con la celebración de estas reuniones. Terminó con unas palabras de agradecimiento a cuantos, de una u otra manera, han con-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Foto 5. Mesa Presidencial de la Sesión de Clausura.

Foto 6. Aspecto del Salón de Actos durante la Sesión de Clausura.

tribuido a hacer posible, agradable y técnicamente provechosa, la XI[a] Asamblea de la ATEP.

Cerró el Acto el Excmo. Sr. D. Angel Díaz de Entresotos quien, después de desear a todos que hubiesen sacado el mayor provecho de estas Jornadas, les exhortó a continuar trabajando unidos en pro del desarrollo de la técnica del pretensado, con el fin de lograr el mejor servicio a España y conseguir más, mejores y más bellas realizaciones estructurales. Con ello quedó clausurada la XI[a] Asamblea de la ATEP.

Los textos de los discursos de los Sres. Díaz de Entresotos y Arredondo, se reproducen en este mismo número de "Hormigón y Acero".

Noche:

21,30:

Cena de Clausura celebrada en el Club de Tenis de Santander, con asistencia de las primeras Autoridades locales. Terminada la cena, se hizo entrega de las "Medallas de la ATEP" concedidas con ocasión de esta Asamblea y de los premios correspondientes al Concurso de carteles.

Viernes, 28 de septiembre de 1984

Excursión técnico-turística, de jornada completa, en el curso de la cual, durante la mañana, mientras los participantes en la Asamblea visitaban las fábricas de Nueva Montaña Quijano, S.A., las señoras giraron una visita a las localidades de Suances, Comillas y San Vicente de la Barquera. A continuación, se celebró el almuerzo en Santillana del Mar, cuyos principales Monumentos fueron visitados por la tarde.

Con esto concluyeron los actos organizados con motivo de la XI[a] Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

* * *

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Y ahora, una vez finalizada la detallada enumeración de las diversas actividades desarrolladas durante la Asamblea, sólo nos resta, para terminar, hacer unos breves comentarios, a modo de conclusiones, sobre la misma.

En primer lugar, en cuanto a asistencia estimamos que si a pesar de la innegable crisis por la que atraviesa actualmente la industria de la construcción hemos podido reunir cerca de 160 participantes, sin contar con las personas acompañantes, ello constituye una evidente muestra del interés que estas Asambleas despiertan entre los Miembros de la A.T.E.P.

Por lo que respecta a las Comunicaciones ya se ha comentado que su número ha superado muy ampliamente el de las presentadas en las anteriores Asambleas. Merece destacarse el gran aumento de los trabajos relativos a temas teóricos, "Normativa", "Pretensado parcial", "Investigaciones y estudios", etc., que han superado ampliamente a los destinados a describir realizaciones, en contra de lo que hasta hace pocos años venía ocurriendo; cosa que, como ya se ha dicho, interpretamos como el más fiel reflejo de la actual situación en nuestro campo de actividades.

De la calidad técnica de estas Comunicaciones habréis podido juzgar todos los que las habéis escuchado. Un primer dato que permite valorar su interés, lo hemos tenido en los animados coloquios con que concluían cada una de las sucesivas Sesiones de Trabajo. De cualquier forma, ahora se inicia la publicación de los textos completos de las diferentes intervenciones; lo que permitirá analizarlos con mayor detenimiento y sacar un mayor provecho de su contenido.

En relación con este tema de las Comunicaciones nos vemos obligados a repetir lo que tantas veces ya hemos dicho. Cada vez es mayor el número de trabajos presentados y, como consecuencia, cada vez es también mayor la necesidad ineludible de poder realizar una selección previa de los mismos. Pero mientras no se envíen con la suficiente antelación los textos de las Comunicaciones, es evidente que tal selección resulta imposible. Y esto, por desgracia, es lo que viene ocurriendo. En el momento de redactar estos comentarios, y estamos terminando noviembre, aún nos faltan los textos de la mitad de los trabajos incluidos en el programa. Verdad es que al final, salvo muy raras excepciones, todos acaban llegando. Y también es cierto que todos estamos excesivamente ocupados y preocupados con montones de importantes problemas que requieren urgente solución. Lo comprendemos perfectamente. Pero también es fácil entender que mientras esta situación no varíe, cualquier intento de selección resulta completamente utópico. De todos depende el que este problema pueda llegar a resolverse. Y como esto es algo que a todos interesa, queremos desde estas páginas hacer una llamada de atención y rogaros que os paréis un momento a pensar en el tema. Enseguida os daréis cuenta de la importancia que tiene y estamos seguros de que, después, podremos contar con vuestra colaboración; lo que nos permitirá resolver en el futuro, de un modo adecuado, este enojoso asunto.

Y ya para terminar, sólo nos queda repetir una vez más nuestra profunda gratitud a cuantos de una u otra manera han contribuido a que, una vez clausurada la Asamblea, podamos sentirnos satisfechos al comprobar cómo nuestra Asociación, a pesar de sus treinta y cinco años de existencia, continúa manteniendo una envidiable vitalidad y cumpliendo satisfactoriamente sus fines estatutarios en pro del perfeccionamiento, difusión y progreso de la técnica del pretensado. Y como este mérito a todos os corresponde, a todos os felicitamos muy sinceramente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Entrega del Trofeo Nacional de la Seguridad – Diploos 1983

La Asociación para la Prevención de Accidentes (A.P.A.) celebró recientemente el Acto Oficial Conmemorativo del veinticinco aniversario de su fundación, que se desarrolló en la sede de la Cámara de Comercio e Industria de Madrid, y al que asistió una nutrida representación de las Mutuas Patronales de Accidentes de Trabajo y Empresas asociadas a la misma.

El acto se inició con unas palabras de bienvenida de D. Enrique Sabanés Alvarez, Presidente en Funciones de la Asociación para la Prevención de Accidentes, a las que siguió una breve conferencia del Excmo. D. Enrique de la Mata Gorostizaga, Presidente de la Cruz Roja Internacional, corriendo a cargo del Excmo. D. Francisco José García Zapata, Director General de Trabajo, la alocución de clausura.

Concluído el Acto Oficial Conmemorativo del veinticinco aniversario, se procedió a la entrega de galardones correspondientes a la Decimoquinta Edición del DIPLOOS-TROFEO NACIONAL DE LA SEGURIDAD 1983, instituído por la A.P.A. con el objeto de estimular la labor y dedicación de los Servicios de Prevención de las empresas, que recayeron en esta ocasión sobre las firmas siguientes:

DIPLOOS - TROFEO NACIONAL DE LA SEGURIDAD 1983 concedido a la Empresa CEMENTOS UNILAND, S.A., Planta Monjós (Barcelona).

MENCIONES HONORIFICAS concedidas a las Empresas:

- SOLVAY-HISPAVIC INDUSTRIAL - VONICLOR, de Martorell (Barcelona).
- FORD ESPAÑA, S.A., de Almusafes (Valencia).
- STARLUX, S.A., de Montelló (Barcelona).

* * *

Primer Congreso Iberoamericano de Métodos Computacionales en Ingeniería

En la primera semana del próximo mes de Julio se celebrará en Madrid el I Congreso Iberoamericano de Métodos Computacionales en Ingeniería, bajo los auspicios de los Ministerios de Obras Públicas y Urbanismo y Educación y Ciencia, españoles.

Como se indica en el programa, se han recomendado tres áreas de interés prioritario: Microordenadores, CAD-CAM y Estructuras Off-Shore, aunque cualquier comunicación relacionada con el tema en general será bienvenida.

TEMATICA

Como temas preferentes dada su actualidad se sugieren los siguientes:

– El Cálculo y Diseño asistidos por computador (CAD-CAM).

– Las aplicaciones de los Microprocesadores a la Ingeniería.

– Los problemas de las Estructuras OFF-SHORE.

Estos tres temas no excluyen cualquier otra aportación al congreso que sería igualmente aceptada en un cuarto apartado de VARIOS.

INFORMACION: Srta. Milagros Couchoud. Secretaria General del I Congreso Iberoamericano de Métodos Computacionales en Ingeniería. C/Alfonso XII, 3. 28014 Madrid. Tel.: 467 50 19. Telex: 45022 CDX-E.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Discurso pronunciado en la Sesión de Apertura de la XIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

José Antonio Torroja Cavanillas

Resulta cada vez más difícil preparar, sin repetirse, las palabras inaugurales de presentación de las Asambleas Técnicas Nacionales de la ATEP. Como va siendo, por otra parte, cada vez más difícil, encontrar una nueva localidad para el desarrollo de las mismas.

Y es que nuestra Asociación se va haciendo, sin darnos nosotros cuenta, mayor, muy mayor. No diría yo que vieja, que es un término que conlleva un cierto sentido de decadencia, pero sí mayor. De hecho, su edad está ya por encima de la de muchos de los aquí presentes. Y creo que ello nos debe llenar de orgullo y de satisfacción. No es fácil mantener la ilusión y el dinamismo permanente de los años jóvenes, y la ATEP nos está demostrando que es plenamente capaz de ello.

Pensemos que la ATEP nació hace ya 35 años, en 1949, como "Asociación Española del Hormigón Pretensado", AEHP, y esto tres años antes de la creación de la FIP. Y que en 1953 organizó en Madrid su primera Asamblea Nacional. Tras otras dos Asambleas, en los años 1955 y 1958, también en Madrid, surgió la idea de irlas celebrando en diferentes puntos de la geografía española, comenzando por Barcelona, en 1959, para establecerlas definitivamente con periodicidad trianual a partir de 1966, habiendo recorrido desde entonces las ciudades de Bilbao, Valencia, Sevilla, Las Palmas y Sta. Cruz de Tenerife, La Coruña y Murcia.

Y finalmente, nos encontramos hoy ante el comienzo de esta nueva décimoprimera Asamblea en Santander, en el año de gracia de 1984. Mis primeras lides en estos actos comenzaron allá por 1966, en Bilbao, con una edad algo menor que la actual de la ATEP y algo mayor que la propia de estas Asambleas que ya es de 31 años. Comprenderéis, por tanto, el por qué de mi dificultad en encontrar palabras nuevas en esta inauguración.

Hay un punto, sin embargo, que creo interesante recalcar: la pujanza y el dinamismo de nuestra Asociación. Pujanza y dinamismo que no solo se deben al interés que provoca la técnica del pretensado en sí misma, sino también, y de forma importantísima, a las personas que la impulsan y al entorno en que se desenvuelve. La entonces AEHP nació y se desarrollo como una sección más del Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento ITCC, hoy

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

"Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento"; IETCC, y no se convirtió en Asociación independiente, con el nombre de ATEP, hasta el año 1969. Pero a pesar de ello, y afortunadamente, la ATEP ha seguido teniendo por sede al Instituto y hay que reconocer que su desarrollo actual se debe, en gran medida, al apoyo incondicional que éste le ha venido prestando. Creo que desde el momento de su emancipación todos los sucesivos Directores del Instituto, desde Fernando Cassinello hasta su actual y joven Director, Juan Murcia, han sabido captar la enorme contribución que la ATEP ha aportado, y sigue aportando, al desarrollo del pretensado en España, y la han apoyado sin regatear esfuerzos, considerándola como algo propio, como lo fué en sus inicios y como hoy día la misma se sigue sintiendo.

Personal, locales, medios, todo ello proviene, dentro de sus posibilidades, del IET, y por ello creo que debemos considerarle como un factor importante en el hecho de reunirnos hoy aquí, en Santander.

Y bien, nos encontramos hoy aquí, como acabo de decir, ante el comienzo de esta XIª Asamblea. Creo que estas reuniones van constituyendo como una especie de escaparate que nos permite contemplar y analizar la situación actual del desarrollo del pretensado en nuestro país. ¿Qué nos va a deparar esta nueva Asamblea?

En La Coruña, en 1978, comenté que el país estaba pasando por una cierta crisis de identidad y por una evidente crisis económica que se plasmó en una cierta retención en el número de comunicaciones presentadas.

En Murcia, 1981, comenté algo que R. Piñeiro ha recogido también en sus comentarios al programa: por primera vez, las comunicaciones relativas a investigaciones y estudios superaron a las correspondientes a realizaciones. En aquel momento consideré este hecho como fruto de la crisis económica, fruto, en cierto sentido, positivo, al permitir echar la vista atrás, en un descanso, por desgracia, forzado, en una meditación, que no otra cosa es la investigación, sobre nuestra técnica, sus problemas y sus posibles soluciones. Me cabía, sin embargo, el temor de que esta situación redundase en una pérdida de interés por el pretensado, que repercutiese negativamente en el desarrollo de futuras Asambleas.

No ha sido ello así. Esta Décimoprimera Asamblea ha visto incrementarse el número de comunicaciones desde un máximo de unas 50 en las diez anteriores a más de 80. Ello es un claro exponente del interés que nuestra técnica sigue despertando, aunque, por otra parte, de tales comunicaciones se deduce que la situación, aparentemente, no ha cambiado en los últimos tres años.

En efecto, si analizamos los tipos de comunicaciones recibidas, 47 son de carácter técnico, –investigaciones o estudios– y de normativa, y solo 33 relativas a realizaciones, incluyendo patología.

Hay que tener en cuenta que la misma tendencia se viene notando, hace ya varios años, en los Congresos de la FIP, donde se ha pasado de Sesiones casi exclusivamente dedicadas a realizaciones, a la actual organización en Sesiones simultáneas dedicadas a diferentes temas de estudio, investigación y desarrollo.

Pues bien, en este sentido pienso que la situación, si mejora económicamente para el sector de la construcción, es claramente favorable. Siempre se ha dicho que el español es muy poco dado a la investigación, y estoy convencido de que este resurgir del afán por el estudio en el campo del pretensado continuará en el futuro. El resultado, una discusión abierta sobre los trabajos de los diferentes equipos de investigación, constituye a mi modo de ver, un factor primordial en la aportación de nuestro país a la técnica del pretensado, no solo a nivel nacional sino también internacional.

En cuanto a la situación económica, mis augurios no son tan favorables, por lo menos a corto plazo. Y ello no porque no se esté haciendo un esfuerzo en este sentido. Los que nos

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

dedicamos a la actividad del proyecto de estructuras, venimos notando un incremento, desde hace unos dos años, en el número de proyectos de puentes promovidos por la Dirección General de Carreteras, y una situación similar a nivel de las Consejerías autonómicas de Obras Públicas. Es de esperar, por tanto, que en un plazo corto, las obras correspondientes entren en fase de realización, con la reactivación económica que ello representa. Sin embargo, no debemos olvidar que del consumo total de acero de pretensado, solamente un 30 por 100 se dedica a grandes obras con armaduras postesas, dedicándose el 70 por 100 restante a los elementos prefabricados con armadura pretesas, de los que un gran volumen se emplea en el campo de la edificación. Y es en este campo donde la reactivación, a mi modo de ver, se presenta más problemática.

En fín, creo que nunca hay que perder la fe en el futuro y que el bache económico actual podrá ser pronto sobrepasado. Nos queda todavía mucho que hacer en este país.

En cualquier caso, hay algo que sí ha quedado ya demostrado de forma definitiva: el gran impacto que el pretensado ha introducido en el campo de la construcción. Y ésto no solo proporcionando un nuevo material de construcción, el hormigón pretensado, sino principalmente al impulsar la creación de nuevas tipologías estructurales; pensemos en las mallas tesas y las estructuras neumáticas, esencialmente pretensadas y, sobre todo, nuevos procesos constructivos que no serían posibles sin la existencia del pretensado.

No cabe hoy día, pensar en grandes estructuras de hormigón, sin pensar en pretensado. Y ahí están algunos de los magníficos ejemplos presentados a esta Asamblea, como el puente de Barrios de Luna, hoy bautizado con el nombre de Puente "Carlos Fernández Casado", record mundial en su tipo y orgullo de nuestra técnica.

Y finalmente, no puedo terminar sin expresar nuestro agradecimiento hacia la ciudad de Santander y hacia cuantos, en la misma, han hecho posible que la realización de esta Asamblea sea una realidad.

Santander es una ciudad que ha tenido siempre, además de sus bellezas naturales, una clara vocación cultural. Ahí están como ejemplos, sus famosos festivales de verano, y su Universidad Internacional Menéndez y Pelayo. Y Santander, llevada por esta vocación, fue la primera capital de España en crear una nueva Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos cuando solo existía la de Madrid. Y es esta Escuela la que, corriendo la Asamblea de Murcia, se brindó como sede para la XI^{a}. Vaya pues nuestro primer y más profundo agradecimiento hacia la Escuela, en cuyos locales nos encontramos ahora, hacia su Director, Miguel Angel Losada, y hacia los equipos que dirigen Alfredo Páez y Juan José Arenas de Pablo, sin cuyo apoyo no habríamos podido organizar esta reunión.

Y vaya también nuestro agradecimiento hacia todas aquellas instituciones patrocinadoras que con su contribución, económica unas veces y de organización de diferentes actos otras, contribuyen a sufragar los gastos de organización por una parte y a hacernos, por otra, más agradable y con el imprescindible calor humano, nuestra estancia en la de por sí suficientemente humana y agradable ciudad de Santander. Todas ellas están reflejadas en el programa de la Asamblea, pero quiero, de manera especial, hacer mención aquí del Excmo. Ayuntamiento de Santander; de la Cámara Oficial de Comercio, Industria y Navegación de Santander; de la Consejería de Industria, Transporte y Comunicaciones y Turismo de Cantabria; de la Fundación Leonardo Torres Quevedo y de la Junta de Obras del Puerto de Santander.

Y con ésto, y después de manifestar mi deseo de que, al término de estas Jornadas que ahora se inician, podamos todos sentirnos satisfechos de haber participado en ellas, doy por concluída esta breve introducción a las Sesiones de Trabajo programadas para nuestra XI^{a} Asamblea Técnica Nacional que espero habrá de constituir un éxito aún mayor que el logrado en las precedentes organizadas por la A.T.E.P. y de las cuales todos guardamos un magnífico recuerdo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Discurso pronunciado en la Sesión de Clausura de la XIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

Francisco Arredondo y Verdú

Una Asamblea más y por tanto tres años más en la vida de la Asociación Técnica Española del Pretensado y tres años más en la utilización del pretensado en las obras; esta técnica tan moderna, comparada con la del hormigón armado, por ejemplo, pero con tal madurez que permite realizar las magníficas construcciones que hemos visto estos días, para dar solución a problemas mecánicos, funcionales o estéticos con una elegancia y una eficacia espectaculares.

Treinta y cinco años de Asociación con una actividad creciente, son muchos años, corresponden a una generación; pero no son tantos como para que no podamos convivir todavía, y quiera Dios que por mucho tiempo, con sus primeros asociados, pioneros por tanto de esta técnica.

Quiero dedicar en este momento un recuerdo a Ricardo Barredo que es el último de estos pioneros que nos ha abandonado hace unos meses, y un efusivo saludo a ese chaval que anda por ahí y que responde al nombre de Alfredo Páez, autor del primer libro de pretensado que hubo en España y proyectista de las primeras obras de hormigón pretensado que se hicieron en España. Quiera Dios que le tengamos entre nosotros por muchos años y que el imperativo legal de la jubilación no le condene al ostracismo en el ambiente científico y técnico.

En esta décimoprimera Asamblea hemos batido con mucho el record de comunicaciones establecido en la Asamblea anterior. Algo así como un 50 por 100 de comunicaciones más, referidas a los temas de Normativa, Pretensado parcial, Investigaciones y estudios, Forjados, Patología y Realizaciones. Temas todos de la máxima relevancia; muy amplios unos, más de detalle otros; pero lo importante es el interés que unos y otros suscitan y el ver como las generaciones jóvenes se van contagiando del bien pensar y el bien hacer de sus antecesores y se preparan para tomar un relevo que llegará indudablemente, por mucho que queramos retrasarlo. Conservarán muchas ideas pero pondrán otras muchas de su cosecha con el ímpetu que les confiere su juventud; y el pretensado seguirá progresando y, sin género de duda, se construirán cada vez estructuras más estudiadas, mejor construídas y más económicas. No hay que olvidar que la Sociedad le exige al técnico cada vez más por cada peseta que le da para invertir o para administrar. ¿Y hasta donde llegará el pretensado?. Esto es difícil de decir, sobre todo si nos atenemos a la frase de aquel humorista danés que decía que siempre es difícil profetizar pero sobre todo cuando se profetiza el futuro.

Como he dicho ha habido más comunicaciones que nunca, hasta el extremo que ha habido que disponer un día más de sesiones técnicas con sacrificio de las visitas, medio de estudio medio turísticas, que en otras Asambleas se han hecho.

Además en esta Asamblea y como novedad hemos contado con participación extranjera; hemos contado con la presencia de los Señores Appleton y Cohn de Portugal y Canadá, respectivamente, a quienes en estos momentos quiero expresar mi saludo y agradecimiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Sabeis que la ATEP concede una Medalla por año, o mejor dicho, tres Medallas cada tres años. De las correspondientes a los tres últimos años dos de ellas han recaído en dos profesionales insignes, pretensistas cien por cien, y con méritos sobrados para recibirlas: El Prof. Arenas y el Ing. Fernández de Villalta.

De la tercera Medalla me da cierto rubor hablar. Resulta que una Asociación que yo presido, reune una Comisión, también presidida por mí, para decidir la concesión de las Medallas, y una de ellas me es otorgada. Esta Comisión, compuesta por sabios y sesudos varones comete esta indudable equivocación que solo puedo explicar de una manera; la única explicación que se me ocurre la encuentro en la diferencia que existe entre los sabios y los tontos: los tontos *dicen* tonterías y los sabios, *las hacen.* Y por esta vez que me perdonen los sabios, a quienes ha movido sin duda su afecto hacia mí, al que correspondo como ellos saben.

Dentro del ritual de estas sesiones finales de las Asambleas, tenemos siempre el capítulo de agradecimientos; si fuera a citar uno por uno los Organismos públicos y privados y a las personas que han colaborado para el éxito de esta Asamblea, es fácil que cayera en alguna imperdonable omisión, además de hacer larguísima esta Sesión. Vaya pues mi agradecimiento "urbi et orbi".

Pero independientemente de este agradecimiento general, quiero expresarlo de una manera particular a las Autoridades regionales, municipales y locales que nos han recibido con los brazos abiertos y nos han agasajado con simpatía y largueza.

En el programa figuran las Entidades Patrocinadoras de esta Asamblea en las que esos duendecillos que pululan por las imprentas nos han jugado una mala pasada. Entre estas Entidades Patrocinadoras hacen figurar a la *Conserjería* de Industria, Transportes y Comunicaciones y Turismo, y a la *Conserjería* de Obras Públicas, Vivienda y Ordenación del Territorio. Pido perdón a los Consejeros correspondientes.

Nuestro agradecimiento también a la Universidad en general y a la Escuela de Caminos en particular, en donde hemos encontrado un apoyo excepcional y una base de operaciones magnífica.

También a los Colegios profesionales y Entidades y Empresas relacionadas con la construcción, que nos han ayudado.

Mi agradecimiento a los Miembros de la ATEP, clave indudable del éxito, por su magnífica colaboración. Y a las bellas damas que nos honran con su asistencia quienes, con su sonrisa, ponen una nota de gracia y simpatía frente a la fría aridez de los esfuerzos cortantes y la relajación de tensiones.

Mi agradecimiento al Secretario de la ATEP y al eficaz equipo de Secretaría, proyección, megafonía, etc.

He dicho que no quería citar personas pero voy a hacer una excepción citando a Domingo Lorenzo que ha sido durante un año el cónsul de la ATEP en Santander y que en todo momento ha demostrado su idoneidad para la misión que le habíamos confiado.

Gracias, en fín, al Excmo. Sr. Presidente de la Comunidad Cántabra que nos honra con su asistencia presidiendo este acto.

Ha sucedido lo que decía en mis palabras en el Ayuntamiento, de esta encantadora ciudad: hemos quedado enamorados de Santander; y es una lástima que hayamos llegado tarde porque Santander ya tiene novio; se lo oimos cantar hace muchos años a Jorge Sepúlveda: "Santander, eres novia del mar".

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Palabras del Excmo. Sr. Presidente, Don Angel Díaz de Entresotos Mier, en el Acto de Clausura de la XIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

Es un motivo de íntima satisfacción asistir y presidir la Clausura de esta Décimoprimera Asamblea Técnica Nacional de la Asociación Técnica Española del Pretensado, Organismo que, en sus treinta largos años de vida, ha experimentado un crecimiento importante en sus funciones específicas, así como en el ámbito de las diversas aplicaciones relativas al material cuyas particularidades y propiedades le interesan, cual es el hormigón pretensado.

Muchos siglos han pasado desde que los ingenieros de antaño empezaron a manifestar su ingenio –ambas palabras, ingeniero e ingenio, provienen de una misma raíz etimológica– mediante sus obras (pirámides, murallas, puentes, acueductos) que jalonaron el mundo de la antigüedad.

Aquellas obras, pusieron en evidencia la destacada habilidad de los técnicos en el manejo de la piedra, material noble por excelencia, cuya perdurabilidad nos permite hoy un sensible goce estético.

Al correr de los tiempos, nuevas necesidades estimulan a los ingenieros, que van aplicando, en servicio de la civilización, los nuevos materiales y medios constructivos que el desarrollo industrial va aportando; así, se inician las épocas de las estructuras metálicas y de hormigón armado durante los dos pasados Siglos XVIII y XIX, épocas que bien puede decirse, aún perduran, y cuyos logros en todas las ramas ingenieriles y arquitectónicas son múltiples.

El hormigón pretensado, última y joven técnica constructiva, puesto que joven hay que considerarla, al tener apróximadamente cincuenta años, experimentó una notable expansión a partir de la Segunda Guerra Mundial, tal vez, entre otras razones, por la necesidad de rehacer lo más rápida y económicamente posible, lo que tan poco costó destruir y, hoy día, me consta, ha llegado a cotas de calidad, tanto en proyectos como en ejecución de los mismos, realmente impensables hace unos años.

Desde el lejano y legendario Alcántara hasta el próximo y no menos admirable Barrios de Luna, sintetizando en estos dos puentes españoles la evolución del conocimiento humano en la rama de la ingeniería, particularmente la nuestra, el avance ha sido impresionante. Yo os invito a que sigaís trabajando en pro del desarrollo de esta vuestra técnica del hormigón pretensado, para que el día de mañana se puedan incorporar muchas nuevas obras maestras españolas a la Historia. Y os invito a que lo hagáis unidos, con una cooperación tan íntima como la que tienen el hormigón y el acero en el pretensado, porque entiendo que esa es la mejor fórmula para que no se disipe ni una gota de vuestro esfuerzo, encaminado a conseguir más, mejores y más bellas realizaciones estructurales, que puedan servir a nuestros semejantes en su doble vertiente de utilidad y belleza.

De esta forma colaboraréis activamente a un mayor conocimiento, y una más justa apreciación por parte de la gente, de lo que es y significa una obra de ingeniería.

Nada más. Queda clausurada la Décimoprimera Asamblea Técnica Nacional Española del Pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Sobre el concepto de "Momentos Hiperestaticos de pretensado" en Estructuras continuas en estados de servicio, de fisuración y de agotamiento resistente

Juan J. Arenas
Dpto. Tecnología Estructuras
ETS Ing. de Caminos, Santander

1. CONCEPTO DE M_{HP} EN EL ESTADO DE SERVICIO

Los M_{HP} son consecuencia de un conjunto autoequilibrado de reacciones, las cuales se deben a la predeformación (curvaturas y acortamientos axiles) de las diferentes secciones atravesadas por algún tendón de pretensado. (Figuras 1 y 2).

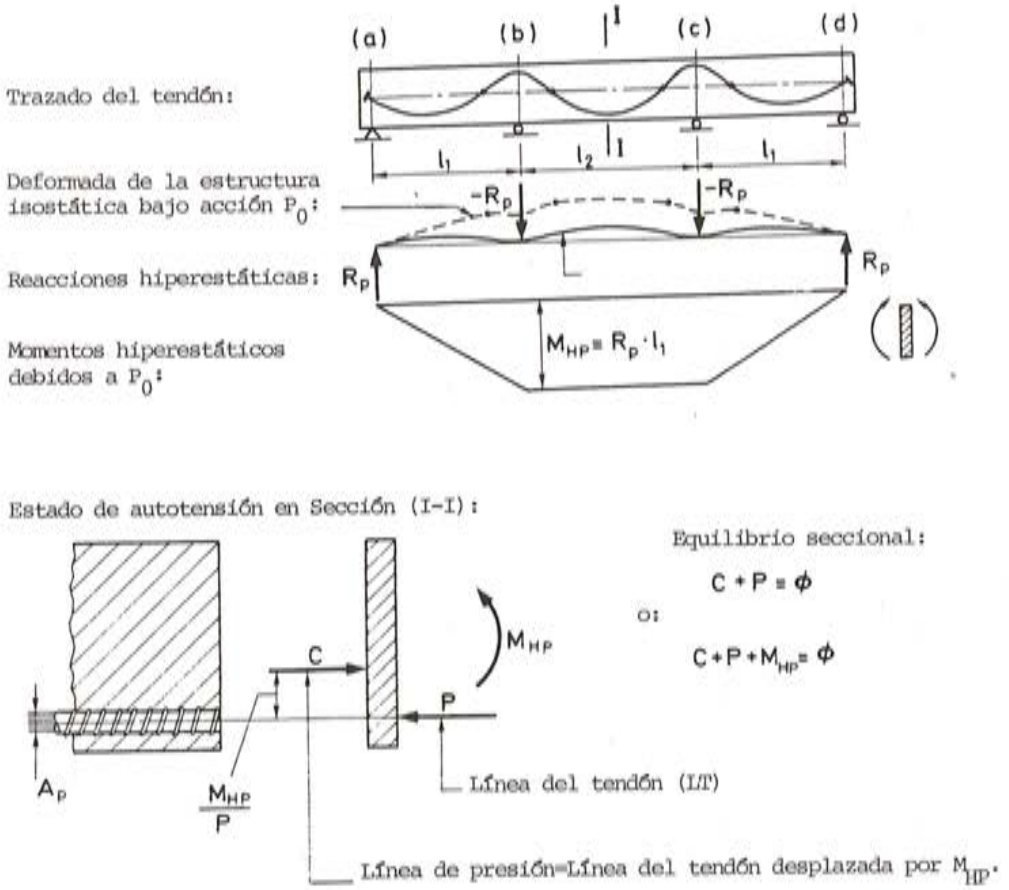


Fig. 1. Estado de autotensión engendrado en una viga continua por la acción "pura" del pretensado inicial, P_0.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

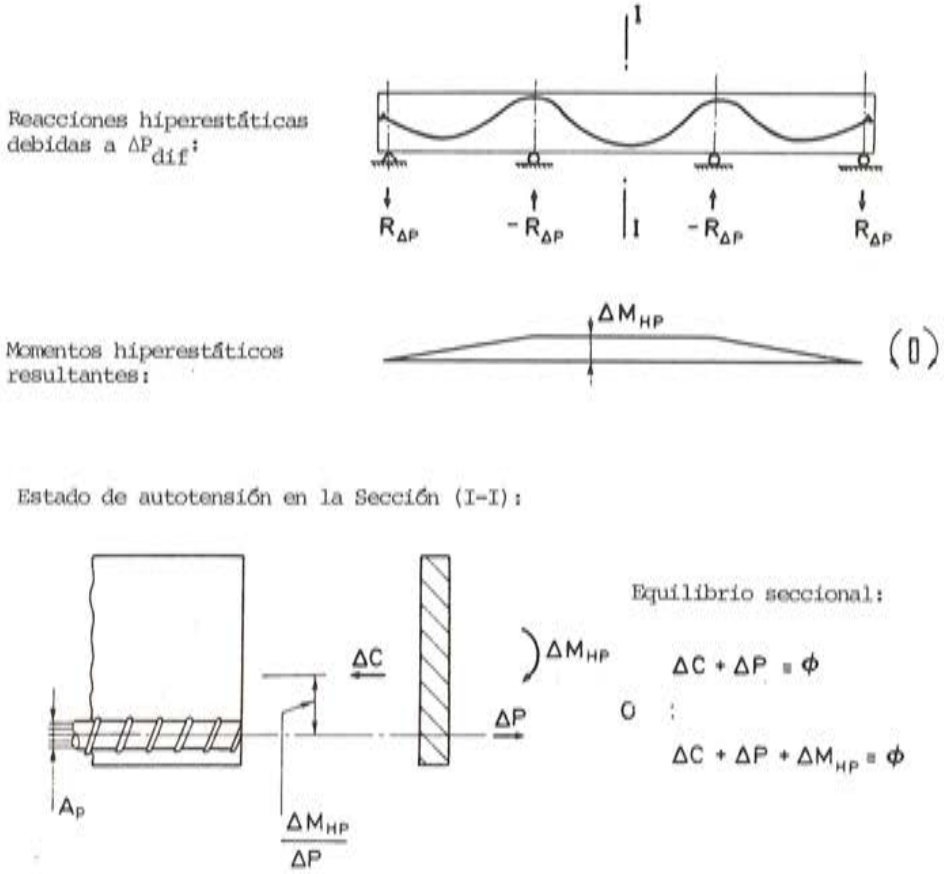


Fig. 2. Estado de autotensión engendrado en una viga continua por el efecto "puro" de las pérdidas diferidas de pretensado.

Así todos entendemos que los M_{HP} alcanzan un valor estable cuando la estructura llega al Estado Permanente (EP), en el que actúan todas las cargas exteriores que son fijas, no actúa aún ninguna carga exterior variable, y –por haberse producido ya todos los fenómenos de retracción y fluencia– la fuerza de pretensado en cada sección incluye ya la totalidad de las pérdidas diferidas.

Ahora bien, con la inyección realizada, cualquier carga exterior variable que actúe a partir del EP inducirá alargamientos o acortamientos en las fibras de hormigón en contacto con los tendones en cada sección y de ahí se derivarán variaciones de tensión y de fuerza de pretensado en ellas.

Naturalmente, a estas variaciones de fuerza de pretensado corresponderán variaciones de fuerzas de desviación sobre el hormigón y, de ahí, pueden concebirse variaciones en el conjunto autoequilibrado de reacciones sobre la estructura de hormigón, lo que supone aceptar que los M_{HP} varían, a partir de sus valores en el EP, en función de las acciones variables que solicitan en cada instante a la estructura.

Tal afirmación puede ser cierta o falsa según que se haya adoptado el convenio de considerar las variaciones de fuerza de pretensado como un factor activo y exterior al hormigón, o según que –por el contrario– tales variaciones se contemplen como mecanismo resistente interno de la estructura mixta compuesta por el hormigón y el acero de pretensado, ya adherente por la inyección de las vainas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

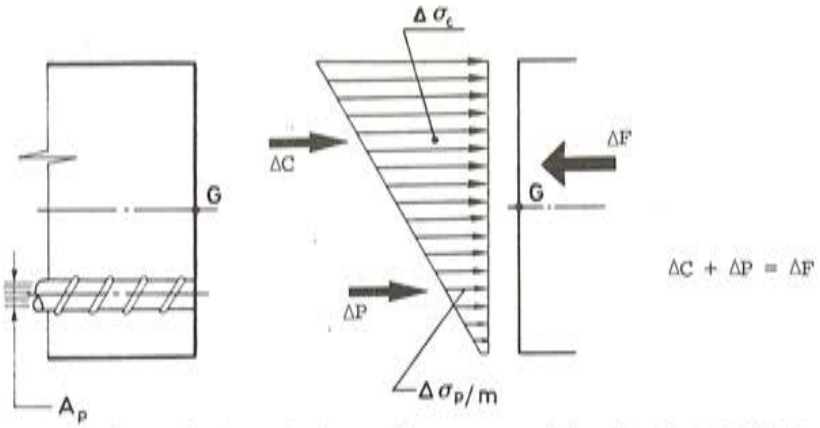


Fig. 3. Acción compuesta de las fibras de hormigón y de acero activo para equilibrar una fuerza seccional, ΔF, engendrada por las cargas exteriores.

Ambos planteamientos afirman en el fondo el equilibrio entre solicitación externa, ΔM_{ext}, actuante sobre la sección y la respuesta de ésta. Basándonos en la figura 3 podemos escribir simbólicamente:

$$\Delta C + \Delta S + \Delta P = \Delta M_{ext} \qquad (1)$$

donde ΔC, ΔS y ΔP representan las resultantes de la respuesta frente a ΔM_{ext} de, respectivamente, las fibras de hormigón, las barras de acero pasivo y los cordones de pretensado. Tal como se ha escrito la ec(1), la componente ΔP es claramente resistente, y tal variación de fuerza de pretensado en cada sección no hace más que deformar a los cordones de acero para que acompañen a las fibras vecinas de hormigón, de modo que se respete la compatibilidad de deformaciones a nivel de sección. Quiere así decirse que las variaciones de fuerzas de desviación del acero activo sobre el hormigón no son otra cosa que un *mecanismo resistente interno de la pieza mixta* que sirve para hacer frente a la solicitación externa de cada sección mientras se mantiene la compatibilidad entre todas sus fibras, y –por tanto– no hay por qué considerar tales incrementos de fuerzas de desviación como origen de cambios en el sistema autoequilibrado de reacciones sobre la estructura (*).

Por consiguiente, con el planteamiento de la ec (1), se puede afirmar que las acciones variables actuantes sobre una estructura continua no modifican los esfuerzos hiperestáticos de pretensado, que deben ser considerados en todos los estados de Servicio con los valores que alcanzaron en el Estado Permanente.

Claro que la ec (1) admite la transformación elemental de pasar ΔP al segundo miembro, dando lugar a:

$$\Delta C + \Delta S = \Delta M_{ext} + (-\Delta P) \qquad (2)$$

expresión que indica que las fibras de hormigón (más las posibles barras de acero pasivo) han de hacer frente a la solicitación suma de la debida a la acción variable (ΔM_{ext}) y de la engendrada por las variaciones de fuerzas de desviación con que los tendones de acero de pretensado *presionan* sobre el hormigón que, simbólicamente, denominamos (–ΔP) (**).

Ahora bien, basta contemplar el caso simple de la figura 4a para convencerse de la inutilidad práctica de este planteamiento. Una viga continua y simétrica de 2 vanos, de HA, dispone de una armadura única de trazado curvo, similar al de un tendón de pretensado. La homogeneización de secciones daría lugar a una pieza equivalente como la indicada por la figura 4b, en la que la armadura se ha transformado en un ala de hormigón corrida situada a una profundidad variable. El problema que se plantea ahora es si las fuerzas de desviación que ese ala virtual ejerce sobre el alma principal deben ser tenidas en cuenta como acciones externas a tal alma, según la ec (2).

(*) Claro que, aquí, el concepto de *estructura* es el de estructura mixta, suma de fibras de hormigón, de tendones de acero activo y –eventualmente– de barras de armadura pasiva.

(*) En realidad, el término (–ΔP) indica en (2) los esfuerzos internos engendrados en la sección por las fuerzas de desviación y de anclajes finales inducidas sobre el hormigón por las variaciones (ΔP).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

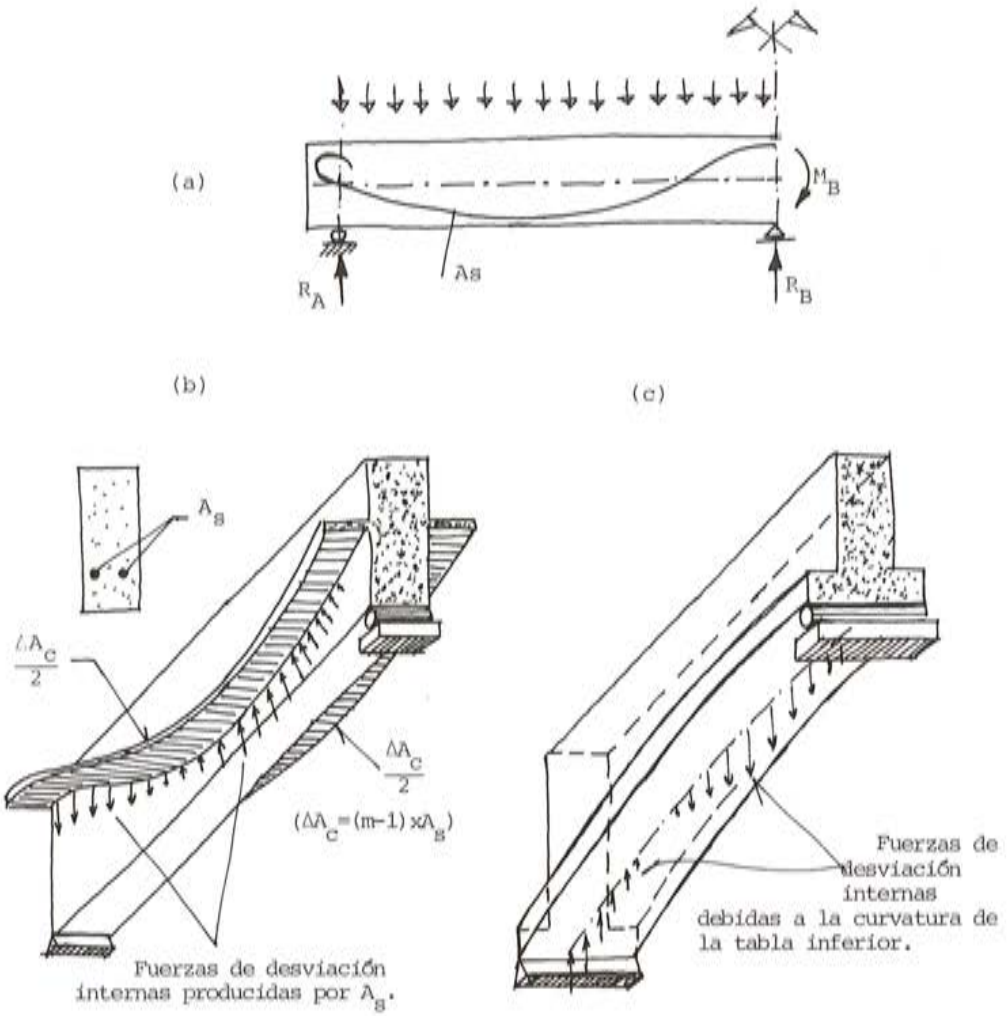


Fig. 4. Fuerzas de desviación internas engendradas por elementos componentes de la pieza que poseen curvatura respecto de la directriz.

Pero tal cuestión es formalmente idéntica a la de la viga de sección I y canto variable (figura 4c), en la que la tabla inferior ejerce fuerzas de desviación sobre las almas que varían con las cargas aplicadas. A nadie se le ocurre separar esta acción *interna* de la sección compuesta por alma y tabla curva porque ello complicaría inútilmente el cálculo y la comprensión física de la respuesta resistente global de la estructura (*), que se obtiene a través de Resistencia de Materiales, teniendo en cuenta la ley de inercias de la pieza.

CONCLUSIONES RELATIVAS A LA DEFINICION DE M_{HP} EN EL RANGO LINEAL

1.1. La única definición clara y práctica de los M_{HP} en el rango lineal es la que dice que éstos son los flectores debidos a la predeformación inducida en el hormigón por las fuerzas físicas que nacen de tendones de pretensado independientes del hormigón (operación de pretensado) y también, de estados de autotensión a nivel de sección inducidos por la retracción y la fluencia del hormigón y por la relajación del acero de pretensado (pérdidas de pretensado).

(*) Aunque es verdad que con una consideración de la respuesta global de la pieza se corre el riesgo de olvidar la existencia de tales fuerzas de desviación internas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

1.2. Las variaciones de tensión en el acero activo engendradas por los incrementos de cargas externas que actúan después de la operación de pretensado deben ser contempladas como fuerzas resistivas internas dentro del sistema estructural global compuesto por las fibras de hormigón y la armadura activa y pasiva, o sea, dentro de un sistema de estructura mixta acero-hormigón.

1.3. En el caso de que, por alguna causa, deseemos considerar separadamente las acciones internas inducidas en la estructura por los incrementos de tensión del acero activo, no será posible tener en cuenta como respuesta resistente de cada sección mas que la correspondiente a sus fibras de hormigón y a la armadura pasiva en ella embebida. Análogamente, si hubiéramos de llevar a cabo un ANL en tal estructura, los diagramas M–C adecuados para cada sección serían los correspondientes a la sección de HA sometida a la fuerza externa excéntrica existente a cada nivel de carga en los tendones de pretensado, P.

O sea, en vez de poder calcular con un único diagrama M–C como representante del comportamiento mecánico de cada sección, tendríamos que deducir y utilizar todo el conjunto de diagramas M–N–C, o sea, toda la Superficie Mecánica de la misma.

2. CONCEPTO DE LOS M_{HP} EN EL RANGO DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA

La fisuración de las secciones críticas inicia el comportamiento no lineal de la estructura continua. Surge entonces la duda filosófica de qué es lo que ocurre con los M_{HP} cuando las cargas exteriores aumentan: ¿Mantienen su valor, lo ven reducido o quedan inalterados?

Esta cuestión es de difícil respuesta, a causa de las dificultades conceptuales sobre qué es la acción de pretensado tratadas en el punto anterior y, también, a causa de las diferentes consecuencias que el pretensado origina en la respuesta estructural (el pretensado es una acción, pero –al mismo tiempo– esa acción modifica el modelo de deformabilidad de la estructura y ello cambia su respuesta). Prueba de tal dificultad son las opiniones totalmente contradictorias que se escucharon en el simposio que, con el título NONLINEARITY AND CONTINUITY IN PRESTRESSED CONCRETE, se celebró en la Universidad de Waterloo (Canadá) en Julio de 1983 y que pueden consultarse en (1).

Tal simposio ha tenido su continuación en el ARW titulado PARTIAL PRESTRESSING: FROM THEORY TO PRACTICE que tuvo lugar en el CEBTP de Saint Rémy (París) en Junio de 1984 y cuya ponencia introductoria redactada por el Prof. COHN (U. Waterloo), ref. (2), se encarga de subrayar tales desacuerdos entre diferentes autores, en la esperanza de alcanzar una clarificación.

En nuestra opinión, la única respuesta rigurosa al tema de cómo varían los hiperestáticos de pretensado al crecer las cargas exteriores, consiste en recordar que el principio de superposición sólo rige para los comportamientos lineales y que en régimen de no linalidad no cabe separar los efectos de las diferentes causas que actúan simultáneamente sobre la estructura. Por consiguiente, la respuesta correcta a la pregunta anterior consiste en decir que en el rango no lineal (y, en particular, en la situación de ELU) no tiene sentido preguntarse por el *valor* que alcanzan los M_{HP}. Lo único que en tales situaciones puede conocerse es la ley de M_f resultante de la totalidad de acciones aplicadas a la estructura, y ello mediante un método de análisis no lineal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

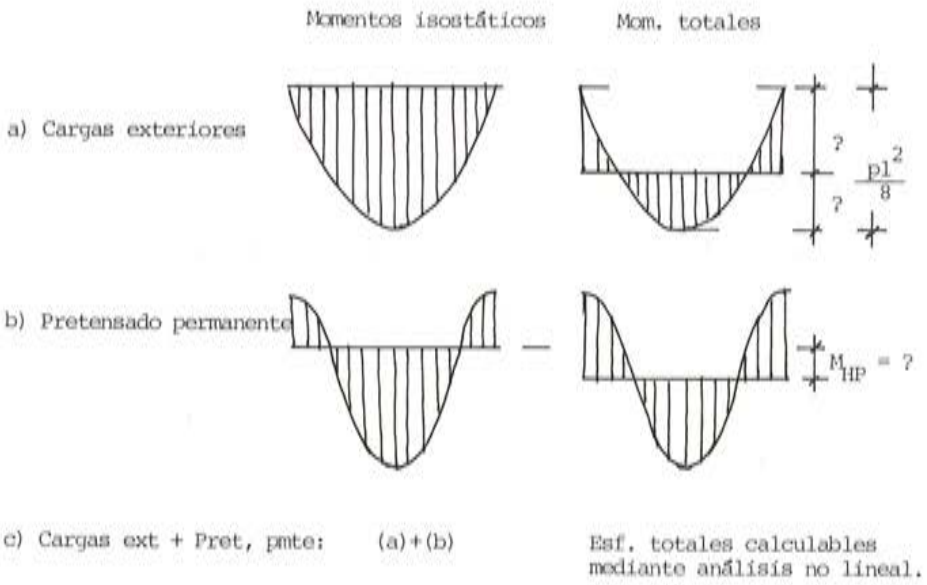


Fig. 5. Inconmensurabilidad de los valores de los esfuerzos en el ELU "debidos" a los efectos separados de las cargas externas y de la acción del pretensado.

La figura 5 permite una reflexión sobre la incertidumbre intrínseca de los esfuerzos *debidos* a las diferentes acciones actuantes sobre la estructura en el ELU. En la fila (a) están los esfuerzos de las cargas exteriores, en la (b) los debidos a la acción permanente del pretensado y en la (c) los engendrados por la suma de ambos. Ocurre que conocemos perfectamente los flectores isostáticos, tanto debidos a (g+q) como a la acción permanente del pretensado. Sin embargo ignoramos totalmente el valor de los momentos de continuidad, y ello —otra vez— tanto para las cargas exteriores (g+q) como para la acción del pretensado.

O sea: El grado de desconocimiento del *valor* de los M_{HP} en el ELU es idéntico al grado de ignorancia que tenemos respecto a los momentos hiperestáticos debidos a las cargas exteriores. Lo cual contradice frontalmente la idea de que los M_{HP} resultan más inaprehensibles en el ELU que los momentos de continuidad debidos a las cargas exteriores.

CONCLUSIONES SOBRE LA INCERTIDUMBRE DE ESFUERZOS INTERNOS EN ESTRUCTURA CONTINUA, EN EL ESTADO LIMITE ULTIMO

2.1. Aceptando la definición previa de Acción de Pretensado (basada en el doble papel activo y resistente de la armadura activa), podemos afirmar que la acción de pretensado en el ELU es tan bien conocida como pueda serlo la carga externa que soporta la viga.

2.2. Análogamente, la flexión total debida al pretensado en el ELU resulta tan indefinible y tan imposible de calcular (tan *fantasmal*) como son, en dicho ELU, los esfuerzos debidos a las cargas externas.

2.3. Filosóficamente, puede decirse que los M_{HP} deberían verse *afectados* por la fisuración y la fluencia de las zonas críticas de la estructura de modo similar y en proporción comparable a como lo serían los momentos de continuidad debidos a las cargas exteriores.

2.4. Decir que los M_{HP} se desvanecen en el ELU porque una viga continua llega a convertirse en estáticamente determinada es tan inaceptable como afirmar que los momentos de continuidad debidos a las cargas exteriores desaparecen en dicha estructura en su ELU.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

2.5. Los fenómenos de redistribución en estructuras continuas de HP deben ser contemplados como un desplazamiento hacia arriba o hacia abajo de la ley global de momentos flectores lineales debidos a todo el conjunto de cargas externas, acción del pretensado y otras posibles deformaciones impuestas.

3. VALOR DE γ_p RECOMENDABLE PARA LA VERIFICACION DE LA SEGURIDAD A ROTURA DE LAS SECCIONES DE UNA ESTRUCTURA CONTINUA

La comprobación de la seguridad de cada sección en el ELU consiste en ver que se cumple:

$$S_d \leq R_u$$

o sea: Solicitación de cálculo actuante en la sección no mayor que la respuesta última de la misma.

Pero, a menos que se lleve a cabo un análisis no lineal, el valor de S_d se obtienen –de modo convencional– a partir de los esfuerzos calculados linealmente:

$$S_d = \gamma_{fg}.S_g + \gamma_{fg}.S_g + \gamma_p.M_{HP}$$

y todo proyectista de puentes continuos ha sentido la inquietud de no ver claro qué valor es correcto para γ_p, incertidumbre que proviene de la falsa sensación de conocer mejor la evolución hasta el ELU de los momentos totales debidos a las cargas exteriores que la evolución del valor de los M_{HP}, idea que, como se ha demostrado en el punto anterior, es totalmente equivocada.

Buena prueba de esta incertidumbre es que el Código Modelo del CEB recomienda emplear para γ_p los valores 0,9 y 1,2 cuando M_{HP} resulte, respectivamente, favorable y desfavorable para la sección en estudio, planteamiento claramente conservador que de hecho conduce a aumentar la capacidad de carga última que admite la estructura.

Nosotros entendemos que un único valor de γ_p debe ser utilizado para la verificación de todas las secciones de una viga continua. Además, un conjunto de razones de tipo práctico nos conducen a recomendar el empleo del valor $\gamma_p = 1{,}00$ para la determinación convencional de los valores de S_d en las diferentes secciones. En efecto, ocurre que:

a) Si despreciamos los M_{HP} para la formación del valor de S_d ocurrirá que las secciones de apoyo podrán exigir más armadura pasiva por seguridad a rotura mientras que las de vano pedirán menos o ninguna. Ello es poco recomendable constructivamente porque en las primeras puede haber un problema de congestión de barras mientras las zonas de vano no disponen siquiera del mínimo de acero pasivo para controlar una posible fisuración.

b) Además, semejante distribución de armadura pasiva llevaría a un comportamiento de la estructura en el rango no lineal que podría distanciarse considerablemente del elástico, con redistribuciones importantes de momentos.

Basta ver que, en tal caso, la relación de rigideces entre estado fisurado e íntegro K^{II}/K^{I} sería mayor en las secciones de apoyo que en las de vano, lo que supone una rigidización relativa de las zonas de apoyo a medida que avanza la fisuración, con el consiguiente incremento de las flexiones negativas y reducción de las positivas (redistribución ascendente de momentos).

c) Finalmente, un estudio paramétrico desarrollado por SANTAMARIA, ref. (3) aplicando análisis no lineal a vigas continuas de 2 y 3 vanos, concebidas como piezas de hormigón parcialmente pretensado, con grado de pretensado igual a 0,6, y en las que

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

la que se disponía en cada sección la armadura pasiva necesaria para alcanzar seguridad estricta a rotura, ha conducido a que, en todos los casos, se alcanzan valores ligeramente superiores del coeficiente amplificador de cargas externas que produce el agotamiento de la primera sección cuando se ha contado con $\gamma_p = 1$ para tal dimensionamiento de armadura pasiva a nivel de sección que cuando se emplea el valor $\gamma_p = 0$.

Cierto que nada podemos decir aún respecto al posible empleo de otros coeficientes γ_p superiores a la unidad que conducirían a armar aún más las secciones de vano y menos las de apoyos intermedios.

En la referencia (4) puede verse un desarrollo más amplio de estos argumentos.

RAZONES PRACTICAS QUE ACONSEJAN CONSIDERAR UN VALOR $\gamma_p = 1{,}00$ PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE A_s EN EL ELU

3.1. No hay razones para pensar, a priori, que vamos a aproximarnos más a los verdaderos valores de esfuerzos que surgirán en el ELU si despreciamos los M_{HP} que si los consideramos.

3.2. Por el contrario, hay razones de coherencia para considerar los valores lineales de M_{HP}, del mismo modo y por idénticos motivos que tenemos en cuenta los valores lineales de (Mg, Mq) a efectos de verificación del ELU de cada sección.

3.3. Despreciar los M_{HP} para tal comprobación conduce a secciones de apoyo intermedio más armadas y, por tanto, menos dúctiles. Al mismo tiempo, las secciones de vano pueden resultar con menos armadura pasiva de la que es exigible por un buen control de fisuración.

3.4. Una distribución proporcionada de la armadura pasiva entre secciones de apoyo y de vano resulta muy conveniente para evitar rigideces demasiado alteradas por la fisuración en unas y otras, lo que podría conducir a redistribuciones de flexión mayores que las previstas.

3.5. Finalmente, el análisis sistemático llevado a cabo por SANTAMARIA en su Tesis Doctoral sobre vigas continuas diseñadas teniendo, y no teniendo, en cuenta los valores lineales de M_{HP} para dimensionar su armadura pasiva, resulta concluyente en cuanto a la conveniencia de dimensionar las diferentes secciones en el ELU incluyendo aquéllos.

REFERENCIAS

(1) International Symposium NONLINEARITY AND CONTINUITY IN PRESTRESSED CONCRETE, Preliminary Publication, Universidad de Waterloo, Ontario, Canadá, 1983.

(2) M.Z. Cohn: "Partial Prestressing: From Theory to Practice. Introductory Report", Paper No 16, Solid Mechanics Division, Universidad de Waterloo, Octubre 1983.

(3) A. Santamaría: "Dimensionamiento de vigas contínuas de hormigón parcialmente pretensado por condiciones estrictas de seguridad de rotura", Tesis Doctoral, Universidad de Santander, Septiembre de 1984.

(4) J.J. Arenas: "Continuity in Partially Prestressed Concrete. European perspective", ponencia presentada al ARW "PARTIAL PRESTRESSING: FROM THEORY TO PARCTICE". Saint Rémy, Junio 1984 (Proceedings en prensa).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Características físicas y químicas de las arenas calizas de las canteras del País Vasco

Por:
J.L. Ramírez Ortiz, Dr. Ing. Ind.
J.M. Bárcena Díaz, Dr. Ing. Ind.
J.I. Urreta Ormaechea, Ing. Ind.
de los
LABORATORIOS DE ENSAYOS E INVESTIGACIONES INDUSTRIALES
"L. J. Torróntegui"—LABEIN. Bilbao

INTRODUCCION

Dentro del propósito de realizar un estudio suficientemente extenso de la producción y características de los áridos calizos de machaqueo de las canteras del País Vasco, y sobre todo de la influencia de sus finos en las calidades de morteros y hormigones con ellos fabricados, se ha planteado y se está desarrollando por los autores, bajo el patrocinio del Gobierno Vasco, un programa de investigación aplicada que comprende diversas fases, de las que lo que sigue puede considerarse una de ellas.

En efecto, el conjunto del trabajo comprende las etapas de:

- conocimiento de las canteras y medios de producción,
- análisis de los áridos fabricados,
- influencia de los finos calizos y arcillosos en hormigones,
- sugerencias a la normativa referente a áridos calizos.

La realización de este programa se ha iniciado con la visita a 43 canteras de caliza de Alava, Guipuzcoa y Vizcaya, en las que se han evaluado mediante encuesta sus características geológicas, infraestructura de producción y materiales fabricados.

El reconocimiento de las canteras fué acompañado de una toma de muestras de los diferentes tamaños de áridos al objeto de realizar sobre ellos, fundamentalmente en las arenas, los ensayos de caracterización que permitieran juzgar sobre su situación respecto a la Norma EH-82, sobre todo en cuanto a finos se refiere.

En este trabajo se dan los resultados obtenidos en los análisis físicos y químicos de los áridos calizos de machaqueo del, prácticamente, 100 por 100 de las canteras del País Vasco.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Además, el disponer de la realidad de lo que en este área se fabrica ha permitido establecer el plan de trabajo de las siguientes fases del programa de investigación, orientado fundamentalmente a determinar el contenido óptimo de finos en arenas para hormigones y un método de evaluación.

1. JUSTIFICACION DEL PROGRAMA DE ENSAYOS DE LAS MUESTRAS DE LAS CANTERAS

1.1. Planteamiento general

Se han proyectado los ensayos que podían caracterizar mejor la estructura y composición de los áridos, con objeto de conocer el material que suministran todas las canteras visitadas. No se han realizado todos los ensayos que sobre áridos establece la Instrucción EH-82, sino sólo aquellos que guardan relación directa con el estudio a realizar. Además, se han añadido otros que, aún no siendo de Normas, pueden aportar información sobre el tema de acuerdo con los puntos de vista que guían el presente trabajo.

Se han planteado los ensayos que definan aquellas características físicas y químicas de la piedra, que más puedan influir en la resistencia final del hormigón que se confecciona con ella.

El tamaño y forma de los granos es una de las variables que más influencia tienen y la naturaleza química es otra a tener en cuenta, sobre todo por la orientación que puede arrojar sobre la naturaleza de las partículas y, por tanto, sobre su forma y comportamiento.

1.2. Ensayos realizados

Para conseguir identificar y caracterizar cada una de las canteras, se ha procedido a realizar los siguientes ensayos:

Arido grueso

Con este material se ha determinado solamente el contenido en finos y análisis químico.

El contenido en finos de los áridos gruesos influye de dos maneras: una, contribuyendo al porcentaje final de finos de la mezcla de áridos, y otra, perjudicando la adherencia de estos granos gruesos con la pasta de cemento.

El análisis químico realizado permite determinar aproximadamente los contenidos en carbonatos cálcico y magnésico, sílice y materia orgánica, que nos servirán para la clasificación de las canteras, y, al comparar la composición del árido grueso con la del árido fino, establecer el enriquecimiento en impurezas, como la arcilla y otros minerales, en esta última fracción.

La figura nº 1 refleja la secuencia de preparación de muestras y ensayos efectuados sobre los áridos gruesos.

Arido fino

Con este material se ha realizado en cambio un estudio exhaustivo incluyendo granulo-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

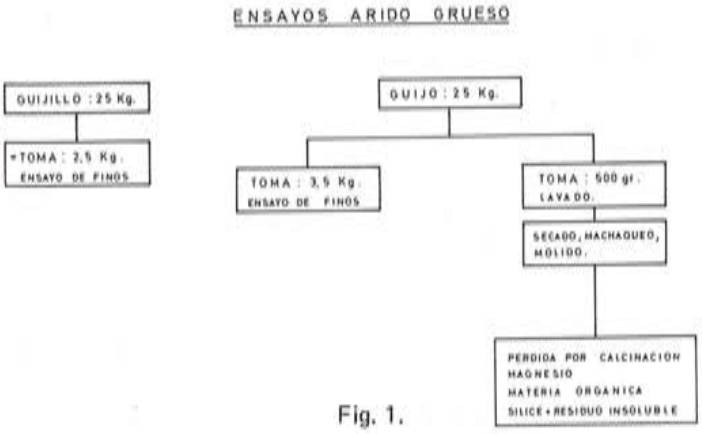


Fig. 1.

metrías en húmedo por tamizado y sedimentación, equivalente de arena, contenido en finos, análisis químicos de la arena y de los finos.

Las granulometrías nos han servido para disponer de un conocimiento del abanico de distribuciones de tamaño que presentan las arenas de diferentes canteras, así como para confeccionar las mezclas más convenientes, con el fin de conseguir la mayor compacidad posible.

El contenido en finos menores de 0,080 mm será una de las variables más importantes a introducir en la elaboración de hormigones que corresponde a la fase siguiente de este trabajo.

El equivalente en arena y la granulometría por sedimentación de las partículas inferiores a 80 micras, nos indicarán la composición y distribución de estas partículas por tamaños y naturaleza, cuestión tan importante como el contenido.

El análisis químico de los finos se ha planeado con la finalidad de que aporte información sobre su origen calizo o silíceo, y pueda por tanto orientar sobre la forma y contextura de estas partículas finas, que podrían tener contaminación arcillosa, que tienen una influencia decisiva en el comportamiento de morteros y hormigones.

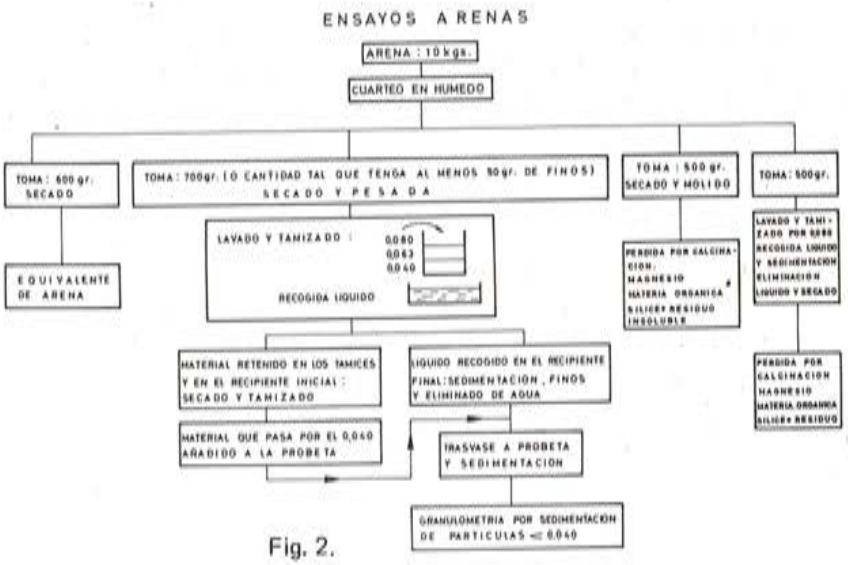


Fig. 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Análogamente a lo hecho con el árido grueso, en la figura 2 se refleja la secuencia de preparación de muestras y ensayos de las arenas.

El programa de ensayos descrito ha conducido al siguiente número de determinaciones:

Arido grueso:

86 determinaciones de finos
39 análisis químicos

Arena:

59 granulometrías de 5 mm a 1 micra
59 equivalentes de arena
59 determinaciones de finos
59 análisis químicos
59 análisis químicos de finos de arenas.

2. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

2.1. Análisis químico

En el presente apartado se indican los resultados obtenidos en la caracterización de los áridos analizados, de acuerdo con el plan de ensayos descrito anteriormente.

Los porcentajes hallados de Carbonato Cálcico, Carbonato Magnésico, Sílice más Residuo Insoluble y Materia Orgánica, de la Roca (elemento inicial del proceso), Arenas (producto final) y Finos (objeto preferente del estudio), conducen a un número muy elevado de cifras, más de 500, que estimamos no procede transcribir aquí de forma directa.

Sin embargo, mostramos los resultados de forma indirecta representando en las figuras 3, 4, 5 y 6, para cada compuesto químico, los histogramas de frecuencia de resultados, en los tres materiales analizados, lo que, además, permite verificar el grado de concentración de las impurezas en los materiales más finos.

En efecto, analizando los resultados obtenidos se observa una tendencia a la disminución del Carbonato Cálcico y un aumento de los otros tres componentes, a medida que avanzamos a lo largo del proceso: Roca - Arena - Finos. Esta evolución es debida a la disminución de la pureza del material desde que comienza el proceso hasta el producto final (Roca - Arena), ya que las impurezas se acumulan principalmente en la parte más fina (Arena - Finos).

También se puede observar que en los resultados de los cuatro componentes existe una mayor dispersión en los finos que en la arena, y en ésta respecto a la roca.

Igualmente, tomando como referencia los histogramas correspondientes a los resultados obtenidos en la roca, se constata el hecho de que la inmensa mayoría de las canteras posee un material que entra dentro de unos intervalos que pudieran establecerse para la familia de calizas de la región, existiendo una pequeña minoría que escapa fuera de estos límites. Así puede comprobarse que la pureza en carbonato cálcico de las canteras es elevada, siendo el valor más frecuente el 95 por 100 y teniendo el 77 por 100 de las canteras una riqueza mayor del 90 por 100.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

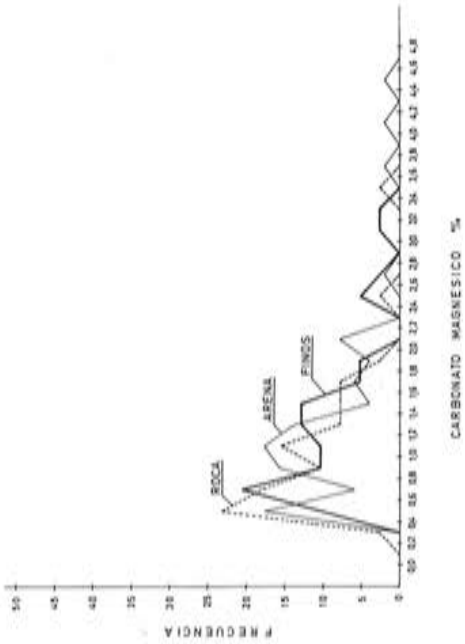


Fig. 4.

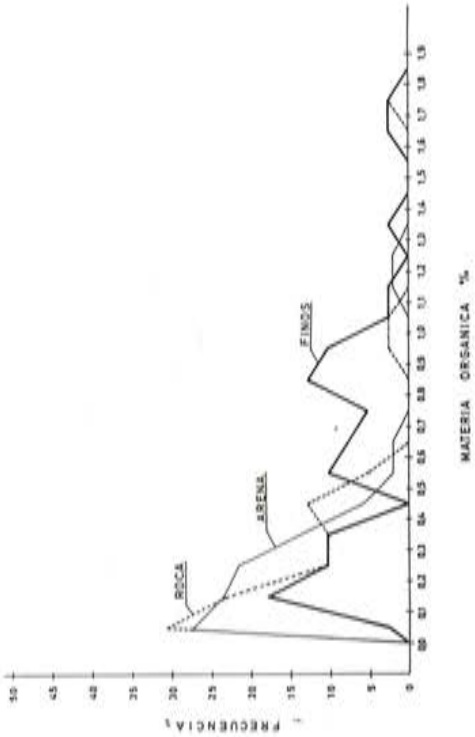


Fig. 6.

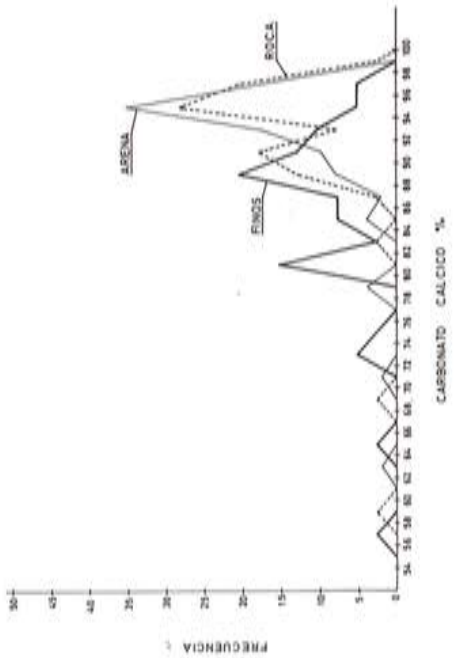


Fig. 3.

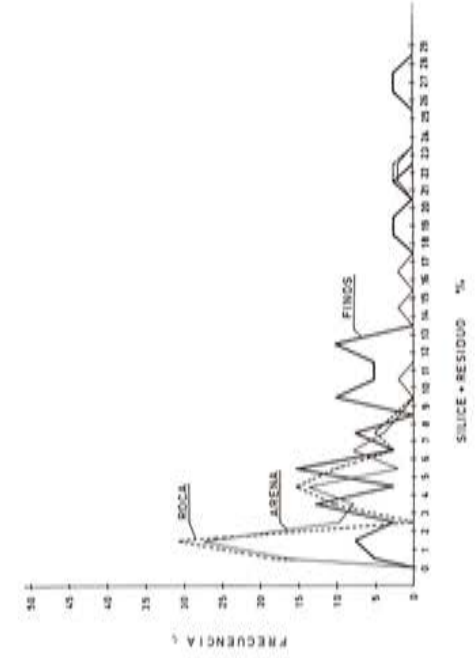


Fig. 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

2.2. Contenido en finos

Como una parte fundamental de la experimentación se realizó el contenido en finos, según la norma UNE 7135, de la arena, guijillo, guijo y gravilla. Por su interés se reflejan en el Cuadro n° 1 todos los resultados obtenidos.

Las muestras se tomaron teniendo en cuenta el material que vende cada cantera, o utiliza en caso de producirlo para la fabricación de hormigón.

Del examen de dicho cuadro se comprueba, aunque no suele haber preocupación por ello ordinariamente, que con relación al árido grueso se supera el límite del máximo contenido en finos de la Instrucción EH 82 (1 por 100), en un 55 por 100 de los casos en el árido mayor y en un 73 por 100 en el intermedio.

Con respecto a las arenas, ninguna de ellas cumple la exigencia de la EH 82 de contenido en finos menor del 5 por 100, a excepción de las dos lavadas con hidrociclón. Tampoco cumple la purificada con ciclón de aire.

El contenido de finos en las arenas no purificadas oscila entre el 7 y el 23 por 100. El valor más frecuente es el comprendido entre el 11 y 12 por 100 y el valor medio es del 13 por 100.

Para mayor claridad en la visión global de los resultados, se incluyen los histogramas de distribución correspondientes en las figuras 7, 8 y 9.

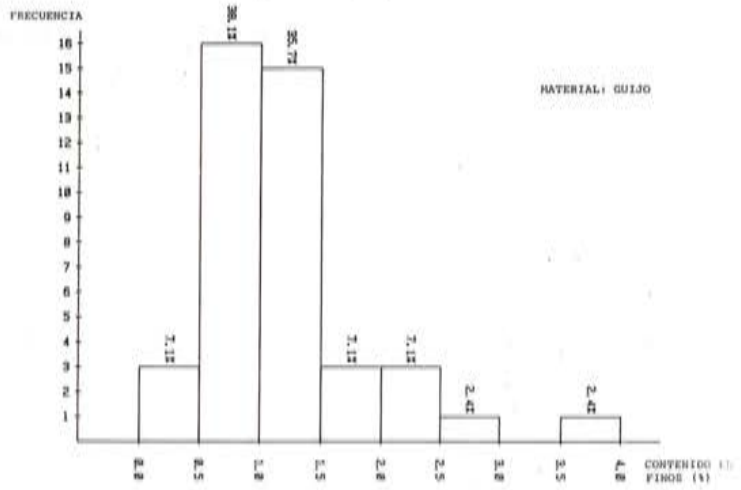


Fig. 7.

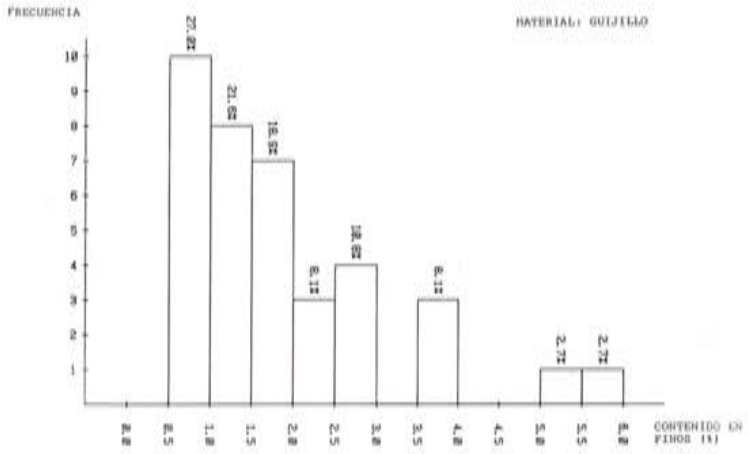


Fig. 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

CUADRO 1

Contenido en finos <0,080 mm (%)

UNE 7135

Cantera nº	ARENA				Guijillo 5/12 mm	Guijo 12/25 mm	Gravilla 25/40 mm
	Purificada		Primario	Retritu-ración			
	Ciclón	Hidro-ciclón					
1		3,5-15*	11		1,5	1,4	
2			9,9			1,3	
3	7,1	1,2	10,8		1,5	0,6	
4			9,6		1,9	0,7	
5			10,6		1,6	1,2	
6			11,8		0,9	2,4	
7			14,4		3	0,8	
8			9,4		3	0,7	
9			15,1		4	0,8	
10			13,5		0,9	0,5	
11			12,2	9,8	2,4	1,4	
12			10,9			2,2	
13			8,6	11,7		0,9	
14			12,5			1,5	
15			11,7	11,5	0,8	0,4	
16			10,6	14,7	3,7	0,7	
17			10,5		1,5	1,5	
18			10,8		1,5	1,7	1,6
19			13,9		0,9-1,6	1,8	
20			11,2			0,8	
21			12,5		2,6	1,3	
22			11,8	17,3	2	1,1	0,4
23 (o)			9,5		0,8	0,5	0,8
25			15,3		5,4	1,5	
26			14	18	1,6	1,2	
27			16		6	4	1,6
28			16,4			1,2	
29			7,9	12,8	2,2	0,8 - 2,2	
30			15	16,4	2,8	1,5	
31 (o)			16,6		0,7		
32			18,9		1,2	1,4	0,7
33			14,9		0,8 - 1,1	0,7	
34			21,3	18-22,8	3,6	1	
35			12,8-12,6*		2,3	1,3	1,1
36			9		1	1	
37			10		1,8	0,8	
38			11,3	16,1	0,9	0,9	0,5
39 (o)			13		0,9	0,9	
40			7,3		1,6	1	
41			16,2		1,4	2,8	
42			–	–	–	–	–
43			17,1			1,2	
44			19		1,1	1,9	

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

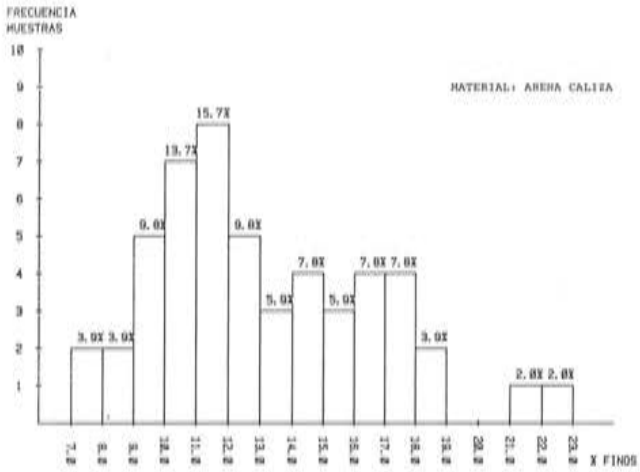


Fig. 9.

2.3. Granulometrías de las arenas

A continuación se presentan los husos que comprenden las curvas granulométricas de las 59 arenas analizadas.

Las figuras 10 y 11 contienen una recopilación de todos los resultados obtenidos. La primera, muestra 5 curvas (A, B, C, D, E) entre las cuales están el 25 por 100 de las curvas granulométricas de las arenas calizas (0/5) del País Vasco. En la figura 11 se ha repetido la misma operación, pero con respecto a los finos. Por tanto, las curvas (a, b, c, d, e) son aquellas que limitan intervalos del 25 por 100 de curvas granulométricas de finos correspondientes a las arenas de las canteras.

Analizando las curvas granulométricas, a la luz de los husos propuestos por diversas normas, destacando entre ellas la ASTM C33-82, figura 10 se ha de indicar que nuestras arenas presentan, respecto a dichos husos, un mayor porcentaje de gruesos (desde 4,76 a 0,59), un menor porcentaje de tamaños finos (desde 0,247 a 0,080), existiendo una gran cantidad de finos (< 0,080) que superan todos los límites normativos.

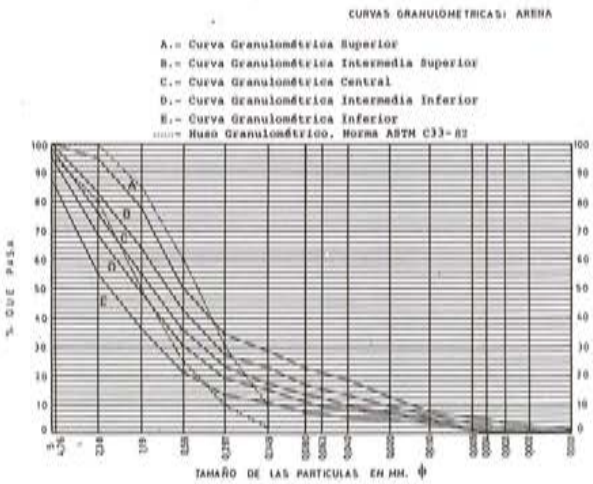


Fig. 10.

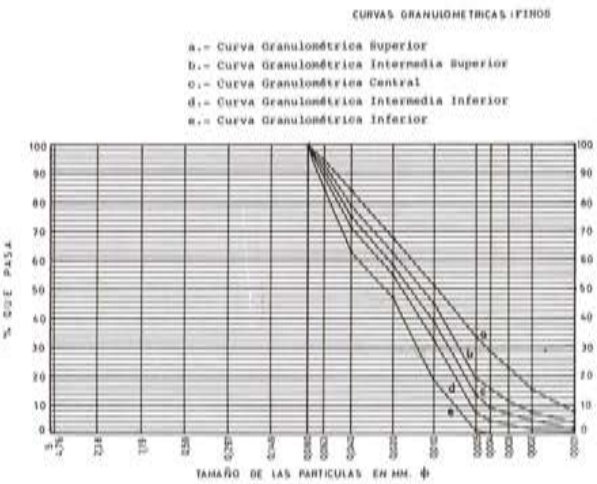


Fig. 11.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

2.4. Características relacionadas con la finura

En el Cuadro n° 2 se presentan una serie de datos consecuencia de ensayos realizados, con los cuales se pretende caracterizar la arena en relación con su finura bajo diversos puntos de vista, de cara a obtener una visión global de la calidad y limpieza de la arena que producen las canteras investigadas.

En primer lugar se indican los valores del equivalente de arena y, a partir de este valor y del contenido en finos, se ha calculado el Coeficiente de Actividad de Lhorty, utilizando las expresiones que propugna R. Bertrandy en su artículo "Etude de l'influence des fines calcaires sur le facteur durabilité des bétons hydrauliques", aparecido en la revista Travaux en Mayo de 1977.

El valor $< 2\ \mu$ se ha tomado como un indicador de la posible presencia de arcilla, tema al que se hará referencia más adelante, con más detalle. Este valor se expresa en la primera columna como un porcentaje de toda la arena, y como un porcentaje de los finos en la segunda.

CUADRO 2 (Cont.)

Cantera n°	Equivalente de arena	Finos %	Coeficiente de actividad	Contenido $<2\ \mu$ (%)		Módulo de finura
				Arena	Finos	
40-P	81,0	7,3	0,52	0,3	4,1	3,61
41-P	72,0	16,2	0,35	0,4	2,5	2,82
41-R	84,0	11,6	0,28	0,4	3,4	3,05
42	–	–	–	–	–	–
43-P	70,0	17,1	0,35	0	0	2,88
44-P	72,5	19	0,29	2,1	2,1	2,30

El módulo de finura permite finalmente representar mediante un sólo valor la curva granulométrica del árido.

A continuación del Cuadro n° 2 se incluyen dos histogramas referentes a la distribución de los valores del equivalente de arena y módulo de finura.

Examinando los resultados se deduce que, con respecto al equivalente de arena, el valor 75, utilizado en algunos Pliegos de Condiciones como límite inferior de aceptación, se supera en un número relativamente pequeño de arenas: el 33 por 100. El grueso de los valores está entre 66 y 78. De todas maneras, no es este parámetro por ahora de aplicación normativa en la fabricación de hormigón, aunque algún país lo está tomando ya como valor importante de referencia.

En cuanto al coeficiente de actividad, se observa que los valores son bajos en general (menores de 0,7) cuando las cifras para las que su consideración es lógica deben superar el valor de la unidad. Ello es debido a que el parámetro fué diseñado pensando en árido de carreteras y carece de sensibilidad suficiente para el árido destinado a la fabricación de hormigón.

Respecto a los valores del módulo de finura, los que se han obtenido de las arenas ensayadas, véase figura n° 13, están dentro de los límites que especifican las normas de otros

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

CUADRO 2

Parámetros de finura en arenas

Cantera nº	Equivalente de arena	Finos %	Coeficiente de actividad	Contenido $<2\ \mu$ (%)		Módulo de finura
				Arena	Finos	
1-P	80,2	11	0,36	0,8	7,2	3,22
1-P (Hidroc.)	95,2	3,5	0,27	0,2	6,9	3,36
1-P* (Hidroc.)	68,8	15	0,42	0,8	5,5	2,48
2-P	77,4	9,9	0,46	0,6	5,6	3,29
3-P	80,0	10,8	0,37	0,3	2,7	3,55
3-P (Hidroc.)	98,6	1,2	0,24	0,1	6	4,07
3-P (Ciclón)	84,2	7,1	0,45	0,3	4,2	3,85
4-P	80,9	9,6	0,40	0,5	5,2	3,42
5-P	76,4	10,6	0,44	0,6	5,7	3,25
6-P	69,8	11,8	0,51	0,5	4,2	3,05
7-P	71,9	14,4	0,39	0,6	4,2	3,16
8-P	76,2	9,4	0,51	0,7	7,4	2,98
9-P	67,1	15,1	0,44	1,2	7,9	2,58
10-P	66,3	13,5	0,50	1,3	9,6	2,52
11-P	65,6	12,2	0,56	1,1	9,0	3,21
11-R	75,8	9,8	0,49	0,7	7,2	3,15
12-P	75,0	10,9	0,46	0,5	4,6	3,36
13-P	77,1	8,6	0,53	0,7	8,1	3,25
13-R	71,4	11,7	0,49	0,5	4,3	3,06
14-P	66,7	12,5	0,53	0,3	2,4	3,40
15-P	69,4	11,7	0,52	0,8	6,8	2,97
15-R	76,6	11,5	0,41	0,3	2,6	2,70
16-P	72,2	10,6	0,52	0,4	1,9	3,26
16-R	69,0	14,7	0,42	1,1	7,5	2,29
17-P	80,0	10,5	0,38	0,5	4,8	3,31
18-P	84,6	10,8	0,29	0,9	8,3	3,26
19-P	75,7	13,9	0,35	0,6	4,3	2,55
20-P	74,0	11,2	0,46	0,4	3,6	2,98
21-P	70,0	12,5	0,48	0,1	0,5	2,86
22-P	66,0	11,8	0,58	0	0	3,05
22-R	70,0	17,3	0,35	0	0	2,41
23-P (o)	63,0	9,5	0,78	0,8	8,4	3,31
25-P	67,4	15,3	0,43	0	0	2,78
26-P	74,0	14	0,37	0,2	1,4	2,72
26-R	73,3	18	0,30	0	0	2,67
27-P	63,1	16	0,46	0	0	2,61
28-P	43,3	16,4	0,64	0	0	2,70
29-P	82,6	7,9	0,44	0,2	2,4	3,35
29-R	75,6	12,8	0,38	0,5	3,9	2,82
30-P	52,3	15	0,64	0,6	4,0	2,52
30-R	66,4	16,4	0,41	0,4	2,4	2,48
31-P (o)	46,5	16,6	0,59	1,8	10,8	2,29
32-P	40,0	18,9	0,61	2,2	11,6	2,93
33-P	74,5	14,9	0,34	0,9	6,0	2,74
34-P	60,0	21,3	0,38	0,5	2,3	2,46
34R-1	70,5	18	0,33	0,2	1,1	2,66
34R-2	73,0	22,8	0,24	0,4	1,8	2,31
35-P	51,0	12,8	0,77	1,9	14,8	3,34
35-P*	49,0	12,6	0,73	0,5	4,0	3,05
36-P	74,5	9	0,57	0,7	7,8	3,07
37-P	77,3	10	0,45	0,3	2,7	3,11
38-P	75,3	11,3	0,44	0,1	0,5	2,94
38-R	70,4	16,1	0,37	0	0	2,65
39-P (o)	45,0	13	0,78	1,5	11,5	2,42

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

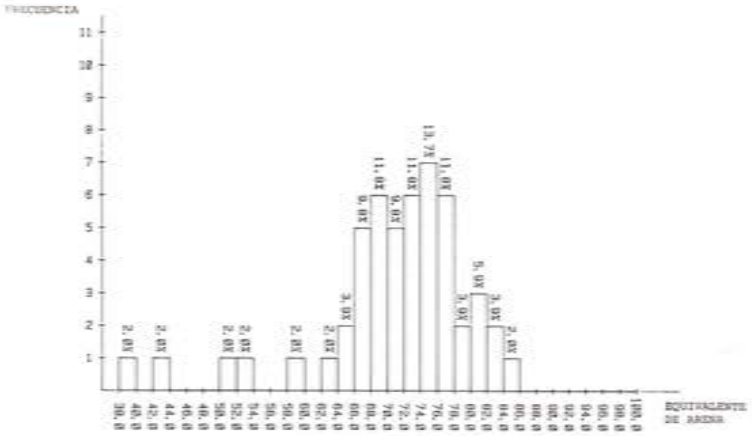


Fig. 12.

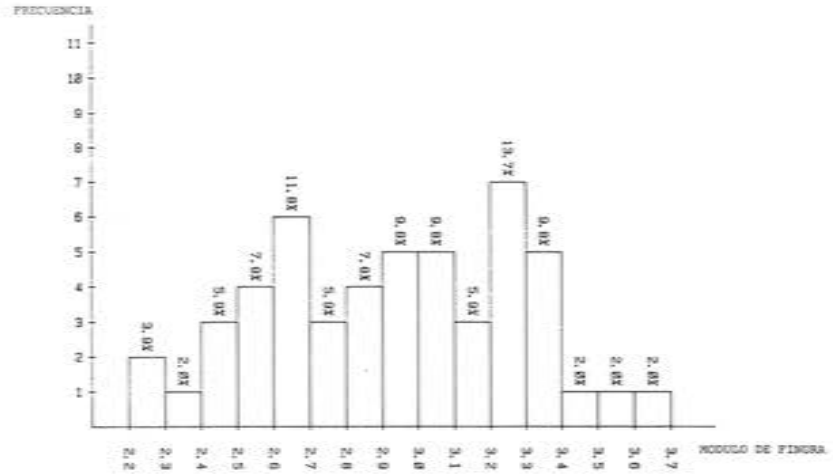


Fig. 13.

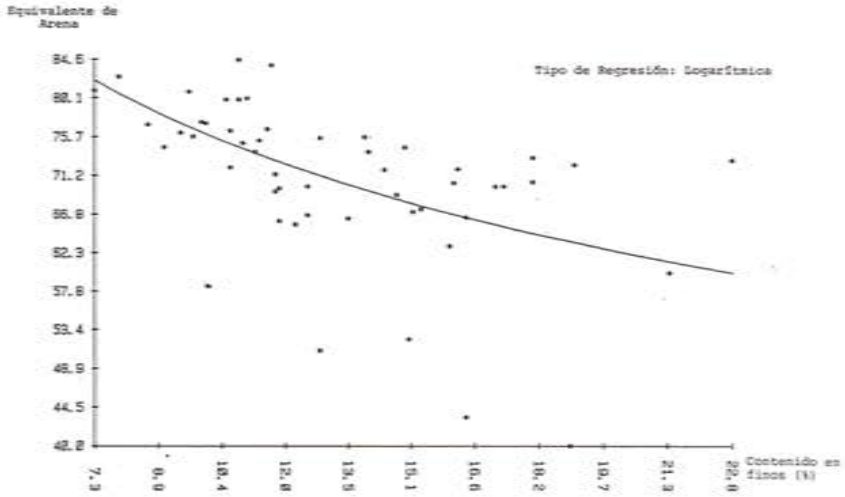


Fig. 14.

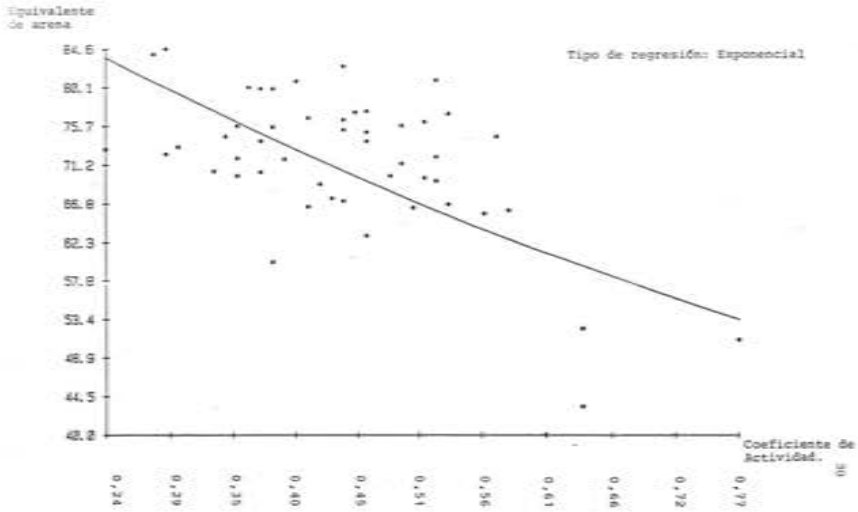


Fig. 15.

países como Francia o Estados Unidos. En concreto los valores del módulo de finura para las curvas extremas del huso granulométrico definido en el fascículo 23 del "Cahier des Prescriptions Communes du Ministère de l'Equipement" utilizado en Francia, son 2,35 y 3,5. Hay que recordar, sin embargo, que las formas de las curvas son diferentes, aún con análogo módulo de finura. Nuestras arenas tienen mayores contenidos de los tamaños más gruesos y menos de los más finos que los husos internacionales a que nos referimos (se entiende entre los tamaños 4,76 y 0,149 mm, que es el intervalo en que se calcula el módulo de finura).

2.5. Correlaciones

A continuación se presentan cuatro gráficos en los que se intenta encontrar una correlación entre diferentes tipos de resultados conseguidos en los ensayos efectuados en las arenas. Estos gráficos son parte de una serie más amplia de correlaciones efectuadas que, al no pretender esta exposición ser exhaustiva, no se presentan ahora.

Los tres primeros nos presentan las relaciones entre tres datos muy condicionados entre sí: equivalente de arena, contenido en finos y coeficiente de actividad. Se observa la disminución del equivalente de arena ante la presencia de finos, siendo esta disminución mucho más acusada al aumentar el coeficiente de actividad (dato indicador de una presencia de arcillas "activas"). Por otra parte, la figura nº 16 nos viene a indicar que una mayor presencia de finos implica una menor proporción relativa de arcilla (menor coeficiente de actividad), coincidiendo con el planteamiento que puede hacerse de que la cantidad absoluta de arcilla viene determinada por el mejor o peor sistema de purificación inicial (precriba, etc.), mientras que el contenido en finos viene determinado por el sistema de machaqueo utilizado (molino de barras, martillos, ...) y la menor o mayor apertura de parrilla.

Finalmente se presenta una buena correlación entre el equivalente de arena y el producto de los porcentajes de sílice + residuo insoluble por el contenido en finos (figura nº 17).

2.6. Contenido de arcilla

Un tema que ha preocupado al equipo de investigación, de difícil resolución, ha sido el poder fijar con la mayor precisión posible la proporción de arcilla en las arenas, para así poder conocer hasta qué punto los finos que lleva el árido son de tipo calizo o arcilloso.

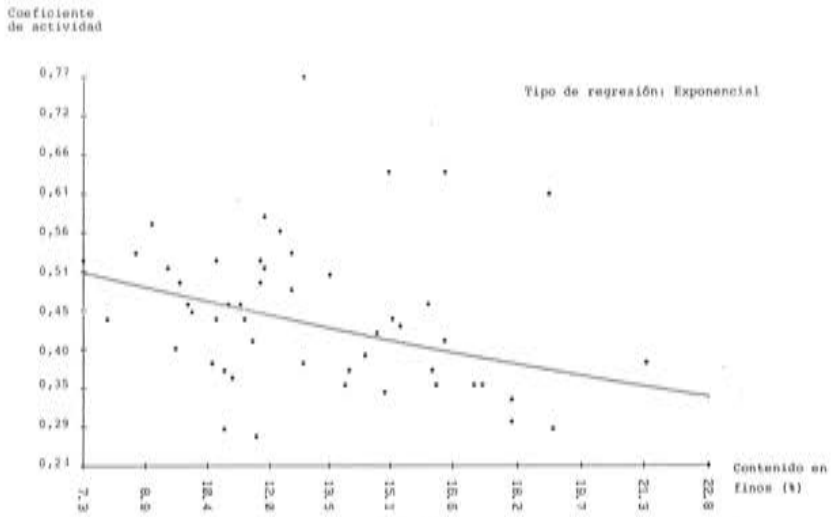


Fig. 16.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Este dato del contenido en arcilla y su incidencia en los finos es importante, y así lo contempla la norma ASTM-C33-82, que permite pasar de un 5 por 100 a un 7 por 100 de finos en aquellos hormigones no sujetos a la abrasión, en el caso de que los finos sean solamente calizos. A pesar de su importancia la norma UNE 41-111 "Aridos finos para hormigones" no contempla este punto.

Con esta perspectiva se ha abordado el tema analizándolo bajo diversos puntos de vista. Desde la perspectiva geotécnica se ha supuesto que la arcilla es un material de tamaño inferior a dos micras. Desde la vertiente de los análisis químicos se ha supuesto que la arcilla está compuesta por materiales con elevado contenido de elementos silíceos y carencia de componentes calizos.

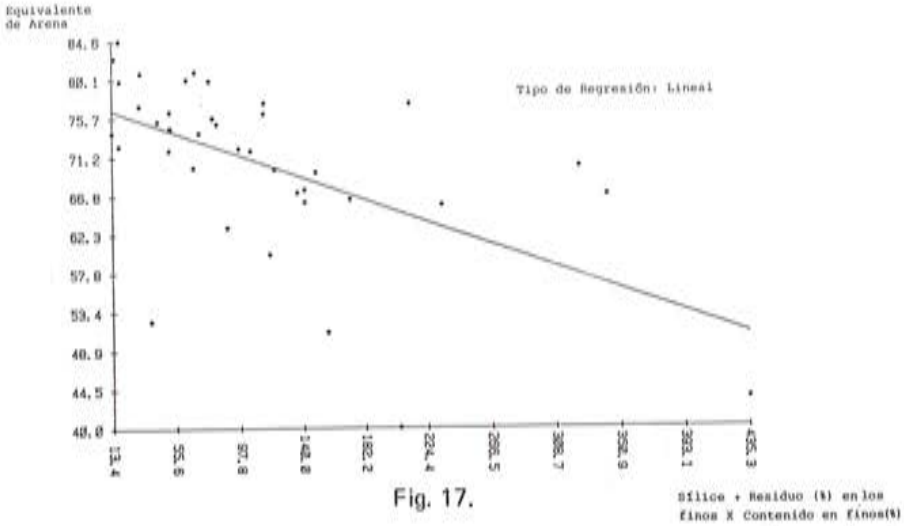


Fig. 17.

A partir de dichas hipótesis y por medio de los análisis químicos efectuados tanto sobre la arena como sobre los finos, se han podido obtener mediante diversas formulaciones cuatro valores posibles del contenido de arcilla en las arenas, dependiendo de la forma de planteamiento. Además se dispone, como valor orientativo, del contenido de los finos en tamaños menores de 2 μ.

Como conclusión en este apartado y considerando las tentativas de aproximación a la determinación del contenido de arcilla en las arenas a través de cinco valores por cantera (que no juzgamos de interés reproducir aquí), parece deducirse, aún cuando los valores exactos sean difíciles de precisar, que dicho porcentaje es menor del 3 por 100 en la casi totalidad de los casos. Nos inclinamos incluso a pensar a la vista de las cifras correspondientes, que el contenido de arcilla en las arenas calizas de las canteras del País Vasco no superará el 2 por 100.

3. CONCLUSIONES

A lo largo de la exposición anterior se han planteado diferentes opiniones, a la vez que se presentaban los resultados de los análisis efectuados. En aras de síntesis que permitan una visión global, enunciamos en lo que sigue a modo de conclusiones los puntos de mayor interés.

- Si de las 44 canteras visitadas (practicamente la totalidad de las canteras de caliza y ofita de Alava, Guipúzcoa y Vizcaya) apartamos las tres de ofita, se puede deducir por los análisis químicos que un 95 por 100 de las canteras de caliza pueden entrar, por su similitud de análisis, dentro de una familia. El 5 por 100 que se aparta corresponde a canteras con rocas margosas de reducido contenido en carbonato cálcico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

- La pureza en carbonato cálcico de las canteras es elevada, siendo el valor más frecuente alrededor del 95 por 100 y teniendo el 77 por 100 de las canteras una riqueza mayor del 90 por 100.

- Como es lógico, se advierte una tendencia a la disminución del carbonato cálcico y a un aumento de los otros componentes a medida que avanzamos a lo largo del proceso Roca - Arena - Finos. La dispersión en los resultados de los análisis aumenta a medida que es más fino el material.

- En un 55 por 100 de los casos en el guijo (12-25 mm) y en el 73 por 100 de los casos en el guijillo (5-12 mm), se supera en contenido en finos el 1 por 100 indicado en la EH-82.

- Ninguna de las arenas (43), a excepción de dos purificadas con hidrociclón, cumple con la especificación de la EH-82 respecto al límite de contenido en finos del 5 por 100; tampoco cumple la purificada con ciclón de aire.

- En trabajos previos realizados hace algún tiempo señalábamos, fuera de un planteamiento estadístico, que el porcentaje medio de finos era de un 12 por 100 y el recorrido de 3,8 a 25 por 100.

  En el análisis exhaustivo del presente trabajo el valor medio ha resultado el 13 por 100, el valor más frecuente entre 11 y 12 por 100 y el recorrido en arenas no purificadas entre el 7 y el 23 por 100. Hay una buena coincidencia con los ensayos previos.

- La arena retriturada presenta en general mayor contenido en finos que la procedente del primario.

- Las granulometrías de las arenas calizas fabricadas en el País Vasco presentan en general un mayor porcentaje de gruesos (desde 4,76 a 0,49 mm) y un menor porcentaje de material fino (de 0,59 a 0,080 mm) que los husos granulométricos de diversas normas (ASTM C33-82, AFNOR).

  En cuanto al material menor de 0,080 mm nuestras arenas superan ampliamente todos los límites normativos.

- El grueso de los valores del equivalente de arena está entre 66 y 78. Baja del valor de 75 el 33 por 100 de los casos.

- El coeficiente de actividad es muy bajo, en general inferior a 0,7.

- Los módulos de finura encontrados entran muy bien en los intervalos señalados en normas extranjeras, como la de Estados Unidos o Francia. Hay que hacer, sin embargo, la salvedad de que las formas de las curvas son diferentes, aún con análogo módulo de finura, teniendo estas arenas mayores contenidos de los tamaños gruesos, menores contenidos de los tamaños finos y mucho mayor contenido de finos menores de 0,080 mm.

- Se han dibujado y formulado diferentes correlaciones entre diversos parámetros relativos a la finura:

  - Equivalente de arena – Contenido en finos.
  - Equivalente de arena – Coeficiente de actividad.
  - Coeficiente de actividad – Contenido en finos.

- El contenido en arcillas de las arenas debido a la impurificación por las monteras se ha intentado cuantificar por vías cualitativas y de clasificación de partículas. Como conclusión parece que puede afirmarse que el porcentaje de arcillas respecto a la arena no supera en general el 2 por 100, a pesar del alto contenido que a veces parece querer indicar su aspecto visual.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Manuales de la ATEP sobre Conservación

Dr. Ing. Ramón del Cuvillo Jiménez
Sección de Puentes y Estructuras
MOPU

La publicación del Manual HP6-83, que lleva por título "Recomendaciones sobre la conservación de obras pretensadas", da pie para hacer ciertas consideraciones sobre el tema y para proponer a la Asamblea la continuación de la labor emprendida por la Asociación en el sugestivo campo de la conservación de las obras.

Un grupo de Asociados ha trabajado largo tiempo en la redacción de este Manual; la causa del largo plazo invertido en dicha redacción no ha sido precisamente no haberle dedicado muchas horas al tema. El motivo fundamental, tal como se dice en el preámbulo del citado Manual, es la falta de antecedentes, de normativa e incluso de léxico con que nos hemos encontrado a la hora de realizar el trabajo. Ha sido necesario establecer unos criterios básicos, aunar opiniones, incluso buscar nuevos términos y sus correspondientes definiciones. Lo que en otras fases de una obra, tales como las de proyecto y construcción, existe un vocabulario y son de frecuente uso las acepciones que se utilizan, en la fase de servicio en la que debe llevarse a cabo la conservación de las mismas existe una laguna e indefinición casi total.

Por todo ello, el Manual es, en primer lugar, la expresión de una serie de principios o un marco para poder desarrollar el tema de la conservación de las obras.

Debido a la generalidad que se ha querido dar al tema ha resultado un documento aplicable a todo tipo de construcción y no solo a las obras pretensadas. Algunos matices, así como el imprescindible capítulo dedicado a la técnica de refuerzo por medio del pretensado, de cuya utilidad y bondad técnica era preciso dejar constancia, constituyen excepción a esta generalidad.

Una vez establecidos los principios y unas ideas generales parece conveniente entrar en cada una de las parcelas del campo de aplicación del pretensado; una de las que ha dado lugar a realizaciones realmente importantes y numerosas, con más de treinta años de existencia y que, seguramente, requiere la atención de gran número de técnicos, es la de los puentes pretensados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Antes de dedicarnos a los puentes debemos preguntarnos porqué considerar, estudiar, redactar normas, investigar, etc. el tema de conservación. Puede que haya quien piense que las grandes obras de la antigüedad, como los denominados puentes romanos, han llegado a nuestros días tal como fueron realizados, sin que sufrieran deterioro ni daños al paso del tiempo y que no ha habido que dedicarles atención alguna, cuando lo cierto es que, en la mayoría de los casos, han sido reconstruidos, modificados en una palabra, conservados ante la agresión de los agentes naturales (riadas, hielo, etc.) o de la ocasionada por el hombre (voladuras, conducciones varias, modificaciones de trazado, etc.). Las obras que han llegado dignamente a nuestros días, salvo casos muy excepcionales, han sido observadas y cuidadas por el hombre.

Volviendo a los puentes se plantea otro interrogante: ¿para qué y porqué conservar lo existente si se presentan multitud de casos en que la obra, que aún sigue resistiendo con seguridad el tráfico, deja de ser útil y segura por otras causas tales como su reducida plataforma o su peligroso trazado?

Y por último, ¿el coste de la conservación produce algún beneficio económico?

Estas preguntas no tienen, en este momento, una contestación clara y definitiva; dicho de otra forma, no se encuentran razones indiscutibles para una contestación contundente. En el Manual se exponen estas razones, pero no ha podido llegarse a su expresión en cifras. Tendrá que pasar todavía algún tiempo, será necesario tener una cierta experiencia para poder confirmar lo que hoy es casi intuitivo: la conveniencia e incluso la necesidad de la conservación.

Ciertos hechos, a modo de ejemplo, pueden hacernos meditar sobre el tema. Cada uno puede llegar a sus propias conclusiones.

En EE.UU. en cuya red de carreteras hay tantos puentes como en el resto de los países pertenecientes a la OCDE, ocurre un desgraciado accidente el año 67. A las cinco de la tarde, entre los estados de Virginia del Oeste y Ohio, se produce el colapso del Silver Bridge, mueren 46 personas y quedan gravemente heridas otras nueve. El puente tenía 40 años y en el Informe final se achacaba a la corrosión de uno de los elementos fundamentales de la estructura la causa del desastre. Con este motivo, se pone de manifiesto que las técnicas de inspección al uso no habían resultado suficientes para garantizar la seguridad estructural. El hecho tiene repercusión nacional, interviene el Congreso y se establece una rígida normativa de inspección y vigilancia. Una de las medidas ordenadas en dicha normativa consiste en que, al menos, una vez cada dos años, deben ser revisados todos los puentes. Se establecen, además, programas especiales no solo para la inspección, sino también para la reparación, refuerzo y sustitución; en general estos programas se dirigen no solo a lo que afecta a la seguridad estructural sino también a la seguridad vial. Hay un dato importante: se llama la atención de los técnicos sobre los puentes de más de 50 años. En poco tiempo se llega a ciertas conclusiones que pueden resumirse en dos:

- El 33 por 100, aproximadamente, de los puentes en servicio no tienen una seguridad suficiente ante las cargas de tráfico y precisan algún tipo de reparación.
- A fin de evitar un posible colapso del tráfico al tener que poner fuera de servicio un elevado número de puentes, se estima necesario dedicar elevadisimos presupuestos para conservación, o sea, para la inspección, valoración de daños, sistemas típicos de reparación y refuerzo, mantenimiento y, en último extremo, sustitución de partes o de la totalidad de las obras cuestionadas.

Los hechos ocurridos en EE.UU. repercuten, seguramente, en las Administraciones europeas. La OCDE es la primera de las organizaciones que empieza a preocuparse seriamente del problema y a partir de 1974 organiza comisiones y grupos de trabajo que se dedican du-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

rante varios años al estudio del tema y redactan varios documentos al respecto. En Abril de 1981 se celebra en París y Bruselas un Coloquio Internacional sobre la gestión y explotación de puentes. Este Coloquio representa un momento decisivo; constituye el resumen de los trabajos de la OCDE y pone de relieve el estado o situación del tema en ese momento. Poco después, en los mismos EE.UU. la IABSE celebra un Simposio sobre conservación, reparación y rehabilitación de puentes, lo que supone el traslado al otro lado del océano del mismo tema tratado en Bruselas y París.

Además de estas actividades a nivel internacional, los problemas han sido tratados en conferencias, reuniones nacionales, investigaciones a todos los niveles, etc.

Vemos que este fenómeno y la dedicación tanto técnica como económica al mismo, pertenece a la década de los 70; en las dos décadas anteriores, el gran esfuerzo de los países industrializados y más avanzados se dedicó al proyecto y construcción de puentes, época en la que se produjo un avance espectacular en todos los aspectos utilizando nuevos materiales y singulares procedimientos de construcción, desarrollando nuevas tipologías y métodos de cálculo, con aplicaciones singulares de la técnica del pretensado.

El capítulo de conservación de puentes constituye un nuevo reto a la técnica y, en particular, a la Ingeniería. Pero no solo se limita a este campo; se trata de un problema socioeconómico nuevo que es preciso abordar con decisión y sin demora.

Se hace precisa una colaboración intensa entre un gran número de especialistas diferentes. El puente es modelo de obra en el que el abanico de conocimientos que es preciso manejar es muy amplio. Analicemos rapidamente el tema.

El puente es una discontinuidad en una vía, carretera o ferrocarril, que salva un obstáculo y que desde su concepción es una obra totalmente distinta a la de la vía en que se encuentra. Su tratamiento y, por tanto, también su conservación son distintos.

Es una obra expuesta a los ataques ambientales de todo tipo y a los que le impone el tráfico, lo que da lugar a complejos estudios de durabilidad. Se asienta sobre el terreno, en seco o a través de agua, y en su unión con la vía debe resistir los empujes de dicho terreno, lo que impone el conocimiento de esta difícil técnica, de la que estudia las corrientes de agua y sus efectos, del sismo, etc.

Desde el punto de vista estructural, ciertas tipologías pueden llegar a presentar difíciles problemas tanto estáticos como dinámicos, que requieren profundos conocimientos en la materia y cuya solución no siempre es fácil de alcanzar con los medios actuales.

De algunos materiales no se conoce aún perfectamente el comportamiento a través del tiempo, lo que da lugar al uso de hipótesis de futuro.

Los procesos de construcción son cada vez más complejos y los mecanismos de control deben funcionar de forma matemática para asegurar la bondad de la obra.

El puente es una obra típicamente pública. El usuario no admite el menor riesgo de inseguridad y debe tener un cierto grado de confort. Se le exije un alto grado de funcionalidad, seguridad y comodidad. Y todo ello a lo largo del tiempo, por lo que se precisa una vigilancia y conservación continuas.

Por último, sin querer agotar el tema, es una obra relativamente costosa y es necesario proteger, el máximo posible de tiempo, la inversión realizada.

Se precisa, pues, un control continuado y científico, llámese inspección o vigilancia. Al aparecer el daño o defecto es conveniente analizar la situación y corregirla. Entra en juego toda la problemática del comportamiento de la obra al paso del tiempo y el inagotable tema de la durabilidad. Aparecen también las técnicas de reparación y refuerzo y todo ello junto

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

al estudio económico de soluciones, lleno de dudas frecuentemente, y la decisión entre reparar o abandonar el puente.

Intentemos concretar nuestra situación.

En lo que se refiere a puentes de carretera, el único inventario sistemático y completo es del año 62. En él figura solo un dato general del estado del puente calificándolo como "bueno", "regular" o "malo". Desde entonces, y sin tener en cuenta las importantes obras realizadas en las Autopistas, se ha seguido un ritmo casi constante de construcción de nuevos puentes, lo que supone una cifra total considerable en relación con los que figuran en dicho Inventario. A pesar de la escasez de datos, puede afirmarse que, gracias a la labor y dedicación de los técnicos encargados de la conservación y a pesar de los medios disponibles, el estado de nuestros puentes puede considerarse como aceptable y las medidas adoptadas, por ejemplo, en el caso de limitación de cargas como suficientes. Prueba de ello es el escaso número tanto de accidentes como de interrupciones de tráfico debidas a falta de seguridad estructural.

Sin embargo, por un conjunto de circunstancias que ni interesa, ni es preciso detallar en este momento, es posible que cambie esta situación. Hay además otras razones también desfavorables que es preciso considerar tales, por ejemplo, como la edad alcanzada por algunos puentes que abrieron el camino de las nuevas tecnologías y que deben ser vigilados de forma más científica, como la intensidad y frecuencia del tráfico pesado alcanzada en los últimos años en ciertos itinerarios, como la dificultad que presentan muchas de las grandes obras recientes para poder acceder a todas sus partes, algunas de enorme importancia, etc.

Se deduce o al menos parece razonable deducir que, al igual que en otros países, va a ser necesario plantearse en un futuro próximo el tema de la conservación de puentes como empresa de gran importancia.

Para dar una idea de la magnitud del problema es conveniente que nos refiramos a dos cuestiones: vida útil y costes de conservación.

A pesar de algunos estudios e investigaciones recientes no es posible fijar la vida útil de un puente, incluso de los más modernos y que por tanto y razonablemente se tiene un mayor y mejor conocimiento.

Aún si se trata de puentes de dimensiones y tipología usuales difieren notablemente según el país de que se trate. Los más pesimistas, casi siempre coincidentes con países de clima muy duro e intenso tráfico, hablan de 50 - 70 años de vida útil, mientras otros elevan sustancialmente estas cifras. Casi todos coinciden en que la vida útil de los grandes puentes puede estimarse en 100 - 200 años y aún más. Siempre, claro está, refiriéndose a puentes relativamente modernos.

Si se quiere precisar un poco el tema habría que distinguir entre aquellas partes o elementos de un puente de vida útil corta y aquellas otras en que dicha vida es relativamente mucho mayor. Entre las primeras se encuentran las juntas, apoyos, defensas, impermeabilización, drenajes, etc., que es preciso reponer con cierta frecuencia; a las segundas pertenecen los elementos considerados tradicionalmente como resistentes tales como la cimentación, muros, pilas, etc. Algunos tipos de tableros, en especial en zonas de severas condiciones climáticas y de gran tráfico, pueden llegar a situarse entre ambas categorías. Para los elementos de frecuente reposición hay quienes estiman una vida útil de 20 años; dicha cifra se refiere a una media de los valores correspondientes a los elementos en cuestión. Es momento de recordar que dichos elementos representan un porcentaje relativamente pequeño del presupuesto general de la obra, pero que sin embargo, a la hora de reponerlos, el coste suele ser por término medio de cinco a diez veces su valor; de ahí la importancia de que dichos elementos puedan ser fácilmente inspeccionados y estén dispuestos de forma que se puedan sustituir a bajo costo y con las mínimas interrupciones de tráfico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Respecto a los costes de conservación, también las cifras que se manejan son muy variables, debido entre otras razones a que no existe una clasificación precisa de las operaciones o trabajos sobre las que se estiman dichos costes y por tanto, no son comparables.

Parece que una cifra bastante válida del coste anual dedicado a inspección puede ser el 0,5 por 1.000 del valor de sustitución del puente, siendo diez veces superior el presupuesto que debiera dedicarse a mantenimiento y veinte veces el que se debería dedicar a sustitución de obras que no admiten una reparación y refuerzo económicos. Bastaría valorar el número de puentes en servicio bien en un itinerario determinado, bien en una zona de interés o en la totalidad de la red a cargo de una Administración, para poder saber, aún con todas las imprecisiones de las cifras anteriores, cual es el presupuesto que se estima necesario para que dentro de límites aceptables, los puentes tengan por una parte un nivel de seguridad aceptable y por otra se consiga prolongar, razonablemente, su vida útil.

Todo ello, aunque expuesto lo más brevemente posible, puede dar una idea de la importancia técnica y económica que se plantea con el tema de la conservación en general y, en particular, con las obras singulares que, en cada vía, representan los puentes. Los puentes pretensados pueden ya considerarse incluidos en esta problemática.

Solo queda por tanto repetir lo dicho al principio, o sea solicitar la habitual y generosa colaboración de los miembros de la Asociación para la redacción de un nuevo Manual dedicado a la conservación de puentes pretensados. Dicho trabajo será, con seguridad, una contribución estimable de nuestra Asociación en la solución de los problemas planteados o que puedan plantearse en un futuro próximo.

* * *

Reunión de la Comisión de "Práctica Constructiva" de la F.I.P.

Coincidiendo con el Simposio de la FIP celebrado el pasado mes de agosto en Cálgary (Canadá), se reunió, durante los días 30 y 31 de dicho mes, la Comisión de práctica Constructiva de la Federación Internacional del Pretensado.

La reunión estuvo presidida por Mr. P. Matt y a ella asistieron 15 de sus Miembros entre los cuales figuraba, en representación de España, D. Santiago Pérez Fadón.

En la reunión se estudiaron los borradores, en distinto grado de elaboración, de las siete publicaciones en que actualmente se trabaja y cuyos títulos dan una idea de las materias tratadas y que son: "Inyección de los conductos de pretensado"; "Inspección y mantenimiento de estructuras de hormigón"; "Garantía y control de calidad en las operaciones de postesado en estructuras de hormigón"; "Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado y pretensado"; "Relación fuerza-alargamiento en el tesado de tendones"; "Hormigonado en climas cálidos", y finalmente "Seguridad en las obras de hormigón".

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

GALVA 85

Segundo encuentro Hispano-Francés sobre el uso del acero galvanizado en la edificación y Obras Públicas, en Construmat-85. Barcelona 22 al 28 Marzo

La técnica de la galvanización es un tema con poca tradición y experiencia en España. Por ello, por su creciente uso y su gran futuro, es necesaria una mayor presencia de este sector dentro del mundo de la construcción.

Por estos motivos y para darla a conocer a profesionales de las obras públicas y de la edificación, como ingenieros, arquitectos, aparejadores, constructores y técnicos en general, va a tener lugar dentro del marco ferial de CONSTRUMAT 85, en su 4ª edición que se desarrollará del 22 al 28 de Marzo, la celebración de GALVA 85.

Bajo la organización de la Asociación Técnica Española de Galvanización y la Asociación Hispano-Francesa de Cooperación Técnica y Científica, se celebrará el "Seminario hispano francés sobre el uso del acero galvanizado en la edificación y obras públicas", segundo encuentro sobre el tema después del realizado en 1983 en Madrid.

Colaboran el Laboratorio Central de Puentes y Calzadas y el Servicio de Estudios de Carreteras y Autopistas, por parte de Francia, y el INCE, el Instituto Eduardo Torroja, el Centro Nacional de Investigación Metalúrgica y la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de Barcelona.

Se pretende de este modo la organización de unas jornadas técnicas y prácticas sobre el uso del acero galvanizado. El curso hispano-francés quiere mostrar a los interesados, la amplia experiencia francesa en estos aspectos, debida a la gran tradición en galvanización existente en este país.

Sigue existiendo por tanto como en el año 1983 una parecida preocupación por la situación económica y existe la creencia de la necesidad de una política económica del Gobierno orientada a facilitar los cauces necesarios de financiación que procuren la suficiente dosis de confianza en el futuro Sector.

En la próxima edición de Construmat que se desarrollará del 22 al 28 de Marzo próximo se volverá a incidir en todos estos temas, analizando específicamente la marcha y seguimiento del Plan Cuatrienal 1984-87 y la financiación prevista por el mismo, aspectos que tanto preocupan a los Promotores-Constructores de Edificios.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Garantía de calidad en Obras Civiles Comunes

Por Alvaro G. Meseguer
Instituto Eduardo Torroja (CSIC)

1. INTRODUCCION

En setiembre de 1958 se abría al tráfico el puente de Pulle, sobre el canal Nete, en los Países Bajos. Ocho años más tarde, en la noche del 12 de noviembre de 1966, el puente se hundió sin aviso, arrastrando en su caída a varios automóviles.

La causa próxima del hundimiento fué el giro del encepado de una pila, por erosión del terreno. Pero, ¿cual fué la causa remota? La investigación demostró que el puente no se habría hundido si se hubiese adoptado una cualquiera de estas dos soluciones:

- pilotes más largos bajo la pila, hasta terreno más firme; o
- protección continuada de los pilotes cortos frente a la erosión.

Todas las partes implicadas justificaron sus actuaciones respectivas. La División de Puentes del MOPU había hecho un proyecto correcto, con pilotes largos. Durante la construcción, bien realizada por el Constructor, se había decidido cambiar la solución por la de pilotes cortos, protegiendo el terreno de la socavación. El control lo llevó, correctamente, una Agencia independiente de ingeniería. En cuanto a la conservación, la división de Carreteras era responsable de la parte aérea y la División de Aguas, del canal. Ambas habían actuado correctamente, en sus respectivas opiniones, ya que los planos que poseía la División de Aguas indicaban pilotes largos.

Una huelga producida dos semanas antes había paralizado el tráfico de gabarras por el canal, acumulándose muchas en espera. El día anterior al hundimiento hubo un gran movimiento de embarcaciones, con agitación continua de las aguas en la zona de espera de las gabarras, lo que agudizó el efecto de socavación.

Una enseñanza que puede extraerse de este suceso es el efecto negativo que trae consigo la dispersión de responsabilidades, la falta de una buena comunicación entre las partes, la introducción de cambios no documentados en el proyecto y la realización de labores de mantenimiento en forma parcial por distintas autoridades.

El concepto de Garantía de Calidad en construcción intenta enfrentar este tipo de problemas, que son, con mucho, la principal causa de los fallos.

La Garantía de Calidad supone:

- una visión global del proceso constructivo;
- un "pensar por adelantado" en las posibles situaciones de riesgo;
- una clarificación documentada de todas las actuaciones (que no debe conducir a los excesos de la burocracia y del papeleo); y
- en definitiva, la aplicación contínua del "sentido común".

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

2. VISION GLOBAL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

En el proceso de construcción intervienen muchos sujetos. De una forma simplificada, éstos pueden reducirse a cinco, como indica la figura 1. A la vista de esta figura, conviene recordar las siguientes ideas:

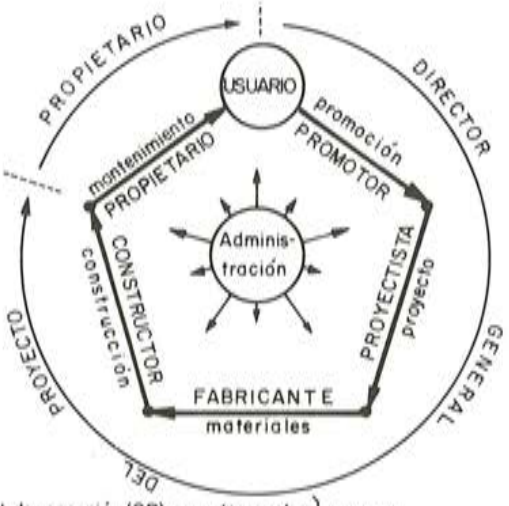


Fig. 1. ● control de recepción (CR) en estos puntos } control
→ control de producción (CP) en estas barras } de calidad

a) Que el Usuario es quien da verdadero sentido al proceso constructivo. Se construye para satisfacer unas necesidades del usuario (expresadas, en lenguaje técnico, en forma de *requisitos* o *prestaciones*) y que al usuario se entrega, finalmente, el bien construído.

b) Que por Usuario debemos entender no sólo al usuario directo, sino también al indirecto (usuario de construcciones y zonas vecinas) y a toda la comunidad.

c) Que, como consecuencia de b), a los requisitos tradicionales de Seguridad, Funcionalidad y Durabilidad debe añadirse el de Adecuación Ambiental: la estructura no debe dañar a ningún requisito de las estructuras vecinas ni debe degradar la calidad de vida de la comunidad.

d) Que por comunidad hay que entender a toda la sociedad eventualmente afectada, que no es sólamente un colectivo de personas adultas y sanas, sino también niños, ancianos, disminuídos físicos, etc.

e) Que las fases inicial y final (planeamiento, diseño y conservación) son tanto o más importantes que las otras tres fases, más "técnicas", en las que suele encerrarse a los profesionales de la construcción. En particular, la fase de planeamiento es fundamental, dado el carácter de las decisiones que en ella se toman (Figura 2).

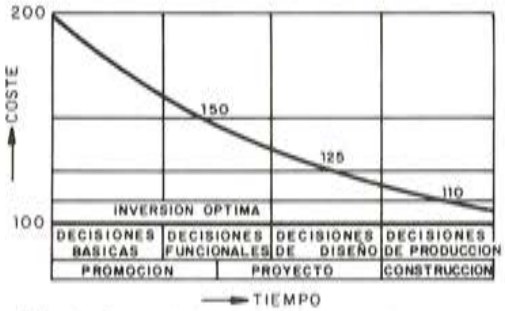


Fig. 2. Coste de las decisiones equivocadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

f) Que el control de calidad del proceso se consigue con una combinación juiciosa de dos tipos de controles, de *producción* y de *recepción*, en las barras y en los nudos del pentágono, respectivamente.

g) Que la Administración debe vigilar todo el proceso, con especial énfasis en los puntos de transferencia de responsabilidades.

3. PENSAR POR ADELANTADO EN LAS POSIBLES SITUACIONES DE RIESGO

De los múltiples aspectos que encierra la GC, el más importante es éste: *previsión* de posibles riesgos y diseño de respuestas adecuadas a cada situación de riesgo, recordando que tales situaciones pueden ser:

a) ELIMINADAS en su propio origen.

b) EVITADAS mediante cambios de concepción o ubicación.

c) CONTROLADAS a través de medidas administrativas, inspecciones, sistemas de alarma, etc.

d) VENCIDAS por diseño estructural adecuado.

e) ACEPTADAS como inevitables.

Hasta ahora, de una forma más o menos rutinaria, muchos proyectistas se sumergen desde el principio en la alternativa d), sin analizar las otras alternativas, algunas de las cuales afectan a la fase de planeamiento. Una mentalidad de GC, en cambio, enfoca la seguridad de las estructuras a través de la elaboración (Figura 3) de un Cuadro de Riesgos (o Escenario de Riesgos) en el que habrá de buscarse una respuesta adecuada a cada situación. Así se está enfocando el problema hoy en países avanzados, con mentalidad próxima a la de "protección civil".

		RIESGOS DERIVADOS DEL HOMBRE							RIESGOS NATURALES					
		----	Fuego	Errores	Choques	Explosiones	Sobrecargas	----	----	Viento	Nieve	Terremoto	----	----
FASE DE EJECUCION	Excavación													
	Cimentaciones													
	Transporte													
	Cimbras													
	Hormigonado													
	Pretensado													

FASE DE SERVICIO	---------													
	ORDINARIO			●						○				
	EXTRAORDINARIO													
	CAMBIO DE USO													

Fig. 3. Cuadro de riesgos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

4. UNA CLASIFICACION DOCUMENTADA DE TODAS LAS ACTUACIONES

El esquema de la Figura 4 nos recuerda que con la *calidad* hay que hacer cinco cosas: definirla, obtenerla, comprobarla, demostrarla y documentarla. La extensión de estos cinco requisitos a las cinco fases del proceso constructivo constituye un Sistema de Garantía de Calidad.

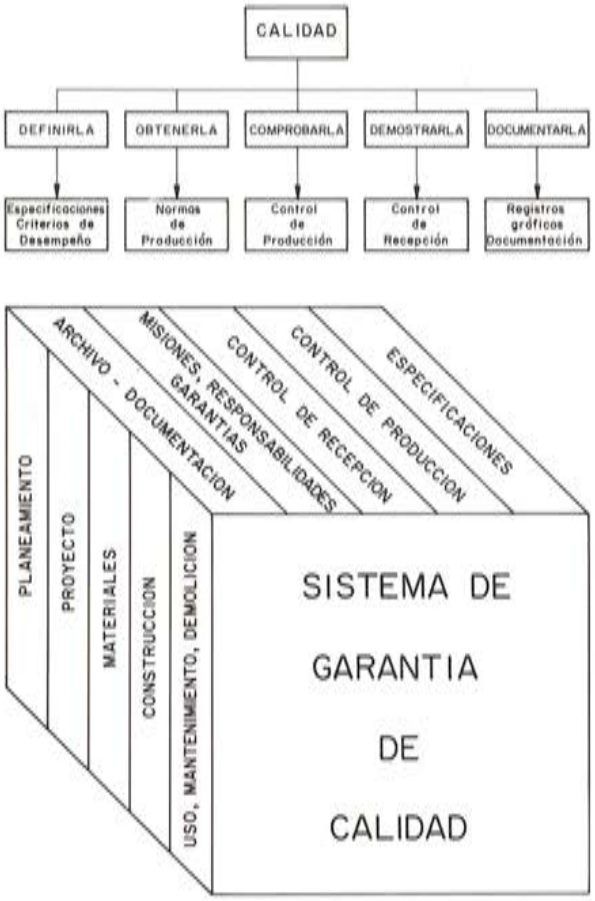


Fig. 4. Sistema de garantía de calidad.

La necesidad de documentar todas las actuaciones y, en particular, las modificaciones introducidas durante el proceso de ejecución, es obvia. El ejemplo que encabeza este artículo es un botón de muestra. Otro podría ser lo que suele suceder al estudiar itinerarios para realizar transportes pesados por carretera: frecuentemente no aparecen los planos de los puentes del itinerario y, si aparecen, describen puentes que se asemejan poco al realmente construído. La calidad no documentada no es calidad.

5. LA VARIABLE DE PARETO. ESTUDIOS SOBRE GC

Para la preparación de su nueva norma de Seguridad de Estructuras, nuestros colegas suizos emprendieron un estudio sobre hundimientos acaecidos en la última década, llegando a reunir datos de 800 casos. Una vez analizados llegaron a la conclusión (véase esquema de la Figura 5) de que la falta de fiabilidad humana es el principal origen de los fallos en construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

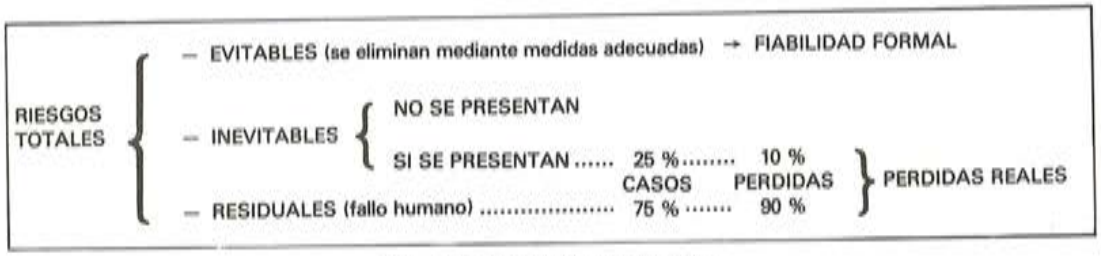


Fig. 5. Clasificación de Riesgos.

Obviamente, los errores humanos no están cubiertos por los coeficientes de seguridad. De ahí la necesidad de crear estrategias para la detección de estos fallos.

Por consiguiente, el factor humano constituye la variable de Pareto del sistema, es decir, aquella variable cuya mejora acarrearía la mejora relativa más fuerte (mayor eficacia a menor costo). Por tal razón, los estudiosos se vuelven hacia este campo con énfasis creciente, a pesar de la gran complejidad que encierra. Nuevas disciplinas, tales como la Psicología de las Organizaciones, son cada vez más necesarias en el sector de la construcción.

La Figura 6 muestra, de forma esquemática, cómo han venido evolucionando los estudios en materia de Seguridad Estructural en las últimas décadas. Del área de las ideas se pasó a la de las cosas y, de ésta, a la de las personas. La Garantía de Calidad ocupa un lugar centrado en el diagrama, otorgando importancia equilibrada a los diversos factores.

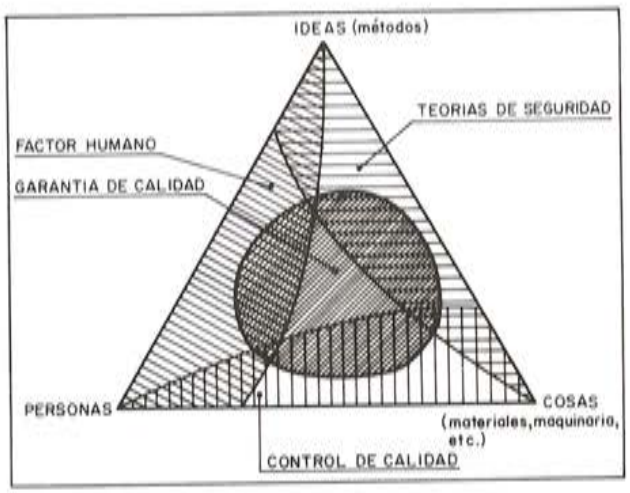


Fig. 6. El campo de la garantía de calidad.

En la actualidad, son muchas las Organizaciones que están prestando su atención a la materia que comentamos. Veamos una muestra de ello a continuación.

a) *Organización Europea para el Control de la Calidad (EOQC).*
A través de su Sección de Construcción, lleva organizados tres Simposios sobre la materia (Madrid, 1976; Madrid, 1979 y Turín, 1982) y prepara el cuarto Simposio para setiembre de 1985, en Bruselas.

b) *Comité Latinoamericano de Control de Calidad en Construcción.*
Ha celebrado dos Simposios (Bogotá, 1980 y Río de Janeiro, 1982) y prepara el tercero para 1985 en Bahía Blanca (Argentina).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

c) *Asociación Internacional de Puentes y Estructuras (IABSE o AIPC).*
Celebró un Seminario sobre Garantía de Calidad en Rigi (Suiza) en 1983, al que asistieron 60 especialistas de 24 países. En la actualidad prepara un gran Congreso sobre el mismo asunto (Tokío, 1986).

d) *Comité Conjunto de Seguridad Estructural (JCSS).*
Ha publicado unos Principios Recomendados de Garantía de Calidad de estructuras, en 1981.

e) *Comité Euro-internacional del Hormigón (CEB).*
Ha publicado un boletín sobre la materia que se presentó a la última Asamblea General (Praga, 1983). Actualmente tiene en marcha un Grupo de Trabajo que prosigue los estudios.

f) *Federación Internacional del Pretensado (FIP).*
Su Grupo de Trabajo "Garantía de Calidad de Obras Pretensadas" ha terminado recientemente un primer borrador de recomendaciones.

g) *Consejo Internacional de la Edificación (CIB).*
Acaba de aprobar la creación de dos Grupos de Trabajo sobre diversos aspectos de la Garantía de Calidad.

h) *Asociación Española para el Control de la Calidad (AECC).*
A través de su Comité de Construcción ha publicado un amplio informe sobre la calidad de la construcción en España (1983), donde se pasa revista a los distintos elementos de GC. En la actualidad prepara la publicación de unas recomendaciones sobre Garantía de Calidad en Obras Civiles.

i) *Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP).*
Acaba de publicar un valioso Manual de Conservación de Obras Pretensadas, que se coloca en línea con los conceptos de GC.

6. LAS RECOMENDACIONES DE GC PARA OBRAS CIVILES, DEL COMITE DE CONSTRUCCION DE LA AECC

Estas Recomendaciones, cuya publicación se espera en plazo breve, proponen que para toda obra civil de cierta importancia, se prepare un Programa de Garantía de Calidad; y que se exija a las distintas empresas que vayan a intervenir en la misma (no sólo en su construcción, sino también en su proyecto, en su conservación, etc.) el que posean un Manual de Garantía de Calidad, a partir del cual preparen un Programa particular de GC para la obra en cuestión, en consonancia con el Programa general preparado por la propiedad.

Las Recomendaciones ofrecen una Guía para la preparación de los mencionados Manuales, cuyo índice es el siguiente:

1. Introducción.
2. Programa de GC.
3. Organización.
4. Control de documentos.
5. Control de proyectos.
6. Control de suministros.
7. Control de materiales.
8. Control de procesos.
9. Control de ensayos.
10. Control de anomalías.
11. Control de registros.
12. Evaluación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Por otro lado, se definen tres niveles de Garantía de Calidad. El primero de ellos, muy sofisticado, coincide con lo que se viene haciendo en el área de Centrales de Energía Nuclear. El tercero, muy relajado, viene a coincidir con lo que se viene haciendo en las obras pretensadas ordinarias (en otras palabras, cumplimiento estricto de la normativa técnica vigente). El segundo, de carácter intermedio, es el que se pretende extender poco a poco a todas las obras civiles de cierta importancia.

Como ejemplo se indica el caso de un viaducto pretensado, para el cual se propone:

- Para el DISEÑO-PROYECTO (complejo, de tecnología conocida y siendo de carácter grave las consecuencias en caso de fallo): NIVEL 1
- Para los SUMINISTROS relativos al pretensado: NIVEL 1
- Para los SUMINISTROS de otros componentes con misión resistente: NIVEL 2
- Para los restantes SUMINISTROS: NIVEL 3
- Para la CONSTRUCCION de componentes estructurales: NIVEL 2
- Para la CONSTRUCCION de los restantes componentes: NIVEL 3

Finalmente, en la Figura 7 se ofrece un esquema indicativo de la función GARANTIA DE CALIDAD dentro del proceso constructivo.

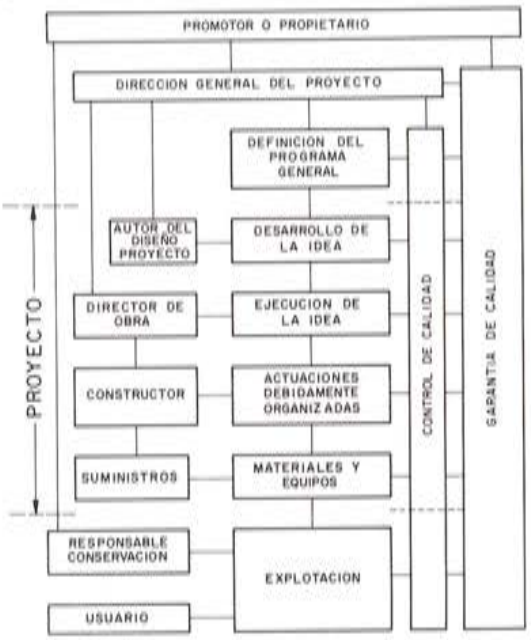


Fig. 7. Función garantía de calidad.

BIBLIOGRAFIA

1. "General Principles on Quality Assurance for Structures" por Joint Committee on Structural Safety – Publicado por IABSE, Volumen 35, Zurich, 1981.
2. "Para una teoría de la calidad en construcción" por A.G. Meseguer. Revista "Informes de la Construcción" n° 348.
3. "Ambient adequacy, a missing requirement" por A. G. Meseguer. IABSE, Volumen 47, Zurich 1983.
4. "Report on Quality Control and Quality Assurance for concrete Structures" por G.T.I/1 del Comité Euro-internacional del Hormigón (CEB)–Boletín n° 157 del CEB. Marzo 1983.
5. "Quality Assurance within the building process". Proceedings del Seminario celebrado en Rigi, Suiza, en 1983. Publicado por IABSE, vol. 47.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Reunión de la Comisión de "Prefabricación" de la F.I.P.

Coincidiendo con el Simposio de la F.I.P., se celebró el martes 28 de agosto último, en Cálgary (Canadá), una reunión de la Comisión de Prefabricación, a la que asistieron 24 de sus Miembros, de diecisiete diferentes países. En representación de España participó el Sr. Piñeiro.

En la reunión, se informó en primer lugar del nombramiento del nuevo representante de Finlandia; del cese, a petición propia, de los Presidentes de los Grupos de Trabajo "Esfuerzo rasante en piezas compuestas", "Construcción por develas" y "Curado acelerado". En la próxima reunión de la Comisión se designarán los nuevos Presidentes de estos Grupos.

El Presidente de la Comisión, Mr. Bernander, anunció que cesará en su cargo una vez celebrado el próximo X Congreso de la F.I.P., en Nueva Delhi, en 1986, y que será sustituído por Mr. Van Acker de Bélgica, de acuerdo con lo aprobado en la reunión celebrada por la Comisión, en octubre de 1983, en Santiago de Compostela.

Se anunció que, últimamente, se había publicado el informe redactado por el correspondiente Grupo de Trabajo sobre "Paneles delgados, prefabricados, de hormigón pretensado" y que han sido ya enviados a imprenta los titulados "Recomendaciones prácticas para el cálculo de estructuras de hormigón armado y hormigón pretensado, de acuerdo con el Código Modelo CEB/FIP-78", "Pilotes" y "Filosofía del proyecto".

Los distintos Grupos de Trabajo de la Comisión, informaron sobre la marcha de los estudios que tienen encomendados y se propuso la creación de un nuevo Grupo que se ocupe del tema de "Estructuras prefabricadas".

Se encomendó al representante del Grupo español la redacción de una propuesta para el estudio del tipo de forjados a base de viguetas prefabricadas y piezas de entrevigado, de uso generalizado tanto en nuestro país como en Francia e Italia, principalmente. El representante de México, Sr. Robles, se mostró especialmente interesado en colaborar en este tema. En la próxima reunión se presentará un esquema de organización para el desarrollo de este trabajo, y un índice general de su posible contenido.

La Comisión celebrará su próxima reunión en Helsinki (Finlandia) los días 15 y 16 de abril de 1985.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

457-8-95

"Recomendaciones prácticas para la verificación de los estados límites relativos a flexión de puentes continuos de hormigón pretensado"

Angel C. Aparicio
Dpto. de Estructuras
E.T.S. Ing. de Caminos
Universidad Politécnica de Cataluña

1. INTRODUCCION

En puentes de tramo recto de hormigón pretensado las ventajas de la continuidad son claras: aumento del confort para los usuarios de puentes de carreteras debido a la supresión de juntas intermedias; mejor aprovechamiento del material estructural, al repartirse los momentos entre las secciones de apoyo y de vano; mayor rigidez y, por tanto, menor deformabilidad y menor sensibilidad a las vibraciones; y, además y en general, mayor seguridad frente a rotura por flexión, ya que, por su hiperestaticidad, es posible una cierta redistribución de esfuerzos que aumenta la capacidad portante última.

Sin embargo, aparecen también inconvenientes: la eficacia del pretensado, en secciones de vano sometidas a momentos flectores positivos, disminuye, al aparecer, en general, momentos hiperestáticos de pretensado del mismo signo que los originados por las cargas exteriores; todas las acciones indirectas, como un gradiente térmico entre caras superior e inferior debido a soleamiento, la existencia de asientos diferenciales entre apoyos, y la reología del hormigón (retracción, fluencia) y de los aceros de pretensado (relajación), en procesos constructivos evolutivos que suponen una modificación importante de los sucesivos esquemas estáticos durante construcción hasta la finalización de la estructura definitiva, producen esfuerzos importantes, que pueden condicionar el diseño de la estructura y que, sin embargo, no equilibran ninguna acción funcional exterior.

Con el método actual de diseño de estructuras de hormigón, denominado "de los estados límites", la comprobación de la resistencia y durabilidad de una estructura se reduce a verificar que se cumple la ecuación: $S_d \leqslant R_d$, planteada para cada estado límite considerado. Aquí vamos a tratar, exclusivamente, el estado límite último de resistencia frente a solicitaciones normales, y los estados límites de servicio de verificación de la fisuración y defor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

mabilidad, considerando los modelos de análisis estructural (elástico o plástico) usualmente utilizados en proyecto, y comparándolos con los resultados obtenidos mediante modelos que consideran el comportamiento real de estructuras de hormigón armado y pretensado. Vamos a intentar resumir en este trabajo las conclusiones de tres años de investigación, con el objeto de proponer unos criterios de actuación seguros, que guíen al ingeniero que proyecta puentes de hormigón.

2. MODELOS SENCILLOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL UTILIZADOS EN LA VERIFICACION DE ESTRUCTURAS CONTINUAS DE HORMIGON

2.1. Verificación del estado límite último de resistencia frente a solicitaciones normales

Si aceptamos para esta verificación los resultados de un análisis que considere un comportamiento elástico y lineal del material, sin fisuración de las secciones, está claro que:

1.° Los momentos flectores originados por las acciones indirectas influyen en el cálculo de S_d.

2.° Estamos extrapolando el comportamiento deformacional de la estructura, existente ante bajos niveles de solicitación (diagramas $\sigma-\epsilon$ de los materiales lineales, ausencia de fisuración) a altos niveles de sobrecarga, con lo que no garantizamos que las condiciones de compatibilidad de movimientos, que deben cumplirse en cualquier estructura continua, se verifiquen en estos niveles de solicitación elevada.

Por el contrario, si realizamos el cálculo de S_d con un modelo de material de plasticidad perfecta, ocurre:

1.° Que las acciones indirectas no influyen en la carga última que puede soportar la estructura.

2.° Que la carga última de ésta, así deducida, es mayor que la deducida del análisis lineal, existiendo, por tanto, una seguridad adicional.

El problema radica en controlar en qué grado las hipótesis simplificadoras que utilizan ambos modelos dan lugar a resultados que acoten el comportamiento real de los puentes de hormigón pretensado.

2.2. Verificación de "estados límites de servicio" (fisuración y deformabilidad).

Está universalmente aceptada la verificación de estructuras pretensadas, en estos estados límites de servicio, empleando un modelo de análisis estructural que considere un material de comportamiento elástico y lineal. Por ello, los efectos originados en estructuras continuas por acciones indirectas, tales como gradiente térmico, asientos diferenciales, esfuerzos hiperestáticos de pretensado y redistribución de esfuerzos debida a la fluencia, se toman con el valor deducido de un cálculo elástico. El procedimiento es correcto si la estructura se diseña totalmente pretensada. Pero si pensamos en la utilización del pretensado parcial, éste asegura la integridad de las secciones para la actuación de las cargas muertas y una cierta fracción de las sobrecargas, pero si estas últimas sobrepasan su valor frecuente, alcanzado, simplemente su valor característico, muchas secciones críticas se van a fisurar, produciéndose una redistribución de esfuerzos, incluso a niveles de servicio, (lo que ocurre en estructuras de hormigón armado), a la vez que una flexibilización de la estructura, flexibilización que va a

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

liberarla de una fracción de los esfuerzos originados por las acciones indirectas. Desde este punto de vista, el diseño de un pretensado parcial limita la magnitud de los esfuerzos a considerar en la verificación de las condiciones de fisuración de las secciones, disminuyendo, por tanto, la armadura requerida. El problema reside en cuantificar el valor de la reducción de los esfuerzos debidos a acciones indirectas, fenómeno que intentaremos acotar más adelante.

En cuanto al problema de la deformabilidad, debemos preocuparnos no sólo de las flechas descendentes, sino también de las contraflechas excesivas –que se incrementan con la fluencia– así como de la uniformidad del alzado final del dintel. En este sentido, el emplear sistemáticamente el pretensado total puede no ser beneficioso. Este es el caso de los puentes construídos por voladizos sucesivos en los que, si el pretensado inferior de continuidad se dimensiona para el estado límite de descompresión frente a la actuación de las acciones directas más un gradiente térmico y la redistribución de esfuerzos por fluencia, pueden aparecer cambios importantes de curvatura a lo largo del dintel, que se incrementan con el tiempo debido a la fluencia, originando un alzado de la estructura sinuoso (2). Así pues, puede interesar acudir a un pretensado de continuidad parcial para disminuir este fenómeno, y hacer frente a las acciones indirectas y a la totalidad de la sobrecarga combinando el pretensado y la armadura pasiva.

3. MODELOS DE ANALISIS NO LINEAL DE PUENTES CONTINUOS PRETENSADOS Y SU APLICACION AL CASO DEL PRETENSADO PARCIAL

El avance en el conocimiento de las leyes constitutivas ($\sigma-\epsilon$) de los materiales y de su comportamiento a nivel seccional, junto con la extensión de los computadores, han posibilitado la creación de modelos de análisis más sofisticados que permiten simular mejor el comportamiento real de las estructuras de hormigón. Estos modelos de análisis no lineal tienen el inconveniente de que no resulta posible proyectar con ellos, ya que sólo sirven para verificar. Para utilizarlos en el dimensionamiento, es preciso recurrir a un largo y caro proceso iterativo de prueba y error. Sin embargo, tienen la ventaja de constituir un laboratorio barato donde se puede investigar el comportamiento, más próximo a la realidad, de nuestras estructuras pretensadas sometidas a diversos tipos de acciones, desde niveles de servicio hasta alcanzarse la rotura.

En la presente comunicación se intenta sintetizar una serie de resultados obtenidos mediante el modelo de análisis no lineal descrito en (3), (4) y (5), aplicados a diversas y variadas estructuras de hormigón, con el siguiente propósito:

1.° Mostrar que los puentes continuos proyectados con pretensado parcial tienen una seguridad frente a rotura por flexión más que suficiente. En este sentido, debe insistirse que un puente proyectado en Clase III (pretensado parcial) no tiene por qué ser un puente de 3ª Clase. Sobre esto, la terminología empleada por las Recomendaciones del CEB–FIP de 1970 y seguida por la Instrucción Española EP-80, ha sido abandonada por el CEB, ante la reacción, casi sistemática de los clientes, de relacionar el concepto de Clase de comprobación con calidad. Así, parecía resultar que un pretensado en Clase III era un pretensado "malo" y como tal, se prefería muchas veces el hormigón armado, llegando al absurdo –otros problemas aparte– de aceptar la existencia de una fisuración, cierta ya ante cargas permanentes, y no aceptar una eventual fisuración ante cargas poco frecuentes.

2.° Indicar unas características comunes de comportamiento ante acciones directas de elevada intensidad, en la idea de dar criterios que, complementando las habituales verificaciones efectuadas a partir de los esfuerzos deducidos de un cálculo

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

elástico y lineal, sirvan para garantizar, de una manera simplificada, que se alcanza la seguridad requerida.

3.° Dar criterios para el tratamiento de los esfuerzos inducidos por las acciones indirectas, obtenidos mediante un cálculo elástico y lineal, de cara a la verificación de los estados límites de servicio, —fundamentalmente el control de la apertura de fisuras—, aprovechando la ventaja de la disipación progresiva de aquéllos a medida que progresa la fisuración.

4. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES CONTINUOS TRAS LA FISURACION DE LAS SECCIONES Y EN FASE DE PRERROTURA

4.1. Comportamiento ante acciones directas

4.1.1. Seguridad real frente a rotura por flexión en puentes totalmente pretensados y parcialmente pretensados

En los puentes proyectados con pretensado total, el análisis no lineal realizado hasta rotura, manteniendo constantes los valores característicos de las cargas permanentes y del pretensado, e incrementando el valor del coeficiente que amplifica la sobrecarga actuante, ha dado que la rotura se produce para valores de γ que oscilan entre 3.05 y 6.37 (Fig. 1), según la tipología de las distintas estructuras, equivaliendo, en cualquier caso, a unos coeficientes de seguridad, γ_{fg} y γ_{fq}, superiores a los estrictamente requeridos por las normas para garantizar la resistencia última a flexión.

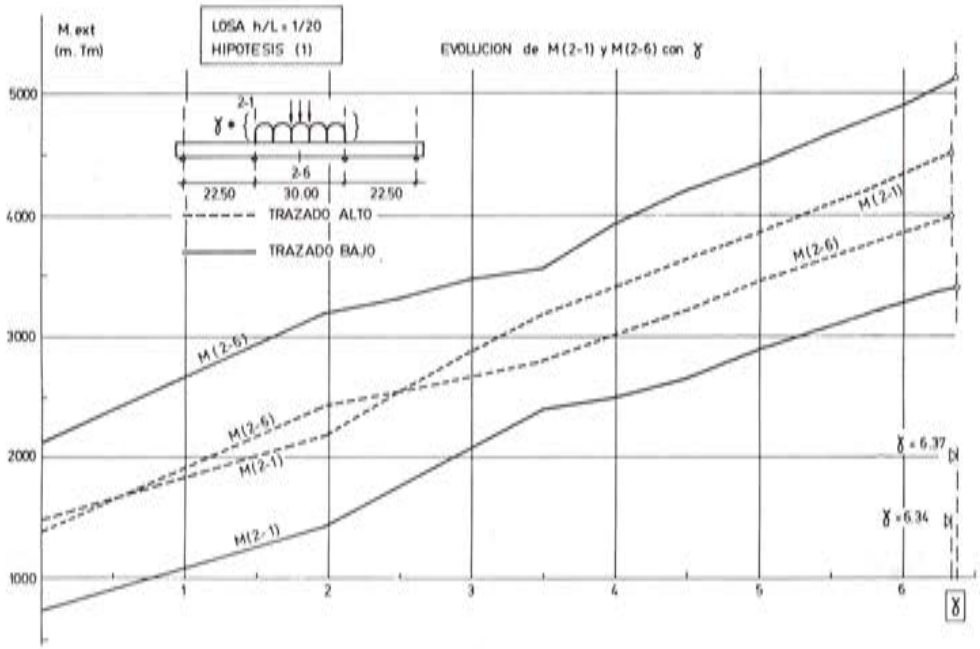


Fig. 1. Puente continuo de tres vanos de sección losa maciza con voladizos. Esbeltez = 1/20. Evolución de los momentos flectores en las secciones de apoyo, (2-1), y central, (2-6), según crece la sobrecarga característica de puentes de carretera, situada en el vano central, mediante el factor γ. Resto de acciones con su valor característico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

La comparación entre cargas últimas obtenidas para un mismo puente, de sección transversal en losa maciza, según que el pretensado se dimensione por la condición de respetar el estado límite de descompresión (pretensado total) o de seguridad estricta frente a rotura por flexión (pretensado parcial), ha dado para el valor del coeficiente γ, que incrementa la sobrecarga actuante, los siguientes valores: (3)

Clase de pretensado	*Hp 1*	*Hp 2*	*Hp 3*
Total	4,58	4,12	4,65
Parcial	3,34	3,08	3,56

lo que indica un grado de seguridad frente a rotura, excesivo para la solución proyectada con pretensado total. (Figs. 2 y 3).

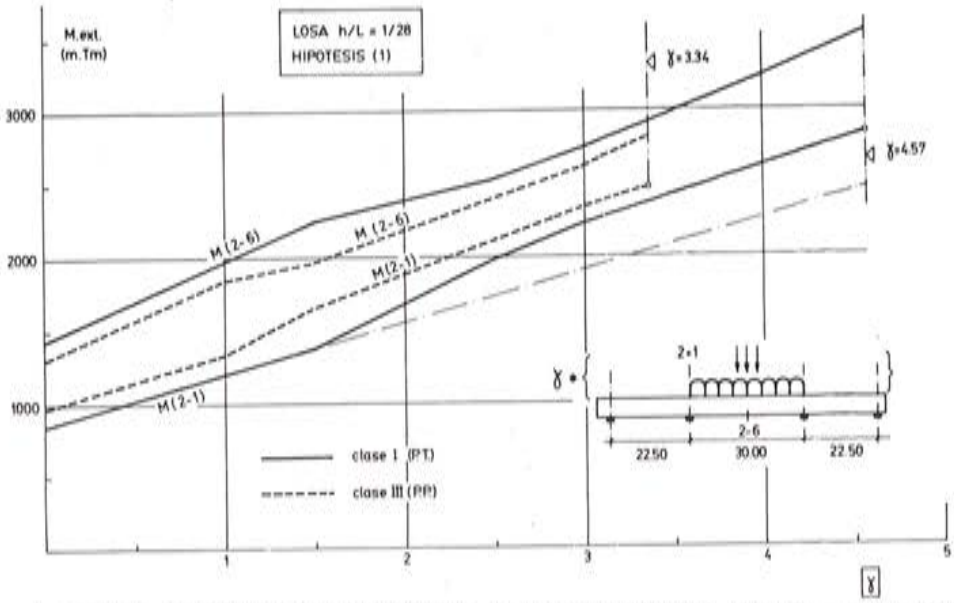


Fig. 2. Puente continuo de tres vanos de sección losa maciza con voladizos. Esbeltez = 1/28. Evolución de los momentos flectores en las secciones críticas según crece la sobrecarga en el vano central. Comparación de soluciones entre pretensado total y pretensado parcial.

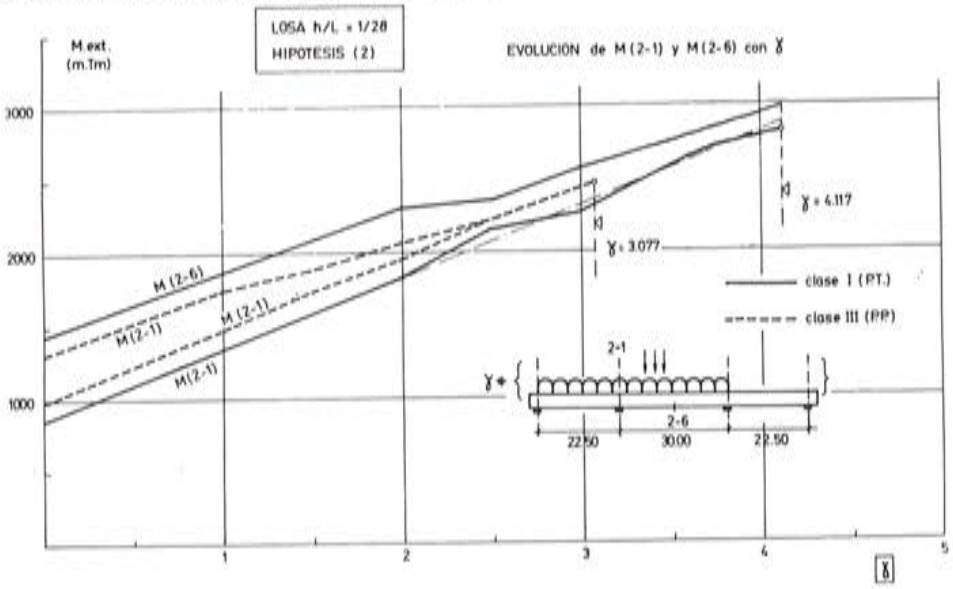


Fig. 3. Idéntico puente al de la figura 2. Caso para sobrecarga situada en el primer y segundo vano, creciente con γ.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Por otra parte, hemos detectado, en el análisis no lineal de un puente típico construido por voladizos sucesivos, que, si el pretensado de continuidad se proyecta como pretensado total, se obtiene para γ, (factor que amplifica la sobrecarga), un valor alto, pero la estructura apenas tiene capacidad de redistribución de esfuerzos, (Fig. 4). Por el contrario, si el pretensado de continuidad se proyecta como pretensado parcial, la carga última deducida de un análisis elástico es más pequeña, pero la carga última real aumenta, al tener la estructura mayor capacidad de redistribución de esfuerzos (Fig. 5). Los valores obtenidos en (10), para el puente descrito en (2), (7) y (10), son los siguientes:

Clase de pretensado de continuidad	γ_u *análisis elástico*	γ_u *análisis no lineal*
Total	3,01	3,05
Parcial	2,05	2,50

$$\left(\frac{\gamma_{uPT}}{\gamma_{uPP}}\right) \text{análisis elástico} = \frac{3{,}01}{2{,}05} = 1{,}47$$

$$\left(\frac{\gamma_{uPT}}{\gamma_{uPP}}\right) \text{análisis no lineal} = \frac{3{,}05}{2{,}50} = 1{,}22$$

Nuestra conclusión es, pues, que el pretensado parcial nunca empeora, sino que conserva, o incluso INCREMENTA, la capacidad de redistribución de la estructura proyectada con pretensado total.

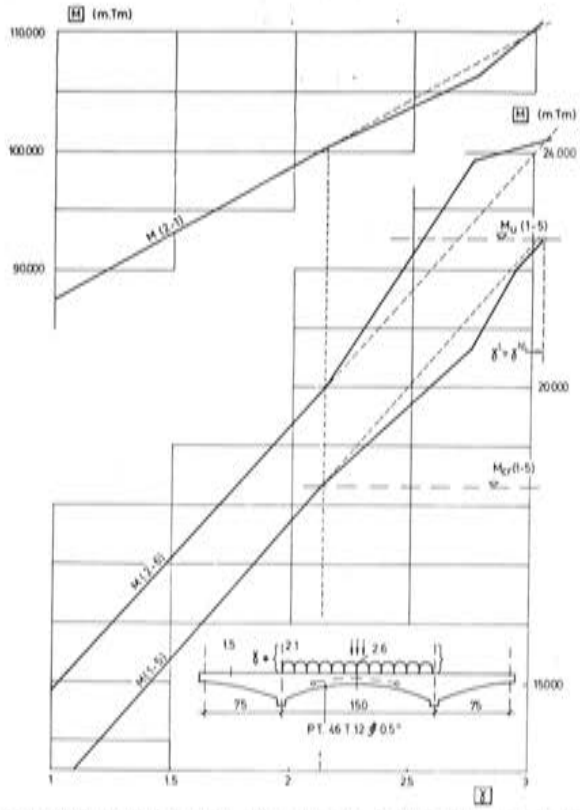


Fig. 4. Puente construído por voladizos sucesivos. Pretensado inferior de continuidad dimensionado en Clase I. Evolución de los momentos flectores en las secciones indicadas, (1-5), (2-1) y (2-6) según crece la sobrecarga en vano central. Inicio de la simulación de la rotura transcurridos 5 años desde la construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

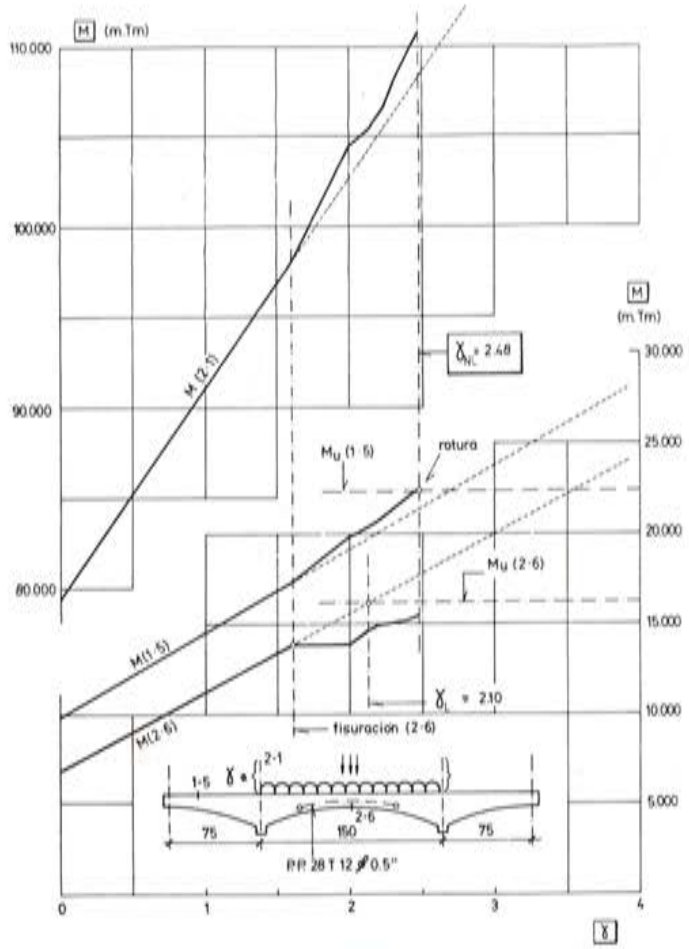


Fig. 5. Puente idéntico al anterior, pero con el pretensado inferior de continuidad dimensionado en Clase III. Evolución de los momentos flectores en las secciones indicadas, según crece la sobrecarga en el vano central.

4.1.2. Capacidad de redistribución de esfuerzos

Analizando ejemplos de puentes continuos, algunos de ellos reales, hemos encontrado los casos siguientes:

i. Estructuras que, en determinadas hipótesis de carga, se produce una redistribución de esfuerzos prácticamente total. En estos casos se puede predecir la carga última empleando la teoría de la plasticidad (3), (6), (Fig. 6).

ii. Estructuras que, en determinadas hipótesis de carga, sólo se produce una redistribución de esfuerzos parcial. En estos casos, la carga última de estructura deducida de un análisis "exacto" está comprendida entre la deducida de la teoría elástica y la deducida de la teoría de la plasticidad (3), (4), (6), (Fig. 7).

iii. Estructuras que, en determinadas hipótesis de carga, la carga última deducida para ellas de un análisis no lineal es inferior a la deducida del cálculo elástico y lineal (3), (6), (Fig. 8).

De estos tres comportamientos existe evidencia experimental, (11), (12), (14), (1), y el Código Modelo para estructuras de hormigón ha recogido los trabajos teóricos de MACCHI (13), sobre vigas de hormigón armado, que permiten cuantificar el porcentaje de redistribución de esfuerzos, a la vez que evitar roturas del tipo frágil, que pueden suceder en vigas muy armadas para valores de las cargas inferiores a los que podrían deducirse de un cálculo elástico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

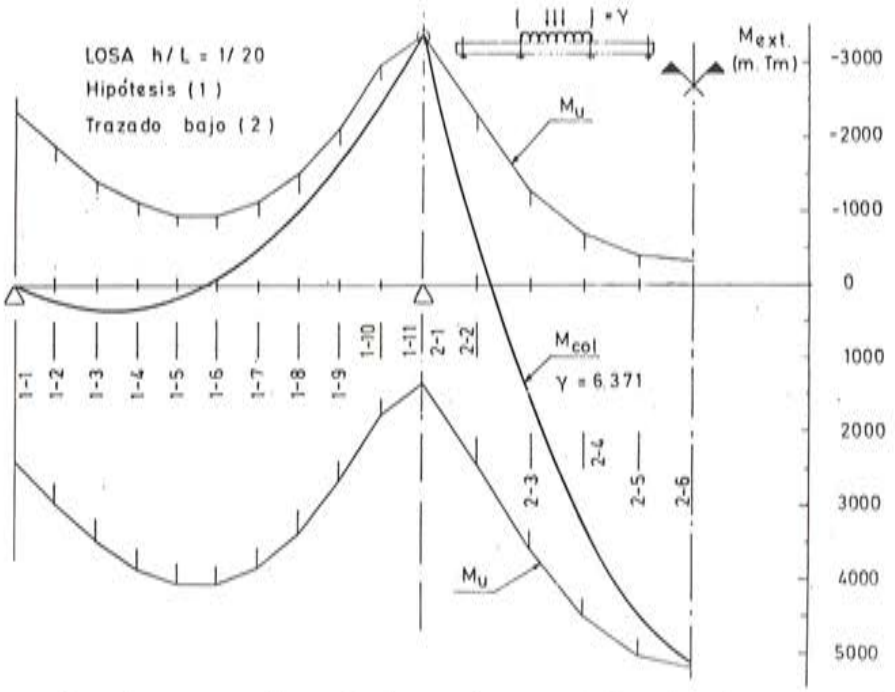


Fig. 6. Puente continuo de tres vanos de sección losa maciza con voladizos. Ley de momentos flectores en el instante de rotura, para la hipótesis de carga considerada, y momentos últimos respuesta de las secciones. Nótese cómo, prácticamente, se logra una adaptación total. (M_d (2-1) = M_u (2-1) y M_d (2-6) $\simeq$ M_u (2-6)).

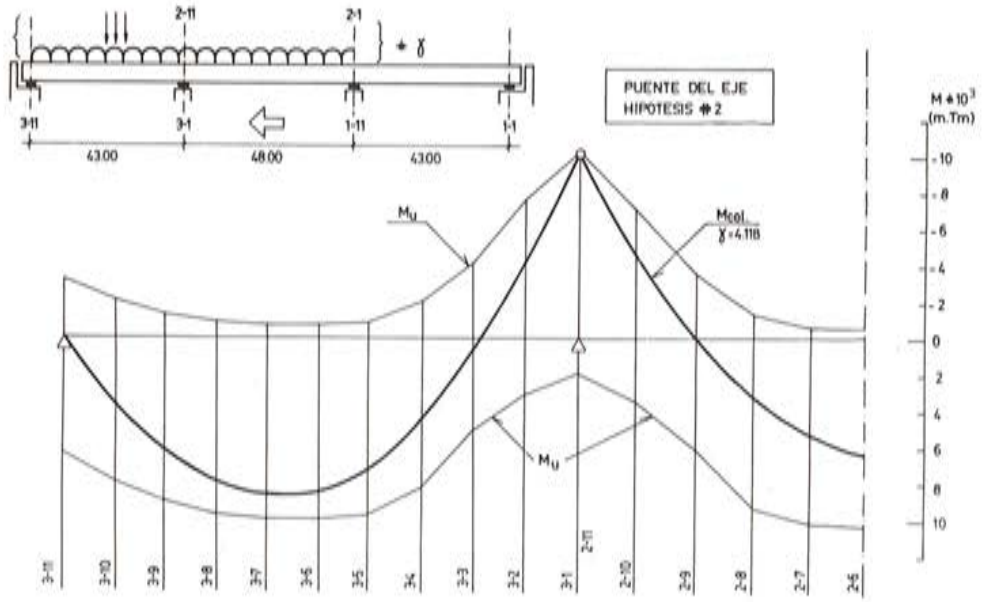


Fig. 7. Puente continuo de tres vanos de sección en cajón. Ley de momentos flectores en el instante de rotura, para la hipótesis de carga considerada, y momentos últimos respuesta de las secciones. La rotura se alcanza en la sección 2-11, existiendo margen suficiente en las restantes secciones.

4.1.3. ¿Es posible cuantificar, de forma sencilla, la capacidad de redistribución de momentos en vigas continuas de hormigón pretensado?

Mi opinión es que no es posible lograr una fórmula de carácter general, y ello debido a una diferencia peculiar, de carácter tecnológico, entre las estructuras pretensadas con armaduras postesas y las estructuras de hormigón armado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

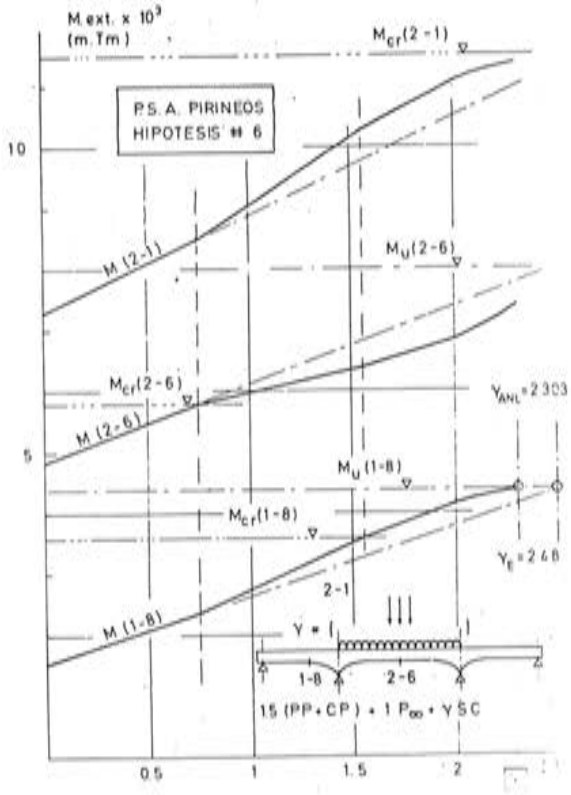


Fig. 8. Puente continuo de tres vanos, de sección en cajón y canto variable. Evolución de los momentos flectores, en las secciones indicadas, según se incrementa la sobrecarga, sobre el vano central, mediante el factor γ. Nótese, cómo la rotura sucede en la sección (1-8) para un valor de $\gamma = 2.30$, cuando, según un análisis lineal, esto sucedería para $\gamma = 2.48$.

Generalmente, en las vigas de hormigón armado sucede:

1.° Son de canto constante.

2.° El despiece de la armadura es sencillo:

- En zonas de vano se mantiene armadura constante en una gran longitud, y con idéntico canto útil.
- En zonas de apoyo, se cubren los momentos flectores con dos o tres tipos de barras, de longitud diferente, pero en cualquier caso, suficiente para asegurar que, fuera de la sección de apoyo, donde $R_d = S_d$, estrictamente, ocurre que $R_d > S_d$. Estas barras tienen prácticamente el mismo canto útil.

Esto ocasiona que las curvaturas anelásticas se concentren en las secciones críticas de apoyo y vano, y pueden llegarse a planteamientos operativos como el expuesto en el Código Modelo para estructuras de hormigón.

Sin embargo, en puentes continuos pretensados, sucede:

1.° Es usual el canto variable a partir de determinadas luces.

2.° Aún en casos de canto constante, el trazado de los tendones ocasiona un canto útil continuamente variable.

3.° En los puentes construídos por voladizos sucesivos, además del canto variable que normalmente tienen, ocurre que el pretensado recto en forjado superior es discontínuo, anclándose los sucesivos tendones donde, según la ley de momentos flectores deducida de un cálculo elástico, indica que el pretensado deja de ser necesario.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Este canto útil variable, o área de acero variable, o ambas cosas, en secciones próximas a apoyos, hace que, en todas estas secciones, estén más próximas entre si los valores de R_d y S_d haciendo que las curvaturas anelásticas puedan extenderse en amplias zonas de los vanos no cargados (3), (4), (5), (6), lo que puede aumentar la ductilidad de la estructura, o su ruina, como veremos en el punto siguiente. Con vistas a la verificación de la compatibilidad de movimientos, ésta no puede circunscribirse sólo a las secciones críticas de apoyo y vano, sino que, debido a los hechos mencionados, deben considerarse bastantes más secciones, lo que sólo es posible si se hace un análisis no lineal para cada caso.

4.1.4. Redistribución ascendente de esfuerzos y su influençia en vanos descargados

Hemos observado, sistemáticamente, importantes redistribuciones de momentos flectores hacia los apoyos en hipótesis de carga críticas para secciones de vano. Sucede pues que, después de la fisuración de las secciones centrales de vano, a medida que se aumenta la carga exterior, los momentos flectores crecen, en valor absoluto, más deprisa que lo determinado mediante cálculo elástico. En proximidades de la rotura, estas redistribuciones, definidas como:

$$\frac{|M^{ANL}| - |M^{AL}|}{|M^{AL}|}$$

toman valores comprendidos entre el 4 por 100 y 11 por 100 cuando se carga el vano central, y de hasta un 25 por 100 y 35 por 100 cuando se cargan los vanos 1 y 3 de puentes de 3 vanos, (Fig. 9).

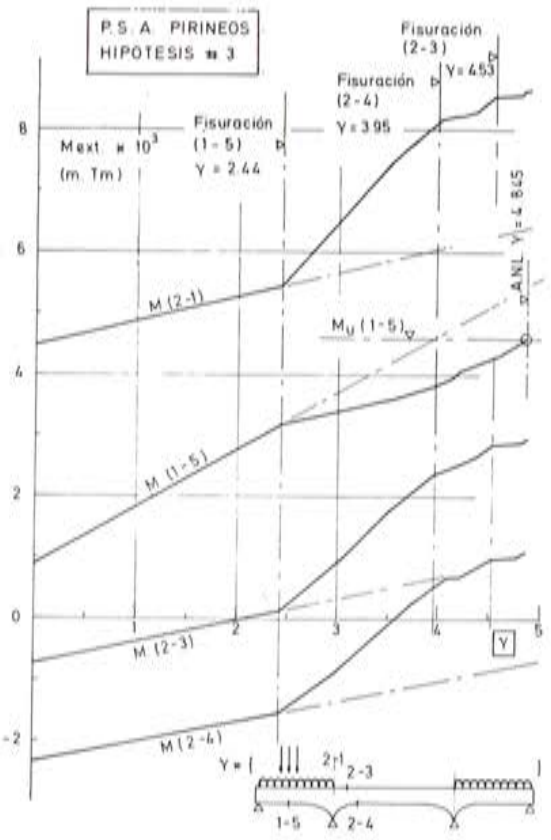


Fig. 9. Idéntico puente al de la figura anterior. Evolución de los momentos flectores en las secciones indicadas, según crece la sobrecarga. Obsérvese cómo, a partir de la fisuración de la sección (1-5), los momentos en las secciones (2-1), (2-3) y (2-4) crecen rapidísimamente, existiendo cambio de signo en la sección (2-4) para $\gamma \simeq 3.60$, mientras que, según un análisis lineal, esto no sucedería hasta $\gamma \simeq 7.00$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Está claro que, incrementos tan importantes sobre el valor elástico de los momentos sobre apoyos, producen una elevación considerable de la ley de momentos flectores en los vanos descargados, elevación que debe tenerse en cuenta para asegurar que el momento último respuesta a flexión negativa de estas secciones de vano sea adecuado y no limitar así la capacidad de carga última de la estructura. Por ello conviene siempre, en secciones en las que el cálculo elástico determina llevar un pretensado relativamente centrado, conseguirlo, no agrupando todos los tendones, sino distribuyendolos lo más posible en el canto, de modo que exista siempre algún tendón próximo a la fibra superior que asegure mayor capacidad de momento último respuesta. En secciones de vano, con un pretensado próximo a la fibra inferior, puede que sea preciso añadir armadura pasiva en cara superior para asegurar que no se va a producir una rotura frágil por flexión negativa, ante el fenómeno mencionado de redistribución ascendente de esfuerzos.

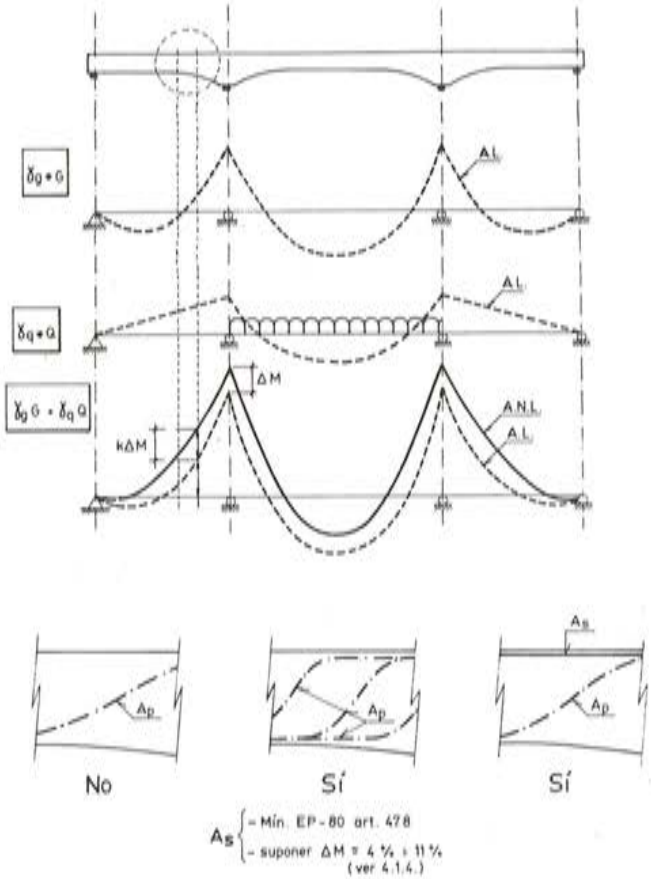


Fig. 10. Recomendaciones para verificar la seguridad frente a rotura por flexión negativa de secciones de vanos descargados.

En la figura 10 se esquematiza gráficamente lo anteriormente mencionado y se sugiere el siguiente criterio para verificar a rotura, por flexión negativa, los vanos descargados:

1.° Calcular los momentos flectores ponderados, en la hipótesis de carga conveniente, mediante un cálculo elástico y lineal usual.

2.° Suponer una redistribución de momentos flectores de carácter ascendente de valor Δ M.

Para Δ M puede tomarse:

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

– En la verificación de los vanos laterales descargados en puentes de tres vanos y en tramos extremos de vigas continuas.

$\Delta M \simeq 4$ por 100 ÷ 11 por 100 del momento sobre apoyo obtenido mediante cálculo elástico para la hipótesis de carga considerada.

– En la verificación de tramos centrales de vigas continuas:

$\Delta M \simeq 25$ por 100 ÷ 35 por 100 del momento sobre apoyo.

– Evidentemente, la suma de este valor obtenido para el momento en apoyo memediante el cálculo elástico y de ΔM no debe tomarse superior al momento último respuesta de la sección de apoyo correspondiente.

3.° Considerar, sobre cada sección del vano descargado, un incremento de momento, sobre el valor del correspondiente momento flector elástico, de valor $k \times \Delta M$, ($k = x/L$), para vanos extremos y 1 para vanos intermedios.

4.° Proceder a la verificación usual, $M_d^* \leqslant M_u$, tomando para $M_d^* = (Md)_{elástico} + k \times \Delta M$.

4.1.5. Efectos hiperestáticos de pretensado

Con un comportamiento elástico y lineal de la estructura y en ausencia de fisuración, los esfuerzos hiperestáticos de pretensado, para un trazado dado, podrían deducirse analíticamente, o bien medirse experimentalmente, a partir de la diferencia de reacciones existentes en cada apoyo entre la estructura con el trazado considerado y las reacciones que existirían en la misma estructura con un pretensado de trazado concordante. En la hipótesis mencionada, resulta válido el principio de superposición, y la verificación experimental, midiendo las reacciones mediante células de carga, confirmaría los resultados. Este valor de las reacciones totales en cada apoyo, suma de los originados por las cargas muertas y las debidas a los momentos hiperestáticos, se modificarán en el tiempo debido a la reología del hormigón y del acero. Si a partir del estado permanente de la estructura pretensada, ésta es solicitada por una carga exterior, las reacciones de cada apoyo se irán modificando de acuerdo con la intensidad de la carga exterior y la respuesta de la estructura. Si el nivel de cargas no produce la fisuración de ninguna sección, sigue siendo válido el principio de superposición y somos capaces de distinguir cada fracción de la reacción total, originada por cada una de las causas. Pero si el nivel de solicitación es elevado, y se origina la fisuración de las secciones y se acusa la respuesta no lineal de los materiales, ya no podemos decir que a doble valor de la carga total le corresponde un valor doble de la reacción. Lo único que podríamos conocer experimentalmente es el valor de la reacción total y no seríamos capaces de distinguir la fracción de la reacción total debidas al efecto hiperestático de pretensado en ese nivel de solicitación.

Yo intenté, en mi tesis doctoral, (3), estudiar la evolución, más allá de fisuración, del momento hiperestático de pretensado, conforme crece el nivel de solicitación, definiéndolo, *convencionalmente* de la siguiente manera:

Modelo estructural	*Caso de carga*	*Momentos flectores totales*
A – Elástico y lineal en cualquier nivel de solicitación	$CP + \gamma \times (SC)$ →	M (1)
B – I) Elástico y lineal hasta fisuración II) Respuesta no lineal del material después de fisuración	$CP + P_\infty + \gamma \times (SC)$ →	M (2)

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

El momento hiperestático de pretensado correspondiente al nivel de solicitación γ considerado, se obtenía como diferencia:

$$M_{HP} = M(2) - M(1)$$

valor que correspondía al obtenido mediante cálculo elástico para valores $\gamma \leq \gamma$ crac, y que evoluciona de una determinada manera para $\gamma > \gamma$ crac.

¿Y cuáles fueron los resultados?

- Que para hipótesis de carga que eran críticas para secciones de vano, el "momento hiperestáticos de pretensado" disminuía, y, a veces, incluso cambiaba de signo.
- Que para hipótesis de carga que eran críticas para secciones de apoyo, el "momento hiperestático de pretensado" se mantenía, e, incluso, aumentaba.

Al no obtenerse conclusiones prácticas con este tratamiento convencional, es preciso interpretar la realidad física de lo que está sucediendo.

En hipótesis críticas para secciones de vano, se fisuran antes estas secciones que las de apoyo. Por tanto, a partir de fisuración, ocurre una redistribución de momentos flectores de carácter ascendente, esto es, a medida que se incrementa la sobrecarga, los momentos flectores sobre apoyos crecen, en valor absoluto, más deprisa que como lo predice el cálculo elástico, y los momentos flectores de vano crecen más despacio. Lo que realmente está sucediendo es una redistribución de los momentos totales, redistribución que depende de la respuesta de todas las secciones, y en esta respuesta influye, evidentemente, el pretensado de cada sección. Si la ductilidad de la estructura es suficiente, puede ocurrir que el valor del momento redistribuido de las secciones de vano hacia apoyos supere el valor del momento hiperestático de pretensado obtenido en un cálculo elástico, dando lugar, en la definición convencional de M_{HP} expuesta más arriba, a cambios de signo.

En hipótesis críticas para secciones de apoyo, son estas secciones las que se fisuran antes, en un proceso de carga creciente. Ocurre, por tanto, una redistribución de momentos flectores de carácter descendente, esto es, el momento flector, en valor absoluto, de una sección de apoyo crece más despacio que el deducido de un cálculo elástico, a la vez que el momento flector de una sección central de vano, lo hace más rápidamente. Esto origina que, en la definición convencional dada para el M_{HP}, el momento hiperestático de pretensado crezca con el nivel de solicitación.

Por lo anteriormente expuesto, mi opinión es la siguiente: Desde un punto de vista teórico, carece de sentido hablar de la "evolución de los momentos hiperestáticos de pretensado", puesto que es imposible medir cual es esta evolución, y, en este sentido, sugiero la conveniencia de suprimir parcialmente el segundo parrafo del Artículo 46.3 y su comentario en la Instrucción EP–80. Desde un punto de vista convencional, en el sentido de intentar relacionar la capacidad de redistribución de esfuerzos de una estructura pretensada con la magnitud del momento hiperestático de pretensado correspondiente a un trazado dado, el estudio que yo tanteé parcialmente en (3) no condujo a nada práctico y los resultados obtenidos en (9) confirman una intuición clara: la necesidad de ductilidad adicional de una estructura es tanto más pequeña cuanto más próximo a los valores elásticos se tomen los momentos de dimensionamiento.

4.2. Comportamiento ante acciones indirectas

4.2.1. Influencia de las acciones indirectas en la capacidad portante última

4.2.1.1. Gradiente térmico

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

En la tabla 1 adjunta se resumen los diversos resultados obtenidos hasta el momento. El modo de proceder para la obtención de todos ellos ha sido el siguiente: Llevar a cabo un análisis no lineal de la estructura, desde niveles de servicio hasta rotura, aumentando la sobrecarga mediante un factor γ, realizando dos hipótesis de carga: la primera sin la existencia de un gradiente térmico y la segunda, considerándolo. La diferencia entre los momentos

TABLA 1
Gradiente térmico

Referencias bibliográficas	Estructura	ΔT (°C) considerado	γ_u	M (ΔT)/M (SC) en niv. de servicio	$\bar{\gamma}$	$\frac{M^{ANL}(\Delta T)_{\gamma=\bar{\gamma}}}{M^{elástico}(\Delta T)}$
(3); (4)	Pte. del Eje #1	0	5,24	–	–	–
(8)	Pte. del Eje #2	10°C	5,22	0,52	5,00	0,08
(3); (8)	P° sup. Actur #1	0	3,05	–	–	–
	Pª sup. Actur #2	10°C	3,09	0,46	3,00	0,12
(7); (10)	Estruct. E1 #1	0	3,05	–	–	–
	Estruct. E1 #2	10°C	3,08	0,40	3,00	–0
	Estruct. E2 #1	0	3,05	–	–	–
	Estruct. E2 #2	10°C	3,05	0,40	3,00	–0
	Estruct. E3 #1	0	2,27	–	–	–
	Estruct. E3 #2	10°C	2,46	0,40	2,20	0
	Estruct. E4 #1	0	2,50	–	–	–
	Estruct. E4 #2	10°C	2,45	0,40	2,40	0
(8)	Viga #1 (HA)	0	2,26	–	–	–
	Viga #1 (HA)	–20°C	2,20	–	2,20	0,02
	Viga #2 (HA)	0	2,02	–	–	–
	Viga #2 (HA)	–20°C	1,85	–	1,85	0,18

flectores totales existentes en la estructura para el mismo nivel de sobrecarga γ, nos indica la evolución de la fracción del momento total imputable al gradiente térmico.

Esto es:

$$HC\ \#\ 1 \rightarrow G + P_{\infty} + \gamma \times (SC) \rightarrow M\ (\#\ 1)$$
$$HC\ \#\ 2 \rightarrow G + P_{\infty} + \gamma \times (SC) + \Delta T \rightarrow M\ (\#\ 2)$$
$$M\ (\Delta T)_{\gamma = \bar{\gamma}} = M\ (\#\ 2) - M\ (\#\ 1)$$
$$M\ (\Delta T)_{col} = M\ (\#\ 2)_{\gamma_u\ \#\ 2} - M\ (\#\ 1)_{\gamma = \gamma_u\ \#\ 2}$$

De la observación de los resultados de la tabla mencionada podemos concluir:

1) La actuación de un gradiente térmico puede modificar en algo la carga última de una estructura, pero no de un modo significativo.

2) Esta modificación de la carga última puede ser:

   2.1. Disminuyéndola en valores que oscilan desde 0 por 100 hasta un 9 por 100, según la ductilidad de las distintas secciones de estructura.

   2.2. Aumentándola, cuando la rotura ocurre en un vano lateral no cargado, por alcanzarse en alguna de sus secciones su resistencia última a flexión negativa. Está claro que, en estas circunstancias, no es crítica la actuación del gradiente térmico.

3) Con la definición del momento hiperestático debido al gradiente térmico dada anteriormente, ocurre que el valor de éste en las proximidades de la rotura oscila entre cero y un 18 por 100 del calculado en régimen elástico. O dicho de otra manera: La

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

actuación de un gradiente térmico que produce unos momentos del orden del 50 por 100 de los debidos a la sobrecarga en niveles de servicio, ve disminuído su valor en las proximidades de rotura, a los porcentajes indicados.

4.2.1.2. Asientos diferenciales

Se ha seguido un modo de proceder análogo al descrito en el punto anterior para la determinación de los resultados que figuran en la Tabla 2, de la que se puede extraer la siguiente conclusión:

4) En un puente pretensado, la actuación de asientos diferenciales que originen momentos hiperestáticos a niveles de servicio (cálculo elástico) del orden del 50 por 100 de los momentos originados por la sobrecarga, producen, en las proximidades de la rotura, unos esfuerzos que son del orden del 14 por 100 (máximo detectado) de los evaluados según el cálculo elástico.

TABLA 2

Asientos diferenciales

Referencia bibliográfica	Estructura	δ (m) en el apoyo sobre estribo	γ_u	M (δ)/M (SC) en nivel de servicio	$\bar{\gamma}$	$\frac{M(\delta)^{ANL}_{\gamma=\bar{\gamma}}}{M(\delta)^{elástico}}$
(3), (4)	Pte. del Eje #1	0	4,12	–	–	–
	Pte. del Eje #2	0,10	4,05	0,51	4	0,11
(3)	P^{o} sup. ACTUR #1	0	3,73	–	–	–
	P^{o} sup. ACTUR #2	0,10	3,74	0,56	3,50	0,14

4.2.1.3. Redistribución de esfuerzos por fluencia

En el estudio efectuado para el puente construído por voladizos sucesivos descrito en (7) y (10) se simuló la evolución hasta la rotura de la estructura incrementando la sobrecarga exterior por un factor γ, en las siguientes hipótesis de carga:

$$HC\,\#\,1 \rightarrow G + P(t_c) + \gamma \times (SC)$$

(inicio de la simulación de rotura en el tiempo $t=t_c$, de puesta en tensión de los tendones de continuidad).

$$HC\,\#\,2 \rightarrow G + P_{(t=\infty)} + M\varphi + \gamma \times (SC)$$

(inicio de la simulación de la rotura en el tiempo $t\infty = t + 5$ años, después de la construcción del puente).

existiendo, en el estado tensional de ambas estructuras, la diferencia de tensiones originada por la redistribución de esfuerzos originada por la fluencia y las pérdidas de pretensado.

Este estudio, (10), se realizó para un pretensado de continuidad total (estructuras E1 y

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

E2), así como para un pretensado de continuidad parcial (estructuras E3 y E4). El análisis de la redistribución de esfuerzos por fluencia se llevó a cabo mediante un método paso a paso en el tiempo, considerando la fluencia y retracción del hormigón, así como la relajación del acero de pretensado (2).

5) Considerando el momento hiperéstatico debido a redistribución por fluencia, $M\varphi$, para un determinado valor de $\gamma = \bar{\gamma}$, como:

$$M\varphi = M(HC\ \#\ 2)_{\gamma=\bar{\gamma}} - M\ (HC\ \#\ 1)_{\gamma=\bar{\gamma}}$$

puede verse, en la Tabla 3, cómo en este tipo de puentes los esfuerzos por fluencia no tienen repercusión en la carga última de la estructura.

TABLA 3

Redistribución de momentos por fluencia

Referencias bibliográficas	Estructura	$\frac{M_{(\varphi)}}{M\ (SC)}$ en nivel de servicio	γ_u	$\bar{\gamma}$	$\frac{M^{ANL}_{(\varphi)}\ \gamma = \bar{\gamma}}{M_{(\alpha)elást.}}$
(7)	E1 (PT, t = 0)	0	3,05	–	–
(10)	E2 (PT, t = 5 años)	0,45	3,05	3,05	0
	E3 (PP, t = 0)	0	2,27	–	–
	E4 (PP, t = 5 años)	0,45	2,50	1,80	0

4.2.2. Magnitud de los esfuerzos generados por las acciones indirectas tras la fisuración de las secciones

Hemos comentado en el punto 2.2 cómo, cualitativamente, cabe esperar una disminución de los esfuerzos debidos a acciones indirectas después de la fisuración así como que, en estructuras de hormigón armado, esta disminución de esfuerzos se produce ya a niveles de cargas de servicio.

Pensando en el proyecto de puentes con pretensado parcial, recogemos en la Tabla 4 nuestra experiencia al respecto en estructuras de hormigón armado, cuantificando la magnitud de dicha disminución. Todos los resultados allí mostrados se han deducido mediante un análisis no lineal de la estructura, y, dado que no ha tenido en cuenta el efecto "tensión–stiffening" en el análisis, recomendamos una cierta prudencia en su utilización.

En cuanto a las estructuras de hormigón pretensado, el estudio de la variación de los esfuerzos debidos a acciones indirectas, como gradiente térmico, asiento diferencial y redistribución de esfuerzos por fluencia, conforme se incrementa la carga exterior, ha confirmado que, a partir de la fisuración, los mencionados esfuerzos se disipan progresivamente, aunque no de una manera continua (Fig. 11). Los estudios efectuados en (3), (8), (10) mediante el modelo de análisis no lineal sugieren la siguiente aproximación de carácter práctico: Interpolar linealmente entre el valor elástico del esfuerzo debido a la deformación impuesta, $M(DI)_e$, a nivel de carga de fisuración, $\gamma = \gamma_{crac}$, y el valor residual del momento, $K_u * M(DI)_e$, ($K_u < 1$), existente en niveles de carga próximos a la rotura, (Figs. 12 y 13).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

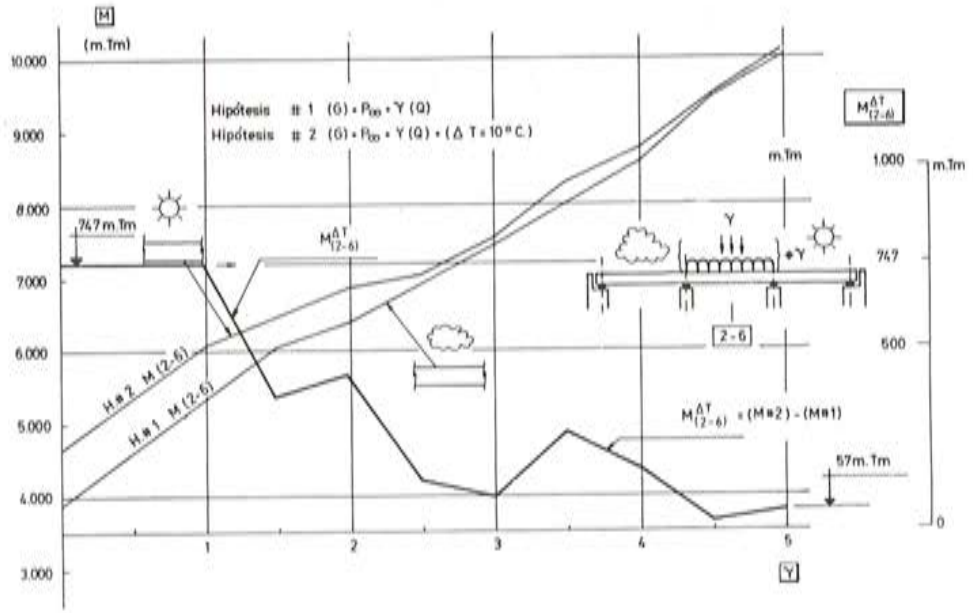


Fig. 11. Disipación del momento flector debido al gradiente térmico, en un puente continuo de tres vanos, según crece la sobrecarga. Resultados del análisis no lineal.

TABLA 4

Estado límite de fisuración
Estructuras de hormigón armado

Hipótesis de carga
$HC = G + (\Delta T) + \gamma^* (SC)$
$HC = G + (\delta) + \gamma^* \ (SC)$
ΔT = Gradiente térmico
δ = Asiento diferencial

Referencia	Estructura	$\frac{(M_{\Delta T})^{ANL}}{(M_{\Delta T})^{AL}}$ para $\gamma = \bar{\gamma}$		$\frac{(M\,\delta)^{ANL}}{(M\,\delta)^{AL}}$ para $\gamma = \bar{\gamma}$	
		$\bar{\gamma} = 0$	$\bar{\gamma} = 1$	$\bar{\gamma} = 0$	$\bar{\gamma} = 1$
(3)	Pte. del Eje Cuzco - Barajas (H.A.)	0,33	0,40	0,30	0,30
(3)	P° sup. Autovía Pirineos. (H.A.)	0,34	0,31	0,28	0,23
(8)	Viga # 1 (h = 1,70)	0,49	0,30	–	–
(8)	Viga # 2 (h = 1,15)	0,46	0,22	–	–

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

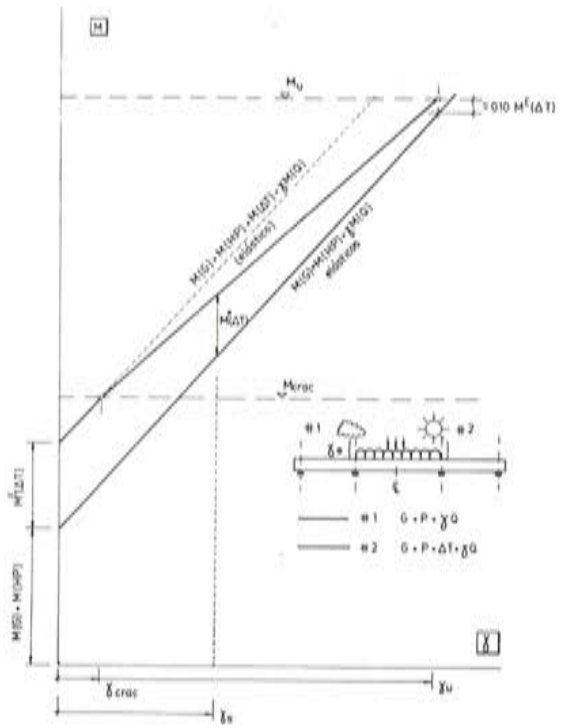


Fig. 12. Linealización del problema anterior. (Hipótesis simplificada).

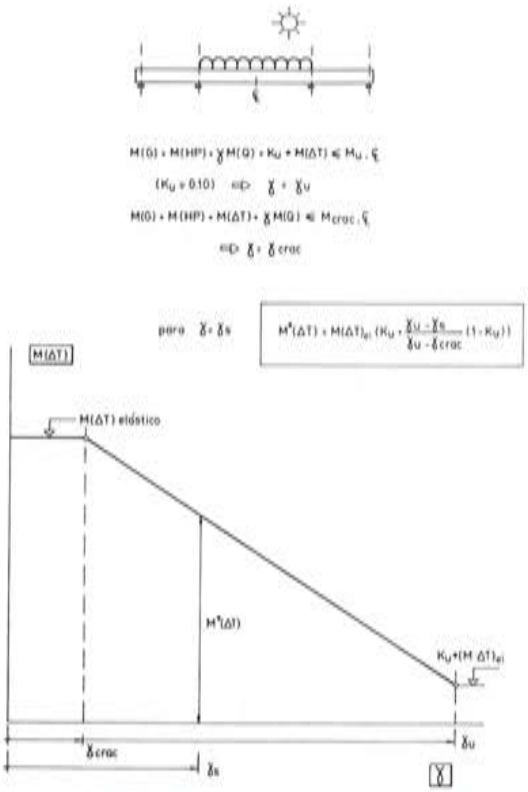


Fig. 13. Interpolación lineal, entre el valor elástico y el residual en rotura, que se sugiere para calcular, a nivel de servicio, el momento flector debido a una deformación impuesta en el caso de dimensionar un pretensado parcial. (En la figura se indica el caso del gradiente térmico).

Es decir:

Hipótesis de carga: $G + P_{\infty} + \gamma * (SC) +$ Def. Impuesta

para $\gamma \leqslant \gamma$ crac $\quad M(DI) = M(DI)$ elástico
para $\gamma \simeq \gamma_u \quad M(DI) = K_u * M(DI)$ elástico,

donde K_u, ($K_u \leqslant 1$) puede tomarse de las tablas 1,2,3,4, en función de la tipología estructural.

Para la verificación en un nivel de sobrecarga, γ s, ($\gamma_s > \gamma$ crac), se propone tomar un valor virtual:

$$M^*(DI) = M(DI)\, e^* \left\{ Ku + (1 - Ku)\, \frac{\gamma_u - \gamma_s}{\gamma_u - \gamma_{crac}} \right\}$$

En todos los casos estudiados, esta manera de proceder acota bastante bien el grado de disipación, quedando del lado seguro siempre y cuando la sección, para la cual la actuación de la deformación impuesta resulta desfavorable, sea la primera que se fisure en la hipótesis de carga considerada (7).

No obstante puede ocurrir, como de hecho hemos comprobado en (10), que estructuras, con secciones transversales de gran rendimiento, y proyectadas con pretensado total,

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

manifiesten un comportamiento muy lineal hasta estados muy avanzados de carga, surgiendo la disipación de esfuerzos muy próxima ya la rotura. El diseño de un pretensado parcial, que condicionará antes la fisuración, evitará probablemente, problemas como el apuntado.

5. CONCLUSIONES

1.° El diseño de estructuras continuas con pretensado total conduce, en general, a márgenes de seguridad frente a rotura por flexión, excesivos.

2.° El diseño de estructuras continuas con pretensado parcial, puede dar lugar, en ciertos casos, a estructuras más dúctiles, con una mayor capacidad de redistribución de esfuerzos, lo que incrementa su capacidad portante última sobre el valor deducido de un cálculo elástico.

3.° No puede darse un criterio general que cuantifique la magnitud de la redistribución posible. El trazado del pretensado es una variable muy importante y hace que, en general, no pueda hablarse, en estructuras pretensadas, de secciones críticas donde se concentren las curvaturas anelásticas. Estas pueden extenderse a amplias zonas de los vanos descargados aumentando la ductilidad de la estructura.

4.° Debe tenerse una especial precaución con las espectaculares redistribuciones de momentos flectores de carácter ascendente, que se producen en niveles avanzados de solicitación, para situaciones de carga en vanos alternados. Es preciso que las secciones de los vanos no cargados tengan una capacidad de respuesta a flexión negativa superior a la que pueda deducirse del cálculo elástico. En el punto 4.1.4. se da un criterio sencillo para afrontar este fenómeno.

5.° En la verificación del estado límite último de resistencia frente a solicitaciones normales, a partir de los esfuerzos obtenidos de un cálculo elástico, deben considerarse los momentos hiperestáticos de pretensado con valor deducido del análisis lineal. No considerarlos en la verificación, implica admitir una redistribución de momentos de valor el del momento hiperestático, lo que en general no es posible.

6.° En la verificación del estado límite último de resistencia frente a solicitaciones normales, los momentos originados por determinadas acciones indirectas como gradiente térmico, asiento diferencial, y redistribución de esfuerzos por fluencia, pueden considerarse reducidos a un valor, parece que seguro, del orden del 20 por 100 del deducido del análisis elástico. (Véase tablas 1, 2, 3).

7.° En la verificación del estado límite de fisuración controlada, los esfuerzos originados por determinadas acciones indirectas y evaluados según un cálculo elástico, pueden ser considerados con un valor reducido, siguiendo las pautas indicadas en el punto 4.2.2. de este trabajo.

8.° Las conclusiones citadas anteriormente tienen la ventaja de ser de directa aplicación en el dimensionamiento. Son razonables y, en este momento, nos parecen suficientemente seguras. No obstante, la verificación de cada caso concreto, sólo es posible mediante un análisis no lineal lo que nos garantizará que se cumplen no sólo las condiciones de equilibrio, sino también las de compatibilidad de movimientos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

REFERENCIAS

(1) A.C.I.–"Flexural Mechanics of Reinforced Concrete Symposium" A.C.I. Publication SP-12, 1965.

(2) ALONSO, C.–"Estudio de la influencia que los diversos parámetros reológicos, mecánicos y ambientales ejercen en el comportamiento a largo plazo de los dinteles de puente construídos por avance en voladizo".– Tesis doctoral. Universidad de Santander, 1982.

(3) APARICIO, A.C.–"Estudio de la evolución hasta la rotura por solicitaciones normales de tableros continuos de puente de hormigón armado o pretensado".– Tesis Doctoral. Universidad de Santander, 1980.

(4) APARICIO, A.C., ARENAS, J.J.–"Evolution up to Failure of Continuous Prestressed Concrete Bridge Decks".– IABSE Acta Periódica, n° 3/81, pp 44/81, August 1981.

(5) APARICIO, A.C.– "Sobre la conveniencia de limitar, por consideraciones de ductilidad, la cuantía máxima de armadura de flexión de vigas continuas de hormigón armado y pretensado". Hormigón y Acero n° 144. Madrid, 1982.

(6) APARICIO, A.C., ARENAS, J.J.–"Some Examples of Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Bridge Decks Under Increasing Loads". Bulletin d'information CEB n° 153.– April 1982, pp 9-21.

(7) APARICIO, A.C.; CASAS, J.R.– "Repercusión de la redistribución de esfuerzos por fluencia en la capacidad portante última de los puentes de hormigón pretensado construídos por voladizos sucesivos".– XI Asamblea de la ATEP, Sesión V. Santander, 1984.

(8) ARENAS, J.J., APARICIO, A.C.–"Influencia de los estados de autotensión en la seguridad frente a rotura por flexión de vigas continuas de hormigón armado y pretensado". Hormigón y Acero n° 144, Madrid, 1982.

(9) ARENAS, J.J.– "Sobre el concepto de momentos hiperestáticos de pretensado en estructuras continuas en estados de servicio de fisuración y de agotamiento resistente". XI Asamblea de la ATEP, Sesión I, Santander, 1984.

(10) CASAS, J.R.–"Influencia del gradiente térmico y de la redistribución de esfuerzos por fluencia impedida en la capacidad portante última de los puentes construídos por voladizos sucesivos". Tesina de especialidad dirigida por el autor de este artículo.– E.T.S. Ing. de Caminos. Barcelona, 1983.

(11) GUYON, Y.– "Recherche experimental de poutres continues en béton précontrainte".– Travaux, n° 222-225, Avril, 1953.

(12) MACCHI, G.– "Recherche expérimental de poutres continues précontraintes dans le domaine plastic et dans le colapse". 2nd FIP Congress, Amsterdam, 1955, pp 501-543.

(13) MACCHI, G.–"Ductility Condition for Simplified Design without check of Compatibility".– CEB Bulletin, n° 105, 1976.

(14) MORICE, P.B.–"Research in Great Britain on Moment Redistribution in Prestressed Concrete Continuous Beams".– 2nd FIP Congress, Amsterdam, 1955, pp 544-549.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

457-0-94

Conceptos fundamentales del hormigón parcialmente pretensado y su aplicación a vigas continuas de puente

Juan J. Arenas
Dpto. de Tecnología Estructuras,
ETS de Ingenieros de Caminos de Santander

1. EVOLUCION HISTORICA DE LA IDEA DEL HPP

Freyssinet, al precomprimir suficientemente el hormigón y evitar la fisuración en servicio, cree haber encontrado un "material nuevo", radicalmente distinto en su comportamiento al ya entonces bien conocido hormigón armado. Las características que se anunciaban para el HP eran:

- No fisurable.
- Homogéneo: Es el hormigón el que soporta todos los esfuerzos de compresión y de tracción (en forma de descompresiones). El papel del acero activo consiste en precomprimirlo para hacerlo capaz de resistir sin fisuración tales tensiones.
- Consecuencia de lo anterior, no hay casi necesidad de emplear en el armadura pasiva.

La idea del pretensado en Freyssinet está absolutamente asociada al pretensado total, sin tracciones de ningún tipo en servicio. La definición que del HP da la Instrucción francesa de 1953 no deja lugar a dudas sobre ello: *"Una construcción de hormigón se dice pretensada cuando está sometida a la acción de un sistema de fuerzas creadas artificialmente y aplicadas de modo constante, tales que cuando esa construcción se ve sometida a la acción combinada de dicho sistema de fuerzas y de las cargas y sobrecargas y acciones diversas que pueden solicitarla, su hormigón constitutivo debe permanecer en todos sus puntos en perfecto estado de integridad, sin fractura ni fisura".*

Aun preocupándonos solo de cumplir este planteamiento en lo que respecta al estado de tensiones normales de las secciones, sus consecuencias son:

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

- La determinación de la fuerza y la excentricidad de pretensado demanda gran cuidado, con las exigencias derivadas para el trazado de los tendones en vigas.
- El problema anterior se complica considerablemente en vigas continuas donde aparecen los momentos hiperestáticos de pretensado, que son función del trazado de tendones y, al mismo tiempo, lo condicionan.
- En vigas de canto constante no es usualmente posible aprovechar la altura total del canto de la pieza para obtener máximas excentricidades de tendones en ambas secciones, de centro vano y de apoyos intermedios.
- A veces resulta preciso disponer tendones cortos sobre apoyos intermedios con las complicaciones constructivas consiguientes.
- En secciones cajón es preciso desviar horizontalmente algunos tendones dentro de las tablas inferior y superior en secciones de vano y de apoyo respectivamente.
- A veces se produce concentración de anclajes en los extremos de vigas y de armadura pasiva de zunchado necesaria, dificultando el llenado de una zona de hormigón cuya compacidad es imprescindible.
- La importante acción de pretensado resultante sobre la viga, prevista para oponerse a la totalidad de cargas permanentes y variables, queda fuertemente descompensada respecto a la carga permanente de la obra. Esto exige suficiente sección de tabla para almacenar el volumen de precompresiones que va a hacer frente, más tarde, a la totalidad de las tracciones engendradas por las acciones variables. Y aunque ese área nunca es problemática en secciones de tablero de tipo losa resulta en cambio crítica en vigas prefabricadas que, aun con su hormigón muy aprovechado, requieren fuertes cabezas inferiores.
- Igualmente, ese desequilibrio de acciones en el estado permanente conduce a importantes contraflechas instantáneas y diferidas, lo que constituye un serio problema de serviciabilidad para el tráfico vial.

Pero para comprender bien la radicalidad de la idea de Freyssinet hay que recordar que todo lo anterior no es suficiente para cumplir su definición de HP. En efecto, satisfacer la exigencia de que bajo cualquier combinación de acciones no existan tracciones sobre el hormigón lleva de la mano a la necesidad de un pretensado de alma en las vigas para anular la tracción principal que el cortante produce. Análogamente, la flexión transversal de un tablero de puente que desee llamarse "pretensado" ha de ser absorbida, en forjado superior y diafragmas, mediante otros tendones. Así, no es extraño que Freyssinet, al proyectar los puentes del Marne los concibiera con pretensado tridireccional (longitudinal en arcos, vertical de almas en dovelas de arcos y transversal en tablas superior e inferior para cosido de unos arcos con otros). Algo que, si resulta admirable como maestría en el oficio y como espíritu de búsqueda, no parece que por sus dificultades de ejecución pueda generalizarse a la totalidad de los puentes que construimos.

Pero, al mismo tiempo, las tracciones locales que se producen en el hormigón detrás de los anclajes de pretensado resultan imposibles de eliminar. A no ser que, rizando el rizo, se intente otro pretensado "secundario" para contrarrestarlas, los anclajes del cual pretensado volverían a plantear el dilema y así sucesivamente. O sea, que hemos de concluir con que un pretensado total, en el sentido de Freyssinet no es nunca del todo posible y que, por más que precomprimamos una obra, siempre quedarán tracciones no compensadas en el hormigón.

Ya en 1939 el ingeniero austriaco Emperger propuso aprovechar la idea del pretensado de armaduras pero con un enfoque totalmente distinto del de Freyssinet. En efecto, Emper-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

ger concibió la idea de añadir a la armadura pasiva de una pieza convencional de HA algunos alambres de acero duro que, puestos en carga previamente, disminuían la tensión de tracción de esa armadura convencional y, en definitiva, permitían reducir su cuantía. Es llamativo que Emperger no tratara de eliminar las tracciones y la fisuración en el hormigón ya que tal fenómeno le parecía incluso conveniente por el aumento de flexibilidad que inducía en él.

El ingeniero inglés Paul Abeles, discípulo de Emperger, retomó la idea que expuso y defendió en su país en artículo publicado en 1940 (ref. (1)) con el título de "Saving reinforcement by prestressing". Allí indica Abeles que "... *Es una simplificación y una mejora poner en carga sólo una parte de la armadura, consistente en alambres delgados, y abandonar la idea de tener un material homogéneo hasta el estado final...*". Pero ello sin perder de vista que el pretensado de esa armadura eliminaría las tracciones en el hormigón hasta cierto nivel de cargas, nivel que sería variable en función de la parte de armadura que se pretensara, pudiendo coincidir o superar a la carga permanente de la obra con lo que no aparecen tracciones en el hormigón en el estado permanente de la obra.

Pero, en definitiva, la perspectiva de Emperger y Abeles era más aprovechar la alta resistencia del acero de pretensado a efectos de la seguridad a rotura de la viga flectada (resistencia que no puede utilizarse del todo sin un prealargamiento de la armadura por las grandes deformaciones de ésta y consiguientes grietas en el hormigón a que daría lugar) que la de eliminar las tracciones en el hormigón en todas las situaciones imaginables de servicio.

La idea de Abeles fué fuertemente atacada por Freyssinet, quien en 1949, en una conferencia en la Institution of Civil Engineers de Londres declaraba que "... *respecto a un estado de carga dado, una estructura o está o no está pretensada. No existen situaciones intermedias entre el hormigón armado y el pretensado. Cualquier solución intermedia es tan mala como puedan serlo las estructuras armadas o pretensadas y no ofrece interés alguno*".

Al acabar la Segunda Guerra, Abeles, al servicio de los British Railways tuvo la oportunidad de aplicar sus ideas en la reconstrucción de numerosos pequeños puentes de ferrocarril, admitiendo desde el principio tensiones de tracción en el hormigón en servicio de 35 kp/cm². Las pruebas demostraron que, con una buena distribución de los alambres de pretensado, las fisuras no se hacían visibles hasta tensiones dobles del valor anterior, obteniéndose parecidos resultados cuando la carga de servicio se mantenía sobre el puente durante 30 días. La preocupación por el riesgo de fallo por fatiga llevó a Abeles a desarrollar pruebas de carga repetida hasta tres millones de ciclos. En (2) y (3) pueden encontrarse los detalles pertinentes pero aquí indicaremos que la prueba de carga estática hasta rotura de la viga "fatigada" ofreció aproximadamente la misma carga última que la de la viga no solicitada de modo repetido.

La aceptación de tracciones relativamente altas en servicio ha sido una constante de los códigos ingleses de buena práctica en construcciones de hormigón pretensado. Sin embargo fué el código suizo SIA-1968, (4), quien marcó el camino al moderno desarrollo del hormigón parcialmente pretensado. En lugar de limitar la tracción convencional admisible en el hormigón, SIA-68 planteó la necesidad de comprobar el incremento de tensión unitaria que la fisuración de la sección inducía en la armadura activa y pasiva, limitando dicho aumento a 150 N/mm² en la segunda y a un décimo de su carga de rotura para la primera (o a un veinteavo en el caso de puente de FFCC).

Estas reglas fueron aplicadas con asiduidad en Suiza y, en 1980, este país se encuentra con que la mayoría de los puentes pretensados construidos han sido diseñados en esta línea, sin que hayan aparecido casos de daños estructurales que puedan atribuirse al pretensado parcial.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

2. LA IDEA ACTUAL DEL HORMIGON PARCIALMENTE PRETENSADO

El planteamiento del cálculo en sección fisurada del código SIA-1962 con limitación de los incrementos de tensión en la armadura ha sido recogido en líneas generales por el Código Modelo del CEB y, en España, por la instrucción EP, apareciendo en ellas el HPP bajo la denominación de "Clase III". Sin embargo, y a pesar de no existir dificultades normativas para su aplicación, el hecho cierto es que pocas obras se están proyectando como HPP, en Clase III, y esta situación es generalizable a muchos otros países europeos, con la clara excepción de Suiza como ya se ha indicado.

Los recelos que esta situación revela nacen en buena medida del sentimiento generalizado de que el HPP garantiza la seguridad y la integridad de nuestras estructuras en menor medida que el pretensado total (HPT). Cuando, precisamente, la experiencia sobre patología de construcciones en HPT en los últimos años esta subrayando los riesgos derivados de esa rígida concepción del pretensado total, que se esfuerza por todos los medios por eliminar todas las tracciones en el hormigón en el estado de servicio (y para ello complica tanto como sea preciso el proyecto y la ejecución de la estructura) pero que, al mismo tiempo, acepta con excesiva confianza la ausencia de tracciones y deja a la obra desprotegida en el caso de que por algún motivo imprevisto (los hay en abundancia) aparezcan éstas. Si en tal caso no existe un mínimo de armadura pasiva que permita controlar la fisuración, la abertura de grietas alcanzará valores que harán peligrar, vía corrosión del acero de pretensado, la durabilidad de la obra.

Como causas principales de tracciones imprevistas podemos citar las sobrecargas excepcionales pero, más frecuentemente, esfuerzos no previstos debidos a deformaciones impuestas: asientos de apoyos y, sobre todo, gradientes térmicos. El dato de que en un país tan poco soleado como Alemania se responsabilice a los gradientes térmicos de buena parte de las fisuraciones imprevistas que se han producido en puentes construídos da idea de la importancia del fenómeno. El mismo exceso de pretensado ha sido en ocasiones origen de desórdenes estructurales. Es el caso de las secciones de apoyo intermedio de vigas continuas cuya fibra inferior queda muy poco comprimida, o incluso traccionada, al poner en carga los tendones, ocurriendo que su superposición con el estado local de tensiones debido a las placas o rótulas de apoyo puede conducir y ha conducido en ocasiones a agrietamientos. Por otro lado, las mismas dificultades de construcción exigidas por el HPT (tendones cortos y anclajes intermedios) son en ocasiones origen de problemas de durabilidad. Todo ello hace que, frente al sentimiento que puede tenerse inicialmente, una obrabien diseñada en HPP puede ofrecer mejor comportamiento en servicio y resultar más duradera que otra en HPT (si no es que en esta última, además de su armadura activa, se dispone una cuantía relativamente alta de armadura pasiva).

Hablaremos en lo que sigue de los parámetros fundamentales del proyecto de estructuras de HPP, así como de los principales problemas teóricos que éste plantea.

3. EL GRADO DE PRETENSADO DE UNA SECCION

El grado de pretensado indica la fracción del momento total de servicio que es resistido por la sección en régimen de pretensado total. O sea:

Grado de pretensado = M descompresión / M. total de Servicio.

Resulta inmediato relacionar el GP con la fracción de sobrecarga frecuente, ψ, igualando $M_{descomp.}$ al momento total de servicio bajo sobrecarga frecuente:

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

$$M_{descomp} = M_g + \psi \cdot M_q ,$$

con lo que el grado de pretensado que puede ser recomendable para evitar fisuración en los casos de carga habituales es:

$$k = \frac{M_{dec.}}{M_{tot.}} = \frac{M_g + \psi \cdot M_q}{M_g + M_q}$$

donde ψ es el factor de sobrecarga frecuente de la construcción de que en cada caso se trate.

Como situaciones extremas tenemos:

GP igual a uno expresa pretensado total.
GP igual a cero indica obra de hormigón armado.

Aunque aquí se hable de un GP suficiente para que bajo SC frecuente no aparezcan tracciones, la experiencia suiza en este campo les anima incluso a admitir en construcciones poco expuestas a la corrosión tracciones en el estado permanente, sin sobrecarga actuante sobre la estructura, y así Bachmann, (5), habla de un grado de pretensado relativo al Estado Permanente, que puede ser menor que la unidad.

4. EL GRADO DE PRETENSADO EN VIGAS CONTINUAS

En una viga continua los grados de pretensado del conjunto de sus secciones críticas de vano y apoyos intermedios deben estar relacionados entre sí de modo que ellos representen la misma fracción de SC total como parte resistida por dichas secciones en descompresión. Como la relación entre los momentos de carga permanente y de SC, M_g/M_q, es variable de unas secciones a otras, se deduce que para que una misma fracción, ψ, de la SC característica sea resistida por todas ellas en descompresión, el grado de pretensado de cada una de ellas habrá de ser distinto.

Pero como, además, aspiramos a diseñar vigas continuas con pretensado compuesto por sólo un haz de tendones corridos resulta que su trazado deberá estudiarse para que de lugar en cada sección crítica a un momento de descompresión, M_{desc}, tal que:

$$M_{desc}(x) = M_g(x) + \psi, M_q(x)$$

con lo que el grado de pretensado conveniente a tal sección será:

$$K(x) = \frac{Mg(x) + \psi \cdot M_q(x)}{Mg(x) + M_q(x)}$$

Por ejemplo, resultados derivados del análisis de un tablero de puente de (28 + 34 + + 28) ms conducen a los siguientes valores:

Sección	Mg	Mq	Mq/Mg
Vano lateral	1.007	737	0,73
Apoyo intermedio	−1.744	−665	0,38
Vano central	925	778	0,84

Si, como hipótesis de trabajo, aceptamos que la SC frecuente representa aquí el 30 por

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

100 de la SC característica, los momentos de descompresión y los grados de pretensado convenientes para las 3 secciones críticas reseñadas serán:

Sección	$M_{desc.}$	$\kappa = M_{desc.}/M_{tot.}$
Vano lateral	1.228	0,70
Apoyo intermedio	−1.943	0,81
Vano central	1.158	0,68

diferentes como puede verse para cada sección.

O sea, en vigas continuas de puente, como estructuras expuestas que son, el grado de pretensado no es un valor que venga fijado a priori sino que se deduce en cada caso de la fracción de SC característica que se estima va a actuar realmente un número elevado de veces a lo largo de la vida de la estructura. En este sentido, vale la pena observar que en tramos continuos de puente las secciones de vano pueden soportar esfuerzos de SC relativamente más intensos que las de apoyos intermedios a causa de que la longitud de puente realmente significativa en la línea de influencia de las primeras es del orden de la mitad que en las segundas, y alguna vez habrá que llegar a contemplar estas realidades empleando un coeficiente de SC frecuente, ψ, mayor para secciones de vano que para apoyos.

5. TRAZADO DE TENDONES EN VIGAS CONTINUAS DE HPP

En vigas de HPP las preocupaciones habituales de eliminar todas las tracciones en Servicio, típicas de un proyecto en Clase I, son menos acuciantes, aunque en cierto modo se mantienen para un estado de carga correspondiente a la SC frecuente. En particular, el HPP elimina las tracciones iniciales en la fibra inferior de las secciones de apoyo intermedias, con lo que no es tan necesario recurrir en el trazado de cables a contracurvas cortas y agudas sobre pilas. Los dos puntos principales a respetar en un proyecto de viga continua de HPP son:

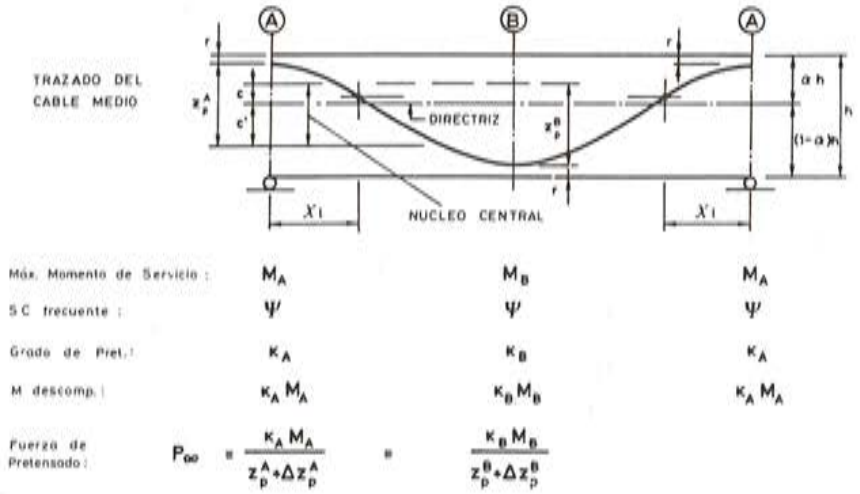


Fig. 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

- Aprovechar al máximo el canto en las secciones de vano y apoyo, disponiendo en ellas el tendón medio con la máxima excentricidad. En el caso de los vanos laterales, tal excentricidad puede alcanzarse cuando la relación de luces 11/12 sea mayor que aprox. 0,8. Así se logra la máxima contribución del acero de pretensado a la seguridad a rotura de tales secciones críticas.
- La longitud de las contracurvas del tendón sobre apoyos intermedios debe elegirse de modo que se obtengan valores de los MhP tales que conduzcan a que la fracción, ψ, de SC que es resistida en régimen de descompresión sea aproximadamente igual para todas las secciones críticas.

En efecto, no sería sensato diseñar un trazado de tendones que diera origen a que la sección de centro luz soportara en descompresión el 30 por 100 de la SC característica mientras que las de apoyo llegaran al 70 por 100 de los esfuerzos correspondientes. Sin aumentar el acero de pretensado, un simple cambio en la longitud de contracurvas podría dar lugar a que ambas secciones críticas admitieran, digamos, un 50 por 100 de la SC característica en descompresión.

La figura 1 indica el caso de un vano intermedio de una viga continua en la que el tendón medio dispone de máximas excentricidades tanto en centro luz como en apoyos. Llamando 'z' a las distancias desde el tendón hasta el borde opuesto del núcleo central de la sección y 'Δz' al incremento o decremento debido a los momentos hiperestáticos de pretensado, la deseada igualdad de fuerzas precisas de pretensado en ambas secciones se escribe:

$$P_{\infty}^{A} \simeq P_{\infty}^{B} = \frac{\kappa_A \; M_A}{z_p^A + \Delta z_p^A} = \frac{\kappa_B \; M_B}{z_p^B + \Delta z_p^B}$$

donde M_A, M_B, son los momentos totales de servicio en apoyo y vano, los brazos 'z' son positivos y los incrementos 'Δz' se toman positivos cuando incrementan el brazo total del tendón.

Así, aceptando que:

$$\Delta z_p^A \simeq - \Delta z_p^B = \Delta z_p$$

llegamos a:

$$\Delta z_p = \frac{\kappa_A \; M_A \cdot z_p^B - \kappa_B \; M_B \cdot z_p^A}{\kappa_A \; M_A + \kappa_B \; M_B}$$

expresión que indica la excentricidad hiperestática óptima para el vano, que puede escribirse adimensionalmente como:

$$\left(\frac{\Delta z_p}{h}\right)_{opt} = \frac{\dfrac{(1-\alpha)^2 + \rho^2}{1-\alpha} - \dfrac{r}{h} - \zeta\left(\dfrac{\alpha^2 + \rho^2}{\alpha} - \dfrac{r}{h}\right)}{1 + \zeta}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

donde:

$$\zeta = \frac{\kappa_B \, M_B}{\kappa_A \, M_A} \lessgtr 1$$

αh = distancia desde directriz hasta fibra sup. de la sección.
ρ^2 = I/Ah^2.

siendo, A, I, el área y la inercia de la sección.

En el caso de un vano lateral, la sección A se referirá al apoyo intermedio y la B a la sección situada a aprox. 0.41 del apoyo extremo. La expresión que suministra la excentricidad hiperestática óptima es ahora:

$$\left(\frac{\Delta z_p^A}{h}\right)_{opt.} = \frac{\dfrac{(1-\alpha)^2 + \rho^2}{1-\alpha} - \dfrac{r}{h} - \zeta\left(\dfrac{\alpha^2 + \rho^2}{\alpha} - \dfrac{r}{h}\right)}{0{,}4 + \zeta}$$

con el mismo significado anterior para los parámetros incluidos.

6. EL INDICE DE PRETENSADO PARCIAL

Así como el Grado de Pretensado mide la fracción del momento total de Servicio que la sección resiste en descompresión, el IPP marca la parte del momento total último que ella resiste gracias al acero de pretensado Ap. O sea:

$$IPP = Mup/(Mup + Mus) = Mup/Mu\ tot.$$

donde Mup, Mus indican la contribución de las secciones de acero activo, Ap, y pasivo, As, en la resistencia última de la sección, Mu tot.

A diferencia de las secciones diseñadas en Clase I, las de HPP suelen requerir armadura pasiva para alcanzar la seguridad estricta a rotura y, lógicamente, tanta más cuanto más bajo sea el Grado de Pretensado, K. Por tanto el IPP resulta decreciente con el GP, K.

No existen recomendaciones en cuanto al valor deseable para el IPP, por cuanto es indiferente lograr seguridad a rotura por medio de acero activo o pasivo, pero es opinión del autor que esa seguridad está garantizada con menos incertidumbre (a causa de los problemas inherentes a la inyección de vainas) cuando una cierta fracción del momento último se resiste con armadura pasiva de adherencia garantizada al hormigón. Lo que es tanto como recomendar un diseño que conduzca a un IPP no superior a, pongamos, 0,75 ó 0,80.

7. ARMADURA PASIVA: CUANTIAS MINIMAS Y DESPIECE

Por otra parte, el proyecto en HPP se basa en la idea de controlar eficazmente la abertura de cualquier fisura que pueda iniciarse y ello exige unas cuantías mínimas de acero pasivo a disponer en los bordes traccionados. Los valores recomendados por Bachmann (5) sobre la base de la experiencia suiza son:

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

– ρ min. = 0,3/0,4 por 100 en piezas flectadas: vigas y placas.
– ρ min. = 0,6/0,8 por 100 en tablas traccionadas.

empleándose el valor más bajo para hormigones de calidad H-300 y los más altos para hormigones H-400 y H-500. La cuantía indicada se aplicará en el caso de vigas y placas a un área de referencia limitada por la fibra más traccionada y la fibra neutra en las condiciones de Servicio (sección fisurada), pero –en todo caso– con una altura no menor que la mitad del canto de la sección.

Se trata de cuantías más bien altas: La Instrucción EP exige un 0,1 por 100 en losas y 0,15 por 100 en vigas que, al referirse a la totalidad de la sección, han de multiplicarse al menos por 2 para ser comparadas a las indicadas por Bachmann.

Una vez determinada la sección de acero pasivo es muy importante estudiar con todo detalle su distribución dentro de la sección transversal. Buscando el mejor control de las aberturas de fisura esa sección de acero se logrará disponiendo barras de pequeño diámetro (12, 16, 20 ó 25 mm como máximo) tan próximas entre sí como sea posible (ejemplo: ϕ 20 a 10 cm). La separación y calibre de barras se harán variar paulatinamente a medida que nos alejamos del borde traccionado, llegando a armaduras de paramento en almas de, p. ej., ϕ 12 a 15 cm. En las secciones críticas, el haz de tendones queda envuelto en una jaula densa de armadura pasiva (fig. 2).

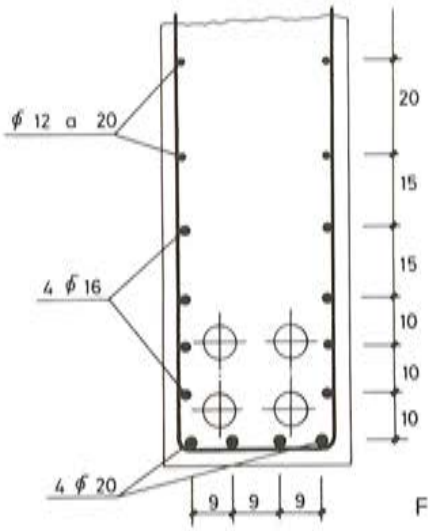


Fig. 2.

8. INFLUENCIA DE LA ARMADURA PASIVA EN LA COMPRESION PERMANENTE DE LA SECCION DE HORMIGON

La sección que soporta la acción inicial del pretensado es la compuesta por las fibras de hormigón y las barras de armadura pasiva adherente y entre ambas se distribuye la fuerza de compresion introducida por aquél. Pero las propiedades reológicas del hormigón (retracción y fluencia) conducen a largo plazo a una redistribución de tensiones, a nivel de cada sección, cuyo resultado es que una parte de las compresiones alojadas inicialmente en ese material se transfieren a las barras de acero pasivo. Este efecto es tanto más acusado cuanto mayor es la cuantía de armadura pasiva dispuesta en la sección y, por ello, debe ser estudiado con más cuidado en estructuras de HPP que en las de HP diseñadas en Clase I.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

En este caso se hace preciso distinguir entre el concepto de "pérdidas de pretensado" y el de "pérdidas (de compresión) en el hormigón". Las pérdidas en el hormigón son mayores que las pérdidas de fuerza de tracción en los tendones de pretensado, y la diferencia entre ambas es la fuerza de compresión que se transfiere a las barras de armadura pasiva por retracción y fluencia.

Para dar una idea de la importancia que puede tener este hecho, la figura 3, tomada de (6), indica la evolución de las tensiones normales en la sección de apoyo intermedio de una viga continua de (24+24) ms, diseñada para diferentes intensidades de SC (q=1,3,5 Mp/m), y con un pretensado calculado para, en todos los casos, disponer de un Grado de Pretensado uniforme igual a 0,6. Las leyes de tensiones en el instante inicial (t=0) y a tiempo infinito muestran claramente la importancia de la pérdida de compresión que se produce en la fibra superior de hormigón. La consecuencia directa es que los Grados de Pretensado reales de que dispone la sección después de transferencia interna de tensiones son los que aparecen en la columna de la derecha, que —en el peor de los casos— descienden hasta K = 0,5, o sea un 20 por 100 inferior al valor deseado inicialmente.

La tabla que insertamos a continuación muestra de otro modo el mismo fenómeno: Se indican las fuerzas de intercambio que se producen a tiempo infinito entre las fibras de hormigón, ΔNc, las barras de acero pasivo, ΔNs, y los tendones de pretensado, ΔNp.

SC (q)	*Δ Nc*	*Δ Ns*	*Δ Np*	*(Mp)*
1 Mp/m	25,9	−18,1	−7,9	
3	45,8	−31,8	−14,3	
5	75,6	−54,8	−21,5	

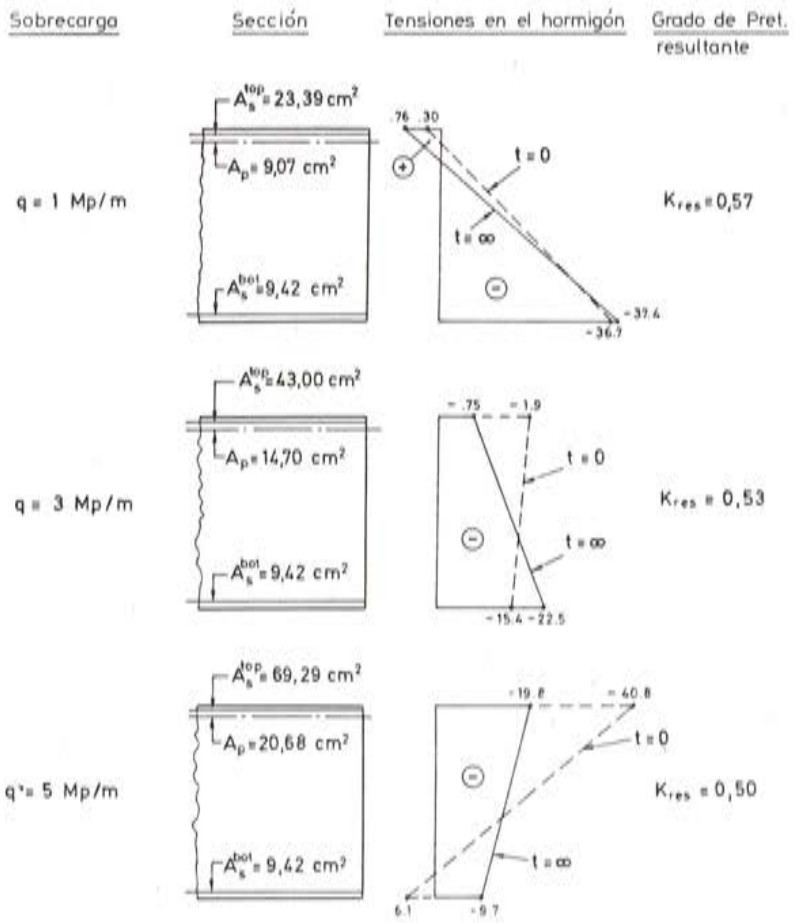


Fig. 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

donde el signo más expresa ganancia de tracción o pérdida de compresión. Se observa que para (q = 5 Mp/m) las pérdidas de compresión en el hormigón son más de tres veces superiores a las pérdidas de pretensado.

Se trata de un aspecto llamativo que ha sido detectado analíticamente por Santamaría, (6), mediante un programa incremental en el tiempo, en el que en cada etapa se introducen los efectos teóricos de la retracción y la fluencia y se procede a compatibilizar deformaciones a nivel de sección (y, en este caso, también de estructura) entre las fibras de hormigón y los elementos metálicos. Sin embargo, en un programa ambicioso de medidas reales en laboratorio de piezas de hormigón armado comprimidas bajo carga constante desarrollado en la Universidad de Gante (Bélgica), ref (7), se han observado hasta ahora transferencias de compresión del hormigón a la armadura incluso superiores (para cuantías altas) a los valores teóricos aquí enunciados.

Por consiguiente, es claro que:

a) En HPP es preciso tener en cuenta, siquiera de modo aproximado, el orden de magnitud de la fuerza de compresión transferida desde el hormigón a la armadura pasiva para poder contar en las secciones críticas con el Grado de Pretensado deseado.

b) Aumentar la sección real de armadura pasiva más allá de los valores calculados equivale a reducir el Grado de Pretensado de la sección y, por tanto, el valor de su momento de descompresión.

9. PASOS REQUERIDOS PARA PROYECTAR UNA VIGA CONTINUA EN HPP

Paso 1:

Elegir el Grado de Pretensado adecuado para las secciones críticas. En el caso de puentes es más razonable elegir el factor de SC frecuente, ψ, y a partir de él determinar los momentos de descompresión en aquéllas.

Paso 2:

Diseñar y encajar los tendones de pretensado que, incluídos efectos hiperestáticos y pérdidas de compresión en el hormigón, conducen a tales momentos de descompresión. Se intentará aprovechar al máximo el canto en las secciones críticas y, para optimizar los momentos hiperestáticos, se jugará con las longitudes de contracurvas sobre apoyos intermedios según lo indicado en el punto 5 anterior.

Paso 3:

Cálculo de la armadura pasiva precisa en las secciones críticas por condiciones de seguridad a rotura de las mismas.

Paso 4:

Discretización de esa armadura pasiva, o de la correspondiente a la cuantía mínima que se acepte, y dibujo meticuloso de las barras que la componen, de acuerdo con lo indicado en el punto 7 anterior.

Paso 5:

Comprobación de las condiciones de fisuración de las secciones críticas bajo las solicitaciones máximas de Servicio (valores característicos de la SC de uso, incluso combinados con otras acciones tales como gradientes y asientos).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Como la cuantía de armadura pasiva, As, influye considerablemente en el valor real del M desc. de cada sección (punto 8 anterior), en algún punto de este diagrama (p. ej., tras el Paso 4) se hace preciso aplicar una rutina de cálculo de redistribución de tensiones normales entre hormigón y acero por retracción y fluencia. Sus resultados pueden obligar a aumentar la fuerza de pretensado inicialmente estimada para que las secciones puedan resistir en descompresión la fracción predefinida de la SC característica.

REFERENCIAS

(1) Abeles, P.W. "Saving reinforcement by prestressing", Concrete and Constructional Engineering, Vol 35, No 7, Julio 1940.

(2) Abeles, P.W. "Some new development in prestressed concrete", Structural Engineer, Vol. 29, Octubre 1951.

(3) Benett, E.W. "Partial Prestressing: A historical overview", Proceedings del Int. Symp. Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete, Universidad de Waterloo, Ontario, Canadá, Vol. 1, 1983.

(4) Societé Suisse des ingenieurs et des architectes SIA "Normes pour le calcul, la construction el l'execution des ouvrages en béton, en béton armé et en béton précontraint", Zurich, 1968.

(5) Bachmann, H. "Partially Prestressed Concrete: Simplified design bases on Swiss practice since 1968", Proc. Int. Symp. NCPC, Vol. 1, 1983.

(6) Santamaría, A. J. "Dimensionamiento de vigas continuas de HPP por consideraciones estrictas de seguridad a rotura", Tesis Doctoral, Universidad de Santander, 1984.

(7) Lambotte, H., VAN NIEUWENBURG, D. "Influence of non-prestressed steel on shrinkage and creep deformations and on redistribution of steel and concrete stresses", Proc. del ARW "Partial Prestressing: From theory to practice". París, 1984 (En prensa).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Dimensionamiento de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado por condiciones estrictas de seguridad frente a rotura

A. J. SANTAMARIA SALLAN
J. J. ARENAS DE PABLO
Dres. Ingenieros de Caminos
Dpto. de Tecnología de las Estructuras
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P.
Universidad de Santander

1. INTRODUCCION

En la comunicación presentada a esta Asamblea titulada "Relación entre ductilidad de sección crítica y capacidad de redistribución de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado" (1), se ha visto la relación cuasi lineal existente entre el coeficiente de adaptación plástica (CAP) y la ductilidad de la sección de apoyo para la hipótesis pésima de carga (figura 1).

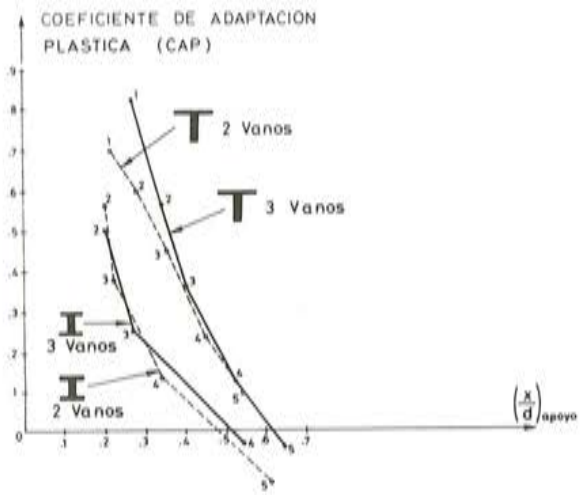


Fig. 1. Relaciones CAP-Ductilidad para las vigas T y doble T analizadas, correspondientes a hipótesis de carga pésima.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Recordando la definición del CAP como la fracción aprovechable de la capacidad teórica de carga (plasticidad perfecta) que la viga posee más allá del comportamiento elástico y lineal, puede verse en la figura 1, que, para valores de (x/d) inferiores a 0,48 aproximadamente, el CAP es positivo, lo que quiere decir que el coeficiente de mayoración de la sobrecarga que produce la ruina de la estructura, calculado mediante análisis no lineal ($\gamma^{ANL}_{q,\,col}$) es superior al que se deduce de un comportamiento elástico y lineal ($\gamma^{AL}_{q,\,col}$).

Se recuerda que el proceso de dimensionamiento de las vigas era el siguiente:

1) Diseño del pretensado por condiciones de servicio con grado de pretensado $\kappa = 0{,}60$.

2) Dimensionamiento de la armadura pasiva suplementaria por condiciones de seguridad a rotura, partiendo de los valores deducidos de un cálculo elástico y lineal.

Puede pensarse entonces que, como el análisis no lineal proporciona coeficientes de mayoración de la sobrecarga superiores a los estrictos, cabría dimensionar para unos valores de γ^q inferiores de modo que se obtenga en el cálculo no lineal un coeficiente $\gamma^{ANL}_{q,\,col}$ estricto. Se trata de obtener, por tanto, para la viga continua el mismo margen de seguridad que ofrece una viga isostática similar.

El proceso puede esquematizarse como sigue:

Los momentos de diseño M_d, en un dimensionamiento basado en valores de cálculo lineal. vienen dados por:

$$M_d = \gamma^{AL}_g \cdot M_g + \gamma^{AL}_q \cdot M_q + \gamma^{AL}_p \cdot M_{H\,P\infty} \tag{1}$$

en donde, de acuerdo con la Instrucción EP-80, es:

$$\gamma^{AL}_g = 1{,}5 \text{ ó } 0{,}9$$
$$\gamma^{AL}_q = 1{,}5 \text{ ó } 0{,}0$$
$$\gamma^{AL}_p = 1{,}0$$

Realizando un análisis no lineal de la estructura así dimensionada se obtiene un valor del CAP superior a la unidad.

$$CAP = \frac{P^{ANL}_{col} - P^{AL}_{col}}{P^{PL}_{col} - P^{AL}_{col}} = \frac{\gamma^{ANL}_{q,\,col} - \gamma^{AL}_{q,\,col}}{\gamma^{PL}_{q,\,col} - \gamma^{AL}_{q,\,col}} > 1 \tag{2}$$

Se trata ahora de dimensionar la armadura pasiva de la viga a partir de unos valores de diseño:

$$M^*_d = \gamma^{AL}_g \cdot M_g + (\gamma^{AL}_q)^* \cdot M_q + \gamma^{AL}_p \cdot M_{H\,P\infty} \tag{3}$$

siendo:

$$(\gamma^{AL}_q)^* = \rho \cdot \gamma^{AL}_q \tag{4}$$

con $\rho < 1$ de modo que, en el análisis no lineal se obtenga:

$$(\gamma^{ANL}_q)^* = \gamma^{AL}_q \tag{5}$$

Además:

$$(\gamma^{PL}_q)^* = \rho \cdot \gamma^{PL}_q \tag{6}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Admitiendo que el CAP no varía en este nuevo dimensionamiento y, sustituyendo (4), (5) y (6) en (2), queda:

$$\mathrm{CAP} = \frac{\gamma_q^{AL} - \rho\,\gamma_q^{AL}}{\rho\,\gamma_q^{PL} - \rho\,\gamma_q^{AL}} \tag{7}$$

y, despejando ρ:

$$\rho = \frac{1}{1 + \mathrm{CAP}\,(\lambda - 1)} \tag{8}$$

siendo:

$$\lambda = \frac{\gamma_q^{PL}}{\gamma_q^{AL}} \tag{9}$$

Se ha obtenido un factor ρ, reductor de los coeficientes de mayoración de la sobrecarga, que depende del coeficiente de adaptación plástica y de un factor λ que, a su vez, depende del esquema estático de la viga considerada (número de vanos y relación de luces). Su cálculo se lleva a cabo en el apartado 2 de esta comunicación.

En todo el razonamiento anterior se ha supuesto que el CAP es el mismo en el nuevo dimensionamiento. En realidad, debido al factor ρ, los momentos de diseño se reducen y, por consiguiente, lo mismo ocurre con la armadura pasiva. Esto supone un aumento de ductilidad en la sección de apoyo y, por tanto, un incremento del CAP (figura 1). El suponerlo igual que en el primer diseño nos deja del lado de la seguridad.

2. FACTOR λ

El factor λ representa la relación entre la sobrecarga máxima admisible en el supuesto de plasticidad perfecta y la sobrecarga de colapso en el caso de comportamiento elástico perfecto.

En una viga de dos vanos iguales la situación se representa en la figura 2.

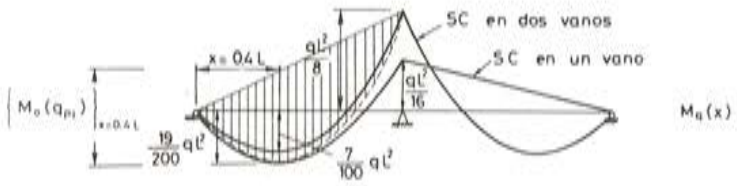


Fig. 2. Esfuerzos en viga E2VT.

Admitiendo que, en un comportamiento plástico perfecto, la estructura se agota en las secciones de apoyo y la de vano situada al 40 por 100 de la luz (que es lo que sucede en las

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

vigas en estudio dado que éstas se dimensionan estrictamente en dichas secciones mientras que en los demás van sobradas) puede establecerse la siguiente igualdad, que no es otra cosa que el cálculo de la carga plástica (figura 2):

$$\{M_0\ (q_{PL})\}_{x\ =\ 0,4\ L} = \frac{3}{25}\, q_{PL}\ L^2 = \frac{4}{10}\, M_{APOYO} + M_{VANO} \qquad (10)$$

como:

$$M_{APOYO} = \frac{1}{8}\, qL^2$$

$$M_{VANO} = \frac{19}{200}\, qL^2$$

queda:

$$\frac{3}{25}\, q_{PL}\ .\ L^2 = \left(\frac{4}{10}\ .\ \frac{1}{8} + \frac{19}{200}\right) q\ .\ L^2$$

o sea:

$$q_{PL} = \frac{29}{24}\, q \qquad (11)$$

Se obtiene así un coeficiente $\lambda = 29/24 = 1{,}21$.

En el caso de vigas de 3 vanos hay dos posibles mecanismos de rotura según se agote el vano lateral o el central.

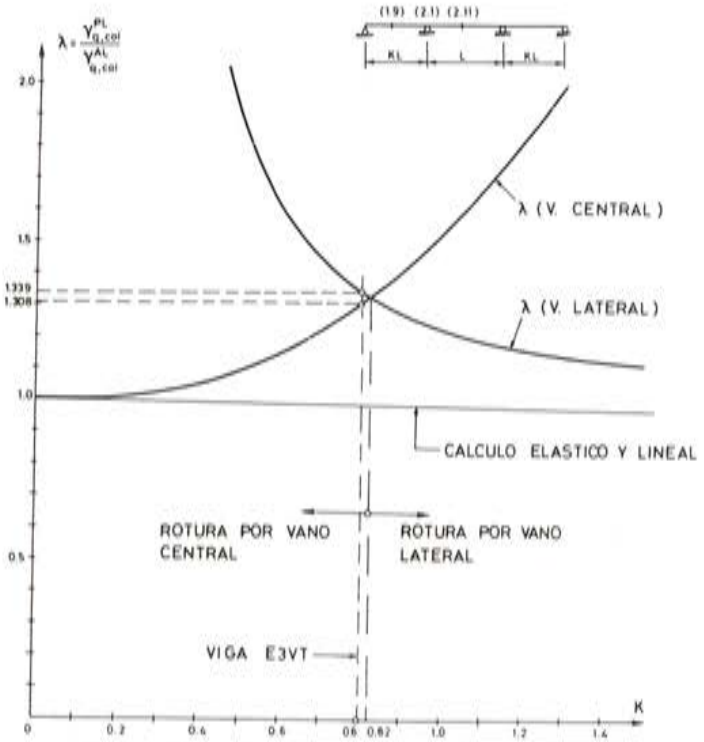


Fig. 3. Mecanismos de colapso en viga continua.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

En la figura 3, se representan los valores de λ en función de la relación de luces, k, del vano lateral al central. Para $k < 0{,}82$ la rotura sucede en el vano central mientras que para valores superiores el colapso tiene lugar en el vano lateral. En las vigas analizadas (en las que $k = 0{,}80$) la rotura sucede en el vano central con un valor de $\lambda = 1{,}308$.

3. METODO DE DIMENSIONAMIENTO PROPUESTO

Con el conocimiento de CAP y del factor λ puede realizarse el dimensionamiento de vigas continuas parcialmente pretensadas de acuerdo con el siguiente esquema:

3.1. Diseño de la armadura de pretensado por condiciones de servicio a través del grado de pretensado k en las secciones críticas.

El grado de pretensado se define como la relación entre el momento de descompresión y el momento total de cargas permanentes y sobrecargas. Grados de pretensado del orden de 0,6 ó 0,7 conducen a un consumo mínimo de armadura total (activa + pasiva). BACHMANN (4), (5) recomienda elegir el grado de pretensado de modo que, frente a las cargas permanentes, no se alcance el estado límite de descompresión, aunque valores mayores (y correspondientes a mantener descompresión para la situación de SC frecuente) pueden ser más recomendables para el proyecto de puentes.

El trazado puede elegirse apurando los recubrimientos tanto en vano como en apoyo dado que, al ser inferior la fuerza de pretensado a la existente si se proyecta en Clase I, el problema de las tracciones de la viga en vacío desaparece o se atenúa mucho. Por otra parte, al adoptar máxima excentricidad se consigue no desaprovechar seguridad a rotura.

3.2. Diseño de la armadura pasiva en las secciones críticas de vano y apoyo, por condiciones de seguridad a rotura, calculando los momentos de diseño a partir de valores deducidos de un cálculo elástico y lineal:

$$M_d = \gamma_g \cdot M_g + \gamma_q \cdot M_q + \gamma_p \cdot M_{H\,p\infty} \qquad (12)$$

El valor recomendable para el coeficiente γ_p, que factoriza el valor del momento hiperestático de pretensado, resulta ser la unidad según los valores numéricos de la carga de colapso de vigas encontrados en (6) y de acuerdo con las razones expuestas de modo amplio en (3) y más restringidamente, en la comunicación (2) presentada a esta Asamblea.

3.3. Conocida la profundidad relativa de la fibra neutra en la sección de apoyo, en estado límite último, puede hallarse (con la figura 1) un valor seguro del CAP. Hay que indicar que sólo se dispone, de momento, de los datos correspondientes a las familias de vigas T y doble T analizadas. Sería necesario un estudio paramétrico que incluyera otros tipos de secciones, número de vanos y relación de luces, esbelteces, etc., para disponer de una mayor información en la elección del CAP. La figura 1 muestra un comportamiento común para cada familia estructural, variando de una a otra familia dentro de un huso de valores que el estudio paramétrico anterior permitirá probablemente acotar.

3.4. Obtención del coeficiente reductor ρ mediante la expresión (8) en función del CAP y del factor λ (que, como se ha indicado representa la reserva de seguridad del comportamiento plástico perfecto sobre el elástico y lineal).

3.5. El coeficiente reductor uniforme ρ afecta al coeficiente de mayoración de la sobrecarga, de modo que se calculan unos nuevos momentos de diseño en las secciones críticas según:

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

$$M_d^* = \gamma_g \cdot M_g + \rho \cdot \gamma_q \cdot M_q + \gamma_p \cdot M_{H\,p\infty} \qquad (13)$$

lo que da lugar a una armadura pasiva inferior a la calculada en el punto 3.2.

3.6. Dimensionamiento de la armadura pasiva en las restantes secciones no críticas. Este diseño puede hacerse igualmente a partir de los valores elásticos reducidos mediante ρ. Unicamente hay que prestar atención a las secciones próximas a apoyos sometidas a flexión negativa ya que, por las posibles redistribuciones ascendentes, pueden llegar a agotarse antes que la sección de apoyo. Ello exige un dimensionamiento basado en un criterio plástico tal como el indicado en la figura 4 en donde se admite que la sección de apoyo puede alcanzar su momento último estando el vano no sobrecargado, lo que da lugar a unos momentos negativos de diseño superiores a los derivados de un cálculo elástico y lineal. En la figura 5 se representan los valores obtenidos en el dimensionamiento según los criterios elástico y plástico, en una de las vigas analizadas.

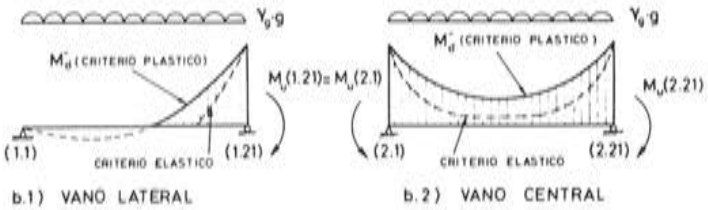


Fig. 4. Dimensionamiento con criterio plástico.

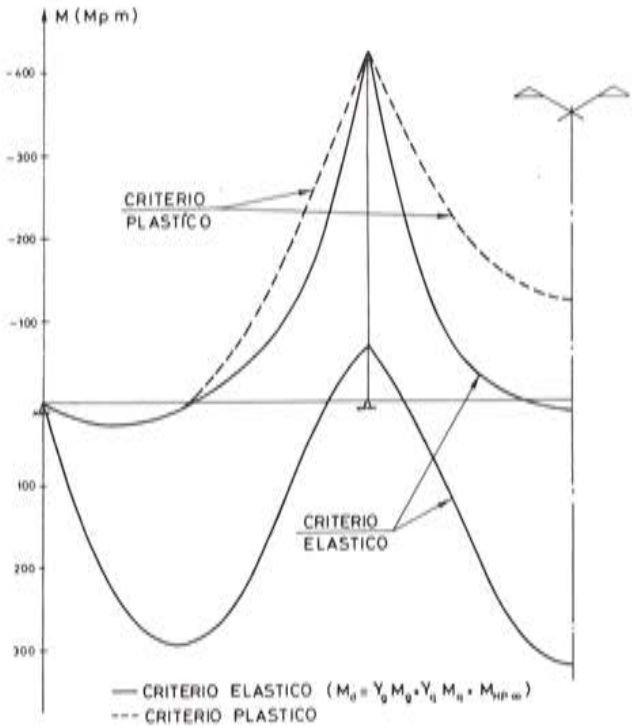


Fig. 5. Viga E3VI/1/2. Dimensionamiento con criterios elástico y plástico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

3.7. Por último, y dado que el CAP se refiere únicamente al estado límite último de agotamiento, hay que proceder a verificar el estado límite de servicio en lo que a control de abertura de fisuras respecta.

3.8. De este modo se consigue, aprovechando la capacidad de redistribución de la estructura, una seguridad ligeramente superior a la estricta ($\gamma^{ANL}_{q,\,col} \gtrsim 1{,}50$).

4. EJEMPLO DE APLICACION

Como ejemplo de aplicación se presenta el correspondiente a una viga de dos vanos de luces 24 + 24 m y sección en T para una sobrecarga característica q = 3 Mp/ml.

Los momentos de diseño en las secciones de apoyo y vano (al 40 por 100 de la luz), calculados mediante:

$$M_d = 1{,}5 \,.\, M_g + 1{,}5 \,.\, M_q + 1{,}0\, M_{H\,P\infty}$$

se indican en la siguiente tabla (en la que se incluye la armadura pasiva estricta necesaria, derivada de dichos momentos de diseño):

Sección	M_g	M_q	$M_{HP\infty}$	M_d *(Mp.m)*	A_s *(cm²)*
VANO	96,9	165,0	35,2	+ 428	19,73
APOYO	−172,5	−216,0	88,0	− 495	43,00

Un análisis no lineal de la viga así dimensionada proporciona un valor (para la hipótesis pésima consistente en sobrecargar los dos vanos) de la sobrecarga en el colapso: $\gamma^{ANL}_{q,\,col} = 1{,}635$ superior al estricto derivado de un análisis lineal ($\gamma^{AL}_{q,\,col} = 1{,}50$). La carga plástica de agotamiento es (de acuerdo con el punto 2) $\gamma^{PL}_{q,\,col} = (29/24) \,.\, 1{,}50 = 1{,}813$ y, el coeficiente de adaptación plástica:

$$CAP = \frac{1{,}635 - 1{,}50}{1{,}813 - 1{,}50} = 0{,}431$$

Con el método propuesto será:

$$\rho = \frac{1}{1 + CAP\,(\lambda - 1)} = \frac{1}{1 + 0{,}431\,(29/24 - 1)} = 0{,}918$$

es decir:

$$(\gamma^{AL}_{q})^{*} = 0{,}918 \,.\, 1{,}50 = 1{,}376$$

los nuevos momentos de diseño (M^{*}_{d}), calculados de acuerdo con:

$$M^{*}_{d} = 1{,}5 \,.\, M_g + 1{,}376 \,.\, M_q + 1{,}0\, M_{H\,P\infty}$$

se indican en la siguiente tabla, al igual que la nueva armadura pasiva necesaria (A^{*}_{s}):

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Sección	M_d^* *(Mp.m)*	$A_s^*(cm^2)$	$A_s^*/A_s\ (cm^2)$
VANO	407	16,01	0,81
APOYO	– 468	36,8	0,86

Se ha conseguido, por tanto, un ahorro de acero pasivo de un 19 por 100 y 14 por 100 en las secciones de vano y apoyo respectivamente.

Si con la nueva armadura se realiza un análisis no lineal se obtiene $(\gamma_{q,col}^{ANL}) = 1.522$ ligeramente superior al estricto ya que al disminuir armadura la ductilidad de apoyo aumenta y por consiguiente el CAP también.

Hay que indicar, por último, que el factor ρ es esencialmente distinto del coeficiente de redistribución del Código Modelo ya que, en éste, la reducción de momentos de apoyo debe compensarse con incrementos en vano. Por el contrario, ρ es un factor uniforme de reducción aplicado a todas las secciones de la viga que permite aproximar el margen de seguridad de una viga continua al de una viga isostática similar.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

(1) (1) ARENAS, J.J. y SANTAMARIA, A. J. "Relación entre ductilidad de sección crítica y capacidad de redistribución de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado". Comunicación presentada en la XI Asamblea de la ATEP. Santander, 1984.

(2) ARENAS, J. J. "Sobre el concepto de momentos hiperestáticos de pretensado en estructuras continuas en estados de servicio, de fisuración y de agotamiento resistente. Valor recomendable de γ_p para la verificación de la seguridad a rotura de secciones, basada en valores de esfuerzos calculados linealmente". Comunicación presentada a la XI Asamblea de la ATEP. Santander, 1984.

(3) ARENAS, J. J. "Continuous partially prestressed structures. European perspective". NATO-ARW. París. 1984.

(4) BACHMANN, H. "Précontrainte partielle: expériences suisses et concepts du dimensionnement". Institut für Baustatik und Konstruktion. ETH. Zürich. 1979.

(5) BACHMANN, H. "Partially prestressed concrete: simplified design based on swiss practice since 1968". International Symposium NCPC. University of Waterloo, Ontario, Canadá, 1983.

(6) SANTAMARIA, A. J. "Dimensionamiento de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado por condiciones estrictas de seguridad a rotura". Tesis Doctoral. E.T.S. de Ingenieros de Caminos. Universidad de Santander. 1984.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Relación entre ductilidad de sección crítica y capacidad de redistribución de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado

A. J. SANTAMARIA SALLAN
J. J. ARENAS DE PABLO
Dres. Ingenieros de Caminos
Dpto. de Tecnología de las Estructuras
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P.
Universidad de Santander

1. INTRODUCCION

Este trabajo sigue la línea de investigación, emprendida hace ya seis años en el Departamento de Tecnología de las Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander, que se inició con la Tesis Doctoral (1), pudiendo encontrarse un resumen de su estado actual en la referencia (2).

Se exponen en esta comunicación los resultados obtenidos del análisis no lineal (ANL) de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado en las que se ha hecho variar de modo sistemático las condiciones de ductilidad en sus secciones críticas.

El estudio se enfoca fundamentalmete al comportamiento en la situación de colapso de la estructura y en lo que a capacidad de redistribución respecta. Es necesario, por tanto, un modelo que refleje de un modo preciso el comportamiento de las vigas en estados avanzados de carga, lo que hace necesario recurrir al ANL. El modelo elaborado se describe en el punto 2 de esta comunicación.

En el apartado 3 se describen los principios de dimensionamiento de las vigas continuas analizadas y, en el 4, los resultados obtenidos de su evolución hasta rotura por solicitaciones normales.

Para cuantificar la capacidad de redistribución se define, en el punto 5, el coeficiente de adaptación plástica (CAP), encontrándose una relación casi lineal entre dicho coeficiente y la ductilidad de la sección de apoyo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

2. MODELO DE ANALISIS NO LINEAL DE VIGAS CONTINUAS

El modelo elaborado en (4) estudia el comportamiento de vigas continuas en flexión longitudianl tanto en lo que respecta a su estado inicial y permanente como en lo relativo a su comportamiento en servicio y en rotura.

El estudio de los estados inicial y permanente se realiza, como es usual, mediante cálculo lineal, mientras que la evolución hasta la rotura frente a cargas crecientes precisa de un análisis no lineal. El nexo de unión de esas dos partes lo constituye la determinación de los diagramas momento-curvatura a los que se considera representativos del comportamiento real de las secciones de hormigón.

Por consiguiente, el esquema general del modelo consta de las siguientes partes:

2.1. Estado Inicial de la Estructura.
2.2. Determinación del Estado Permanente.
2.3. Obtención de los diagramas momento-curvatura.
2.4. Evolución hasta rotura por flexión longitudinal.

2.1. Estado Inicial

Es el estado de tensiones y deformaciones de la estructura que se produce en el momento del tesado. Las acciones actuantes son, por tanto, el peso propio más el pretensado inicial.

Dado el esquema estático en estudio (tableros continuos en flexión longitudinal), el cálculo del Estado Inicial se aborda mediante un método de flexibilidad, esto es, se convierte la estructura en isostática mediante cortes en las secciones de apoyo y se introducen como incógnitas los momentos de continuidad. Estableciendo la compatibilidad de rotaciones se plantea el sistema de ecuaciones que resuelve el problema.

2.2. Estado Permanente

Es el estado tenso-deformacional en cada sección producido, a tiempo infinito, por las siguientes acciones:

a) Peso propio del tablero, actuante a partir del tiempo t_1.

b) Pretensado inicial en cada sección, actuando sobre las secciones de hormigón homogeneizadas con la armadura pasiva, a partir de t_1.

c) Carga permanente de superestructura, actuante a partir de t_{CP}.

d) Pérdidas diferidas de pretensado debidas a:

- Retracción.
- Fluencia (producida por a) + b) + c) + d)).
- Relajación del acero duro.

En principio, el problema se reduce a determinar, en cada sección, los esfuerzos que aparecen, en un intervalo genérico de tiempo, en los niveles de armadura (activa y pasiva) considerados, cuando el hormigón que los rodea acorta por fluencia y retracción; se produce además, un intercambio de tensiones debido a la relajación del acero activo y, por último, al tratarse de un tablero continuo (hiperestático), tiene lugar una redistribución de esfuerzos a nivel de estructura que modifica igualmente las tensiones en el acero y en el hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

La condición para determinar el estado tensional no es otra que la compatibilidad de deformaciones tanto a nivel de sección entre fibras de hormigón y acero como a nivel de estructura.

El tratamiento de la retracción y fluencia se hace siguiendo la formulación general del Código Modelo; sus efectos a nivel de sección se determinan trabajando con la sección neta de hormigón. Para la relajación del acero activo se adopta el modelo logarítmico de la Instrucción EP-80. Los esfuerzos hiperestáticos que surgen a nivel de estructura se determinan por flexibilidad.

El resultado final del cálculo, extendido a todas las etapas en que se discretiza el tiempo, es el Estado Permanente.

2.3. Diagramas Momento-Curvatura

Su aspecto se indica en la figura 1. Los ejes de referencia corresponden al momento exterior y la curvatura totales; el momento exterior es el debido a cargas externas y reacciones de apoyo (incluye por tanto, el hiperestático de pretensado pero no el isostático); la curvatura, en cambio, es la total (incluyendo la debida al pretensado isostático).

La determinación de los diagramas se hace en el supuesto de comportamiento lineal desde el estado permanente (punto 1) hasta fisuración (puntos 2 y 2'). Desde ésta hasta rotura (ramas 2-4-5 y 2'-4'-5') se calculan a partir de las leyes tensión-deformación reales de los materiales.

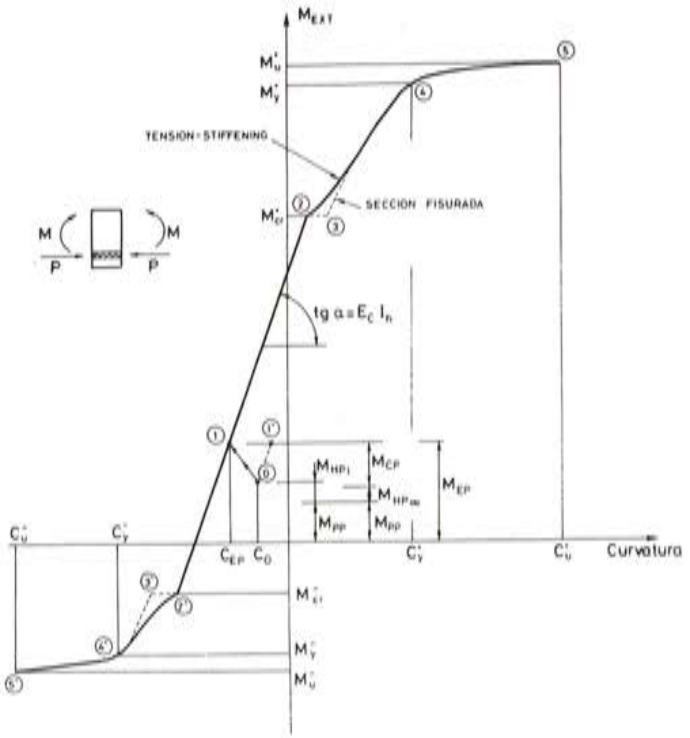


Fig. 1. Diagrama momento-curvatura de una sección pretensada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

2.4. Evolución hasta rotura

El objetivo de este apartado es el cálculo de esfuerzos, curvaturas y estado de integridad o fisuración de la estructura para un estado de carga genérico así como la evolución de la misma frente a cargas crecientes hasta llegar a rotura, todo ello mediante un procedimiento de análisis no lineal.

Como hipótesis básicas de cálculo se consideran las siguientes:

a) Se desprecia la deformación debida a esfuerzo cortante.

b) Las cargas exteriores sólo producen efectos de flexión pero no de torsión o compresión.

c) Se supone que se alcanza la rotura de la estructura cuando en una sección de la misma, se llega al momento último respuesta calculado en 2.3.

Las acciones que se consideran son: peso propio, carga permanente de superestructura, pretensado (estas tres ya se tienen en cuenta a través de los diagramas momento-curvatura), sobrecarga (constituida por un número cualquiera de cargas puntuales o repartidas uniformes), asientos diferenciales de apoyos y gradientes térmicos.

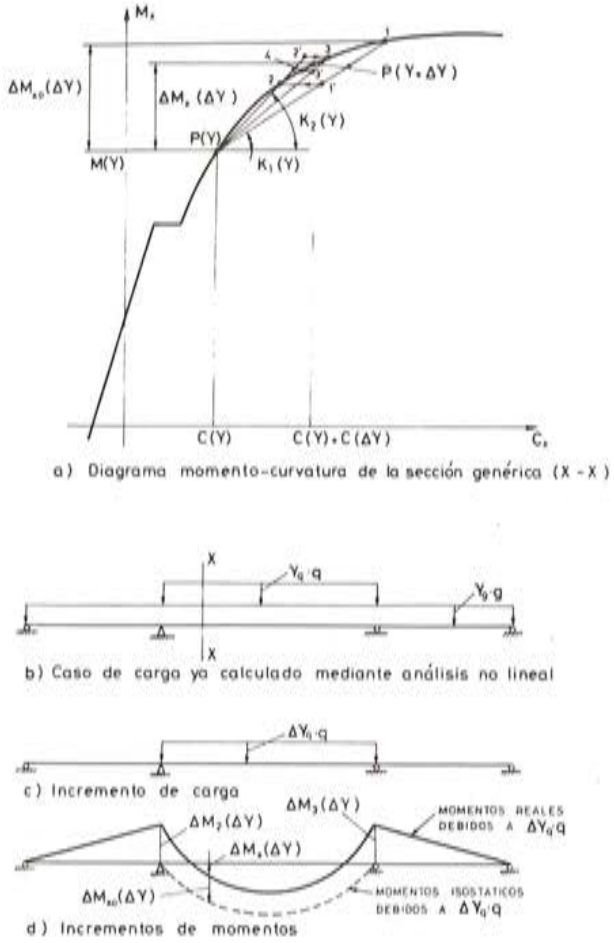


Fig. 2. Método de análisis no lineal de vigas contínuas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

El método de análisis no lineal utilizado en el cálculo de esfuerzos originados por sobrecargas crecientes se esquematiza en la figura 2. Se trata de un método de compatibilidad en el que se utilizan matrices de flexibilidad tangentes que van variando en las sucesivas iteraciones hasta conseguir la convergencia deseada. Se parte de una rigidez k_1 (γ) que proporciona un esfuerzo representado por el punto (1') que será, en general, exterior al diagrama Momento-Curvatura. El punto (2) (en la horizontal de 1') define la rigidez k_2 (γ) a adoptar en la segunda iteración, rigidez que proporciona el esfuerzo representado por (2'). Se sigue iterando hasta que el punto (N') está lo suficientemente próximo al diagrama momento-curvatura.

Otras técnicas posibles de análisis no lineal de estructuras de hormigón pueden consultarse en (3).

3. VIGAS ANALIZADAS

Se han considerado cuatro familias de vigas caracterizadas por su esquema estático (vigas continuas de 2 vanos de luces 24 + 24 m y de 3 vanos de luces 24 + 30 + 24 m) y su sección transversal (T o doble T) indicada en la figura 3.

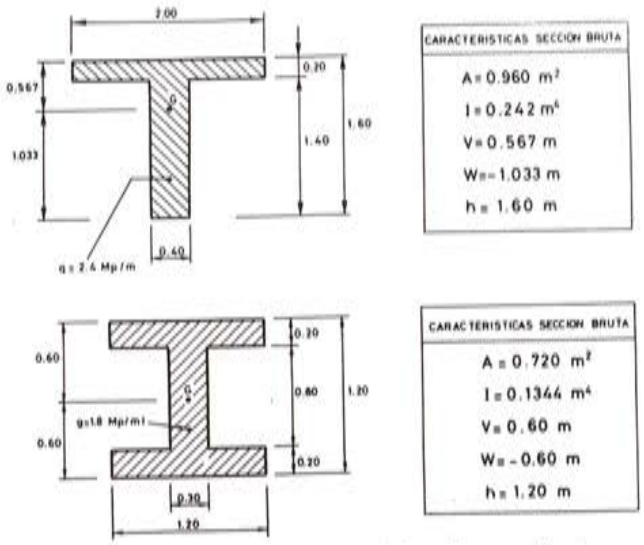


Fig. 3. Secciones transversales de las vigas analizadas.

Los criterios de dimensionamiento pueden esquematizarse como sigue:

3.1. Para cada familia se consideran varias intensidades de sobrecarga lo que da lugar a una serie de vigas con distintas cuantías de armadura y, por tanto, diferentes condiciones de ductilidad en su sección crítica de apoyo (por el tipo de sección y esquema estático las secciones de vano son siempre más dúctiles que las de apoyo). La intensidad máxima de sobrecarga se elige para tener capacidad suficiente a cortante y ductilidad nula o muy reducida en la sección de apoyo. La ductilidad se define aquí como la relación entre la longitud de la rama plástica del diagrama momento-curvatura ($C_u - C_y$) y la curvatura correspondiente a plastificación del acero (C_y).

3.2. El trazado y la cuantía del pretensado se elige de modo que, con máxima excentricidad en las secciones críticas de vano y apoyo, se obtenga en ellas un grado de

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

pretensado k = 0,60 (definido éste como la relación entre el momento de descompresión y el momento total debido a las cargas permanentes y sobrecargas).

3.3. La armadura pasiva suplementaria se dimensiona por condiciones estrictas de seguridad a rotura en las mismas secciones críticas de apoyo y vano. Los valores del momento de diseño M_d son los deducidos de un cálculo elástico y lineal.

3.4. Las acciones consideradas son sobrecargas uniformemente repartidas a lo largo de uno o varios vanos de la viga. Se parte de un valor inicial de dichas sobrecargas y se van incrementando progresivamente hasta alcanzar la rotura.

4. RESULTADOS OBTENIDOS

En las figuras 4 a 8 se representan algunos de los resultados obtenidos de la evolución hasta rotura para las vigas de dos vanos y sección en T en diversas hipótesis de carga.

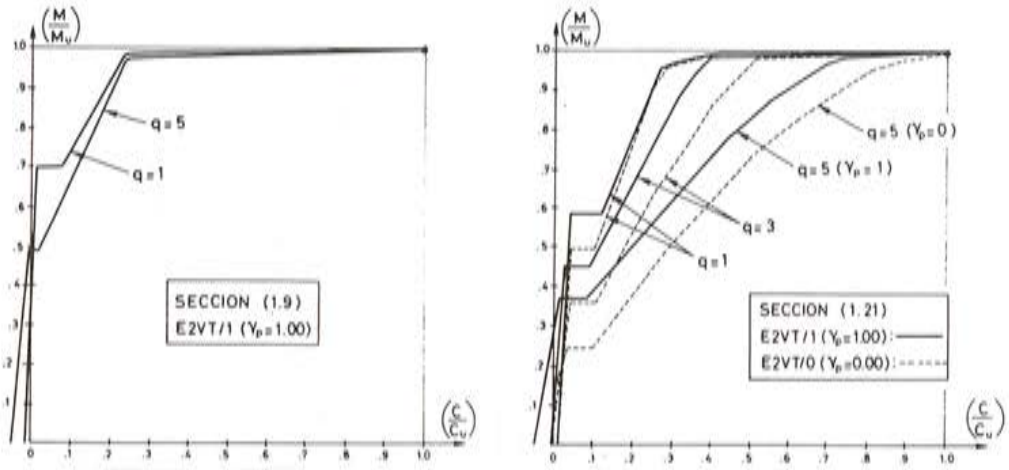


Fig. 4. Viga E2VT. Diagramas momento-curvatura.

En la figura 4 se indican los diagramas Momento-Curvatura, en valores relativos, obtenidos en las secciones de vano (1.9) y apoyo (1.21) para las diversas intensidades de sobrecarga consideradas. Puede verse, para la sección de vano (1.9), la gran amplitud de la rama plástica así como la pequeña diferencia existente entre las vigas dimensionadas para la sobrecarga mínima (q = 1 Mp/ml) y máxima (q = 5 Mp/ml) consideradas.

En la sección de apoyo (1.21), en cambio, las diferencias son notables aumentando la ductilidad al disminuir la sobrecarga, lo que se traducirá en una mayor capacidad de redistribución. En la misma figura se representan (de puntos) los diagramas M-C obtenidos, en la sección de apoyo, en el caso de dimensionar la armadura pasiva sin tener en cuenta los momentos hiperestáticos de pretensado ($\gamma_p = 0.00$), lo que supone una clara disminución de la ductilidad.

En las figuras 5 y 6 se representan, a la derecha, los diagramas M-C de las secciones de apoyo y vano y a la izquierda la evolución de los momentos en las mismas secciones al incrementarse la sobrecarga (actuando ésta a todo lo largo de la viga). Se trata por tanto de la hipótesis de carga que da máxima flexión negativa en la sección de apoyo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

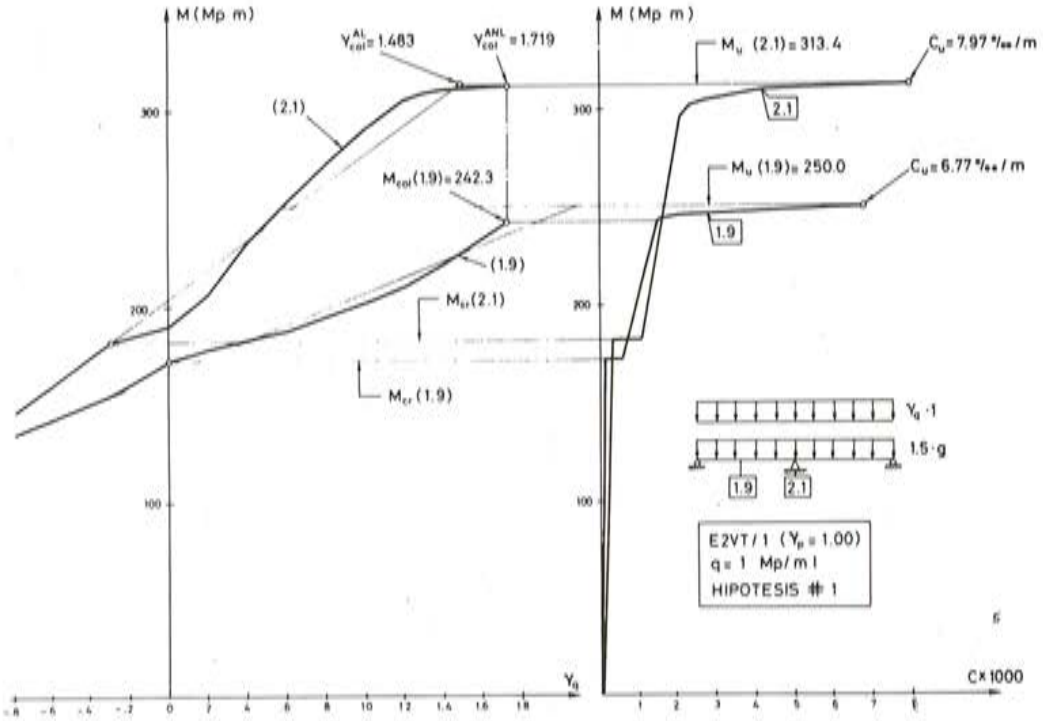


Fig. 5. Viga E2VT/1/1. Evolución hasta rotura.

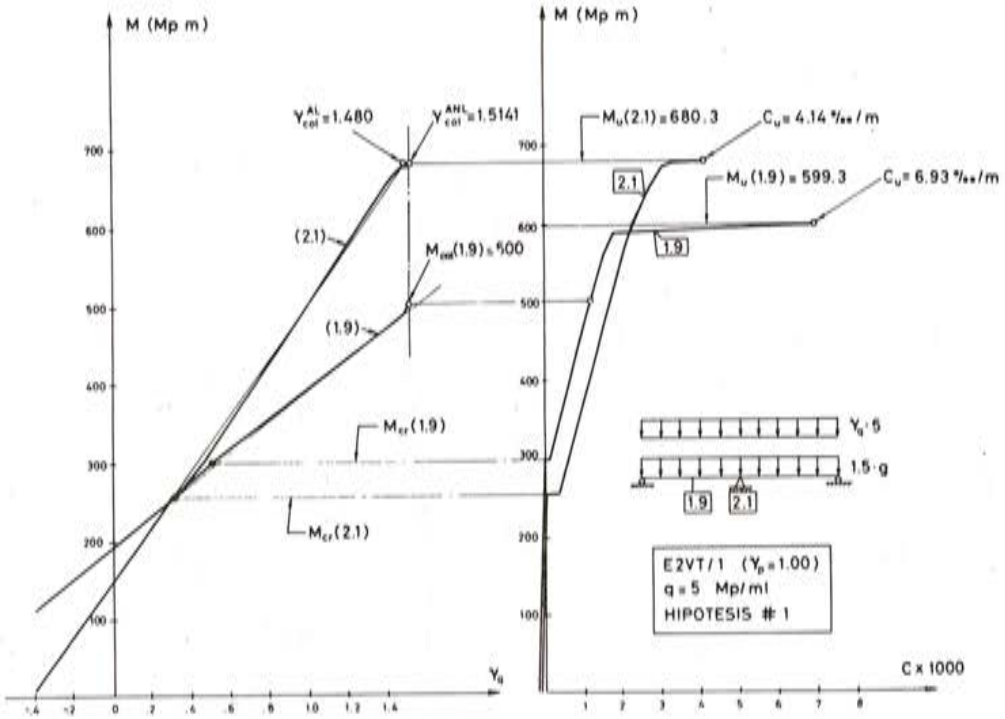


Fig. 6. Viga E2VT/1/5. Evolución hasta rotura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

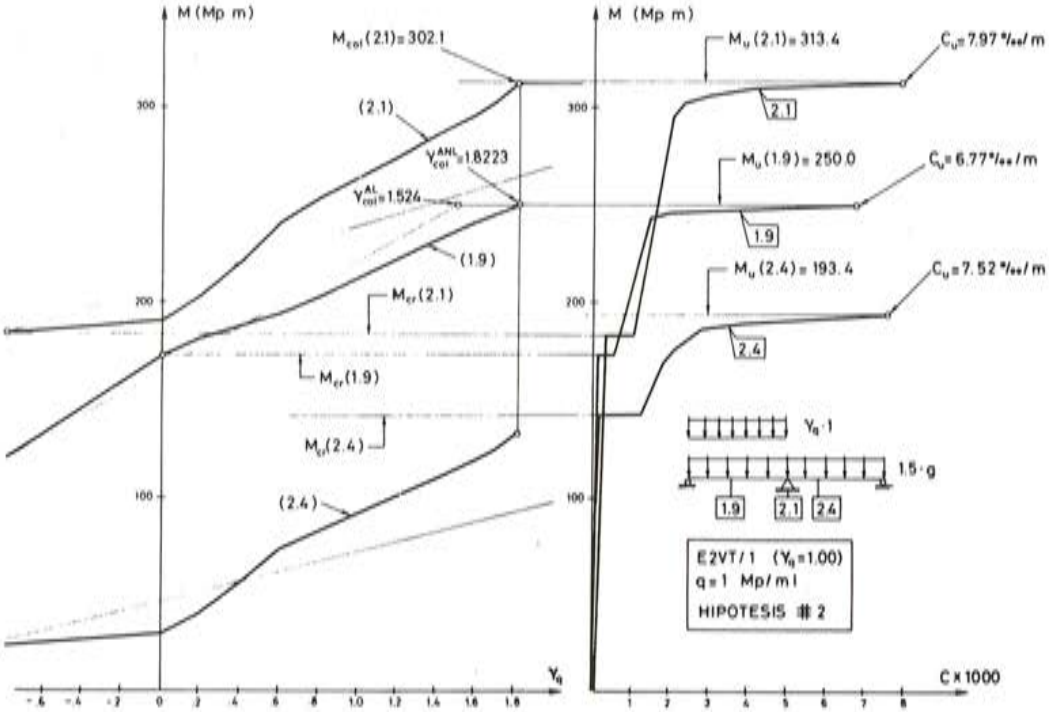


Fig. 7. Viga E2VT/1/1. Evolución hasta rotura.

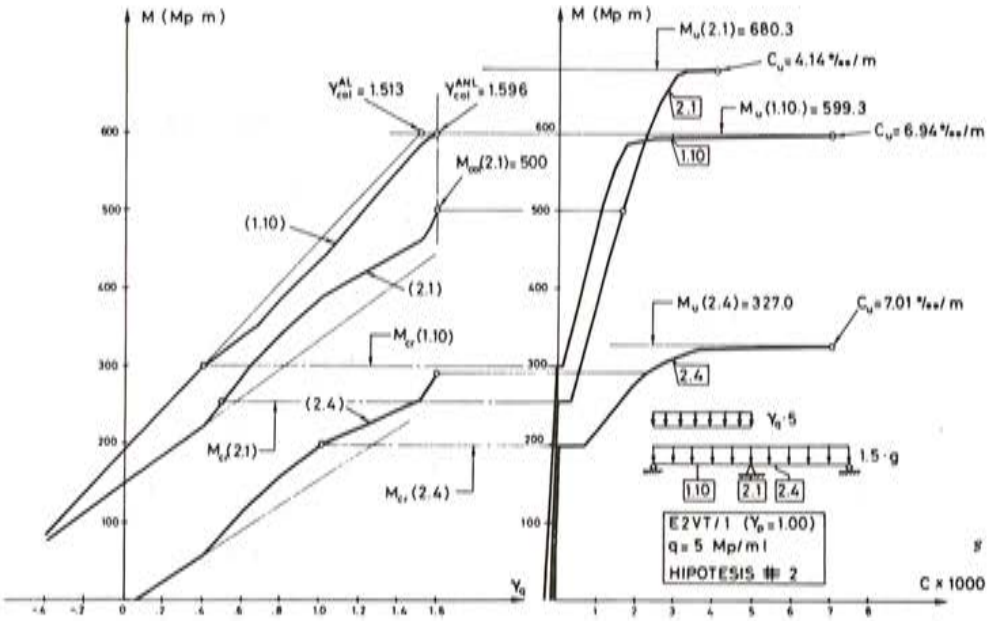


Fig. 8. Viga E2VT/1/5. Evolución hasta rotura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

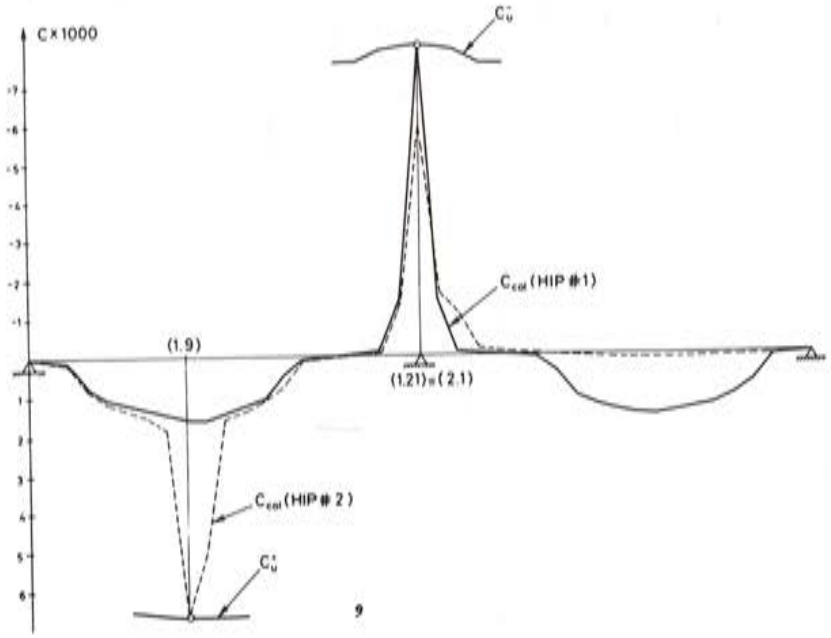


Fig. 9. Viga E2Vt/1/1. Curvaturas últimas y de colapso.

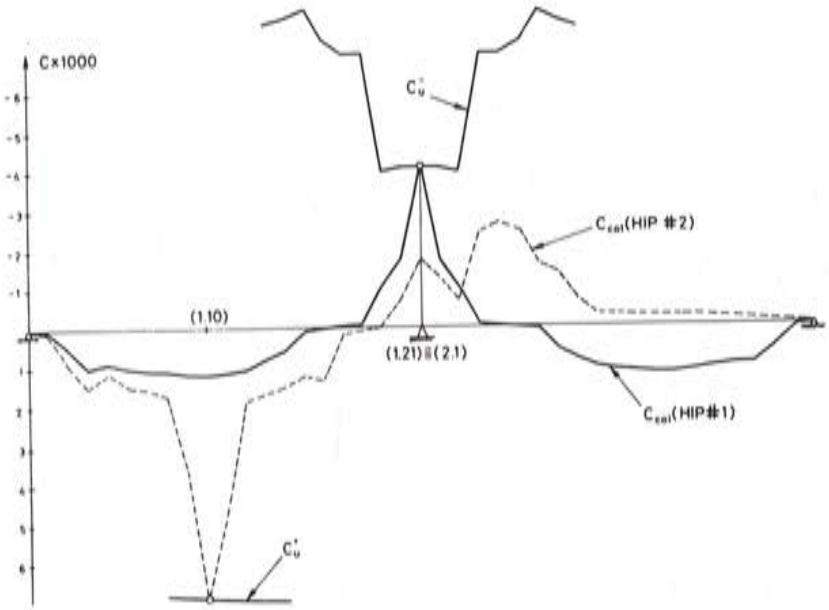


Fig. 10. Viga E2VT/1/5. Curvaturas últimas y de colapso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Puede verse que, para la viga de mayor ductilidad en apoyo (figura 5), en situación próxima a la rotura, la sección de apoyo apenas incrementa el momento, debiendo ser absorbido éste, por equilibrio, por la sección de vano que crece por encima de los valores deducidos de un cálculo elástico y lineal. La consecuencia de ello, es la gran adaptación plástica que se produce (así, en la sección de vano, en el agotamiento, el momento flector es muy próximo al momento último respuesta de la sección).

En la viga de ductilidad mínima (figura 6), en cambio, la escasez de rama plástica en la sección de apoyo impide que ésta adquiera curvatura sin incremento de momento lo que se traduce en una peor adaptación plástica. El momento de colapso de la sección de vano está muy lejos de su momento último. Con las figuras 5 y 6 se pone de manifiesto la influencia de la ductilidad de la sección de apoyo en la capacidad de redistribución.

En las figuras 7 y 8 se compara el comportamiento de las mismas vigas para la hipótesis de carga consistente en sobrecargar un solo vano.

El factor determinante para la capacidad de redistribución sigue siendo la ductilidad de la sección de apoyo en el sentido de aumentar la redistribución con la ductilidad, pero influye igualmente de un modo importante la extensión de la zona fisurada por flexión negativa en el vano no sobrecargado. Así, puede verse que, en la viga dimensionada para q = 1 Mp/ml (figura 7) la sección de riñones (2.4) no llega a fisurarse mientras que, para q = 5 Mp/ml (figura 8), esta misma sección está bastante próxima al momento último impidiendo, por tanto, que la sección de apoyo (2.1) pueda absorber más momento y, consecuentemente, logrando una adaptación plástica peor.

Este comportamiento puede verse igualmente en las figuras 9 y 10 en donde se representan las curvaturas en situación de colapso. Así como en la viga dimensionada con q = 1 Mp/ml (para la hipótesis 2, esto es, un vano sobrecargado) el comportamiento del apoyo central es similar al de una rótula plástica concentrada (figura 9), en la viga de sobrecarga q = 5 Mp/ml (figura 10) las curvaturas plásticas se extienden a un 40 por 100 de la luz del vano descargado; éste pierde rigidez, lo que hace que el vano sobrecargado se encuentre menos empotrado en él y la adaptación plástica sea por tanto menor.

5. COEFICIENTE DE ADAPTACION PLASTICA

Para cuantificar la capacidad de redistribución se define el coeficiente de adaptación plástica (CAP) como el cociente entre el incremento de carga que se produce en la estructura más allá del comportamiento elástico y lineal y el que se produciría en el caso de comportamiento plástico perfecto, es decir:

$$CAP = \frac{P^{ANL}_{col} - P^{AL}_{col}}{P^{PL}_{col} - P^{AL}_{col}}$$

en donde:

P^{ANL}_{col} = Carga de rotura según modelo de análisis no lineal.

P^{AL}_{col} = Carga de rotura según comportamiento elástico y lineal.

P^{PL}_{col} = Carga de rotura según comportamiento plástico perfecto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Tal índice tiene la ventaja de ser independiente de la configuración geométrica de la viga (número y longitud relativa de los vanos) y de la relación entre sobrecarga y carga permanente.

Un coeficiente CAP = 0.00 indica un comportamiento elástico perfecto (o sea, con rotura absolutamente frágil); si CAP = 1.00 se trata de un caso de adaptación plástica total (con agotamiento absolutamente dúctil).

En las figuras 11 y 12 se representan los valores obtenidos para el CAP en las vigas T y doble T de 3 vanos en dos hipótesis de carga.

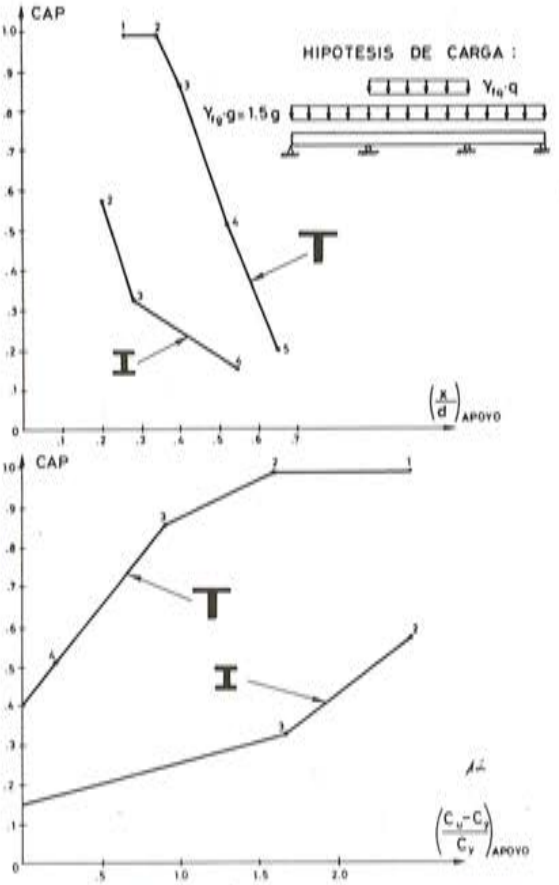


Fig. 11. Vigas E3VT y E3VI. Relación CAP-ductilidad de sección de apoyo. Hipótesis 1.

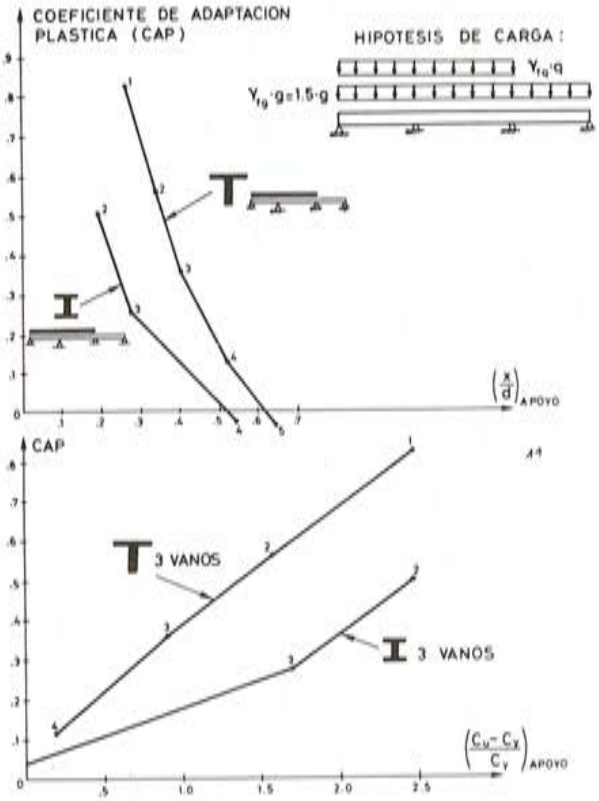


Fig. 12. Vigas E3VT y E3VI. Relación CAP-ductilidad de sección de apoyo. Hipótesis 2.

La figura 11 corresponde a la hipótesis de carga que da máxima flexión negativa en apoyo. En todo el estudio realizado es esta hipótesis, en general, la pésima, esto es, la que da una carga de colapso calculada mediante análisis no lineal inferior. En ordenadas se representa el CAP y en abscisas la ductilidad de la sección de apoyo definida, bien por la profundidad relativa de la fibra neutra en la sección de apoyo y en estado límite último o bien por el cociente entre la rama plástica del diagrama M-C y la curvatura correspondiente a plastificación del acero en la misma sección de apoyo ($(C_u - C_y)/C_y$). Puede observarse una relación casi lineal entre el CAP y la ductilidad de apoyo. Esta relación es diferente para las dos secciones transversales consideradas (T y doble T). Ello, se debe a la consideración de un único parámetro $(\frac{x}{d})_{APOYO}$ para representar la capacidad de redistribución cuando en realidad intervienen igualmente las rigideces relativas de las secciones de vano respecto de las de apoyos. A igual ductilidad de apoyo, la viga redistribuirá tanto más cuanto mayor sea la rigidez en estado fisurado de las secciones de vano.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

La figura 12 muestra en cambio un comportamiento más dispar en una y otra viga. Ello es debido, como se ha indicado, a la mayor o menor extensión de la zona fisurada por flexión negativa en los vanos descargados. Así, mientras en la viga en T la fisuración se concentra junto al apoyo, en la doble T la zona fisurada puede llegar al 50 por 100 de la luz con la consiguiente reducción en la capacidad de adaptación plástica. No obstante esta hipótesis de carga (máxima flexión positiva en vano) no suele ser la crítica pues su carga de colapso es mayor que la que agota a la viga cuando se sobrecargan dos vanos contiguos.

Por último, en la figura 13, se muestran las relaciones CAP-ductilidad correspondientes a todas las vigas analizadas, para la hipótesis pésima de carga (carga de colapso mínima). La relación existente entre la profundidad relativa de la fibra neutra (x/d) y el coeficiente de adaptación plástica (CAP) va a permitir establecer un método de dimensionamiento de vigas continuas parcialmente pretensadas en las que, aprovechando su capacidad de redistribución, puede conseguirse, dimensionando a partir de valores deducidos de un cálculo lineal con coeficientes de seguridad inferiores a los estrictos, una seguridad estricta calculada mediante análisis no lineal, tema que va a desarrollarse en la siguiente comunicación.

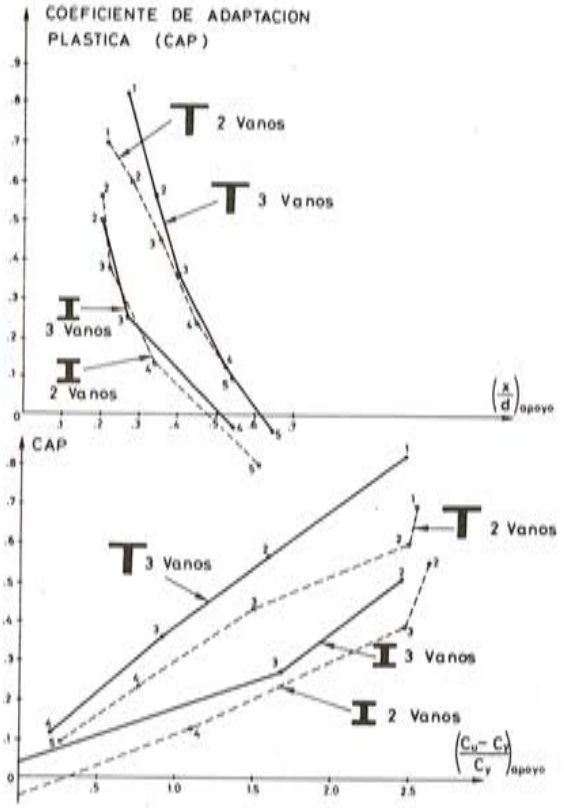


Fig. 13. Relaciones CAP-ductilidad para las vigas T y doble T analizadas, correspondientes a hipótesis de carga pésimas.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

(1) APARICIO, A.C. "Estudio de la evolución hasta la rotura por solicitaciones normales de tableros continuos de puente de hormigón armado o pretensado". Tesis Doctoral. E.T.S. de Ingenieros de Caminos. Universidad de Santander, 1980.

(2) ARENAS, J. J. "Continuous partially prestressed structures. European perspective". NATO-ARW. París, 1984.

(3) International Symposium "Nonlinearity and continuity in prestressed concrete". Preliminary Publication. University of Waterloo, Ontario, Canadá, 1983.

(4) SANTAMARIA, A. J. "Dimensionamiento de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado por condiciones estrictas de seguridad a rotura". Tesis Doctoral. E.T.S. de Ingenieros de Caminos. Universidad de Santander, 1984.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

591-2-178

Influencia de la Ley de cantos elegida para el tablero de puentes construidos por avance en voladizo en sus deformaciones a largo plazo

C. ALONSO COBO
J.J. ARENAS DE PABLO
Dres. Ingenieros de Caminos
Dpto. de Tecnología de las Estructuras
E.T.S. de Ingenieros de Caminos
Universidad de Santander

1. INTRODUCCION

En la tesis doctoral, ref. (1), se incluye un planteamiento sistemático y riguroso del estudio de las deformaciones diferidas de los tableros de puente construídos por avance en voladizo, así como de los esfuerzos internos que —como consecuencia de la modificación del esquema estático— aquéllas originan a lo largo del tiempo.

Tratando de aproximarse a las causas que producen las, a veces importantes flechas diferidas que tales estructuras sufren, el trabajo (1) se orientó, además, en el sentido de estudiar la influencia de diferentes parámetros geométricos (errores en el peso propio, errores en las cotas de los tendones de pretensado, diferencias en la carga real de superestructura), mecánicos y reológicos (edad del hormigón, fluencia y retracción, relajación del acero, rozamiento cable-vaina) y ambientales (humedad y gradientes térmicos). De este modo, se obtuvieron conjuntos de resultados que permiten estimar la sensibilidad del puente relativa a las variaciones que los parámetros antedichos pueden experimentar respecto a sus valores nominales.

Los resultados de la tesis (1) fueron objeto de una conferencia pronunciada en el I.E. Torroja por el primero de los autores en Noviembre de 1983.

La comunicación presentada en la XI Asamblea de ATEP, es una ampliación de los resultados de (1) en el sentido de estudiar ahora la influencia que la ley de cantos del tablero ejerce en sus deformaciones diferidas. Y ello, porque este tipo de puentes se ha basado desde el principio en una tipología bastante estricta en lo que a ley de cantos respecta, sin que se conozcan estudios sistemáticos que permitan apreciar las ventajas e inconvenientes que estos valores y relaciones de cantos en secciones de arranque y clave pueden representar.

2. DESCRIPCION DEL MODELO MATEMATICO

Para la realización de la citada tesis, se preparó un programa de ordenador que, mediante un método numérico "paso a paso" y teniendo en cuenta las leyes empíricas de comportamiento "puro" de los materiales: fluencia y retracción del hormigón y relajación del acero de pretensado, permite calcular no sólo el valor final del momento flector y esfuerzo cortante de adaptación plástica sino también su evolución temporal, suministrando al mismo tiem-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

po las pérdidas de pretensado en cada etapa, e informando sobre la evolución de la deformada del tablero con el tiempo.

Tal modelo matemático es de aplicación directa en dinteles de tres vanos, de luces (0,5L + L + 0,5L), (figura 1), permitiendo la posibilidad de dar continuidad en clave o bien dejar articulación deslizante. Asímismo, el modelo permite dar el pretensado de continuidad en dos fases: una de ellas, después del hormigonado de la dovela de clave y otra posteriormente, siendo el tiempo de separación entre las mismas una variable a introducir.

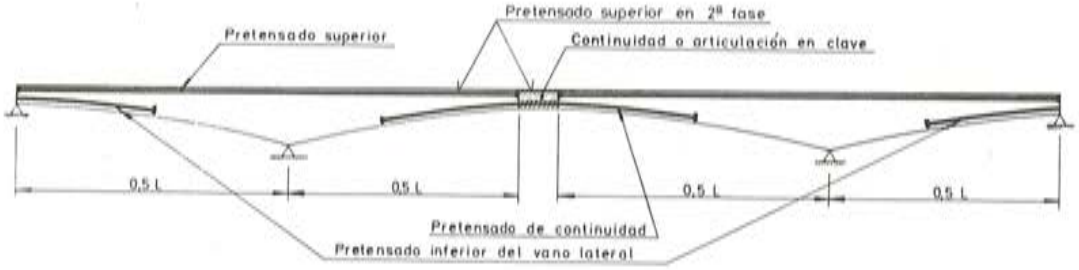


Fig. 1. Esquema de un dintel continuo de tres vanos con articulación en clave o continuidad.

El proceso constructivo seguido se puede dividir en cuatro fases:

1) Ejecución de la doble ménsula correspondiente al primer vano lateral y semi-vano central (empotrados en la pila provisionalmente). Utilizada esta fase se procede a la inyección de los tendones de construcción.

2) Ejecución de la doble ménsula correspondiente al segundo vano lateral y el otro semi-vano central procediéndose también, finalizada esta fase, a la inyección de los tendones de construcción.

3) Ejecución de los contrapesos de estabilidad de vanos laterales, desbloqueo del empotramiento provisional en pila y reglaje altimétrico de la clave mediante gatos verticales dispuestos bajo el apoyo en estribo.

4) Hormigonado de la dovela de clave, introducción del pretensado de continuidad, retirada del carro de avance o cimbra que se ha empleado para dicho llenado y colocación de la superestructura.

Durante la primera y la segunda fase el esquema estático es una simple ménsula, debiéndose determinar en ella, las pérdidas instantáneas y diferidas del pretensado de construcción. Conocidas éstas, se puede obtener, en cada etapa de la ejecución del voladizo, su deformada. Mientras se construye el voladizo los cables de pretensado están sin inyectar por lo que, al no existir adherencia, y a causa de despreciar el rozamiento, se compatibilizan los alargamientos entre el hormigón y los tendones a nivel de sus anclajes correspondientes, esto es, a lo largo de todo el tendón.

Finalizado cada par de voladizos, se procede a la inyección de los cables de pretensado y, a partir de este momento, se introduce la hipótesis de cálculo de adherencia perfecta entre el acero y el hormigón que le rodea, por lo que para los nuevos esfuerzos se realiza la compatibilidad de deformaciones a nivel de sección. Finalizadas las tres primeras fases se lleva a cabo la operación de cierre en clave y, como consecuencia, la estructura se convierte en hiperestática. A partir de este momento se realiza la compatibilidad de deformaciones tanto a nivel de sección como de estructura, conduciéndonos esta última al conocido momento de adaptación plástica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

3. TABLEROS ANALIZADOS

En (1) se había analizado sistemáticamente un tablero de tres vanos de (75 + 150 + 75) m del tipo cajón monocelular de 12,30 m de anchura. Los cantos elegidos fueron:

En pila: $h_p = 8{,}40$ ms $\simeq L/18$
En clave: $h_c = 3{,}60$ ms $\simeq L/42$

con una ley de variación del canto parabólica de segundo grado.

Sin embargo, queríamos conocer la sensibilidad de este tipo de tableros en lo que respecta a la influencia de la ley de cantos en sus flechas diferidas. Para ello, hemos procesado también otros dos modelos, que denominaremos II y III, siendo denominado I el modelo de la Tesis.

Modelo II

Intenta representar un tipo de tablero con cantos más amplios de lo que es usual. Así elegimos:

En pila: $h_p = 10{,}00$ m $= L/15$
En clave: $h_c = 5{,}00$ m $= L/30$

Modelo III

Intenta representar tableros que recurren al canto mínimo admisible en clave (para puentes con continuidad en tal sección), mientras se mantiene un canto razonable en pila. Así, adoptamos:

En pila: $h_p = 8{,}40 = L/18$
En clave: $h_c = 3{,}00 = L/50$

En la figura 2 puede verse la geometría de la sección transversal elegida mientras que en las figuras 3, 4 y 5 se muestran el despiece de tendones de construcción del Modelo I, la sección de la tabla superior por pila y el trazado en planta de tales tendones del pretensado de construcción. La figura 6, representa un esquema del pretensado útil necesario, de construcción, de servicio, de continuidad e inferior de los vanos laterales.

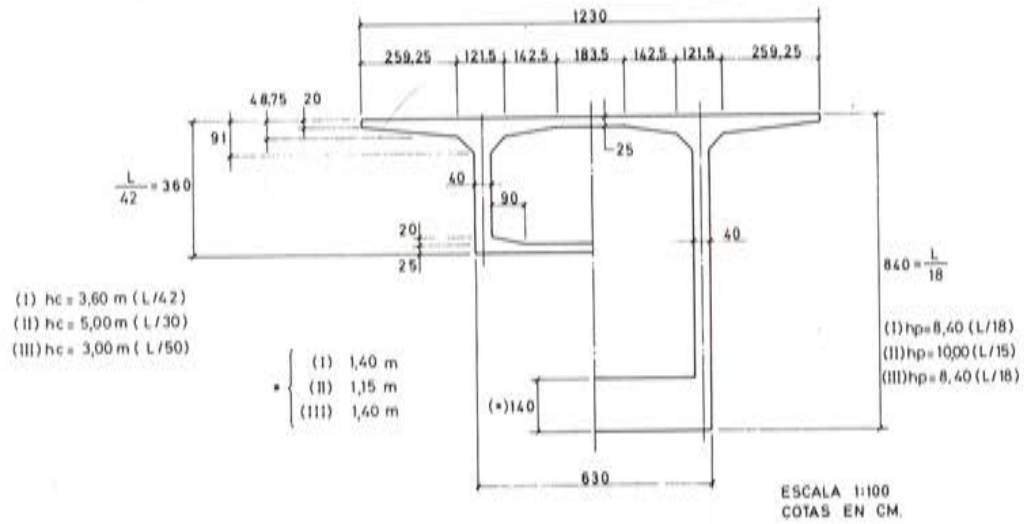


Fig. 2. Sección transversal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

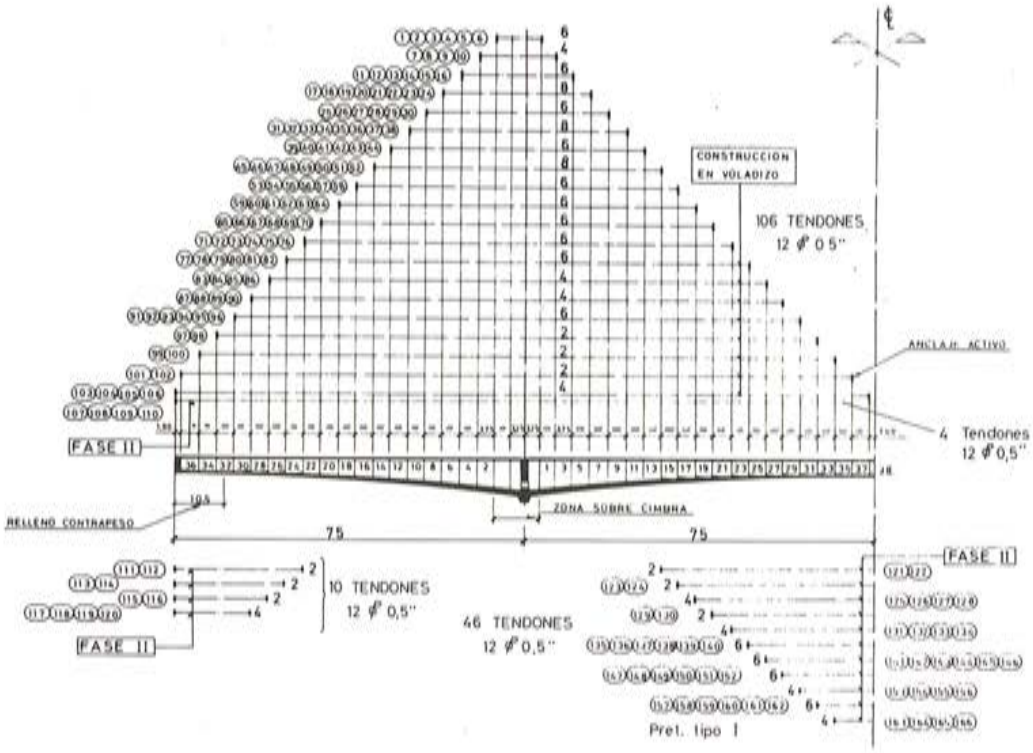


Fig. 3. Esquema del pretensado. Escala 1:800. Cotas en m.

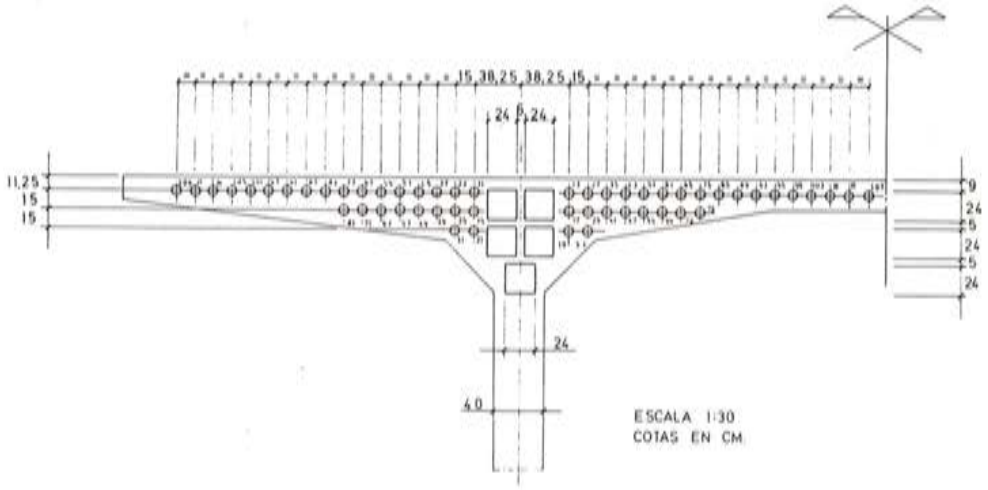


Fig. 4. Pretensado superior, semisección por pilas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

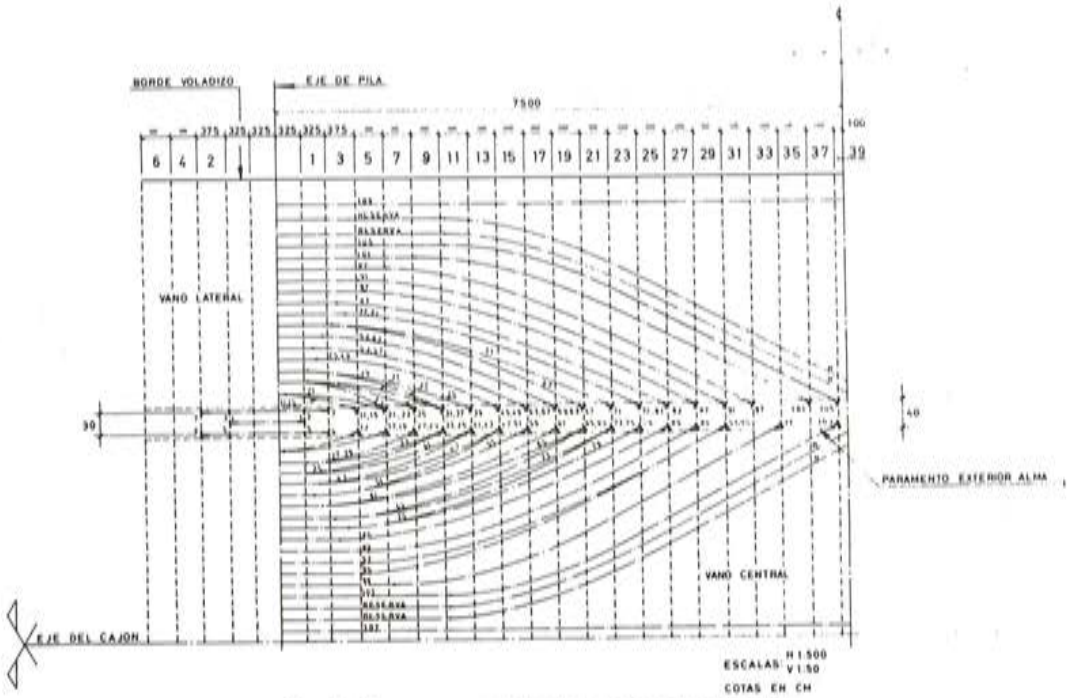


Fig. 5. Esquema semiplanta pretensado superior.

En la tabla 1 se indican las unidades de pretensado superior, inferior en el vano central e inferior en los vanos laterales para cada uno de los tres tableros diseñados. Este pretensado ha sido dispuesto para dejar la estructura en condiciones de no descompresión (Clase I) bajo las condiciones pésimas de servicio, e incluyendo los esfuerzos de adaptación plástica y de gradiente térmico ($\Delta T = 5^{o}C$) compatible con la sobrecarga, aunque tal E.L. de descompresión se ha verificado con la fuerza característica de pretensado después de pérdidas, o sea con $\gamma_p = 1{,}00$.

TABLA 1

Tablero	h_p	h_c	Pret. superior	Pret. Infer. V. Cen.	Pret. Inf. Va. L.
(I)	8,4	3,6	110 (12 ϕ 0,5")	40 (12 ϕ 0,5")	8 (12 ϕ 0,5")
(II)	10,0	5 0	98 (>>)	32 (>>)	8 (>>)
(III)	8,4	3,0	108 (>>)	40 (>>)	8 (>>)

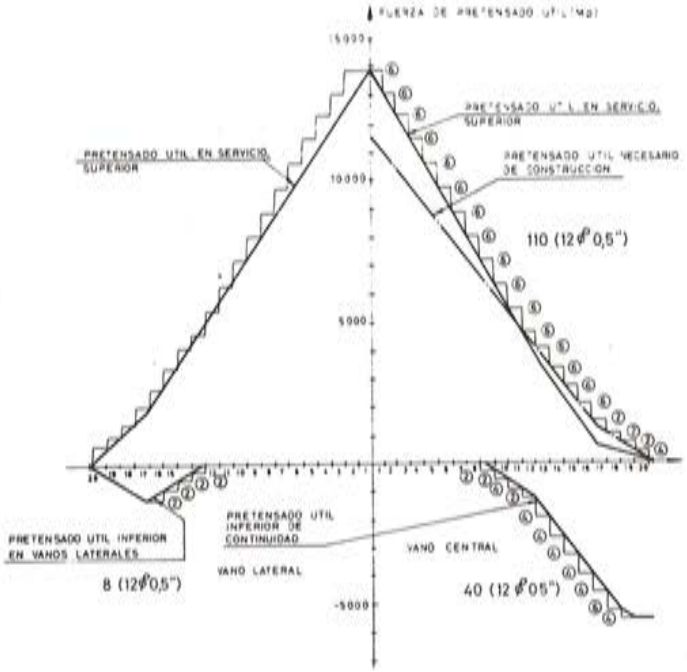


Fig. 6.—Esquema de despiece del pretensado superior e inferior (I).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

4. RESULTADOS OBTENIDOS

En la figura 7, se puede ver la evolución del momento de adaptación plástica en clave con el tiempo para cada uno de los tres tableros estudiados y el valor final del mismo al cabo de 15 años de finalizada la obra, que asciende a 3.141 Mp. m en el primer tablero, a 4.160 Mp. m en el segundo y a 3.037 Mp. m en el tercero, valores que incluyen el momento de adaptación plástica producido por el efecto de retirar el carro de hormigonado de la dovela de clave sobre el esquema estático definitivo, cuando fué colocado en fase isostática, así como el debido a la superestructura y al pretensado de continuidad.

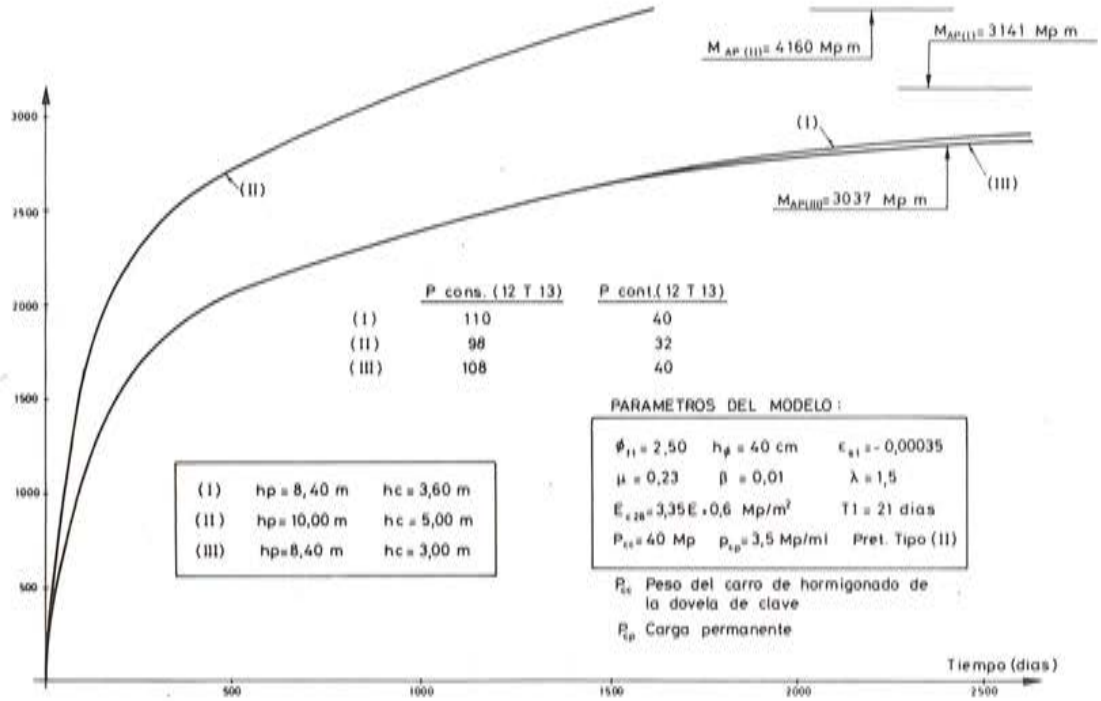


Fig. 7. Evolución del momento de adaptación plástica en clave debido a: peso propio, pretensado de construcción, peso de la dovela de clave, pretensado de continuidad, efecto de la retirada del carro y super.

Retirar el carro de hormigonado de la dovela de clave sobre el esquema estático definitivo produce a tiempo infinito una flexión positiva en la sección de clave del orden del 65 por 100 del momento negativo que esta operación engendró inicialmente en la misma sección.

La presencia del pretensado de continuidad, además de su papel obvio de asegurar la resistencia del tablero continuo, supone un momento de adaptación plástica positivo del orden del 10 por 100 del momento de adaptación plástica total.

Este valor, que puede sorprender a primera vista, debe atribuirse a la fluencia irregular de la estructura, esto es, a la presencia de dovelas de diferentes edades.

En efecto, el pretensado de continuidad es una acción que actúa después del cierre en clave, es decir, sobre el esquema estático definitivo, y, por consiguiente, no debería producir efectos de adaptación plástica siempre que la estructura fluyera de modo regular. Pero éste no es el caso ya que nuestros tableros están constituidos por dovelas ejecutadas en tiempos diferentes y con una fluencia, por consiguiente, distinta. Ello hace que las dovelas próximas a clave presenten una curvatura diferida superior a las de las zonas de pila ya que el coefi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

ciente de fluencia de áquellas (más jóvenes) es superior al de estas (más viejas). El momento total producido por el pretensado de continuidad es positivo en pilas y negativo en clave. La integral de las curvaturas diferidas, desde pila a clave, integral que proporciona el giro en clave, se compensaría de modo continuo a lo largo del tiempo en el caso de tratarse de una estructura de fluencia uniforme. Pero aquí predominan las curvaturas diferidas negativas de las dovelas próximas a clave lo que originará un giro diferido negativo en esta sección. Dado que los vínculos hiperestáticos de la estructura coartan este giro, aparecerá un momento de adaptación plástica positivo.

La superestructura conduce por sí sóla a un momento de adaptación plástica negativo del orden del 1 por 100 del momento de adaptación plástica total, cuyo origen y explicación es el mismo que el debido al pretensado de continuidad.

En la tabla 2 se indica: el valor del momento de adaptación plástica, en clave, debido sólo al peso propio, al pretensado de construcción y al peso de la dovela de clave (M^{*}_{AP}); el momento flector total (debido el peso propio y pretensado en fase isostática) que se hubiera producido en la estructura en el caso de hormigonado sobre cimbra en toda su longitud (M_0^{**}); el coeficiente de fluencia medio a tiempo infinito descontando la fluencia producida en el esquema isostático (ψ_∞^{***}); y los valores de los esfuerzos de adaptación plástica obtenidos utilizando las teorías simplificadas de Dischinger y Rüsch para los tres tableros estudiados.

TABLA 2

Tablero	$M_{AP\ TOTAL}$	$M_{AP}^{(*)}$	$M_0^{(**)}$	$\psi_\infty^{(***)}$	$M_{AP}^{DISCHINGER}$	$M_{AP}^{RÜSCH}$
(I)	3.141 (44 Kp/cm²)	2.469	2.602	2.	2.238	2.010
(II)	4.160 (36 Kp/cm²)	3.361	3.827	2.	3.291	2.947
(III)	3.037 (56 Kp/cm²)	2.407	2.677	2.	2.302	2.061

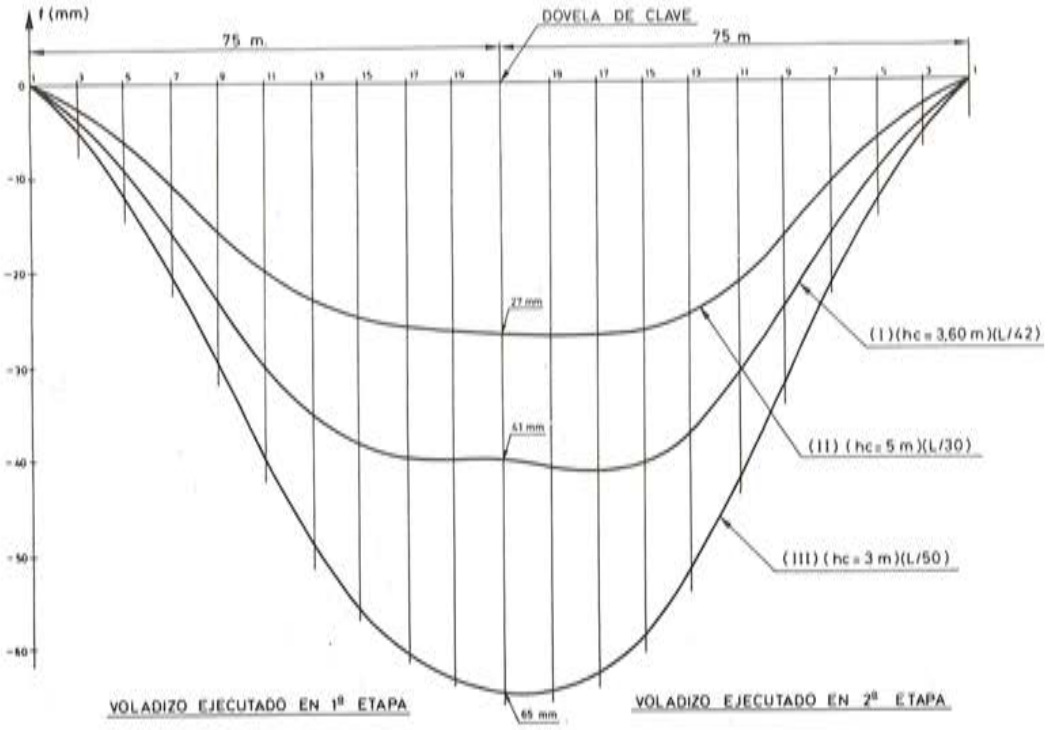


Fig. 8. Flechas residuales del vano central, a partir del momento de alineación de la imposta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

En la figura 8, se muestra para cada uno de los tres modelos estudiados la evolución de la deformada del dintel a los 15 años de realizar el pretensado de continuidad, y ello contando flechas desde el instante en que se alineó la imposta, lo que equivale a representar los movimientos aparentes del tablero que son perjudiciales tanto para su uso por el tráfico como para su aspecto estético.

En la tabla 3, se indica el consumo de materiales (m^3 de hormigón y kg de acero de pretensado) para cada uno de los tres tableros estudiados.

TABLA 3

Tablero	Volumen hormigón (m^3)	Acero de pretensado superior (Mp)
(I)	3.647 (0,99 m^3/m^2)	152 (41 Kp/m^2)
(II)	3.862 (1,05 m^3/m^2)	133 (36 Kp/m^2)
(III)	3.551 (0,96 m^3/m^2)	148 (40 Kp/m^2)

5. CONCLUSIONES

5.1. Relativas a la influencia de la ley de cantos en el valor del M_{AP}

Hemos encontrado que los diferentes modelos estudiados alcanzan a tiempo infinito un momento positivo de adaptación plástica que, sin contar los efectos de la retirada del carro ni los de superestructura ni pretensado de continuidad, representan respecto del valor teórico del momento en clave debido a peso propio y pretensado de construcción en el mismo puente ejecutado sobre cimbra, las siguientes fracciones:

Tablero	M^*_{AP}/M^{PP}_C
I	2.469/2.602 = 0,95
II	3.361/3.827 = 0,88
III	2.407/2.677 = 0,90

mientras que utilizando el método simplificado de Dischinger llegamos siempre a:

$$M^*_{AP} = 0{,}86\ M^{PP}_C$$

sin que quepan explicaciones simples de las relativamente pequeñas diferencias entre los 3 casos. Piénsese, además, que el método de Dischinger supone voladizos de igual edad, a diferencia del modelo que contempla el calendario real de ejecución. Obsérvese que el Tablero II, con el máximo canto en clave y, también, con la máxima relación h_c/h_p, conduce lógicamente, al mayor valor de M^*_{AP}, pero –en cambio– éste es ligeramente menor en términos relativos, cuando se le compara con el momento de Peso Propio y Pret. de Construcción del puente construido sobre cimbra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

5.2. Relativas a las flechas diferidas

La figura 8, es suficiente expresiva a este respecto, ocurriendo que el Tablero II baja en clave un 34 por 100 menos que el I, mientras que el Tablero III (que sólo se diferencia del I en la disminución del canto en clave) muestra una flecha diferida 60 por 100 superior a la de éste.

Aunque aquí no se presenten más que 3 casos, la tendencia resulta clara y, a la vista de los problemas que algunos de estos puentes ofrecen a largo plazo, una cierta generosidad en la asignación de cantos (defendible, sobre todo, cuando se trata de viaductos de suficiente altura sobre el suelo) puede constituir una relativa garantía contra excesivas flechas diferidas.

5.3. Relativas al costo de algunos materiales del tablero

Valorando el m^3 de hormigón a 10.000 pts. y el kg de acero de pretensado de contrucción (todo incluído) a 300 pts. el costo sumado de estos dos materiales por m^2 de tablero resulta:

Tablero	Hormigón m^3/m^2	Acero kg/m^2	Coste h.	Coste acero pret. cons.	Coste suma
I	0,99	41	9.900	12.300	22.200 pts/m^2
II	1,05	36	10.500	10.800	21.300 pts/m^2
III	0,96	40	9.600	12.000	21.600 pts/m^2

con lo que puede verse que la amplitud de cantos no conduce a incrementos de costo de materiales (lo que aún sería más acusado si hubiéramos incluido el pretensado de continuidad). Tan sólo, la mayor inversión en carro de avance y el mayor costo de una cimentación profunda (al crecer un 6 por 100 el P. Propio) podrían representar inconvenientes.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

(1) ALONSO COBO, C. "Estudio de la influencia que los diversos parámetros reológicos, mecánicos y ambientales ejercen en el comportamiento a largo plazo de los dinteles de puente construidos por avance en voladizo". Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Santander. 1982.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Reunión del Consejo y de la Asamblea de la F.I.P.

Con ocasión del Simposio de la F.I.P. que tuvo lugar en Cálgary (Canadá), el sábado 25 de agosto de 1984 se celebró, en el Palacio de Congresos de dicha Ciudad, la segunda reunión anual reglamentaria del Consejo de la F.I.P., con la asistencia de 24 de sus Miembros, en representación de 19 países. Por parte de España asistió el Sr. Piñeiro.

En ella se discutieron y aprobaron el balance de ingresos y gastos correspondientes a los meses transcurridos de 1984 y el presupuesto para 1985.

También se pasó revista a las publicaciones de la F.I.P. últimamente puestas a la venta y a las pendientes de publicación. En relación con este asunto, se anunció que, en el futuro, las publicaciones de la F.I.P., excepto las "FIP NOTES", serán editadas por Thomas Telford Limitid, de Londres, en vez por la Cement and Concrete Association que era la que hasta la fecha lo venía haciendo.

Los Presidentes de las distintas Comisiones integradas en la F.I.P., informaron sobre los trabajos realizados desde la anterior reunión del Consejo y de los que, en la actualidad, están en curso de realización.

En cuanto a nombramientos, se acordó proponer a la Asamblea los siguientes:

- Nuevo Presidente de la F.I.P.: Hans Wittfoht (Alemania Federal);
- Deputy-President: Rene Walther (Suiza);
- Senior Vice-President: Konstantin Mikhailov (Rusia).

Se decidió también proponer a dicha Asamblea, que los próximos Congresos de la FIP se celebren: el X, en Nueva Delhi (India) del 16 al 21 de marzo de 1986, y el XI, en Hamburgo (Alemania Federal), en 1990; y que se designe como sede del próximo Simposio, que habrá de celebrarse en 1988, la ciudad de Jerusalen, en Israel.

Finalmente, se acordó que el Consejo celebrará su próxima reunión los días 27 al 31 de mayo de 1985, en Helsinki (Finlandia).

En la subsiguiente reunión de la Asamblea General de la F.I.P., celebrada el día 31 de agosto en el mismo lugar, entre otros asuntos de trámite, se confirmaron los nombramientos propuestos por el Consejo para los cargos directivos de la FIP, así como también las sedes y fechas de los próximos Congresos y del Simposio de 1988.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Aplicación del análisis no lineal de estructuras de hormigón armado al proyecto de puentes del tipo arco-tímpano

M.J. PANTALEON PRIETO
J.J. ARENAS DE PABLO
C. ALONSO COBO
Dres. Ingenieros de Caminos
Dpto. de Tecnología de las Estructuras
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P.
Universidad de Santander

1. INTRODUCCION

En esta comunicación vamos a presentar una aplicación del análisis no lineal de estructuras al proyecto de puentes del tipo arco tímpano.

Los arcos tímpanos son actualmente sistemas estructurales prácticamente en desuso; sin embargo, bajo determinados condicionantes estéticos o resistentes pueden ser una de las soluciones más apropiadas. A continuación vamos a comentar brevemente dos de estos casos.

El primero corresponde a la ampliación de un puente sobre el río Saja, figura 1. Este puente está en la actualidad constituido por tres vanos de 25 m de longitud y 6 m de anchura realizados a base de bóvedas rebajadas de sillería. Las pilas son también de sillería con material de relleno en su interior. La cimentación es a base de pilotes de madera apoyados en la roca caliza y coronados por un encepado de hormigón. Los estribos de ambas márgenes son muros de mampostería.

Con el fin de que la ampliación presentase formas arquitectónicas semejantes a las ya existentes se proyectaron tres tableros de hormigón armado, figura 1, formados cada uno de ellos por dos arcos tímpano biarticulados, con un canto que varía de 4,4 m en arranques a 1,5 m en clave, y una losa superior materializando una sección en pi asimétrica, figura 2. Los arcos tímpano y la losa superior se van a construir sobre cimbra (arcos tímpano "in situ"). Las pilas, proyectadas en hormigón armado, son continuación de las ya existentes y presentan formas semejantes. Las cimentaciones son pantallas en te empotradas en la caliza y están coronadas por un encepado de reparto. Los estribos se han proyectado en hormigón en masa.

Otro ejemplo, que se describirá detalladamente en una próxima comunicación, corresponde a la Reconstrucción del Puente de María Cristina en San Sebastián. Esta estructura, que fue realizada a principios de siglo por Ribera a base de tres bóvedas de hormigón de 27 m, está siendo reconstruida mediante tres tableros de hormigón armado, figura 3, constituido cada uno de ellos por cinco arcos tímpano de sección doble te enlazados entre sí mediante losas prefabricadas, figura 4. Estos arcos, cuyos cantos varían entre aproximadamente 3 m en arranques hasta 0,8 m en clave, son prefabricados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

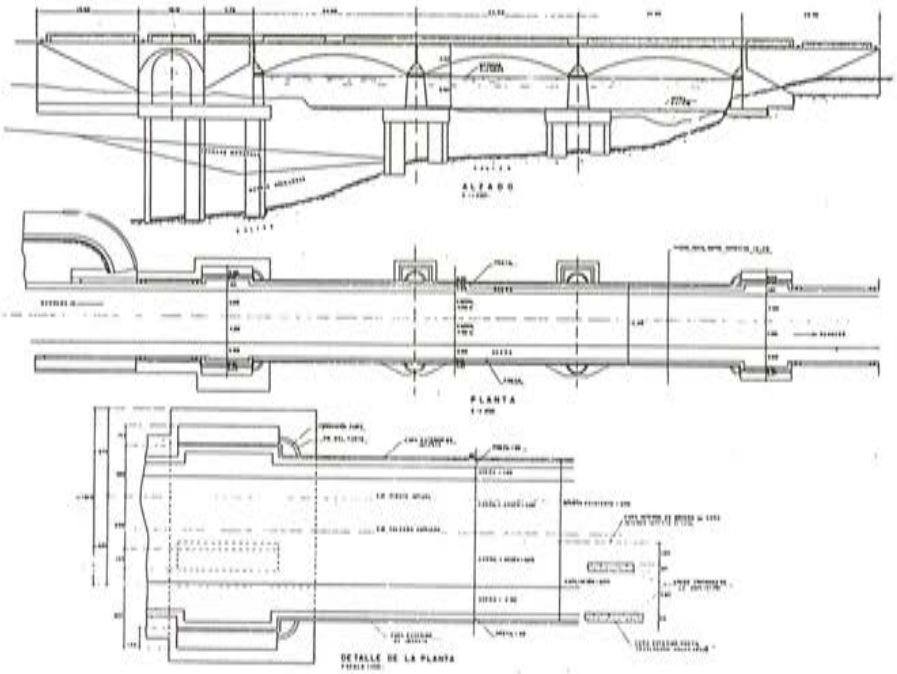


Fig. 1. Puente sobre el Saja.

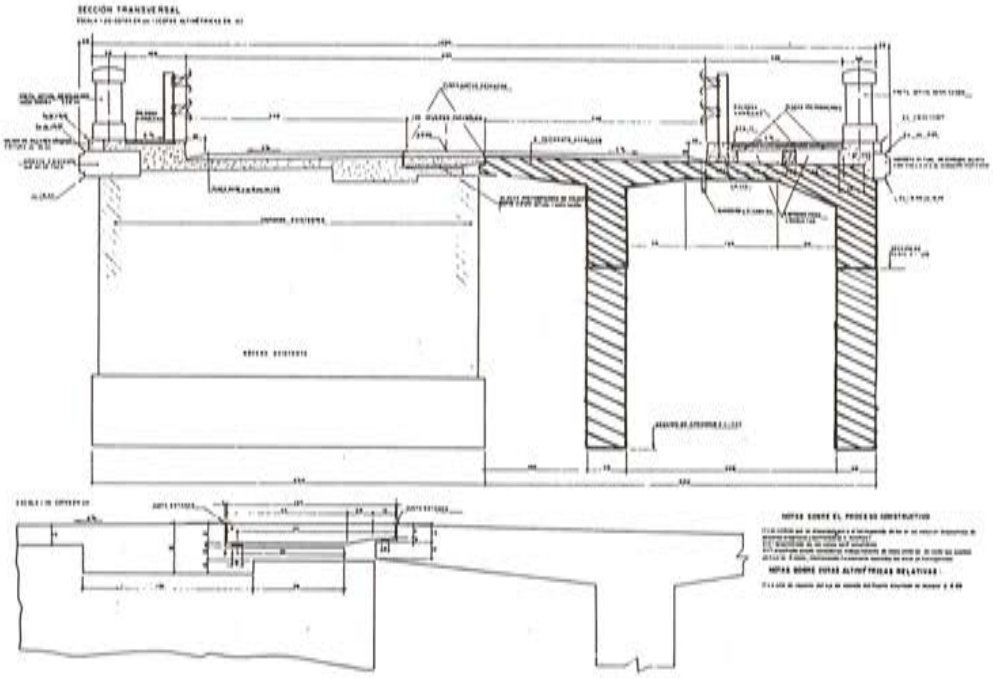


Fig. 2. Puente sobre el Saja.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

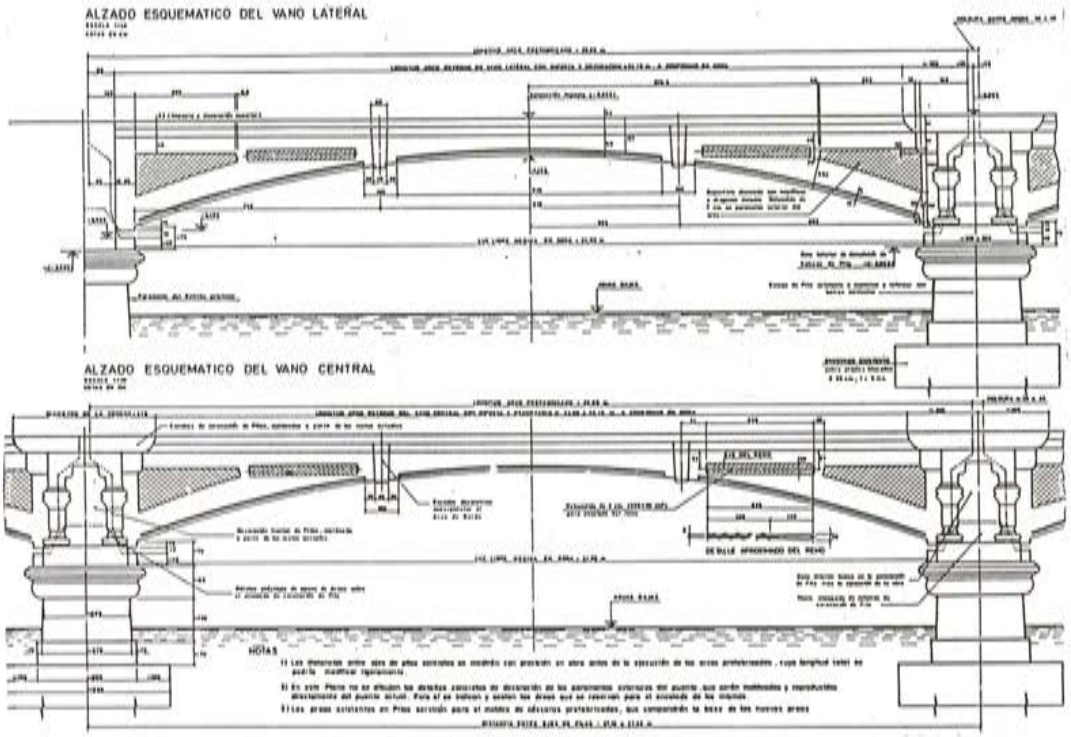


Fig. 3. Puente María Cristina.

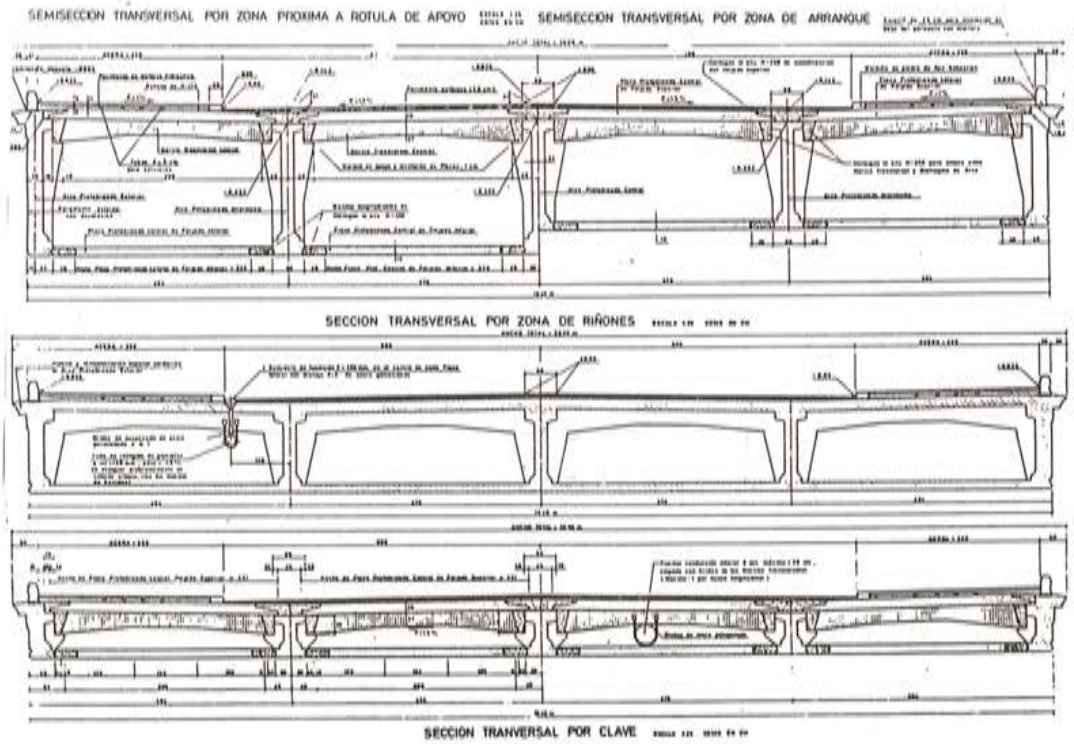


Fig. 4. Puente María Cristina.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

2. MODELO ESTRUCTURAL

Un primer paso para calcular un arco tímpano es establecer un modelo sencillo que permita su análisis. Este modelo puede ser muy variado, figura 5.

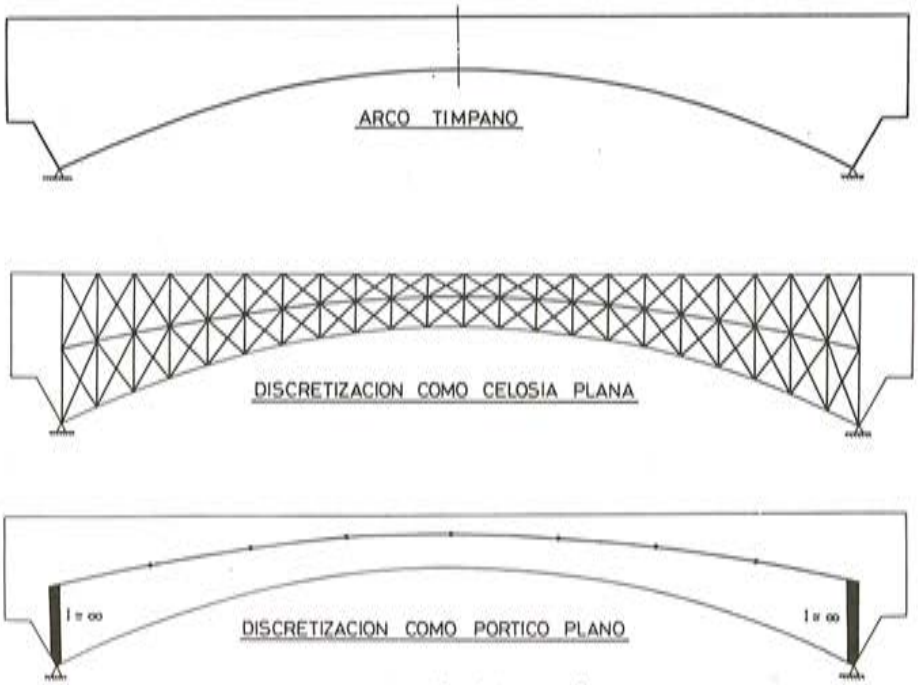


Fig. 5. Discretización del arco tímpano.

En el caso del Puente sobre el Saja se fué a una discretización de cada arco tímpano como celosía plana, discretización que resultó muy engorrosa dado que para cualquier estado de cargas los esfuerzos que se obtienen son axiles en barras, axiles que posteriormente es preciso transformar en esfuerzos flectores y cortantes a nivel de las diferentes secciones del arco tímpano. En el caso del Puente de María Cristina se eligió otro modelo, mucho más sencillo, consistente en un pórtico con dos barras extremas de rigidez muy elevada y un conjunto de barras según la directriz del arco.

Con el fin de contrastar los modelos anteriores se ha procedido al estudio mediante elementos finitos, figura 6, de un arco tímpano simétrico constituido por una doble te de alma variable (arco muy parecido a uno de los utilizados en el puente de María Cristina). Tras analizar una serie de hipótesis de cargas se ha comprobado la bondad del modelo pórtico, el cual ajusta los movimientos y esfuerzos en todo el arco tímpano con errores prácticamente despreciables (inferiores al 5 por 100). El modelo en celosía, aunque válido, suministra peores resultados que el modelo pórtico.

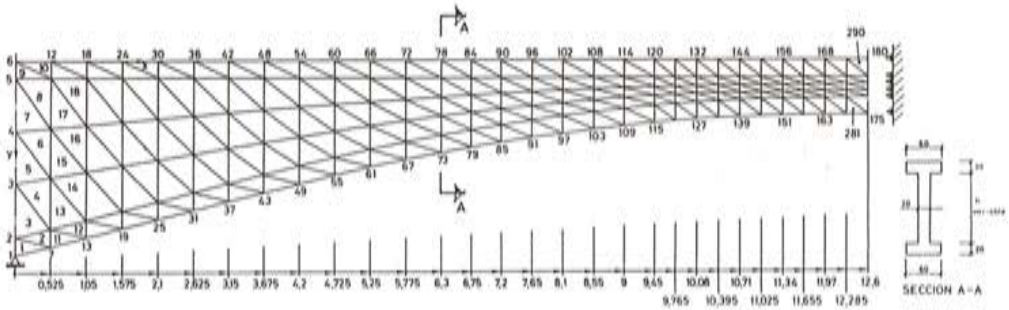


Fig. 6. Discretización de un arco tímpano mediante elementos finitos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

3. ANALISIS NO LINEAL

Una vez definido el modelo estructural que permite el análisis de un arco tímpano pasamos a comentar la aplicación del análisis no lineal de estructuras de hormigón armado al caso concreto de uno de los vanos del Puente de María Cristina. Para ello es preciso enlazar los cinco pórticos representativos de los cinco arcos tímpano, mediante una serie de barras transversales que representen los forjados superior e inferior de conexión entre arcos. La estructura resultante es un pórtico espacial, figura 7.

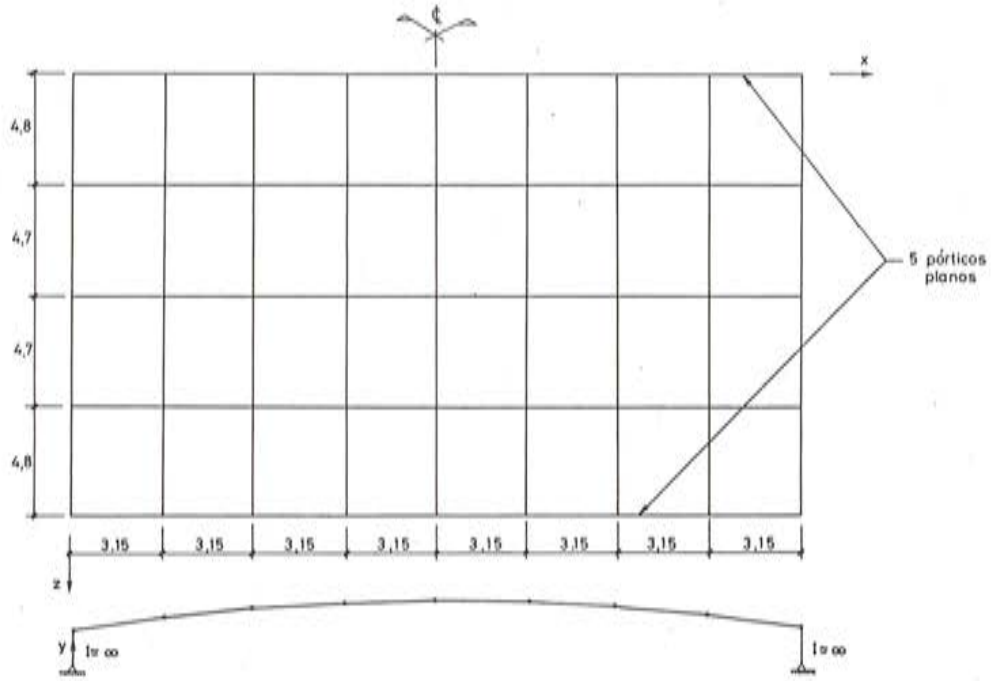
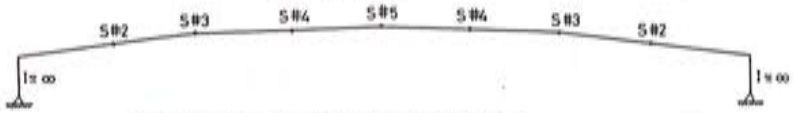


Fig. 7. Discretización de uno de los vanos del puente María Cristina.

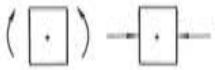
Si a partir del modelo espacial realizamos un cálculo elástico y lineal de los esfuerzos originados por las diferentes hipótesis de carga a tener en cuenta en el análisis de un puente: peso propio, carga permanente, sobrecarga uniforme, carro y variaciones térmicas y reológicas, podemos observar, ver cuadro n° 1, que los esfuerzos flectores originados por estas últi-

CUADRO 1



Esfuerzos axiles y flectores en secciones base

	S#2		S#3		S#4		S#5	
	M_{max} (Mp m)	N_{cocm} (Mp)	M_{max} (Mp m)	N_{coc} (Mp)	M_{max} (Mp m)	N_{con} (Mp)	M_{max} (Mp m)	N_{coc} (Mp)
Peso propio	-99	161	-27	160	15	160	26	160
Superestructura	-20,6	29,4	-4,1	29	6,3	28,6	9,6	28,4
Sobrecarga 400 Mp/m²	9,34 -44,7	7,51 44,7	17,74 -24,5	15,3 35,6	19,2 -8,3	25,22 25,3	16,5	50
Carro 60 Mp	40 -77	39 64	62 -49	34 54	56 -24	52 54	51 0	64 35
-15°+ Retracción (-15,7°)	+152	-78	+174	-78	+186	-78	$\boxed{+191}$	-78
+15°	-74	38	-85	38	-91	38	$\boxed{-93}$	38



Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

mas acciones (admitiendo 15° de descenso o incremento térmico y una retracción moderada) son varias veces los originados por el resto de las acciones. Estos resultados confirman la gran sensibilidad de estas rígidas estructuras frente a movimientos impuestos.

Sin embargo, hay que indicar que los esfuerzos térmicos y reológicos indicados en el cuadro n° 1 no son reales, ya que en un análisis elástico no se considera la fisuración de las secciones centrales de los arcos que reduce los esfuerzos notablemente. Por tanto, es preciso recurrir al análisis no lineal para su evaluación más correcta. Para ello, presentamos un proceso de cálculo sencillo y suficientemente aproximado.

Se comienza obteniendo y dibujando los diagramas momento-curvatura de las secciones representativas de cada arco tipo para diferentes niveles de axil. En el caso en estudio se trabajó con cuatro por arco, aunque hubieran bastado dos ya que son las que llegan a fisurar.

Unos de estos diagramas momento-curvatura son los dibujados en trazo contínuo en las figuras 8 y 9 y corresponden a la sección de centro luz S#5 y a una sección a 3,15 m de centro luz S#4 de uno de los cinco arcos que es al que vamos a hacer contínuamente referencia a partir de ahora.

En todos estos diagramas puede verse una primera fase en que el comportamiento es elástico y lineal para pasar después a un escalón horizontal y a un segundo tramo prácticamente recto. Para una misma curvatura puede verse claramente como es mucho menor el momento asociado a sección fisurada que el asociado a sección íntegra.

Antes de continuar con el proceso de cálculo vamos a hacer un pequeño inciso con el fin de introducir un factor adicional como es el efecto de rigidización por resistencia a tracción del hormigón entre fisuras (tensión-stiffening) el cual nos obliga a trabajar con diagramas momento-curvatura medios de una zona fisurada figura 10. Para tener en cuenta este fenómeno, quedándonos del lado de la seguridad, se ha decidido aceptar como diagrama momento-curvatura de las diferentes secciones tipo los representados en trazo discontínuo en las figuras 8 y 9. No tener en cuenta este fenómeno y aceptar los diagramas de trazo contínuo nos deja del lado de la inseguridad ya que aceptamos secciones tipo más deformables de lo que realmente son.

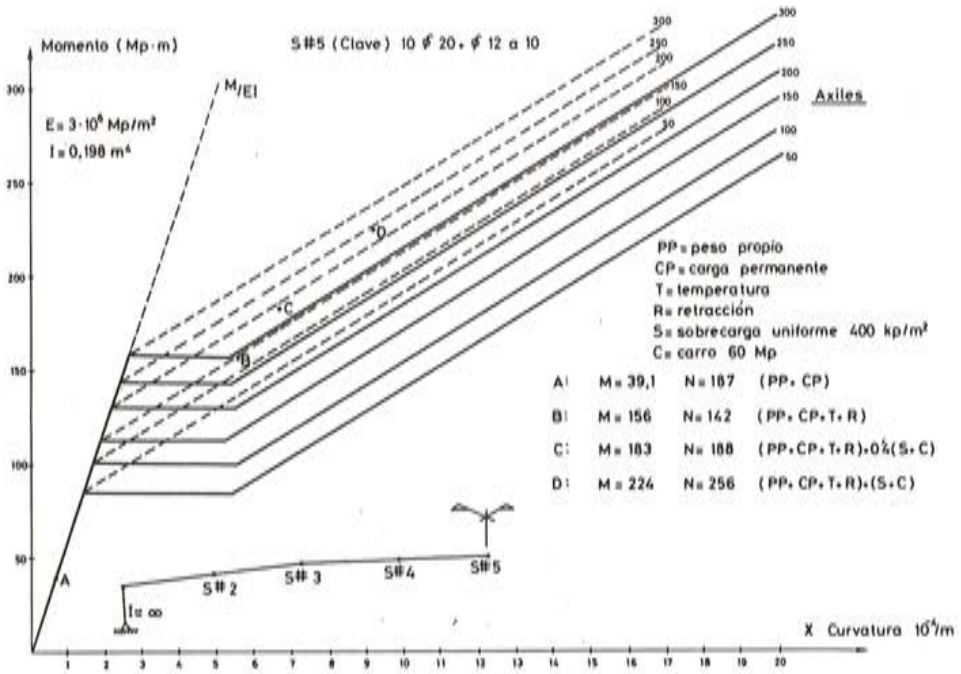


Fig. 8. Diagramas momento-curvatura de la sección S # 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

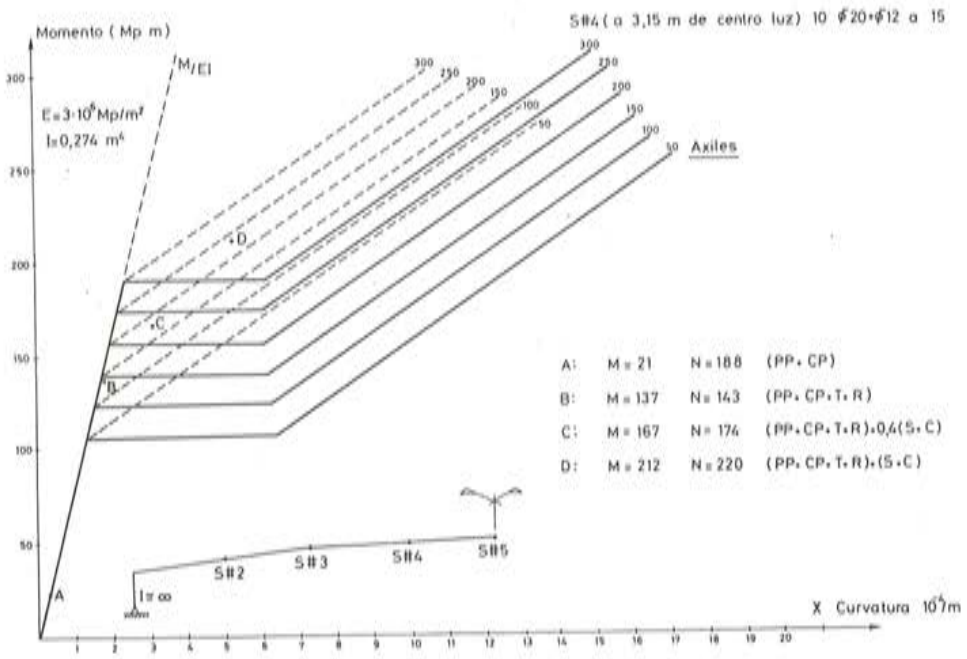


Fig. 9. Diagramas momento-curvatura de la sección S # 4.

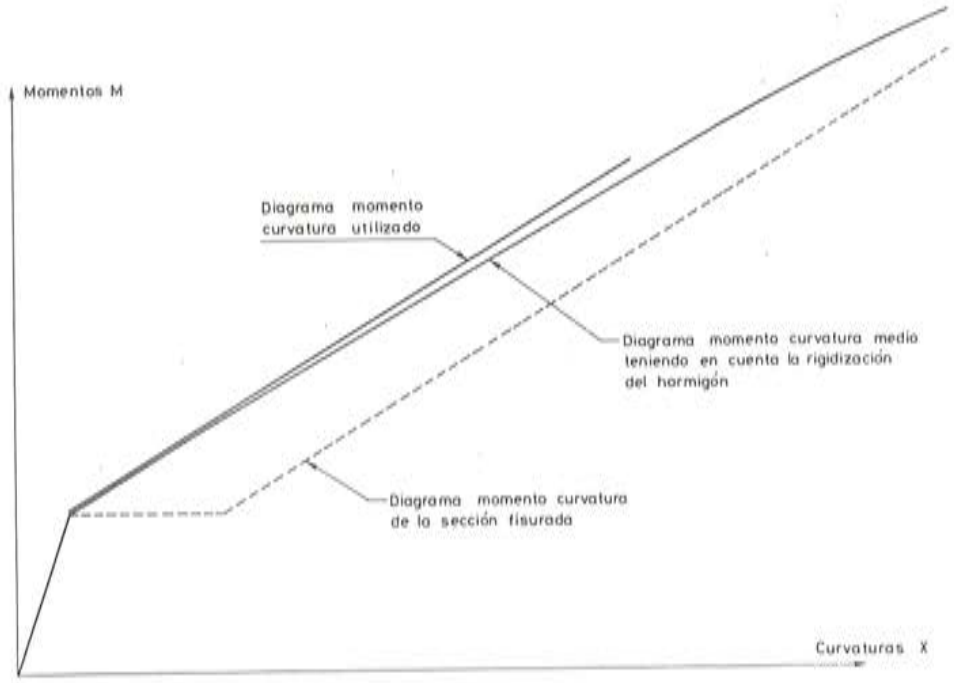


Fig. 10. Modificación del diagrama momento-curvatura en sección fisurada para tener en cuenta la rigidización del hormigón.

Una vez definidos los nuevos diagramas momento-curvatura para diferentes axiles y en cada una de las secciones base se procede al análisis no lineal en las siguientes etapas:

a) Se situa en cada sección el punto A obtenido a partir de un análisis lineal del pórtico espacial bajo acciones de peso propio y carga permanente. En ninguna sección se llega a la fisuración.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

b) Seguidamente se consideran los efectos térmicos (descenso de temperatura) y reológicos que originan básicamente una descarga de las reacciones en las rótulas. Esta descarga es aquella que aplicada en los extremos de cada arco, supuesto éste libre en sus extremos, produce unos desplazamientos iguales y contrarios a los acortamientos ficticios que produciría la temperatura y la retracción; de ahí la enorme importancia de considerar la fisuración, ya que ésta hace al arco mucho más deformable y en consecuencia que se alcancen los anteriores desplazamientos con mucha menor descarga. Dado que los cinco arcos tímpano tienen una rigidez semejante pueden obtenerse, sin errores importantes, las fuerzas de descarga en cada uno de ellos como si no estuviesen conectados lo cual facilita notablemente el análisis.

Para calcular el valor de la fuerza horizontal de descarga de cada arco se procede por tanteos a partir de los diagramas momento-curvatura anteriormente obtenidos. Se parte de un valor inicial de H el cual da lugar a una modificación de los esfuerzos y a un incremento de las curvaturas, estimadas a partir de los diagramas momento curvatura, en las diferentes secciones base. Estos incrementos multiplicados por la longitud asociada a cada sección tipo (3, 15 m) y por la distancia desde su centro de gravedad a la línea horizontal que une las dos rótulas nos da el desplazamiento de las rótulas, que si es menor que el ficticio de retracción y temperatura obliga a tantear con un valor de H más alto y si es mayor al contrario. Bastan dos o tres tanteos para ajustar el valor de H.

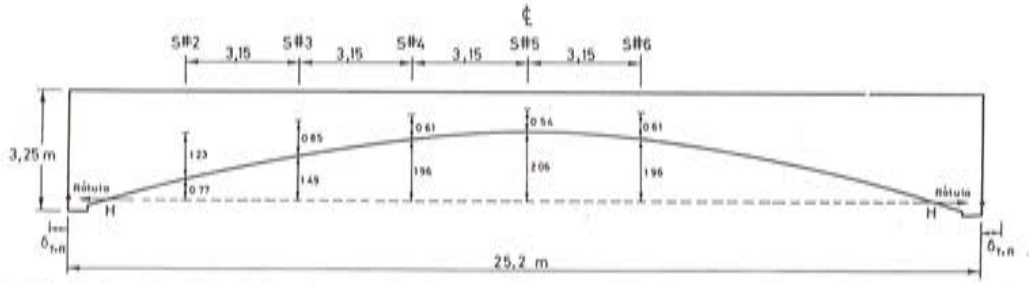


Fig. 11. Determinación de las fuerzas de descarga H que origina la retracción y el descenso térmico.

Conocido el valor de H quedan definidos los esfuerzos debidos a cargas permanentes y variaciones térmicas y reológicas, punto B en las figuras 8 y 9. Como puede observarse en la sección S#4, a 3,15 m de clave, casi no se llega a fisuración; esto quiere decir que únicamente se fisuran los 6 m centrales del arco y sin embargo los esfuerzos de temperatura y retracción se reducen a más de la mitad de los calculados mediante análisis lineal.

c) A partir del punto B es preciso añadir los efectos de las sobrecargas (uniforme y carro). Bien sea con sus valores frecuentes 0,4 de los característicos o bien con estos últimos. Esto es relativamente sencillo dado que la rigidez de las diferentes secciones se mantiene prácticamente constante con los incrementos de carga, pendiente elástica en las zonas no fisuradas y pendiente de las líneas a trazos en la zona fisurada (se puede admitir como zona fisurada la obtenida tras considerar los efectos de la temperatura y la retracción, puntos B). El problema se resume a analizar la estructura en forma lineal con las inercias correspondientes, las cuales se mantienen casi constantes a excepción de las zonas que se fisuran por primera vez, las cuales se pueden considerar en un segundo tanteo, aunque no es necesario. Tengamos en cuenta que básicamente un arco tímpano es una viga simplemente apoyada con dos reacciones horizontales extremas, las cuales, para una determinada sobrecarga son debidas fundamentalmente a la geometría del arco y no se modifican excesivamente con la fisuración.

Realizado el análisis de las sobrecargas se llega a los puntos C y D para la sobrecarga frecuente y la sobrecarga característica respectivamente, figuras 8 y 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Una vez conocidas las curvaturas finales se puede obtener la tensión en el acero en cada sección base, siendo este el dato más importante para la evaluación del tamaño de fisuras y consecuentemente del comportamiento en servicio de la estructura.

El comportamiento último de los arcos tímpano es excelente ya que, cerca de la rotura, se atenuan notablemente los efectos de las deformaciones impuestas y además el arco busca la forma de acomodarse a las acciones exteriores. Normalmente la armadura de este tipo de estructuras viene condicionada por un control de la fisuración en servicio.

En el análisis anterior hemos supuesto que el arco tímpano o sistema de arcos tímpanos está soportado rígidamente en sus extremos. Esta fue la hipótesis admitida en el cálculo de tablero del puente de María Cristina dada la enorme rigidez de las pilas y el hecho de no considerar posible un deslizamiento de éstas sobre el terreno.

En el caso del puente sobre el Saja se admitió la posibilidad de que se produjeran deformaciones en la cimentación y se analizó el sistema de tres vanos en forma conjunta. Como en este caso los arcos tímpano se habían discretizado con un gran número de barras, modelo celosía, hubo que analizar los arcos y las cimentaciones por separado y compatibilizar en pilas. El análisis no lineal efectuado fue muy parecido al descrito anteriormente dado que los diagramas momento-curvatura de las diferentes secciones base de los arcos tímpano eran prácticamente bilineales.

* * *

CONSTRUMAT.— Salón Internacional de la Construcción

La próxima edición de CONSTRUMAT, SALON INTERNACIONAL DE LA CONSTRUCCION, tendrá lugar en el Recinto Ferial de la Ciudad de Barcelona, durante los días 22 al 28 de marzo del actual año 1985.

Entre los actos organizados con motivo de esta cuarta edición de CONSTRUMAT, destacan por su interés especial dentro del campo de la construcción, los siguientes:

Día 27 de marzo.— Jornada sobre "La informática como herramienta para la racionalización del proceso edificatorio".

Con la creciente y cada vez más imprescindible presencia de la informática en la construcción, aparece la necesidad de dar a conocer las nuevas perspectivas que ofrece esta herramienta al trabajo del profesional del sector, empresas constructoras y Administración.

En vista de ello, el Departamento de Política Territorial de Obras Públicas de la Generalitat de Cataluña, junto con CONSTRUMAT y bajo la coordinación del Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña, ITEC, han decidido organizar esta Jornada, con el siguiente programa:

- La informática como ayuda al proyecto y a la ejecución de obras.
- El diseño asistido por ordenador.
- El Banco Estructurado de Datos, herramienta para la normalización del proceso constructivo.
- Mesa redonda sobre "Ventajas y limitaciones de la informática en el campo de la edificación".

Día 28 de marzo.— Jornada sobre "Problemática del sector de la construcción frente al ingreso de España en el Mercado Común.

El próximo ingreso de España en el Mercado Común, va a suponer un acto de gran importancia en el mundo de la construcción, influyendo tanto en la actividad profesional del técnico como en el de las empresas constructoras o promotoras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Dada su transcendencia, el Departamento de Política Territorial y Obras Públicas de la Generalitat, junto con CONSTRUMAT, han decidido organizar esta Jornada cuyo principal objetivo consistirá en una investigación a fondo del verdadero significado de este hecho y de una exposición de sus repercusiones para el sector.

Se pretende también establecer las normas y condiciones necesarias que deberán tenerse en cuenta en esta futura adhesión a la Comunidad, a fín de conseguir resultados positivos para todos.

A los asistentes se les entregará un esquema de la situación actual del sector frente a la integración. Este esquema será desarrollado por el ITEC, el cual, además, ha asumido la labor de organización de las Sesiones.

PREMIOS CONSTRUMAT–85

El pasado 10 de enero tuvo lugar la presentación oficial a los distintos medios de comunicación, de la primera convocatoria de los premios CONSTRUMAT, promovidos por el Salón Internacional de la Construcción, con el patrocinio del Departamento de Política Territorial y obras Públicas de la Generalitat de Catalunya.

Estos premios, que se otorgarán dentro de la próxima edición de Construmat, que se celebrará del 22 al 28 de marzo próximo, tienen como finalidad estimular la innovación, racionalidad tecnológica y la calidad de la construcción, y son los cinco siguientes:

1) Premio a la mejor obra de edificación de viviendas, terminada durante el período marzo-83, enero-85, al que podrán acceder todas las obras construídas en España, seleccionadas y propuestas previamente por el Consejo Superior de Colegios de Arquitectos de España y la Asociación Nacional de Constructores y Promotores de Edificios.

2) Premio a la mejor obra de ingeniería civil terminada durante el período marzo-83, enero-85, al que podrán acceder todas las obras construídas en España, seleccionadas y propuestas previamente por el Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos y la Asociación Nacional de Constructores de Obras Públicas.

3) Premio al mejor proceso constructivo o producto industrial expuesto en la edición del Salón Internacional, CONSTRUMAT–85, al que podrán optar todos los procesos y productos de origen español o extranjero exhibidos en el Salón, propuestos y seleccionados previamente por la Confederación Nacional de la Construcción, el Consejo General de Colegios de Ingenieros Industriales de España y el Consejo General de Colegios Oficiales de Aparejadores y Arquitectos técnicos de España.

4) Premio a la mejor obra de rehabilitación edificatoria terminada durante el período marzo-83, enero-85 al que podrá optar todo edificio rehabilitado en España propuesto por el Consejo Superior de Colegios de Arquitectos de España o el Consejo General de Colegios Oficiales de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de España.

5) Premio de periodismo al mejor trabajo relativo al sector de construcción, en forma de artículo, programa de radio o televisión, publicado o emitido durante el período octubre-84, febrero-85.

Las propuestas galardonadas con los cuatro primeros premios que quedan indicados, serán expuestas en el Stand de la Confederación Catalana de la Construcción en el Palacio de Congresos, dentro del certamen CONSTRUMAT–85. El proceso o producto industrial premiado ostentará la mención de "Propuesta Seleccionada".

El premio de periodismo estará dotado con la cantidad de 750.000,– pesetas y un accesit de 300.000,– pesetas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

457-8-96

Investigación sobre paneles portantes de edificación, tipo sandwich, en el Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander

J. J. ARENAS DE PABLO
L. VILLEGAS CABREDO
G. GUTIERREZ MARTIN
J. PEDRAJA FUENTES
Dpto. de Tecnología de las Estructuras
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P.
Universidad de Santander

1. INTRODUCCION

En Agosto de 1983, la Sociedad SHUNT, S.A. (Madrid) firmó un Convenio de Investigación con el Departamento de Tecnología de las Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Santander, cuyo objetivo básico era el estudio experimental de la capacidad resistente de unos paneles sandwich estructurales, patentados e industrializados por la Sociedad comentada, que deseaban utilizarse como muros de carga en estructuras de edificación.

En lo que sigue, se resumen, una vez comentadas las principales características y aplicaciones de los paneles sandwich del sistema constructivo "3D", los aspectos generales de los ensayos que se han llevado a cabo en el Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Santander, con los elementos estructurales objeto de la investigación y los principales resultados obtenidos en la misma.

2. EL SISTEMA CONSTRUCTIVO "3D"

2.1. Elemento estructural básico

El elemento estructural básico del sistema constructivo "3D" está constituído por un panel sandwich de tres capas compuestas por:

- Un núcleo de poliestireno expandido que se encuentra atravesado por dos familias de diagonales de acero que van soldadas a dos mallazos, también de acero, exteriores y

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

paralelos a aquél. Este elemento, industrializado, constituye la base de apoyo para la construcción de las otras dos capas y sirve, además, de aislante termo-acústico.

- Dos capas externas de mortero proyectado mecánicamente, que se ejecutan in situ, sobre el núcleo anterior y que quedan armadas con los mallazos de éste.

2.2. Montaje y aplicaciones

Los paneles sandwich estructurales del sistema "3D" están concebidos para ser utilizados como "muros de carga de edificios". Estos muros se construyen parcialmente en obra según el siguiente proceso de montaje:

- La cimentación del edificio está constituída por zapatas corridas en las cuales quedan vistas, como armadura de espera, unas barras que conectarán con los mallazos de los núcleos de poliestireno.
- Replanteada la situación de los paneles industrializados en la obra, se procede a la conexión de las armaduras horizontales entre paneles adyacentes y a la colocación de las conducciones para instalaciones, de cercos de carpintería, etc.
- Una vez que todos los núcleos de poliestireno de las paredes del edificio están preparados, se procede a la ejecución in situ de las capas de mortero que se proyecta sobre aquéllos de forma mecánica.
- Los forjados se disponen según es usual en las estructuras a base de muros de carga, o sea, apoyando sobre unos zunchos de hormigón armado que repartan adecuadamente en el muro las cargas que reciben de aquéllos.
- En los zunchos comentados se dejan previstas unas armaduras de espera a las cuales se conectarán los mallazos de los paneles de poliestireno que constituirán la base de apoyo para las paredes de carga de una nueva planta del edificio.

3. ENSAYOS EN EL LABORATORIO DE ESTRUCTURAS DE LA ESCUELA DE INGENIEROS DE CAMINOS DE SANTANDER: DESCRIPCION GENERAL

3.1. Objetivos

En las estructuras de edificios a base de muros de carga, éstos se encuentran sometidos a cargas de compresión que actúan excéntricamente. Su cálculo exige, pues, el conocimiento de su capacidad resistente para solicitaciones de tal naturaleza.

Teniendo presente lo anterior, se han ensayado en el Laboratorio de Estructuras distintos elementos de muro, sometiéndoles en su cabeza a cargas de compresión que actuaban con diferentes excentricidades y en unas condiciones que se aproximaban lo más posible a aquéllas en que se encontrarán a lo largo de su vida de servicio.

Se han previsto, en esta primera fase, un total de 17 paneles ensayados con cargas de corta duración de actuación. Estos ensayos se agrupan en 5 diferentes series de 3 ó 4 paneles cada una. Cada serie, se somete a una diferente excentricidad de la carga de compresión aplicada por unos gatos hidráulicos en la cabeza del panel.

Con los resultados de los ensayos se ha obtenido una relación entre la carga axil última resistida por los paneles ensayados y la excentricidad de actuación de la carga en su cabeza. Asimismo, puede evaluarse el módulo de deformación longitudinal de estos elementos constructivos y la rigidez virtual de los mismos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Estos resultados suponen un primer paso a la hora de conocer el funcionamiento real de estos muros de carga y pueden servir al proyectista de los mismos para su dimensionamiento o verificación resistente y para preveer su comportamiento en servicio.

3.2. Piezas de ensayo y ejecución material de estas

Como elementos a ensayar (figura 1), se han escogido paneles con un espesor de 13 cm, formado por dos capas exteriores de mortero de 3 cm y un núcleo aislante de 7 cm. La altura de los paneles es de 3,00 m, lo que supone una esbeltez geométrica de 300/13 = 23. El ancho elegido es de 60 cm.

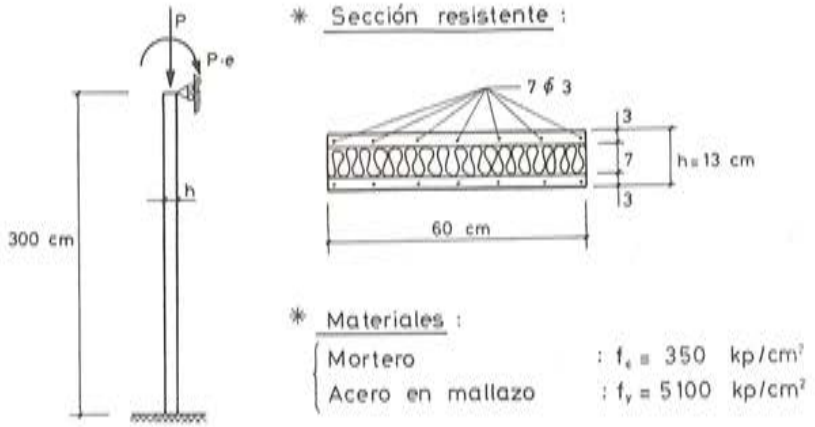


Fig. 1. Esquema estructural, sección resistente y materiales de los paneles sandwich que se ensayan.

Los paneles están cimentados en su base sobre unos macizos de hormigón armado en los cuales se han dejado salientes unas barras para que enlacen con los mallazos de aquéllos (figura 2). En su zona superior los paneles se han conectado, de igual modo, a otro macizo de hormigón armado, que simula el zuncho de apoyo de los forjados y que recibe, a través de un elemento metálico, la carga de compresión que ejercen los gatos hidráulicos.

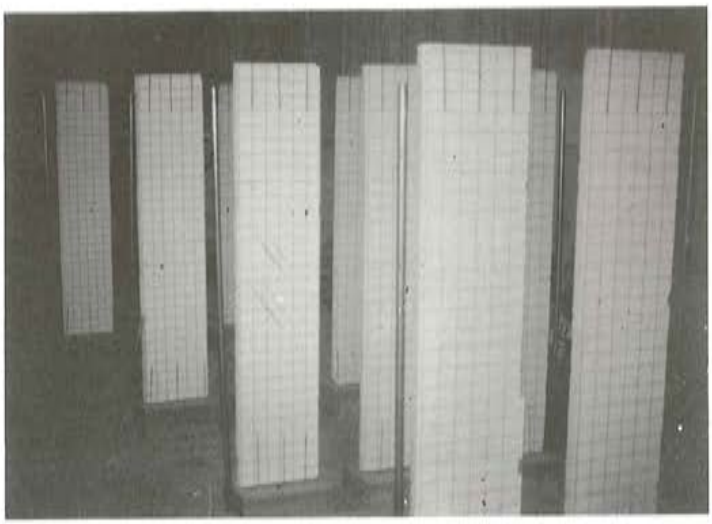


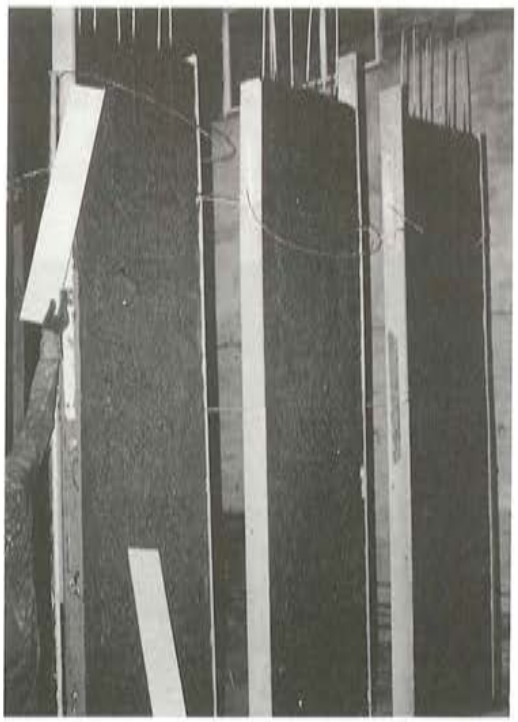
Fig. 2. Aspecto de los núcleos de poliestireno armado y de las armaduras de conexión con la base de cimentación y con la futura cabeza del muro de carga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Las figuras 3, (a) y (b), muestran dos aspectos de la proyección mecánica del mortero que constituye la capa exterior de los paneles sandwich. En la figura 3 (c) pueden apreciarse las maestras utilizadas para conseguir el espesor previsto para las capas de mortero.

(a)

(b)



(c)

Fig. 3. Diferentes aspectos de la ejecución material de las piezas de ensayo: (a) y (b) proyección mecánica del mortero que constituye la capa exterior del panel Sandwich. (c) Maestras de madera para conseguir el correcto espesor de las capas de mortero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

La figura 4 recoge un aspecto de los elementos metálicos utilizados para el transporte de los paneles a ensayar desde el lugar en que se fabricaron hasta aquél en que se les somete a carga. La notable esbeltez de los paneles ha exigido unos elementos metálicos suficientemente rígidos, conectados a las cabezas de aquéllos, que garantizaran la perfecta inmovilidad de las delgadas paredes de carga durante su transporte con el puente-grúa.

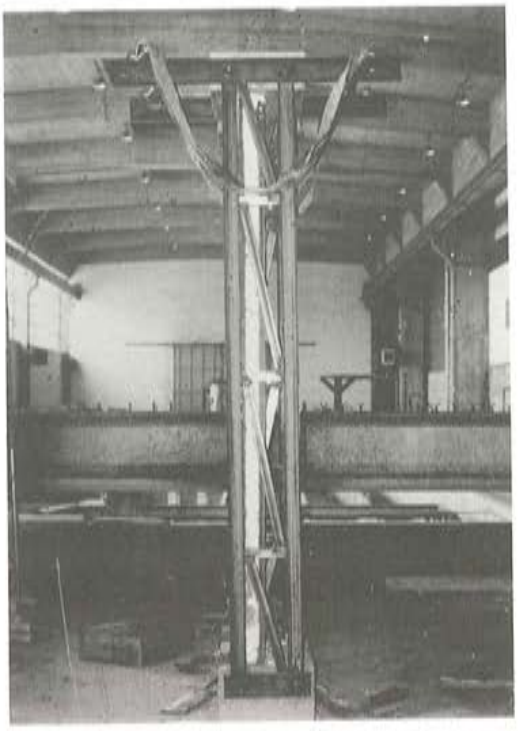


Fig. 4. Aspecto de los elementos metálicos utilizados para el transporte de los paneles sandwich desde el lugar de fabricación a aquel en que se someterán a cargas de compresión.

Para conseguir la intraslacionalidad de la zona superior del muro, tal como ocurrirá en la realidad, si, como es normal, se encuentra arriostrado frente a las acciones horizontales de viento o sismo, por muros perpendiculares al que se considera, se ha conectado su macizo de cabeza, por medio de una biela metálica (figura 5), a un pórtico de arriostramiento. De este modo, la pared de carga puede girar alrededor de su lado horizontal superior, pero no aceptar corrimientos horizontales en tal zona.

Fig. 5. Aspecto de la biela metálica dispuesta para garantizar la intraslacionalidad horizontal de la cabeza superior del panel.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

3.3. Estructura auxiliar para realizar los ensayos

Los elementos de muro a ensayar se someten a carga bajo unas vigas metálicas que reciben las reacciones verticales ascendentes de los gatos hidráulicos que comprimen a aquéllos. Estas vigas transmiten esas reacciones a dos pórticos metálicos transversales a las mismas y entre los cuales se encuentra situado el panel de ensayo (figura 6).

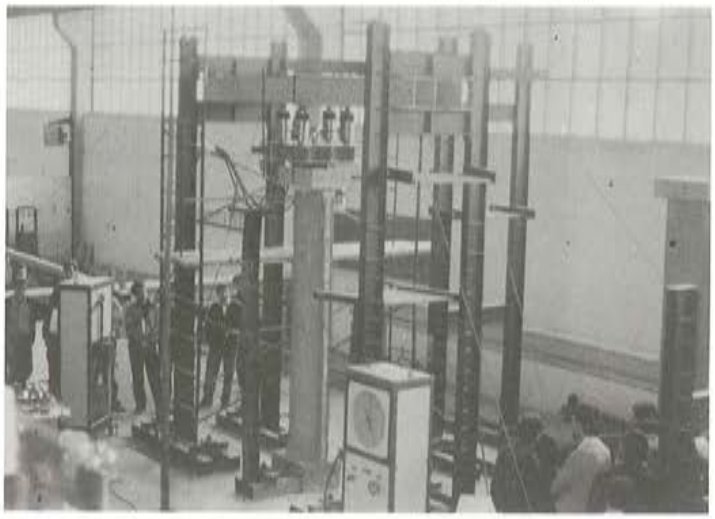


Fig. 6. Aspecto general de la estructura metálica auxiliar utilizada para someter a carga a los paneles sandwich.

Los esfuerzos de tracción a que se ven sometidos los soportes de los pórticos anteriores son transmitidos, a través de sus bases metálicas, a los ganchos de anclaje existentes en la losa de carga del Laboratorio de Estructuras. Como ya se ha escrito, perpendicularmente al elemento de muro en ensayo, y paralelamente a los dos pórticos comentados, existe un tercer pórtico metálico al cual se conecta la cabeza del panel, a través de una biela metálica, de modo que quede arriostrado en tal dirección.

Los gatos hidráulicos cargan sobre el panel a través de una cabeza metálica de gran rigidez, en la cual están apoyados sobre unos pitones salientes que anulen la posibilidad de que aquéllos puedan ser despedidos durante la ejecución de los ensayos (figura 7). La aplicación de la carga con la correcta excentricidad que corresponda al caso concreto de ensayo, se consigue por medio de un eje metálico interpuesto entre la cabeza metálica anterior y la de hormigón armado del panel.

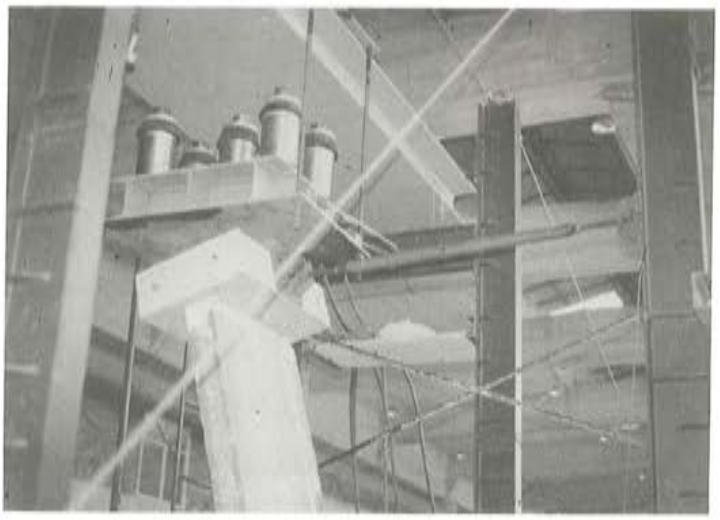


Fig. 7. Aspecto del cabezal metálico sobre el que cargan los gatos hidráulicos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Finalmente, en los dos planos que se adjuntan (figuras 8 y 9) con el alzado frontal y lateral de las estructuras de carga utilizadas en estos ensayos, puede completarse la información que se ha escrito sobre las mismas. Añadir, que la capacidad de carga máxima que puede aplicarse con el conjunto estructural diseñado, por medio de cinco gatos hidráulicos, es de cien toneladas.

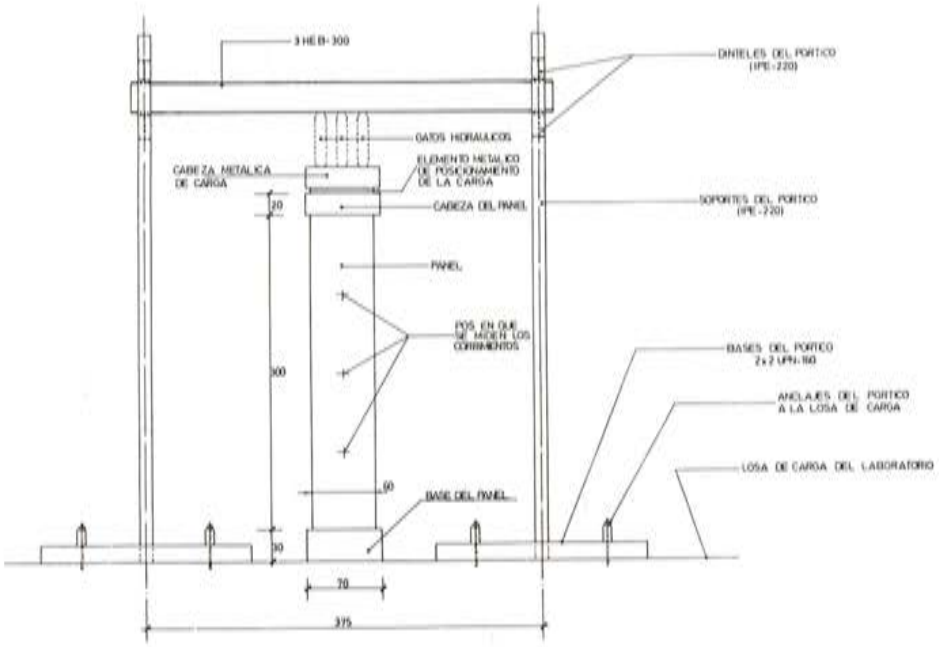


Fig. 8.

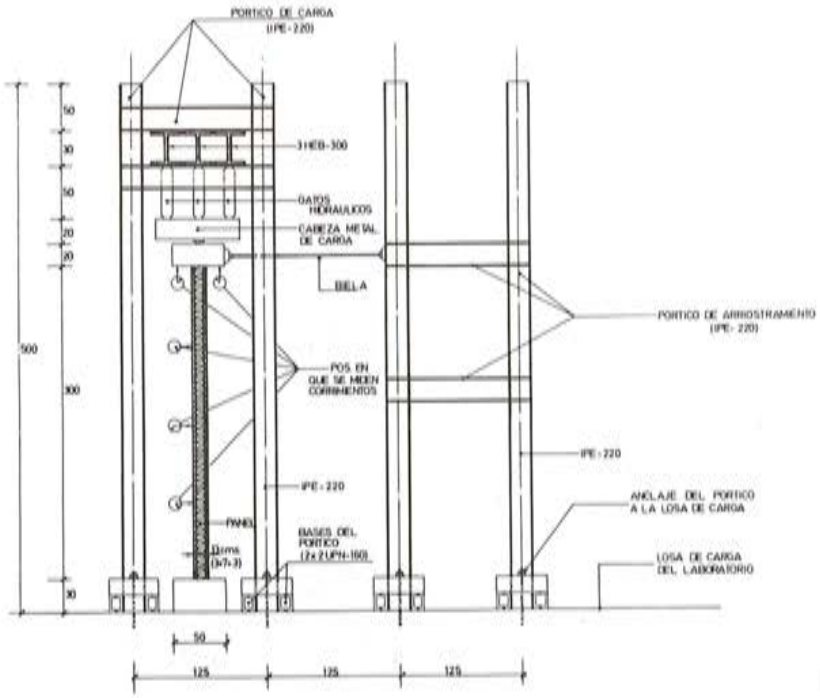


Fig. 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

3.4. Mediciones efectuadas en los ensayos

Además de la carga que produce el agotamiento resistente de cada panel, a lo largo del ensayo se miden, por medio de transductores de desplazamiento de tipo eléctrico, los siguientes valores:

- Corrimientos horizontales en tres puntos situados a lo largo de la altura del panel: en su centro y en los cuartos superior e inferior de su longitud (figura 10a).

- Corrimientos verticales en dos puntos de la cabeza del panel, situados simétricamente a ambos lados de éste (figura 10b).

  La semisuma de los dos valores anteriores nos suministra el descenso vertical del panel a medida que aumenta la carga, lo que nos permite obtener una relación entre la tensión de comprensión de éste y su deformación, y una valoración del módulo de deformación longitudinal del mismo.

  La semidiferencia de dichos valores dividida entre la distancia horizontal existente entre los dos puntos en que se han colocado los medidores en la cabeza del panel, nos suministra la tangente del ángulo girado por ésta, lo cual nos permite evaluar la inercia virtual del panel sandwich.

Todos estos valores pueden servir para comparar en qué medida el funcionamiento de los paneles durante la carga está próximo o alejado del deducido suponiendo para éstos un comportamiento según la teoría del Hormigón Armado o la teoría de piezas elásticas.

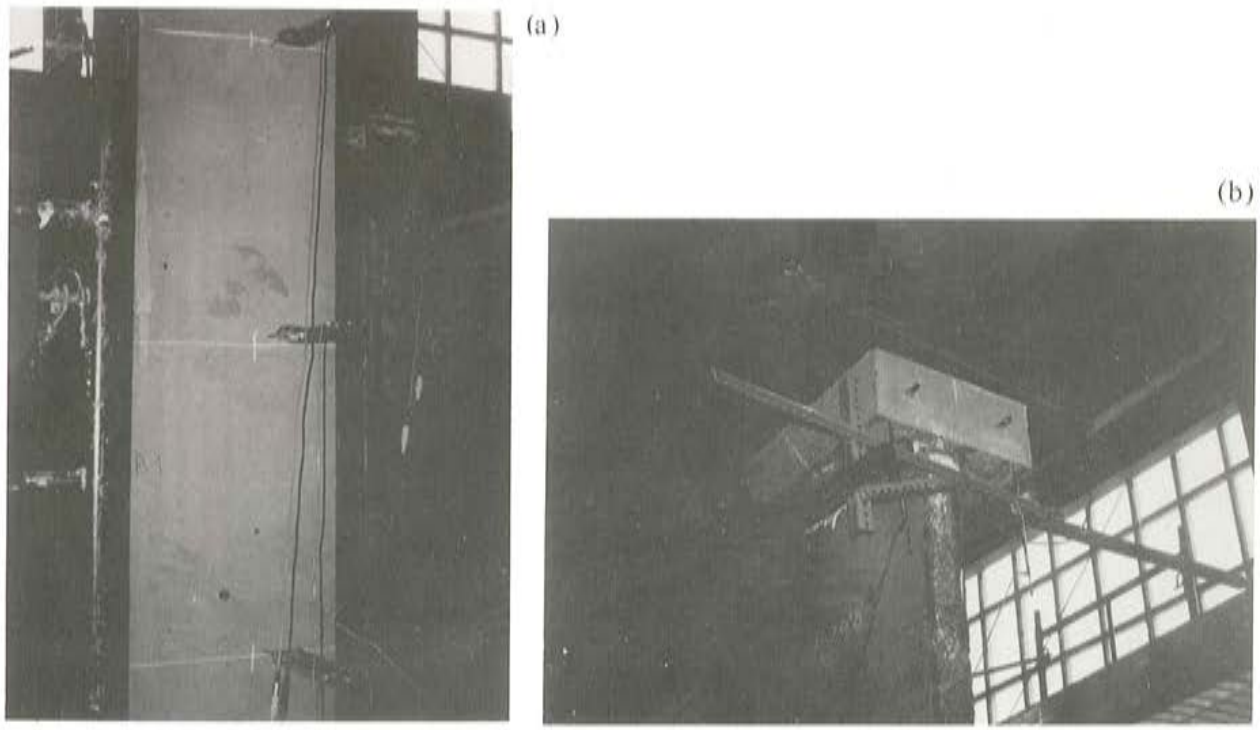


Fig. 10. Aspecto de los trasductores de desplazamiento colocados en el panel (a) y en su cabeza (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

4. PRINCIPALES RESULTADOS OBTENIDOS

En primer lugar, se exponen los resultados más interesantes del plan de ensayos llevado a cabo, reuniéndoles en dos grupos según que la excentricidad con que actúa la carga P aplicada por los gatos hidráulicos en la cabeza de los paneles sea pequeña (series A, B y C) o grande (series D y E). Seguidamente, se ofrece un resumen de la totalidad de los resultados obtenidos.

4.1. Paneles sometidos a cargas de compresión actuantes con pequeña excentricidad

A este grupo pertenecen aquellos paneles en los que las cargas de compresión que actúan excéntricamente en su cabeza lo hacen dentro del núcleo central de la sección, cuyos límites a ambos lados de su centro de gravedad están, en este caso, a 3,92 cm ($2 \cdot I_c/A_c \cdot h$). Se trata de los paneles de las series:

A: e = 0,00 h = 0,00 cm.
B: e = 0,10 h = 1,30 cm.
C: e = 0,25 h = 3,25 cm.

Serie A (e = 0,00 h = 0,00 cm).

El valor medio de la carga de rotura de los tres paneles ensayados a carga centrada ha sido de 58t lo que supone una tensión media en la sección resistente (60 x 6 cm^2) de mortero de 161 Kp/cm^2. Valor este del orden de la mitad que lo que resistieron a compresión las probetas cilíndricas (15 x 30) de mortero, rotas a 28 días.

A destacar de esta serie el panel A-2 que soportó 72t ($\sigma_{m\,u}$ = 200 Kp/cm^2) y que alcanzó el agotamiento por inestabilidad, de modo realmente "explosivo". En la figura 11 se recogen las flechas registradas en dos puntos del panel a medida que se incrementaba la carga P actuante en su cabeza; como puede observarse, las flechas son mínimas, apenas superan el medio milímetro, y van oscilando alrededor del eje teórico del panel. Se tiene aquí un caso realmente excepcional de carga teórica y práctica de tipo centrado.

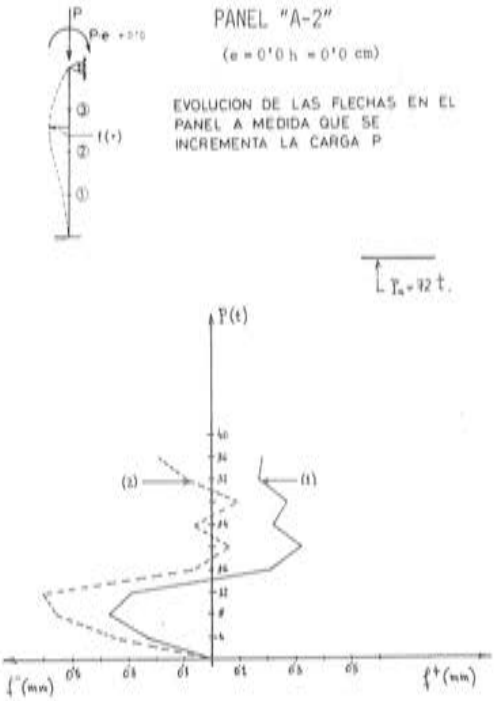


Fig. 11. Medidas efectuadas durante la carga del panel A-2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

En los otros dos paneles de la serie y debido a la inexactitud, que siempre existe, en la colocación de las cargas las flechas adoptaron desde el primer momento un determinado signo al producirse.

La figura 12 muestra, finalmente, un aspecto del panel A3 en el instante mismo de producirse su agotamiento resistente por inestabilidad. El carácter de rotura frágil y explosiva puede apreciarse en los pequeños trozos de mortero que son despedidos de las capas exteriores del panel en el momento, afortunado, que capta la fotografía.

Fig. 12. Aspecto del panel A-3, sometido a carga centrada en el instante que se produce su agotamiento por inestabilidad.

Serie B (e = 0,1 h = 1,3 cm).

La carga media de rotura de los cuatro paneles ensayados ha sido de 57t, con una tensión media de 158 Kp/cm² .

Las figuras 13 y 14 muestran, para el caso B-1 (P_u = 62t), el aspecto típico de la evolución de las flechas en tres puntos del panel, del acortamiento de éste y del giro de su cabeza a medida que se incrementa el valor de la carga P. De estas dos últimas curvas puede obtenerse el módulo de deformación longitudinal y la inercia virtual del panel.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

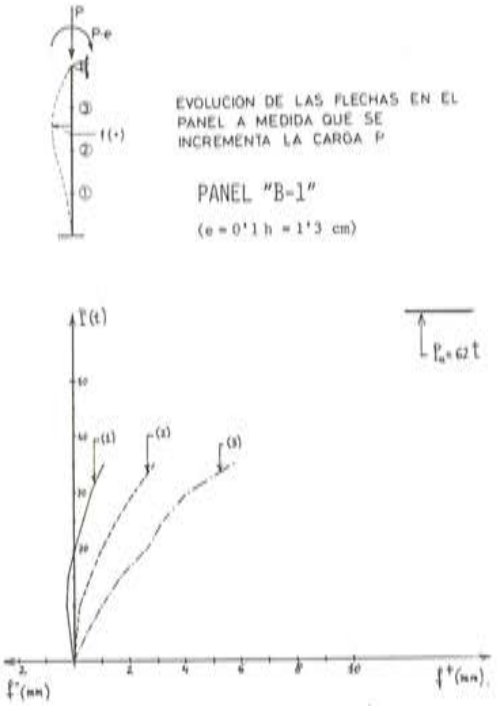


Fig. 13.

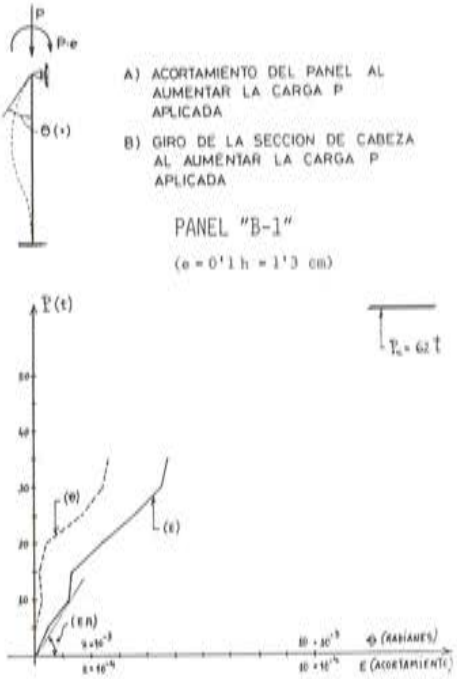


Fig. 14.

En las figuras 15 y 16 puede verse el aspecto que presentaba el panel B-2 (P_u = 54t) una vez llevado a rotura. En la primera de ellas, al contemplar la dirección de las diagonales de acero, que unen los dos mallazos que se encuentran embebidos en las capas de mortero, puede apreciarse cómo en la zona inmediatamente superior a donde el panel se ha quebrado, cercana a la mitad de la altura, dichas diagonales han cambiado de dirección a consecuencia de un desplazamiento relativo entre las dos capas exteriores. El detalle de este fenómeno puede observarse en la segunda de las figuras, 16, comentadas.

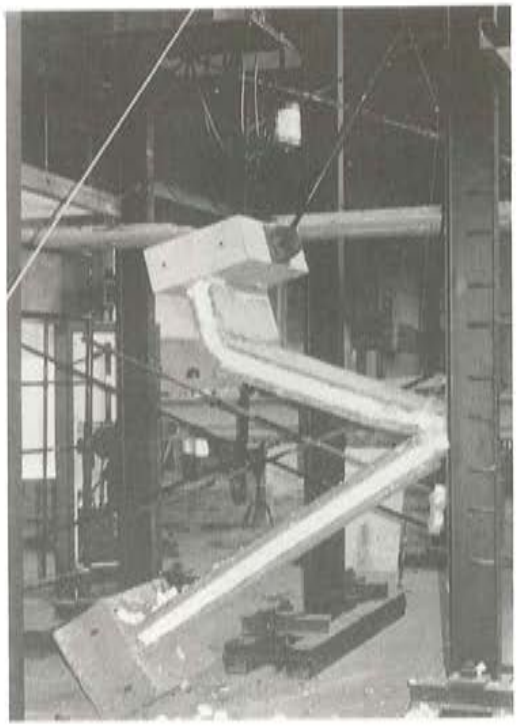


Fig. 15. Aspecto del panel B-2 (e = 0,1 h = 1,3 cm) una vez que se ha producido su agotamiento resistente para P_u = 54 t.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

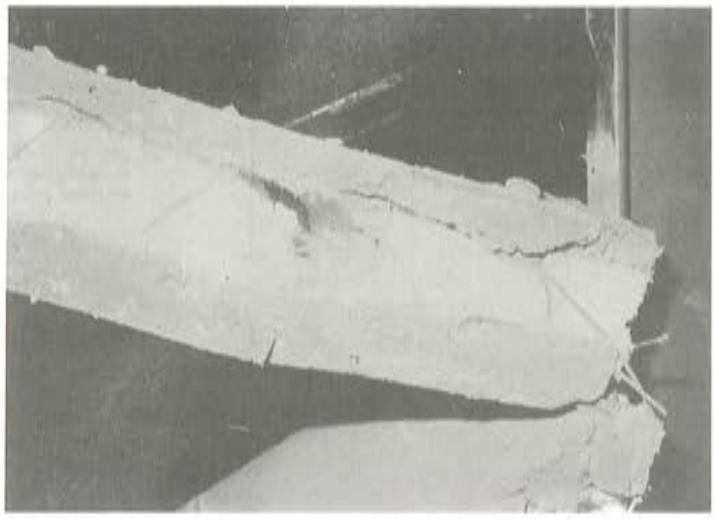


Fig. 16. Detalle de la rotura del panel B-2.

Serie C (e = 0,25 h = 3,25 cm).

Los tres paneles de esta serie han dado una carga media de rotura de 48t (133 Kp/cm2 de tensión media en la sección resistente).

El comportamiento de estos paneles durante los ensayos ha seguido, en líneas generales, las pautas que se mostraron en las figuras 13 y 14 para el panel B-1.

Las figuras 17 y 18 muestran dos aspectos del panel C-2, el que más resistió de esta serie (P_u = 54t), en que el agotamiento se produjo con rotura de todas las diagonales de acero que unían las dos capas de mortero del panel y con separación de éstas.

Fig. 17. Aspecto del panel C-2 (e = 0,25 h = 3,25 cm) una vez que se ha producido su agotamiento resistente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Fig. 18. Detalle de la rotura del panel C-2.

4.2. Paneles sometidos a cargas de compresión actuantes con excentricidades importantes

Se trata de los paneles de las series D y E con cargas excéntricas aplicadas fuera del núcleo central de la sección.

D: e = 0,50 h = 6,50 cm.
E: e = 1,00 h = 13,00 cm.

En estos casos, se obtienen cargas de agotamiento notablemente inferiores a los tres anteriores ya comentados. Ahora, más que un problema de agotamiento por inestabilidad del panel lo es por insuficiencia de armadura de su sección resistente.

Serie D (e = 0,5 h = 6,5 cm).

La carga media de rotura de los cuatro paneles ensayados de esta serie ha sido de 25t, que supone una tensión de 69 Kp/cm² en la sección resistente (60 x 6) cm² ; valor que es del orden de la mitad que el obtenido en el caso anterior, serie C, con excentricidad de la carga todavía dentro del núcleo central.

La figura 19 muestra el estado en que quedó el panel D-2 al producirse su rotura para P_u = 20t.

Serie E (e = 1,0 h = 13 cm).

El valor medio de la carga de rotura de los tres paneles de esta serie ha sido de 6t (17 Kp/cm² de tensión media en la sección resistente). En todos ellos, el tipo de rotura ha sido idéntico produciéndose en la sección en que finalizaba la armadura de conexión del macizo de cabeza con el mallazo de acero que llevaban dispuestos los paneles en el plano medio de las dos capas exteriores de mortero.

4.3. Resumen de los ensayos

El resumen de las cargas de rotura de los diecisiete paneles ensayados se recoge en la figura 20. En cada serie se ha representado, también, el valor medio de los alcanzados por los elementos de la misma.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Fig. 19. Aspecto del panel D-2 (e = 0,5 h = 6,5 cm) una vez que se ha producido su agotamiento resistente para P_u = 20 t.

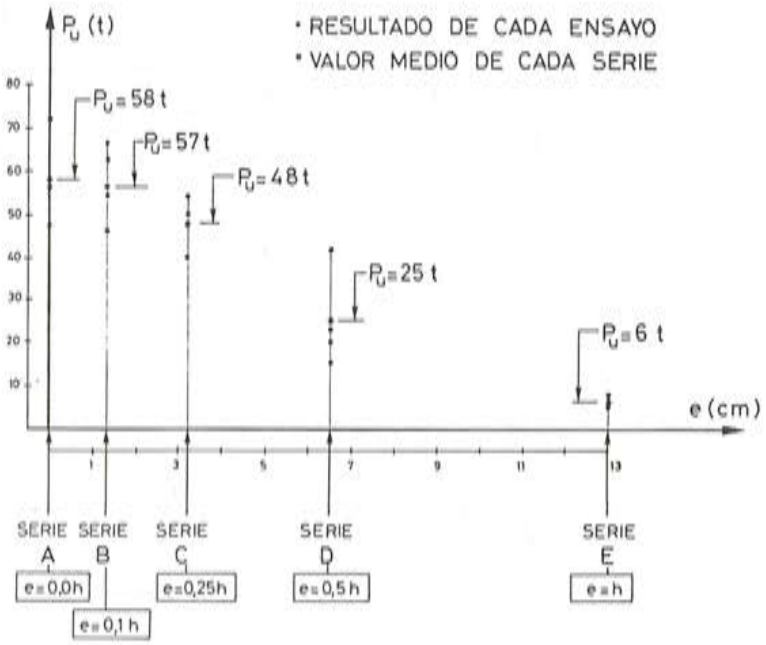


Fig. 20. Resumen de las cargas últimas obtenidas en los ensayos de los paneles sandwich de 3 m de altura, 60 cm de ancho y 13 cm (3 + 7 + 3) de espesor.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

5. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

Con objeto de suministrar resultados que puedan ser útiles a efectos de Proyecto, indicamos a continuación los tres valores, P_{u1}, P_{u2} y P_{u3}, donde:

P_{u1} expresa la carga media de agotamiento del panel de 1 m de longitud, deducida de todos los ensayos realizados con una excentricidad dada.

P_{u2} expresa la carga media de agotamiento del panel de 1 m de longitud, deducida de sólo los dos ensayos de menor resistencia dentro de cada serie.

P_{u3} expresa la carga mínima de agotamiento obtenida en cada serie de ensayos y correspondiente a una longitud de panel de 1,00 metro.

SERIE	EXC. CABEZA	P_{u1} (Mp/m)	P_{u2} (Mp/m)	P_{u3} (Mp/m)
A	0,00 cm	97	86	78
B	1,30 cm	95	83	77
C	3,25 cm	80	75	67
D	6,50 cm	42	29	25
E	13,00 cm	10	9	8

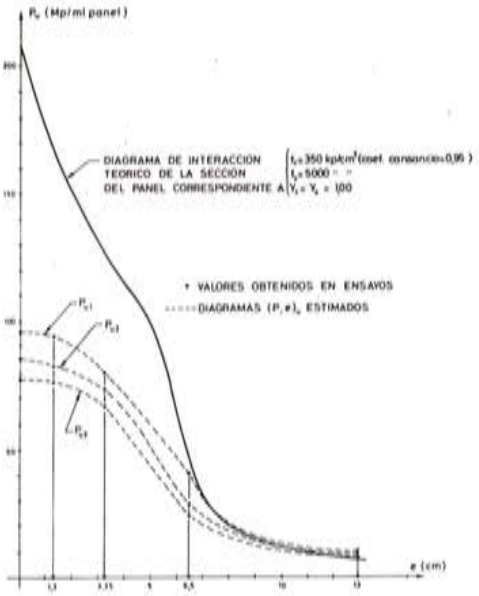


Fig. 21.

A continuación se incluye la representación gráfica (fig. 21) de estas series de valores de la carga última en función de la excentricidad con que ella actúa, junto con el diagrama de interacción teórico de la sección del panel de 1 metro de longitud correspondiente a una resistencia del hormigón de 350 Kp/cm².

Los descensos de resistencia que muestran las curvas de P_{u1}, P_{u2} y P_{u3}, respecto al diagrama de interacción expresan los efectos de la esbeltez del panel en cuanto a su capacidad última de carga. Puede observarse que la reducción de capacidad de carga es importante, cuando la excentricidad con que actúa sobre el panel es pequeña y que, por el contrario, esa reducción tiende a desvanecerse cuando las excentricidades aumentan. O sea que, para excentricidades relativas importantes, el agotamiento del panel se produce por rotura de la sección crítica, sin efectos apreciables de esbeltez.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

En la figura 22 se representan de nuevo los resultados de los ensayos en la forma clásica de pares $(N\text{-}M)_u$, cuya relación con la figura 21 es, obviamente: $M_u = N_u \cdot \rho_u$.

Los puntos resultantes se agrupan, como antes, en tres diagramas que se comparan con el diagrama teórico de interacción de la sección $(M\text{-}N)_u$ sin efectos de esbeltez.

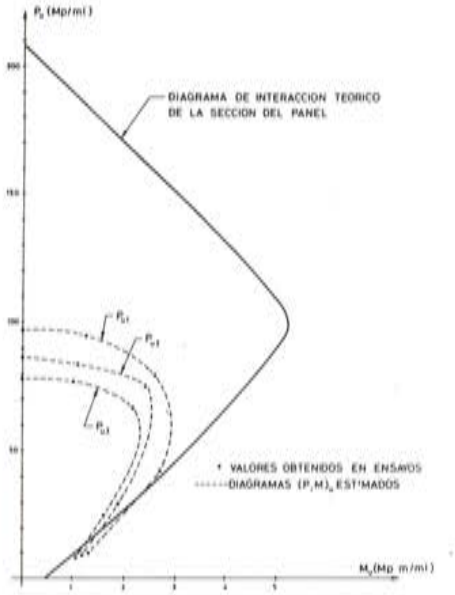


Fig. 22.

6. AGRADECIMIENTO

Los autores de este artículo desean dar las gracias a la Sociedad Shunt y a su Director-Gerente D. Martín Monzón por las facilidades ofrecidas para la publicación de estos ensayos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Estudio no lineal del comportamiento resistente de soportes de hormigón armado solicitados a Flexo-compresión esviada

José Ramón Atienza Reales
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ramón Irles Más
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

RESUMEN

Se describe un método matricial de análisis no lineal en rigidez que permite estudiar el comportamiento resistente de soportes de hormigón solicitados a flexo-compresión esviada.

La simplificación que se introduce en el análisis consiste en admitir que las deformaciones del soporte están provocadas, únicamente, por las tensiones normales longitudinales inducidas por los esfuerzos axiles y flectores, despreciándose las deformaciones debidas a los esfuerzos cortantes y torsores. Por lo demás, el análisis es totalmente general, incorporando todo tipo de efectos no lineales (geométricos o mecánicos) y permitiendo deducir el diagrama carga-movimiento del soporte, tanto en su rama creciente hasta el colapso como en la decreciente posterior al mismo.

1. INTRODUCCION

La teoría de las piezas prismáticas se suele basar en ciertas hipótesis simplificadoras, con las que se consiguen notables ventajas en comparación con las formulaciones más rigurosas de la mecánica de los medios continuos.

La diferencia básica entre ambas formulaciones radica en que el estudio de los corrimientos, deformaciones y tensiones se realiza, en el primer caso, mediante un análisis unidimensional en el que se selecciona como elemento básico de trabajo una rebanada de longitud diferencial cuya área coincide con la sección transversal de la pieza prismática, mientras que, en el segundo supuesto, se realiza mediante un análisis tridimensional en el que se trabaja con elementos diferenciales de volumen que pueden estar situados en cualquier punto de la pieza prismática.

La ventaja de la primera forma de proceder radica en que, al introducir en las rebanadas las simplificaciones relativas al comportamiento de sus secciones transversales, se puede definir el comportamiento de toda la pieza prismática en función del comportamiento de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

puntos situados en un eje, al que en lo sucesivo denominaremos eje de referencia. Lógicamente, al trabajar con rebanadas, es necesario modificar los conceptos clásicos de tensión y deformación de la mecánica de los medios continuos, introduciendo los nuevos conceptos de tensión generalizada (esfuerzo) y deformación generalizada (alargamiento y curvatura del eje de referencia). En lo demás, la teoría de las piezas prismáticas sigue las mismas directrices de las formulaciones generales de la mecánica del continuo. Habrá, pues, que considerar los tres grupos de relaciones básicas:

a) Ecuaciones que relacionan el campo de corrimientos con las deformaciones generalizadas.

b) Ecuaciones que relacionan las deformaciones generalizadas con los esfuerzos.

c) Ecuaciones que relacionan los esfuerzos con las cargas que solicitan el elemento estructural.

Estas ecuaciones, unidas a las condiciones de contorno, son las que definen el comportamiento resistente de la pieza prismática.

La linealización de estos tres grupos de ecuaciones sólo es posible si se aceptan nuevas simplificaciones, a saber:

– En las ecuaciones a) hay que despreciar los términos de segundo orden en corrimientos o en derivadas de los mismos.

– En las ecuaciones b) hay que suponer que los materiales responden de forma elástica y lineal.

– En las ecuaciones c) hay que admitir que el equilibrio se puede plantear en la geometría inicial.

Las simplificaciones en el grupo de las ecuaciones a) y c), que hacen referencia a consideraciones de índole geométrica, sólo son válidas si los movimientos experimentados por la pieza prismática son despreciables en comparación con las dimensiones de su sección transversal. Mientras que las simplificaciones del grupo de ecuaciones b), que hacen referencia a consideraciones de índole mecánica, sólo son válidas si las solicitaciones del material estructural se mantienen por debajo de su límite de proporcionalidad. De no cumplirse ambas condiciones, la respuesta de la pieza prismática deja de ser lineal y, en general, se puede hablar de dos tipos de no linealidades: las geométricas, asociadas al cambio de geometría, y las mecánicas, asociadas al comportamiento real del material estructural.

Las no linealidades geométricas admiten diversos tratamientos en función del sistema de ejes seleccionado para establecer los grupos de ecuaciones a) y c), pudiendo utilizarse, indistintamente, una formulación en coordenadas Lagrangianas o en coordenadas Eulerianas.

La primera opción consiste, como es sabido, en referir todas las magnitudes: corrimientos, deformaciones, esfuerzos y cargas, al eje de la barra antes de su deformación. Así, con referencia a la figura 1 (pieza prismática que se deforma en un plano de simetría por la acción de cargas exteriores aplicadas en sus extremos y contenidas en dicho plano), la formulación Lagrangiana conduce a afirmar que las ecuaciones que relacionan el campo de corrimientos con las deformaciones generalizadas son:

$$\epsilon_g(X) = \frac{dU}{dX} + \frac{1}{2}\left[\left(\frac{dU}{dX}\right)^2 + \left(\frac{dV}{dX}\right)^2\right]$$

$$\chi(X) = \frac{d^2V}{dX^2} + \frac{dU}{dX}\frac{d^2V}{dX^2} - \frac{dV}{dX}\frac{d^2U}{dX^2} \qquad (1)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

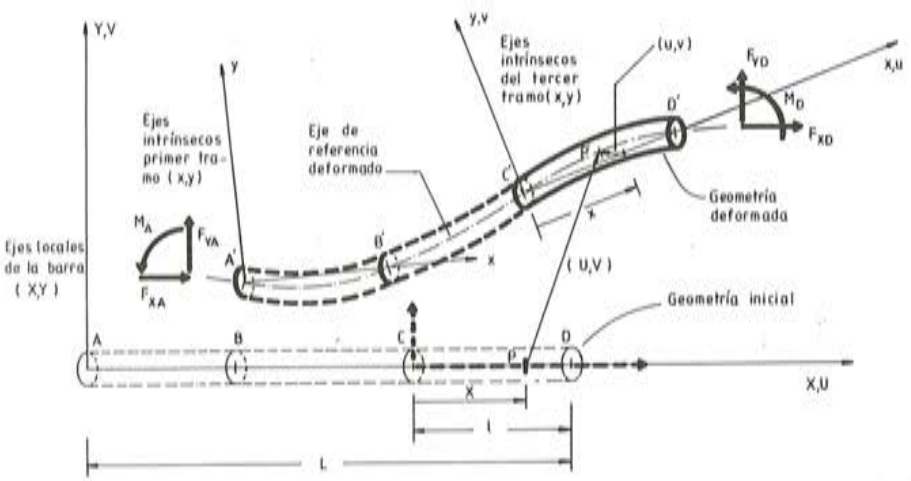


Fig. 1. Diversos sistemas de ejes asociados al análisis geométricamente no lineal de piezas prismáticas.

y las ecuaciones que relacionan los esfuerzos con las cargas:

$$\frac{d}{dX}\left[\left(1+\frac{dU}{dX}\right)N-\frac{dM}{dX}\frac{dV}{dX}\right]=0$$
$$\frac{d}{dX}\left[\frac{dV}{dX}N+\frac{dM}{dX}\left(1+\frac{dU}{dX}\right)\right]=0 \qquad (2)$$

donde $\epsilon_g(X)$ y $\chi(X)$ son el alargamiento unitario y la curvatura del eje de referencia; U(X) y V(X), las dos componentes del movimiento experimentado por dicho eje, y N(X,U,V) y M(X,U,V) el esfuerzo axil y flector, respectivamente. Todo ello referido a la sección cuya abscisa antes de la deformación es X.

Las expresiones anteriores son no lineales y se deducen admitiendo que los corrimientos y las derivadas de los corrimientos son magnitudes arbitrarias (grandes o pequeñas), mientras que las deformaciones generalizadas son magnitudes despreciables en comparación con la unidad, es decir, se trata de las ecuaciones válidas en una teoría de piezas prismáticas con pequeñas deformaciones y corrimientos arbitrarios [1].

Otra forma de tratar las no linealidades geométricas es dividir la barra en varios tramos y asignar a cada tramo un eje longitudinal que pase por los dos extremos de su eje de referencia deformado (figura 1). Dado que las cuerdas de los tramos en los que se descompone el eje de referencia en la geometría deformada son muy próximas a la geometría deformada de dicho eje, es evidente que, si referimos todas las magnitudes a estas cuerdas (ejes intrínsecos) es aplicable la teoría de las piezas prismáticas con pequeñas deformaciones y pequeños corrimientos, por lo que las expresiones (1) y (2) se linealizan, quedando:

$$e_g(x)=\frac{du}{dx}$$
$$\chi(x)=\frac{d^2v}{dx^2} \qquad (3)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

$$\frac{dN}{dx} = 0$$

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = 0 \qquad (4)$$

donde $\epsilon_g(x)$, $\chi(x)$, $u(x)$, $v(x)$, $N(x)$ y $M(x)$ tienen el significado antes indicado, pero ahora se refieren a la sección cuya abscisa (medida en la dirección de la cuerda del eje deformado) es x.

La ventaja de esta segunda formulación es que consigue desacoplar los dos tipos de no linealidades que se presentan en las piezas prismáticas. Así, mediante una adecuada división de la barra en varios tramos, el análisis de cada uno de ellos referido a sus ejes intrínsecos sólo requiere la consideración de las no linealidades de tipo mecánico, mientras que las no linealidades geométricas surgirán en una etapa posterior, al considerar el cambio de ejes que permite pasar desde los ejes locales no deformados a los ejes asociados a la geometría deformada (ejes intrínsecos).

Lo expuesto hasta el momento es válido para las piezas prismáticas en general. En lo sucesivo nos ceñiremos al título de este trabajo y, por consiguiente, sólo estudiaremos los soportes de hormigón armado solicitados a flexo-compresión esviada.

En este tipo de piezas prismáticas es posible introducir notables simplificaciones con respecto a la formulación más rigurosa que acabamos de exponer, puesto que, en realidad, de todos los efectos asociados al cambio de geometría, el único que hay que considerar es la aparición de "flexiones secundarias" inducidas por el axil al flectar la columna. Este efecto se ilustra en la figura 2. En ella se observa que olvidarse del cambio de geometría inducido por la solicitación equivale a aceptar que la carga vertical P sólo provoca esfuerzos axiles, mientras que establecer el equilibrió en la geometría deformada supone admitir que la carga vertical también provoca "flexiones secundarias" de valor $P(\Delta - V(X))$. Este fenómeno, al igual que el resto de los asociados al cambio de geometría, se puede considerar con el artificio ya comentado consistente en descomponer la columna en varios tramos y asignar a cada tramo unos ejes que lo acompañen en su deformación. Despreciar las "flexiones secundarias" dentro del tramo frente a las flexiones asociadas al movimiento transversal de su eje intrínseco, equivale a despreciar la flexión $N\delta_A$ (N es el axil del tramo) frente a la flexión $P(\Delta - \Delta_A)$ (véase la figura 2).

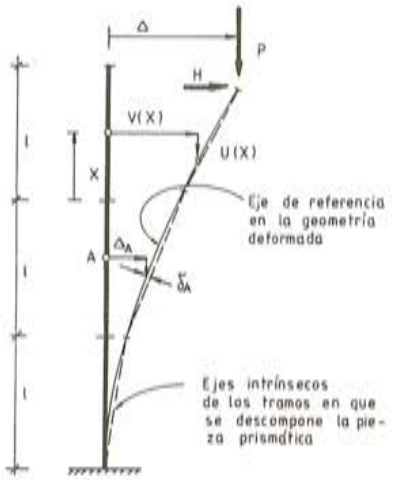
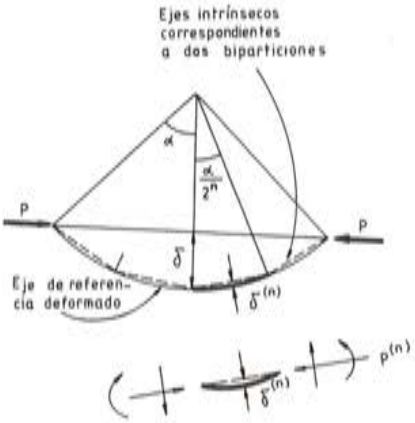


Fig. 2. Soporte solicitado a flexocompresión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Con el fin de acotar la validez de esta simplificación, puede ser clarificador el ejemplo siguiente: Supongamos una barra comprimida cuyo eje de referencia deformado es un arco de círculo, y en ella consideremos 2^n partes iguales con sus correspondientes ejes asociados. Es fácil demostrar que despreciar las "flexiones secundarias" con respecto a los ejes intrínsecos supone cometer un error que, como máximo, alcanza una cierta fracción de la "flexión secundaria" máxima que existe. Este error se ha tabulado en la figura 3 para diversos valores del ángulo α y del número n de biparticiones en que se descompone la barra, observándose que el error se reduce de forma notable al aumentar n. En el caso que nos ocupa, la división de la columna en seis u ocho partes es suficiente para recoger con precisión el efecto de las "flexiones secundarias".



n \ α	10°	30°	60°	90°
1	24,95	24,57	23,21	20,71
2	6,25	6,21	5,90	2,91
3	1,55	1,43	1,04	0,37
4	0,39	0,35	0,24	0,05

Se ha tabulado el cociente:

$$100 \cdot \frac{P^{(n)} \delta^{(n)}}{P\,\delta}$$

Fig. 3. Barra comprimida con n biparticiones.

En cuanto a las no linealidades mecánicas, se puede indicar que su origen radica, fundamentalmente, en la relación no lineal del diagrama tensión-alargamiento ($\sigma - \epsilon$) del hormigón y de las armaduras que constituyen el soporte. Estos materiales (figura 4), sobre todo en niveles de carga elevadas, presentan un comportamiento no lineal con plastificaciones del acero y del hormigón comprimido. En realidad, no es necesario alcanzar niveles de carga elevados para observar un comportamiento no lineal en las columnas de hormigón, puesto que, con niveles de carga ligeros, ya puede observarse la no linealidad provocada por la microfisuración del hormigón al alcanzarse su agotamiento a tracción y transmitirse a las armaduras las tensiones de tracción que venía soportando. El problema, como se sabe, se complica todavía más por la existencia de deformaciones diferidas por fluencia y retracción del hormigón, unida a otros fenómenos, tales como la disminución de la resistencia del hormigón bajo carga sostenida (cansancio) y su progresivo endurecimiento al envejecer.

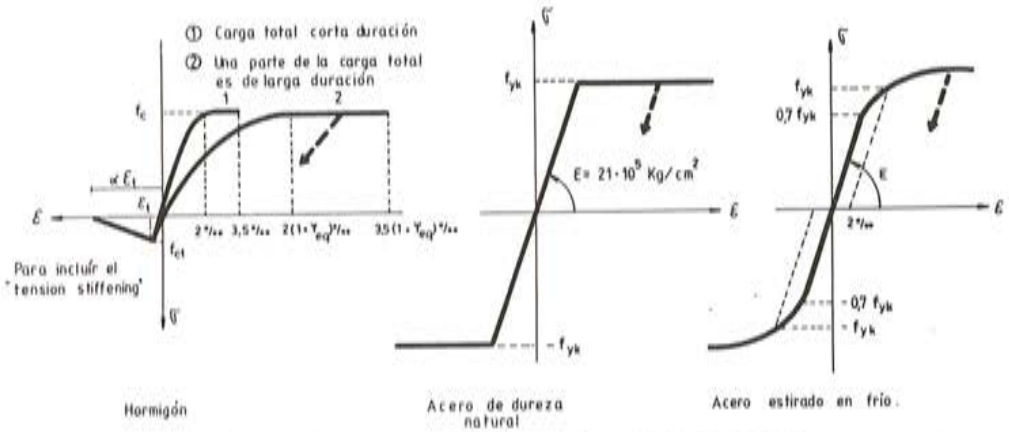


Fig. 4. Diagramas σ-ϵ del hormigón y de las armaduras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Todo esto, como puede suponerse, afecta a la deformabilidad del soporte de hormigón, alejándolo del comportamiento lineal y provocando, en conjunto, una progresiva disminución de su rigidez a medida que aumentan las acciones solicitantes. Simultáneamente, al aumentar la deformación del soporte, aumentan los esfuerzos de segundo orden asociados al cambio de geometría.

Normalmente, estos efectos no lineales: mecánicos o geométricos, se vienen analizando de la forma siguiente:

Por una parte, las no linealidades de tipo mecánico se consideran, referencias [2], [3] y [4], con la ayuda de los diagramas axil-momento-curvatura de las rebanadas que forman la pieza prismática. Estos diagramas se deducen admitiendo la hipótesis de Navier-Bernouilli y trabajando directamente con los diagramas ($\sigma - \epsilon$) de los materiales estructurales. Estos diagramas los hemos representado en la figura 4. En ella se observa que el diagrama ($\sigma - \epsilon$) del hormigón está afectado de dos coeficientes correctores: Ψ_{eq} y α. El primero, descrito en la referencia [5], se utiliza para considerar las deformaciones diferidas por fluencia del hormigón y, el segundo, descrito en la referencia [6], se utiliza para considerar la colaboración del hormigón para resistir tracciones en la zona situada entre fisuras ("tensión stiffening").

Por otra parte, para considerar las no linealidades geométricas, referencias [1], [4] y [7], se suele recurrir a un proceso iterativo, que consta de las siguientes fases: se empieza calculando las flechas inducidas en la columna por las "flexiones primarias", para lo cual se realiza una doble integración de las curvaturas asociadas a dichas flexiones. Esta primera estimación del cambio de geometría sirve para definir un valor más preciso de los esfuerzos que solicitan a la columna. Estos nuevos esfuerzos, volviendo a trabajar con los diagramas axil-momento-curvatura, definen un nuevo valor de las curvaturas y, por doble integración de éstas, se obtiene un valor más preciso de las flechas de la columna. La repetición del proceso, de converger, nos permite aproximarnos tanto como queramos a la situación real de equilibrio de la columna. Si el proceso es divergente y la columna tiene una vinculación isostática, se puede afirmar que esta divergencia numérica no es más que el reflejo matemático del fenómeno de la inestabilidad: la columna no es capaz de soportar dicha solicitación y agotará su capacidad portante por excesiva deformación del hormigón comprimido o de las armaduras traccionadas.

Hay otra forma de abordar el análisis del comportamiento resistente de los soportes comprimidos de hormigón. Consiste, como hemos adelantado en la exposición anterior, en descomponer el soporte en varios tramos y considerarlo como una estructura que se obtiene al volver a ensamblar las piezas prismáticas en las que previamente se ha descompuesto. Para el análisis de esta estructura se puede aplicar el conocido método matricial de la rigidez, que tan útil resulta en los cálculos lineales; pero, claro está, ampliándolo de forma que también incorpore las no linealidades geométricas y mecánicas. Este es nuestro propósito, de modo que pretendemos abordar el análisis de soportes de hormigón solicitados a flexo-compresión esviada, como caso particular de una metodología totalmente general, referencias [1], [8] y [9], válida no sólo para soportes aislados, sino también para todo tipo de estructuras formadas por piezas prismáticas.

2. NO LINEALIDADES MECANICAS

Matrices de rigidez tangente y secante de un tramo de pieza prismática referido a sus ejes intrínsecos.

2.1. Principios básicos

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Se toma como eje de referencia del soporte la línea que contiene los centros de gravedad de sus secciones transversales, supuestas éstas totalmente elásticas. Por otra parte, para el estudio del comportamiento de los distintos tramos en que se descompone el soporte, se refieren todas las magnitudes: corrimientos, deformaciones y esfuerzos, a los ejes intrínsecos del tramo. Estos ejes forman un triedro trirrectángulo directo (ejes x,y,z de la figura 5). El eje longitudinal "x" pasa por los centros de gravedad "elásticos" de las secciones extremas del tramo, y los ejes "y" y "z" son dos ejes normales a aquél y contenidos en los planos definidos por el eje longitudinal y los ejes centrales y principales de inercia de la sección dorsal "elástica" del tramo en estudio.

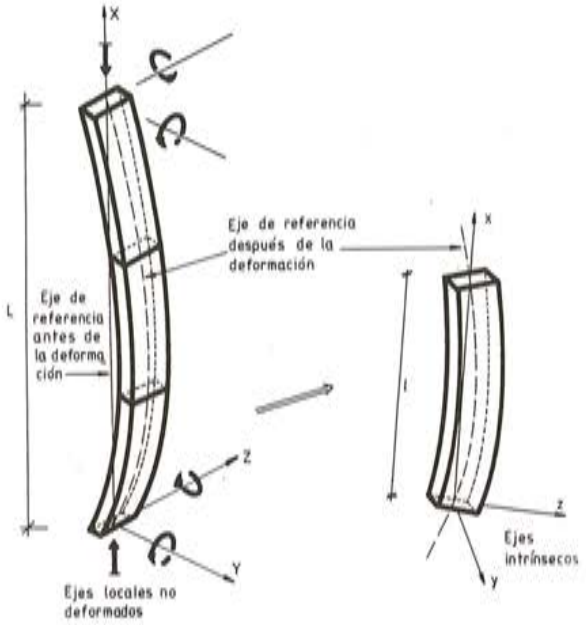


Fig. 5. Sistemas de ejes utilizados para el análisis de soportes de hormigón solicitados a flexo-compresión esviada.

Este sistema de ejes, evidentemente, no es un sistema fijo, sino que acompaña al tramo en su deformación. Su utilización tiene la ventaja, como ya hemos adelantado, de que el estudio del tramo, referido a estos ejes, es geométricamente lineal y, por consiguiente, sólo requiere la consideración de las no linealidades de tipo mecánico.

Establecidas estas premisas, formulamos a continuación las siguientes hipótesis simplificadoras:

a) Se supone que la deformación de la columna está provocada, únicamente, por las tensiones normales longitudinales inducidas por los esfuerzos axiles y flectores, despreciándose las deformaciones debidas a los esfuerzos cortantes y torsores. Por consiguiente, se está admitiendo que las secciones normales al eje de referencia de la columna permanecen planas durante la deformación, sin girar ni alabearse. Esto equivale a afirmar que la deformación de las rebanadas queda totalmente definida mediante tres parámetros: $\epsilon_g(x)$, $\phi_y(x)$ y $\phi_z(x)$, que representan, respectivamente, el alargamiento y las dos curvaturas de su eje de referencia.

b) Estos parámetros se supone que son magnitudes muy pequeñas en comparación con la unidad, es decir, se admite que estamos en una teoría de pequeñas deformaciones.

c) Por último, se admite que, conocido el alargamiento unitario ϵ de cualquier fibra longitudinal de la rebanada, los diagramas $(\sigma - \epsilon)$ del material estructural, hormigón

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

o acero, según sea el caso, permiten calcular unívocamente la tensión longitudinal σ existente en dicha fibra. Esta última simplificación sólo es válida si no se producen descargas en fibras previamente plastificadas.

En este sentido conviene recordar que con solicitaciones homotéticas (todas las cargas crecen proporcionalmente a un parámetro de carga λ) no se producen descargas, si las vinculaciones del soporte son isostáticas. Por el contrario, con vinculaciones hiperestáticas, las descargas son siempre inevitables como consecuencia de las redistribuciones de esfuerzos. No obstante, estas descargas afectan prioritariamente a fibras elásticas, por lo que, siempre que se trate de solicitaciones homotéticas, se puede admitir la validez de la última de las hipótesis simplificadoras que acabamos de postular.

Todas estas hipótesis simplificadoras son las que nos permiten estudiar el comportamiento mecánicamente no lineal de las rebanadas que componen cada uno de los tramos en que se descompone la pieza prismática. Más adelante veremos que este estudio conviene plantearlo de forma incremental, y serán dos matrices: la matriz de rigidez tangente correspondiente a un estado de equilibrio J y la matriz de rigidez secante correspondiente al salto entre dos estados de equilibrio J y K, las que nos van a servir para caracterizar el comportamiento de la rebanada. Su significado físico se ilustra en la figura 6.

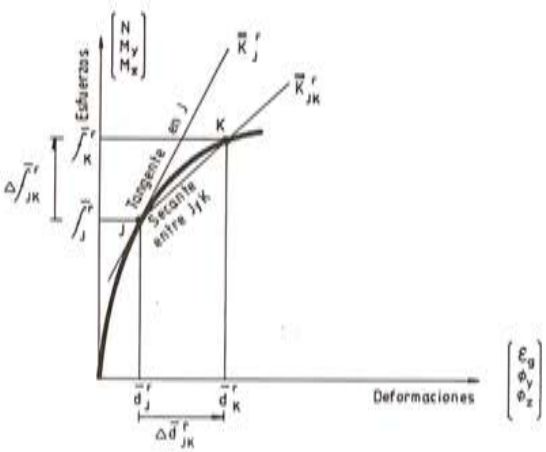


Fig. 6. Rigidez tangente $\overline{\overline{K}}^r_J$ y rigidez secante $\overline{\overline{K}}^r_{JK}$ de la rebanada.

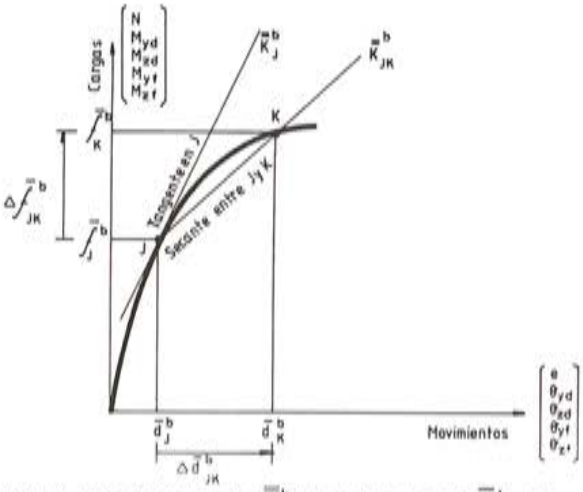


Fig. 7. Rigidez tangente $\overline{\overline{K}}^b_J$ y rigidez secante $\overline{\overline{K}}^b_{JK}$ del tramo de pieza prismática referido a sus ejes intrínsecos.

El paso siguiente es, por integración de las deformaciones de las rebanadas, deducir las expresiones matriciales que caracterizan el comportamiento mecánicamente no lineal de los distintos tramos en que se descompone la pieza prismática. Lógicamente, también serán dos matrices: la matriz de rigidez tangente del tramo correspondiente a un estado de equilibrio J y la matriz de rigidez secante correspondiente al salto entre dos estados de equilibrio J y K, las que nos van a servir para caracterizar este comportamiento. Su significado físico se ilustra en la figura 7.

2.2. Ecuaciones que definen el comportamiento de las rebanadas

Las hipótesis simplificadoras relativas al comportamiento de las secciones transversales de la pieza prismática nos permiten afirmar que, en una rebanada de abscisa x, el alargamiento unitario de una fibra genérica de coordenadas (y,z) viene dado, con el criterio de signos de la figura 8, por la expresión:

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

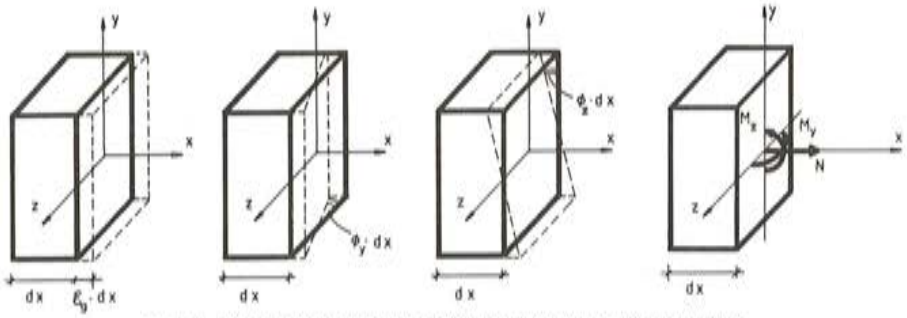


Fig. 8. Deformaciones generalizadas y esfuerzos positivos.

$$\epsilon(x,y,z) = \epsilon_g(x) + z\,\phi_y(x) - y\,\phi_z(x)$$

Particularizando para los estados de equilibrio J y K, se obtiene:

$$\epsilon^J\,(x,\,y,\,z) = \epsilon_g^J\,(x) + z\,\phi_y^J\,(x) - y\,\phi_Z^J\,(x)$$

$$\epsilon^K\,(x,\,y,\,z) = \epsilon_g^K\,(x) + z\,\phi_y^K\,(x) - y\,\phi_z^K\,(x)$$

Luego:

$$\Delta\,\epsilon^{JK}\,(x,\,y,z) = \epsilon^K\,(x,\,y,\,z) - \epsilon^J\,(x,\,y,\,z) =$$
$$= \epsilon_g^K\,(x) - \epsilon_g^J\,(x) + z\,[\phi_y^K\,(x) - \phi_y^J\,(x)] - y\,[\phi_z^K\,(x) - \phi_z^J\,(x)] =$$
$$= \Delta\,\epsilon_g^{JK}(x) + z\,\Delta\,\phi_y^{JK}\,(x) - y\,\Delta\,\phi_z^{JK}\,(x)$$

Las tensiones $\sigma^J(x,y,z)$ y $\sigma^k(x,y,z)$ asociadas a las deformaciones $\epsilon^J(x,y,z)$ y $\epsilon^k(x,y,z)$ se obtienen directamente de los diagramas tensión-alargamiento ($\sigma - \epsilon$) de los materiales estructurales (hormigón o acero). Suponiendo unos diagramas genéricos, por ejemplo, los representados en la figura 9, y definiendo el módulo de elasticidad secante de la fibra como

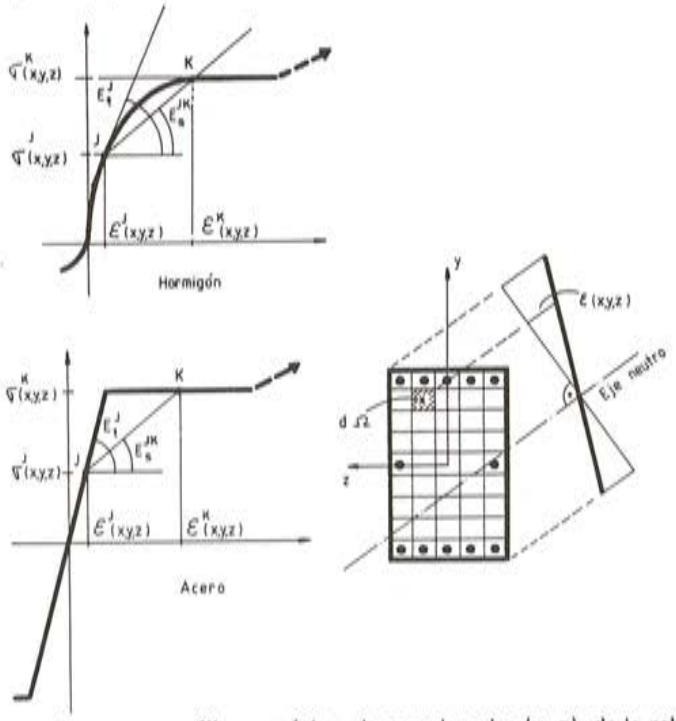


Fig. 9. Alargamientos y tensiones en una fibra genérica, de coordenadas (y, z), de la rebanada cuya abcisa es x.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

el cociente entre el incremento de la tensión y el incremento del alargamiento, se puede poner:

$$\Delta \sigma^{JK}(x, y, z) = E_s^{JK}(x, y, z)\, \Delta e^{JK}(x, y, z) =$$
$$= E_s^{JK}(x, y, z)\, [\Delta e_g^{JK}(x) + z\, \Delta \phi_y^{JK}(x) - y\, \Delta \phi_z^{JK}(x)]$$

Estableciendo el equilibrio en la sección de abscisa x, con el criterio de signos de la figura 8, se obtiene:

$$\Delta N^{JK}(x) = \iint_\Omega \Delta \sigma^{JK}(x, y, z)\, d\Omega = \iint_\Omega E_s^{JK}(x, y, z)\, [\Delta e_g^{JK}(x) +$$
$$+ z\, \Delta \phi_y^{JK}(x) - y\, \Delta \phi_z^{JK}(x)]\, d\Omega =$$
$$= \Delta e_g^{JK}(x) \iint_\Omega E_s^{JK}\, d\Omega + \Delta \phi_y^{JK}(x) \iint_\Omega z\, E_s^{JK}\, d\Omega - \Delta \phi_z^{JK}(x) \iint_\Omega y\, E_s^{JK}\, d\Omega$$

$$\Delta M_y^{JK}(x) = \iint_\Omega z\, \Delta \sigma^{JK}(x, y, z)\, d\Omega =$$
$$= \Delta e_g^{JK}(x) \iint_\Omega z\, E_s^{JK}\, d\Omega + \Delta \phi_y^{JK}(x) \iint_\Omega z^2\, E_s^{JK}\, d\Omega - \Delta \phi_z^{JK}(x) \iint_\Omega zy\, E_s^{JK}\, d\Omega$$

$$\Delta M_z^{JK}(x) = -\iint_\Omega y\, \Delta \sigma^{JK}(x, y, z)\, d\Omega =$$
$$= -\Delta e_g^{JK}(x) \iint_\Omega y\, E_s^{JK}\, d\Omega - \Delta \phi_y^{JK}(x) \iint_\Omega yz\, E_s^{JK}\, d\Omega + \Delta \phi_z^{JK}(x) \iint_\Omega y^2\, E_s^{JK}\, d\Omega$$

que puesto en forma matricial, queda:

$$\begin{bmatrix} \Delta N^{JK}(x) \\ \Delta M_y^{JK}(x) \\ \Delta M_z^{JK}(x) \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \iint E_s\, d\Omega & \iint z\, E_s\, d\Omega & -\iint y\, E_s\, d\Omega \\ \iint z\, E_s\, d\Omega & \iint z^2\, E_s\, d\Omega & -\iint zy\, E_s\, d\Omega \\ -\iint y\, E_s\, d\Omega & -\iint yz\, E_s\, d\Omega & \iint y^2\, E_s\, d\Omega \end{Bmatrix}_{JK} \begin{bmatrix} \Delta e_g^{JK}(x) \\ \Delta \phi_y^{JK}(x) \\ \Delta \phi_z^{JK}(x) \end{bmatrix} \tag{5}$$

o más abreviadamente:

$$\Delta \overline{f^r_{JK}}(x) = \overline{\overline{K^r_{JK}}}(x)\, \Delta \overline{d^r_{JK}}(x) \tag{6}$$

donde $\overline{\overline{K_{JK}}}(x)$ es la matriz de rigidez secante de la rebanada correspondiente al salto entre los estados de equilibrio J y K.

Para la realización de las integrales de la expresión (5), la rebanada de abscisa x se divide en porciones elementales, figura 9, que se definen mediante su área d Ω, coordenadas (y,z) de su centro de gravedad y tipo de material (hormigón, acero de dureza natural o acero estirado en frío). Así, estas integrales se convierten en sencillos sumatorios de fácil programación.

Si en las integrales de superficie de la expresión (5) sustituímos $E_s^{JK}(x, y, z)$ por $E_t^J(x, y, z)$, figura 9, obtenemos la rigidez tangente de la rebanada correspondiente al estado de equilibrio J:

$$\begin{bmatrix} \delta N^J(x) \\ \delta M_y^J(x) \\ \delta M_z^J(x) \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \iint E_t\, d\Omega & \iint z\, E_t\, d\Omega & -\iint y\, E_t\, d\Omega \\ \iint z\, E_t\, d\Omega & \iint z^2\, E_t\, d\Omega & -\iint zy\, E_t\, d\Omega \\ -\iint y\, E_t\, d\Omega & -\iint yz\, E_t\, d\Omega & \iint y^2\, E_t\, d\Omega \end{Bmatrix}_J \begin{bmatrix} \delta e_g^J(x) \\ \delta \phi_y^J(x) \\ \delta \phi_z^J(x) \end{bmatrix} \tag{7}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

o de forma abreviada:

$$\overline{\delta f_J^r}(x) = \overline{\overline{K_J^r}}(x)\,\overline{\delta d_J^r}(x) \tag{8}$$

donde hemos utilizado el símbolo (δ) para indicar que se trata de incrementos diferenciales de la magnitud a la que se asocia.

La expresión (8) fue deducida por Chen y Atsuta en 1973 [1], y una forma simplificada, para rebanadas pertenecientes a piezas prismáticas que se deforman en un plano de simetría, fue utilizada en 1978 por Grelat [9].

Evidentemente, si la sección fuera de un único material y éste presentara un comportamiento perfectamente elástico y lineal, la rigidez tangente de la sección sería:

$$\begin{Bmatrix} EA(x) & 0 & 0 \\ 0 & EI_y(x) & 0 \\ 0 & 0 & EI_z(x) \end{Bmatrix}$$

desacoplándose los comportamientos a axil y flexión, por haber seleccionado como ejes de referencia los centrales y principales de inercia de la sección.

2.3. Ecuaciones que definen el comportamiento de los tramos

Admitiendo que no hay cargas exteriores aplicadas en el interior de los tramos en que se descompone la pieza prismática, los esfuerzos que solicitan a una rebanada de abscisa x quedan definidos en función de las cargas que solicitan a las secciones extremas del tramo, figura 10, mediante las expresiones:

$$N(x) = N$$

$$M_y(x) = \left(\frac{x}{l} - 1\right) M_{yd} + \frac{x}{l} M_{yf}$$

$$M_z(x) = \left(\frac{x}{l} - 1\right) M_{zd} + \frac{x}{l} M_{zf}$$

que, con el planteamiento incremental que venimos haciendo, serán:

$$\Delta N^{JK}(x) = \Delta N^{JK}$$

$$\Delta M_y^{JK}(x) = \left(\frac{x}{l} - 1\right) \Delta M_{yd}^{JK} + \frac{x}{l} \Delta M_{yf}^{JK}$$

$$\Delta M_z^{JK}(x) = \left(\frac{x}{l} - 1\right) \Delta M_{zd}^{JK} + \frac{x}{l} \Delta M_{zf}^{JK}$$

y puesto de forma matricial:

$$\begin{bmatrix} \Delta N^{JK}(x) \\ \Delta M_y^{JK}(x) \\ \Delta M_z^{JK}(x) \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{x}{l} - 1 & 0 & \frac{x}{l} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{x}{l} - 1 & 0 & \frac{x}{l} \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta N^{JK} \\ \Delta M_{yd}^{JK} \\ \Delta M_{zd}^{JK} \\ \Delta M_{yf}^{JK} \\ \Delta M_{zf}^{JK} \end{bmatrix} \tag{9}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Por otra parte, la inversa de la expresión (5) nos permite obtener, en cada sección x, el incremento de la deformación de la rebanada inducido por el incremento del esfuerzo que la solicita:

$$\begin{bmatrix} \Delta e_g^{JK}(x) \\ \Delta \phi_y^{JK}(x) \\ \Delta \phi_z^{JK}(x) \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} S_{11}(x) & S_{12}(x) & S_{13}(x) \\ S_{21}(x) & S_{22}(x) & S_{23}(x) \\ S_{31}(x) & S_{32}(x) & S_{33}(x) \end{Bmatrix}_{JK} \begin{bmatrix} \Delta N^{JK}(x) \\ \Delta M_y^{JK}(x) \\ \Delta M_z^{JK}(x) \end{bmatrix} \tag{10}$$

Finalmente, integrando las deformaciones de las rebanadas, obtenemos los movimientos del tramo referidos a sus ejes intrínsecos. Estos movimientos vienen definidos por el alargamiento del tramo (e) y los giros en los extremos del eje de referencia medidos con respecto a su cuerda (θ_{yd}, θ_{zd}, θ_{yf}, θ_{zf}). Así, volviendo al planteamiento incremental que venimos haciendo (figuras 11 y 12), puede ponerse:

$$\Delta e^{JK} = \int_0^{l} \Delta e_g^{JK}(x)\, dx$$

$$\Delta \theta_{zf}^{JK} = \Delta \theta_{zd}^{JK} + \int_0^{l} \Delta \phi_z^{JK}(x)\, dx$$

$$\Delta \theta_{yf}^{JK} = \Delta \theta_{yd}^{JK} + \int_0^{l} \Delta \phi_y^{JK}(x)\, dx$$

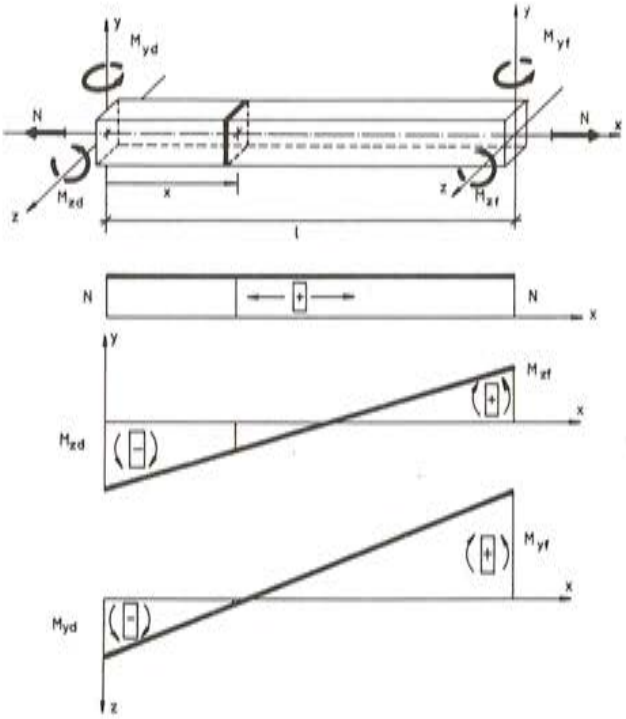


Fig. 10. Esfuerzos en una sección de abcisa x en función de las cargas aplicadas en los extremos del tramo.

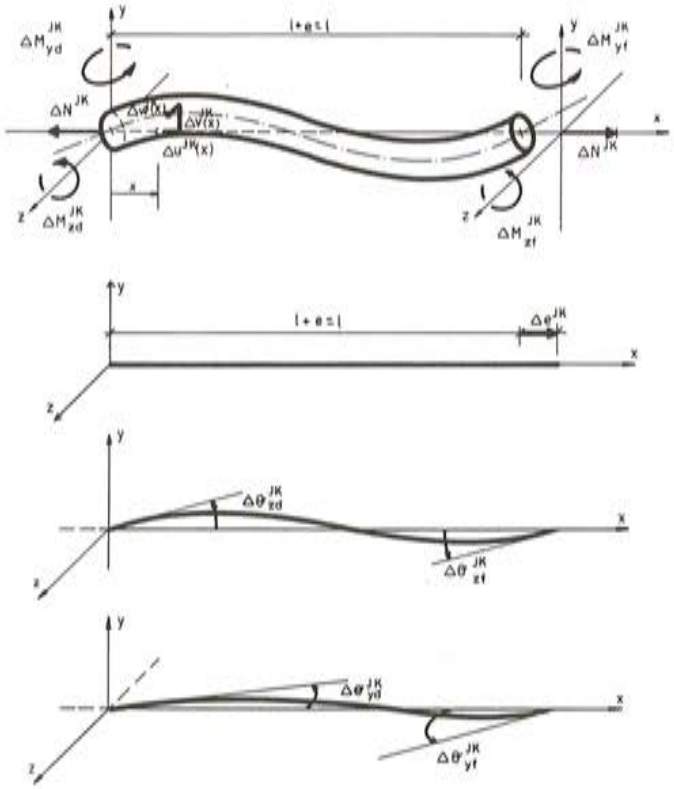
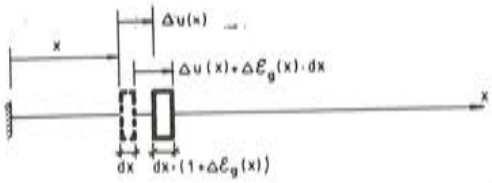
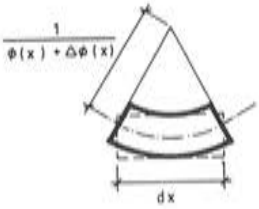


Fig. 11. Incrementos de la deformación de un tramo de pieza prismática referidos a sus ejes intrínsecos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025



Alargamiento de la rebanada



Curvatura de la rebanada

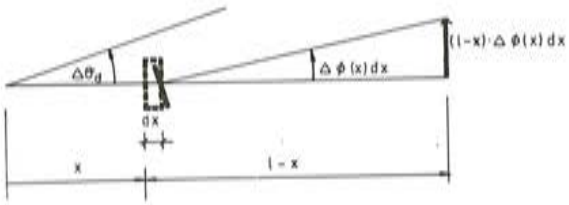


Fig. 12. Incrementos de la deformación de las rebanadas y su incidencia en los corrimientos experimentados por el tramo de pieza prismática.

debiendo verificarse, pues el eje intrínseco x pasa por los extremos del tramo, que:

$$\Delta\theta_{zd}^{JK}\, l + \int_0^l (l - x)\, \Delta\phi_z^{JK}(x)\, dx = 0$$

$$\Delta\theta_{yd}^{JK}\, l + \int_0^l (l - x)\, \Delta\phi_y^{JK}(x)\, dx = 0$$

por consiguiente:

$$\Delta e^{JK} = \int_0^l \Delta\epsilon_g^{JK}(x)\, dx$$

$$\Delta\theta_{yd}^{JK} = \int_0^l \left(\frac{x}{l} - 1\right) \Delta\phi_y^{JK}(x)\, dx$$

$$\Delta\theta_{zd}^{JK} = \int_0^l \left(\frac{x}{l} - 1\right) \Delta\phi_z^{JK}(x)\, dx$$

$$\Delta\theta_{yf}^{JK} = \int_0^l \frac{x}{l}\, \Delta\phi_y^{JK}(x)\, dx$$

$$\Delta\theta_{zf}^{JK} = \int_0^l \frac{x}{l}\, \Delta\phi_z^{JK}(x)\, dx$$

y sustituyendo aquí las expresiones (10) y (9) se obtiene la relación:

$$\begin{bmatrix} \Delta e^{JK} \\ \Delta\theta_{yd}^{JK} \\ \Delta\theta_{zd}^{JK} \\ \Delta\theta_{yf}^{JK} \\ \Delta\theta_{zf}^{JK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \int_0^l S_{11}(x)\,dx & \int_0^l \left(\frac{x}{l}-1\right) S_{12}(x)\,dx & \int_0^l \left(\frac{x}{l}-1\right) S_{13}(x)\,dx & \int_0^l \frac{x}{l} S_{12}(x)\,dx & \int_0^l \frac{x}{l} S_{13}(x)\,dx \\ & \int_0^l \left(\frac{x}{l}-1\right)^2 S_{22}(x)\,dx & \int_0^l \left(\frac{x}{l}-1\right)^2 S_{23}(x)\,dx & \int_0^l \frac{x}{l}\left(\frac{x}{l}-1\right) S_{22}(x)\,dx & \int_0^l \frac{x}{l}\left(\frac{x}{l}-1\right) S_{23}(x)\,dx \\ & & \int_0^l \left(\frac{x}{l}-1\right)^2 S_{23}(x)\,dx & \int_0^l \frac{x}{l}\left(\frac{x}{l}-1\right) S_{32}(x)\,dx & \int_0^l \frac{x}{l}\left(\frac{x}{l}-1\right) S_{33}(x)\,dx \\ & & & \int_0^l \left(\frac{x}{l}\right)^2 S_{22}(x)\,dx & \int_0^l \left(\frac{x}{l}\right)^2 S_{23}(x)\,dx \\ & \text{SIM.} & & & \int_0^l \left(\frac{x}{l}\right)^2 S_{33}(x)\,dx \end{bmatrix}_{JK} \begin{bmatrix} \Delta N^{JK} \\ \Delta M_{yd}^{JK} \\ \Delta M_{zd}^{JK} \\ \Delta M_{yf}^{JK} \\ \Delta M_{zf}^{JK} \end{bmatrix}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

cuya inversa es la matriz de rigidez secante del tramo correspondiente al salto entre J y K.

Se puede anotar de la forma siguiente:

$$\begin{bmatrix} \Delta N^{JK} \\ \Delta M^{JK}_{yd} \\ \Delta M^{JK}_{zd} \\ \Delta M^{JK}_{yf} \\ \Delta M^{JK}_{zf} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} K^b_{11} & K^b_{12} & K^b_{13} & K^b_{14} & K^b_{15} \\ K^b_{21} & K^b_{22} & K^b_{23} & K^b_{24} & K^b_{25} \\ K^b_{31} & K^b_{32} & K^b_{33} & K^b_{34} & K^b_{35} \\ K^b_{41} & K^b_{42} & K^b_{43} & K^b_{44} & K^b_{45} \\ K^b_{51} & K^b_{52} & K^b_{53} & K^b_{54} & K^b_{55} \end{Bmatrix}_{JK} \begin{bmatrix} \Delta e^{JK} \\ \Delta \theta^{JK}_{yd} \\ \Delta \theta^{JK}_{zd} \\ \Delta \theta^{JK}_{yf} \\ \Delta \theta^{JK}_{zf} \end{bmatrix} \tag{12}$$

o, de un modo más abreviado:

$$\overline{\Delta f^b_{JK}} = \overline{\overline{K^b_{JK}}}\ \Delta \overline{d^b_{JK}} \tag{13}$$

Para el cálculo de las integrales de la expresión (11) se opera trabajando con un número prefijado de secciones de cálculo x_k, en las que se determinan los coeficientes $S_{ij}(x_k)$, y en el resto de las secciones del tramo se supone que $S_{ij}(x)$ viene dado por la interpolación lineal de los valores correspondientes a las dos secciones de cálculo más próximas.

Por otra parte, la rigidez tangente de la barra correspondiente al estado de equilibrio J se obtiene siguiendo un desarrollo análogo al expuesto. Para ello basta con sustituir el símbolo Δ (incremento finito) por δ (incremento diferencial) y utilizar la inversa de (7) en sustitución de la inversa de (5). De este modo se acaba obteniendo una expresión formalmente análoga a la (11) con la (11) con la única salvedad de que, en este caso, las funciones $S_{ij}(x)$ se deducen a partir de las rigideces tangentes de las rebanadas situadas en las secciones de cálculo del tramo. La inversa de esta expresión es la que define la matriz de rigidez tangente de la barra correspondiente al estado de equilibrio J.

Se indica de la forma:

$$\begin{bmatrix} \delta N^J \\ \delta M^J_{yd} \\ \delta M^J_{zd} \\ \delta M^J_{yf} \\ \delta M^J_{zf} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} K^b_{ij} \\ i = 1, 2, \ldots 5 \\ j = 1, 2, \ldots 5 \end{Bmatrix}_J \begin{bmatrix} \delta e^J \\ \delta \theta^J_{yd} \\ \delta \theta^J_{zd} \\ \delta \theta^J_{yf} \\ \delta \theta^J_{zf} \end{bmatrix} \tag{14}$$

o de un modo más abreviado:

$$\overline{\delta f^b_J} = \overline{\overline{K^b_J}}\ \overline{\delta d^b_J} \tag{15}$$

En el supuesto de que el tramo fuera de sección constante y estuviera constituído por un material de comportamiento elástico y lineal, la rigidez tangente del tramo sería:

$$\begin{Bmatrix} EA/l & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4\,EI_y/l & 0 & 2\,EI_y/l & 0 \\ 0 & 0 & 4\,EI_z/l & 0 & 2\,EI_z/l \\ 0 & 2\,EI_y/l & 0 & 4\,EI_y/l & 0 \\ 0 & 0 & 2\,EI_z/l & 0 & 4\,EI_z/l \end{Bmatrix} \tag{16}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

que es, justamente, la matriz de rigidez utilizada en el cálculo elástico de estructuras de barras. Esta matriz está condensada a los grados de libertad de movimiento que hemos seleccionado en este análisis.

3. NO LINEALIDADES GEOMETRICAS

Matrices de rigidez tangente.

3.1. Principios básicos

Examinado el comportamiento resistente de un tramo de pieza prismática referido a sus ejes intrínsecos, el paso siguiente es establecer las relaciones que permiten referirlo a los ejes locales no deformados del tramo, o dicho de otra manera, a los intrínsecos antes de que el tramo inicie su deformación. Como veremos más adelante, las no linealidades geométricas se incorporan al análisis, precisamente, al establecer las ecuaciones que permiten realizar dicho cambio de ejes.

Estas ecuaciones se van a deducir en este apartado en base a las siguientes hipótesis simplificadoras:

a) Se admite que los tramos en los que se descompone la columna sólo experimentan giros de flexión, siendo nulos los giros de torsión.

b) Se supone que los giros experimentados por los ejes intrínsecos de estos tramos son moderados. Esto es, son giros inferiores a 10° sexagesimales y, por consiguiente, pueden ser representados adecuadamente mediante magnitudes vectoriales.

c) Por último, dado que estamos en una teoría de pequeñas rotaciones, al proyectar las fuerzas, se desprecian todas las componentes transversales. Esta norma general sólo tiene una excepción, la correspondiente al axil, pues por ser ésta la solicitación prioritaria, no es despreciable su producto por un pequeño ángulo.

3.2. Matriz de rigidez tangente de un tramo de pieza prismatica

En la figura 13 se representan los movimientos y las cargas que actúan en los extremos de un tramo de pieza prismática. Estas magnitudes están referidas a dos sistemas de ejes distintos:

a) Los ejes locales deformados del tramo (figura 13-A).

b) Los ejes locales no deformados del tramo (figura 13-B).

Con referencia a dicha figura es fácil establecer las siguientes relaciones:

$$
\begin{aligned}
e &= \sqrt{(1+U)^2 + V^2 + W^2} - 1 \\
\theta_{yd} &= \Psi_{Yd} + \operatorname{artg} \frac{W}{1+U} \\
\theta_{zd} &= \Psi_{Zd} - \operatorname{artg} \frac{V}{1+U} \\
\theta_{yf} &= \Psi_{Yf} + \operatorname{artg} \frac{W}{1+U} \\
\theta_{zf} &= \Psi_{Zf} - \operatorname{artg} \frac{V}{1+U}
\end{aligned}
\qquad (17)
$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

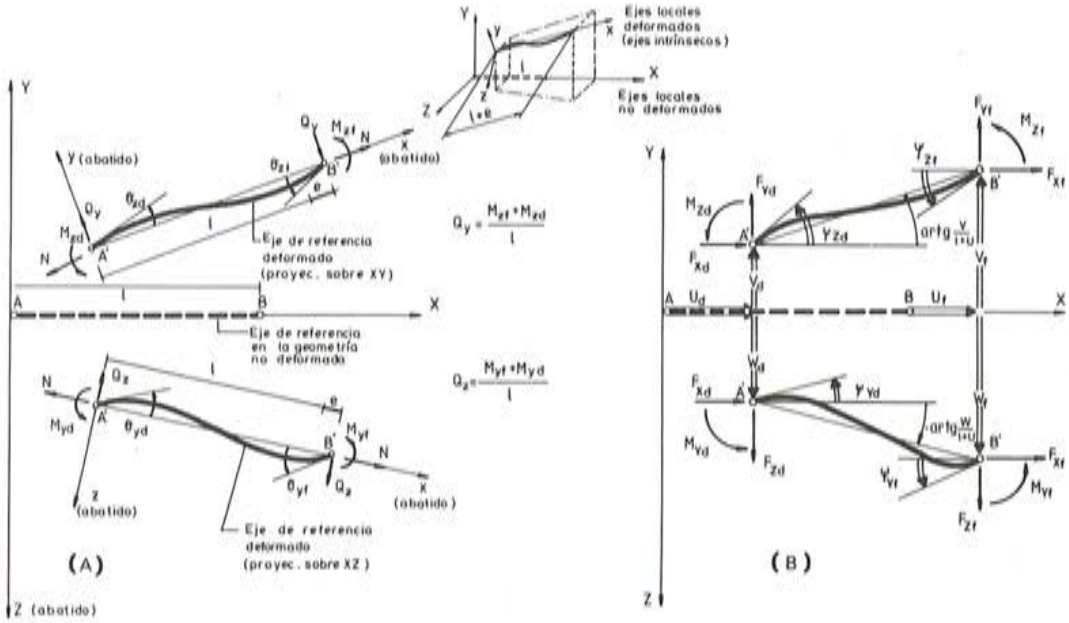


Fig. 13. Movimientos y cargas de los extremos de un tramo de pieza prismática.

Siendo:

$$U = U_f - U_d$$
$$V = V_f - V_d$$
$$W = W_f - W_d$$

Desarrollando en serie las expresiones (17) y manteniendo, en su caso, los términos no lineales de mayor importancia relativa, se obtiene:

$$\begin{aligned} e &= U + \frac{1}{2}\left(\frac{V^2}{\ell} + \frac{W^2}{\ell}\right) \\ \theta_{yd} &= \Psi_{Yd} + \frac{W}{\ell} \\ \theta_{zd} &= \Psi_{Zd} - \frac{V}{\ell} \\ \theta_{yf} &= \Psi_{Yf} + \frac{W}{\ell} \\ \theta_{zf} &= \Psi_{Zf} - \frac{V}{\ell} \end{aligned} \tag{18}$$

diferenciando estas expresiones se llega a:

$$\begin{bmatrix} \delta e \\ \delta \theta_{yd} \\ \delta \theta_{zd} \\ \delta \theta_{yf} \\ \delta \theta_{zf} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} -1 & \frac{-V}{\ell} & \frac{-W}{\ell} & 0 & 0 & 1 & \frac{V}{\ell} & \frac{W}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-1}{\ell} & 1 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{\ell} & 0 & 0 & 1 & 0 & \frac{-1}{\ell} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-1}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{\ell} & 1 & 0 \\ 0 & \frac{1}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-1}{\ell} & 0 & 0 & 1 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} \delta U_d \\ \delta V_d \\ \delta W_d \\ \delta \Psi_{Yd} \\ \delta \Psi_{Zd} \\ \delta U_f \\ \delta V_f \\ \delta W_f \\ \delta \Psi_{Yf} \\ \delta \Psi_{Zf} \end{bmatrix} \tag{19}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

o de forma abreviada:

$$\overline{\delta\, d_j^b} = \overline{\overline{B_j}}\ \overline{\delta\, D_j^b} \tag{20}$$

donde hemos introducido el subíndice J para indicar que esta expresión es válida en cualquier estado de equilibrio J definido, indistintamente, por los vectores movimiento $\overline{d_J^b}$ y $\overline{D_J^b}$ (nótese que ambos vectores definen el mismo movimiento, pero referido a ejes distintos).

Para deducir la relación que existe entre los vectores carga $\overline{F_J^b}$ y $\overline{f_J^b}$, imponemos un movimiento virtual al tramo ($\delta \overline{D_J^b} \equiv \delta \overline{d_J^b}$) conservándolos constantes durante dicho movimiento. Puesto que se trata del mismo vector carga, pero referido a ejes distintos, el trabajo realizado durante el desplazamiento virtual será el mismo. En consecuencia:

$$(\overline{\delta\, D_j^b})^t\ \overline{F_j^b} = (\overline{\delta\, d_j^b})^t\ \overline{f_j^b}$$

y, como debe verificarse la ecuación (20), se obtiene que:

$$(\overline{\delta\, D_j^b})^t\ \overline{F_j^b} = (\overline{\delta\, D_j^b})^t\ \overline{\overline{B_j^t}}\ \overline{f_j^b}$$

luego:

$$\overline{F_j^b} = \overline{\overline{B_j^t}}\ \overline{f_j^b} \tag{21}$$

y puesto de forma desarrollada, será:

$$\begin{bmatrix} F_{Xd} \\ F_{Yd} \\ F_{Zd} \\ M_{Yd} \\ M_{Zd} \\ F_{Xf} \\ F_{Yf} \\ F_{Zf} \\ M_{Yf} \\ M_{Zf} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -(V_f - V_d)/\ell & 0 & 1/\ell & 0 & 1/\ell \\ -(W_f - W_d)/\ell & -1/\ell & 0 & -1/\ell & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ (V_f - V_d)/\ell & 0 & -1/\ell & 0 & -1/\ell \\ (W_f - W_d)/\ell & 1/\ell & 0 & 1/\ell & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} N \\ M_{yd} \\ M_{zd} \\ M_{yf} \\ M_{zf} \end{bmatrix} \tag{22}$$

Esta ecuación puede verificarse estableciendo el equilibrio del tramo (figura 13). Como ya hemos adelantado, al plantear este equilibrio debe considerarse la componente lateral de la carga axil inducida por la rotación del eje intrínseco.

A continuación, diferenciando la expresión (21), se obtiene:

$$\overline{\delta\, F_j^b} = \overline{\overline{B_j^t}}\ \overline{\delta\, f_j^b} + \delta\, \overline{\overline{B_j^t}}\ \overline{f_j^b} \tag{23}$$

es fácil demostrar que el último término de la expresión (23) se puede poner de la forma $\overline{\overline{G_J}}\ \overline{\delta D_J^b}$, quedando:

$$\overline{\delta\, F_j^b} = \overline{\overline{B_j^t}}\ \overline{\delta\, f_j^b} + \overline{\overline{G_j}}\ \overline{\delta\, D_j^b} \tag{24}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

donde:

$$\overline{\overline{G}}_j = \begin{Bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N/\ell & 0 & 0 & 0 & 0 & -N/\ell & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & N/\ell & 0 & 0 & 0 & 0 & -N/\ell & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -N/\ell & 0 & 0 & 0 & 0 & N/\ell & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N/\ell & 0 & 0 & 0 & 0 & N/\ell & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{Bmatrix} \tag{25}$$

por último, la expresión (24) se convierte, recordando (15) y (20), en:

$$\overline{\delta F_j^b} = \overline{\overline{B}}_j^t \, \overline{\delta f_j^b} + \overline{\overline{G}}_j \, \overline{\delta D_j^b} = (\overline{\overline{B}}_j^t \, \overline{\overline{K}}_j^b \, \overline{\overline{B}}_j + \overline{\overline{G}}_j) \, \overline{\delta D_j^b} \tag{26}$$

siendo $(\overline{\overline{B}}_J^t \, \overline{\overline{K}}_J^b \, \overline{\overline{B}}_J + \overline{\overline{G}}_J)$ la matriz de rigidez tangente de un tramo de pieza prismática referida a sus ejes locales no deformados. Esta matriz de rigidez, válida para el estado de equilibrio J, depende del nivel de plastificación y fisuración de las rebanadas que constituyen el tramo (efecto que viene recogido por la matriz $\overline{\overline{K}}_J^b$), de los esfuerzos que solicitan al tramo en dicho estado de equilibrio (matriz $\overline{\overline{G}}_J$) y de los movimientos de sus extremos (matriz $\overline{\overline{B}}_J$). Anulando en las matrices $\overline{\overline{B}}_J$ y $\overline{\overline{G}}_J$ todos los términos que hacen referencia a los movimientos de los nudos extremos del tramo y a los esfuerzos que lo solicitan, se obtiene el desarrollo correspondiente a un análisis geométricamente lineal. Admitiendo estas simplificaciones y sustituyendo $\overline{\overline{K}}_J^b$, definida por la expresión (16), en $(\overline{\overline{B}}_J^t \, \overline{\overline{K}}_J^b \, \overline{\overline{B}}_J + \overline{\overline{G}}_J)$ se obtiene:

$$\begin{Bmatrix} \frac{EA}{1} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{12\,EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & \frac{6\,EI_z}{\ell^2} & 0 & -12\frac{EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & \frac{6\,EI_z}{\ell^2} \\ & & \frac{12\,EI_y}{\ell^3} & -\frac{6\,EI_y}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & -12\frac{EI_y}{\ell^3} & -6\frac{EI_y}{\ell^2} & 0 \\ & & & \frac{4\,EI_y}{\ell} & 0 & 0 & 0 & \frac{6\,EI_y}{\ell^2} & \frac{2\,EI_y}{\ell} & 0 \\ & & & & \frac{4\,EI_z}{\ell} & 0 & \frac{-6\,EI_z}{\ell^2} & 0 & 0 & \frac{2\,EI_z}{\ell} \\ & & & & & \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & \frac{12\,EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & \frac{-6\,EI_z}{\ell^2} \\ & \text{SIM} & & & & & & \frac{12\,EI_y}{\ell^3} & \frac{6\,EI_y}{\ell^2} & 0 \\ & & & & & & & & \frac{4\,EI_y}{\ell} & 0 \\ & & & & & & & & & \frac{4\,EI_z}{\ell} \end{Bmatrix}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

que es la matriz de rigidez utilizada en el cálculo elástico de estructuras de barras cuando no existen esfuerzos torsores. Esfuerzos que no se han considerado en este trabajo por entender que sus efectos son despreciables en los soportes de sección maciza solicitados a flexocompresión.

3.3. Matriz de rigidez tangente de la columna

Conocidas las expresiones (26), con las que caracterizamos el comportamiento resistente de los tramos en que se descompone la columna, el paso siguiente es establecer de una forma ordenada en todos los nudos, primero, las ecuaciones de compatibilidad de movimientos y, después, las ecuaciones de equilibrio. De este modo se obtiene la relación:

$$\overline{\delta F_J} = \overline{\overline{K_J}}\ \overline{\delta D_J}$$

donde $\overline{\overline{K_J}}$ es la matriz de rigidez tangente de la columna correspondiente al estado de equilibrio J. Esta matriz y el algoritmo que permite calcular, conocidos los movimientos de los nudos, la fracción de la carga exterior que no está equilibrada, constituyen, como veremos, los dos pilares en que se sustenta el análisis no lineal de soportes de hormigón solicitados a flexo-compresión esviada.

4. RESOLUCION DEL SISTEMA DE ECUACIONES NO LINEALES

4.1. Métodos generales

Los análisis no lineales requieren la aplicación de métodos de cálculo eficientes, si se desea conseguir cierta exactitud con un costo de computación moderado. En las referencias [10], [11] y [12] se puede consultar una discusión general de las técnicas numéricas que permiten plantear y resolver las ecuaciones no lineales que rigen el comportamiento de las estructuras cuando se incorporan al análisis las no linealidades de tipo geométrico o mecánico. A continuación pasamos revista a los aspectos generales que más nos conviene resaltar con el fin de que más adelante podamos abordar el problema que nos ocupa.

En general, el sistema de ecuaciones que se plantea es de la forma: $\overline{F} = \overline{\overline{K}}_s(\overline{D})\ \overline{D}$, donde $\overline{\overline{K}}_s(\overline{D})$ es la rigidez secante desde el origen. Si, conocidos los movimientos $\overline{D}$, es posible generar la matriz $\overline{\overline{K}}_s(\overline{D})$, el cálculo de los movimientos $\overline{D}_A$ inducidos por un vector carga dado $\overline{F}_A$ se puede plantear mediante un proceso iterativo directo, tal como el ilustrado en la figura 14. El análisis se inicia suponiendo que los movimientos de los nudos son nulos y con esta hipótesis se genera la matriz $\overline{\overline{K}}_s(O)$, la cual nos permite estimar un primer valor del movimiento de los nudos $\overline{D}_1 = \overline{\overline{K}}_s(O)^{-1}\ \overline{F}_A$. Este valor del vector movimiento nos permite generar un nuevo valor de rigidez secante $\overline{\overline{K}}_s(\overline{D}_1)$, la cual, a su vez, nos proporciona un valor mejorado del movimiento de los nudos $\overline{D}_2 = \overline{\overline{K}}_s(\overline{D}_1)^{-1}\ \overline{F}_A$. La repetición del proceso, de converger, nos permite aproximarnos con una tolerancia prefijada al punto A. La incógnita del análisis $\overline{D}_A$ será, por consiguiente, el último de los vectores movimiento obtenido en la iteración, interrumpiéndose dicha iteración cuando se obtienen dos vectores movimiento consecutivos suficientemente próximos.

Para que este proceso iterativo sea convergente es necesario que la matriz secante $\overline{\overline{K}}_s\ (\overline{D})$ y sus derivadas cumplan determinadas condiciones. En la referencia [9] se demuestra que estas condiciones no se satisfacen en estructuras hiperestáticas en las que las plastificaciones inducen redistribuciones importantes de las leyes de esfuerzos. Como ése será nuestro caso cuando la vinculación de la columna sea hiperestática, hemos desechado la técnica iterativa directa por no poder garantizar la convergencia del proceso numérico.

Otra posibilidad es trabajar con una iteración de tipo Newton-Raphson que, como es sabido, combina dos algoritmos de cálculo. Por una parte, utiliza las matrices de rigidez

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

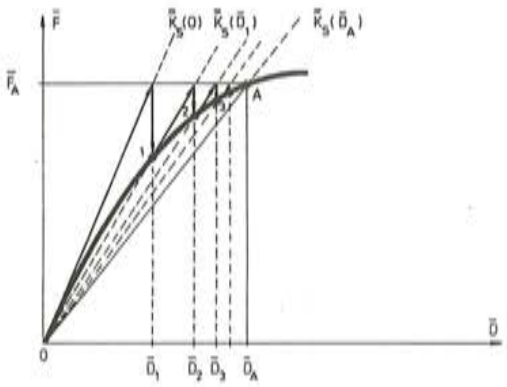


Fig. 14. Iteración directa.

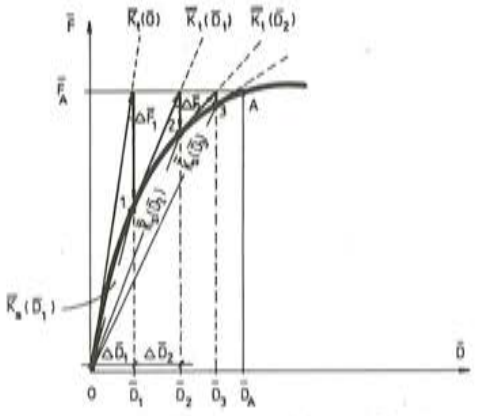


Fig. 15. Iteración del tipo Newton-Raphson.

secante antes descritas, y, por otra, trabaja con las rigideces tangentes correspondientes a los sucesivos estados intermedios por los que se va pasando en la iteración. El proceso está esquematizado en la figura 15 y será descrito a continuación:

Se empieza generando la matriz de rigidez tangente de la estructura en el punto de origen de la iteración $\overline{K}_t(O)$. Esta matriz permite calcular un primer valor del incremento del movimiento de los nudos, $\Delta\overline{D}_1 = \overline{K}_t(O)^{-1}\ \overline{F}_A$, inducido por el vector cargas $\overline{F}_A$. De este modo queda definido el punto 1 de la figura 15, del que sólo se conoce el movimiento de los nudos $\overline{D}_1 = \Delta\overline{D}_1$. El paso siguiente es generar la matriz de rigidez secante $\overline{K}_s(\overline{D}_1)$ y, mediante la expresión: $\Delta\overline{F}_1 = \overline{F}_A - \overline{K}_s(\overline{D}_1)\ \overline{D}_1$, determinar la parte del vector carga que no está equilibrada por el movimiento que habíamos obtenido.

Volviendo a cargar la estructura con el residuo $\Delta\overline{F}_1$ y operando con la rigidez tangente en el estado de equilibrio asociado al vector movimiento $\overline{D}_1$, se obtiene un incremento adicional del vector movimiento $\Delta\overline{D}_2 = \overline{K}_t(\overline{D})^{-1}\Delta\ \overline{F}_1$, que sumaremos al obtenido en la iteración anterior $\overline{D}_2 = \overline{D}_1 + \Delta\overline{D}_2$. De este modo se define el punto 2 de la figura 15; la rigidez secante $\overline{K}_s(\overline{D}_2)$ nos permite calcular un nuevo residuo $\Delta\overline{F}_2 = \overline{F}_A - \overline{K}_s(\overline{D}_2)\ \overline{D}_2$, y repitiendo el proceso, de converger, nos permite aproximarnos al punto A. La incógnita del análisis se obtiene sumando los incrementos obtenidos del vector movimiento en todas las iteraciones $\overline{D}_A = \Delta\overline{D}_1 + \Delta\overline{D}_2 + \ldots$, interrumpiéndose el proceso iterativo cuando el residuo (parte del vector carga no equilibrada) es inferior a una cierta cota prefijada.

La ventaja de este proceso numérico es que se puede garantizar la convergencia, siempre que en la búsqueda de un estado de equilibrio (del que se conoce el vector carga $\overline{F}_A$ y se pretende calcular el vector movimiento $\overline{D}_A$) se inicie la iteración en un punto suficientemente próximo al que corresponde a la solución buscada. Así pues, para garantizar la convergencia, basta con combinar la iteración del tipo Newton-Raphson con un proceso incremental de análisis en el que la carga total $\overline{F}_A$ se alcance mediante varios incrementos de carga proporcional (figura 16).

Esta forma de operar tiene el inconveniente de que se requiere el cálculo de la inversa de la matriz de rigidez tangente en todos los puntos intermedios (1, 2, 3, ... de la figura 16) por los que se va pasando en las iteraciones correspondientes a cada salto de carga. Para reducir el tiempo de cálculo, se suele modificar el método anterior de forma que en cada salto de carga se itera siempre con la rigidez tangente en el punto origen del salto (figura 17). Esta simplificación se combina con la incorporación de ciertas subrutinas, referencias [10], [13] y [14], que calculan, en cada nivel de carga $\overline{F}_A$, el incremento de carga idóneo $\Delta\overline{F}_{AB}$ para la iteración siguiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

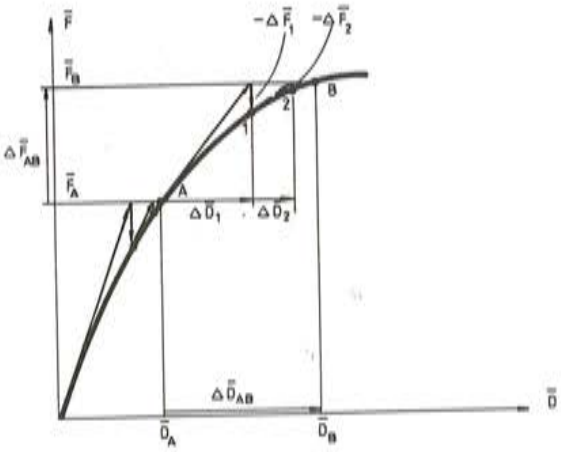


Fig. 16. Método incremental con iteraciones de tipo Newton-Raphson.

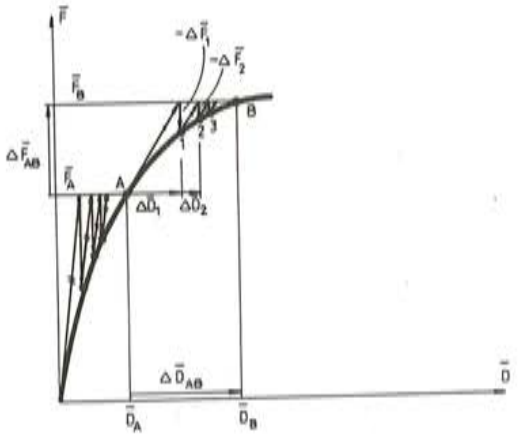


Fig. 17. Método incremental con iteraciones del tipo Newton-Raphson modificado.

4.2. Aplicación al análisis no lineal de soportes solicitados a flexo-compresión esviada

Un punto que no habrá pasado desapercibido al lector es que, si bien en el apartado anterior nos hemos extendido en el cálculo de la rigidez tangente, todavía no hemos apuntado la forma de obtener la rigidez secante desde el origen correspondiente a los sucesivos estados intermedios por los que se va pasando en las iteraciones de cada salto de carga (figura 18–(A)). Por consiguiente, no podemos aplicar la técnica iterativa de Newton-Raphson modificada, en la forma aquí expuesta, puesto que necesitamos calcular dicha matriz para obtener los residuos. En la práctica no se trabaja con la matriz de rigidez secante de toda la columna, que sólo se ha mencionado con el propósito de simplificar la exposición del proceso numérico. En realidad, tal como veremos a continuación, los residuos se calculan de otro modo.

Supongamos que hemos localizado el punto A de la figura 18–(A), en el que se conocen los vectores carga $\bar{F}_A$ y movimiento $\bar{D}_A$ de la columna, así como los vectores carga $\bar{f}^b_A$ y movimiento $\bar{d}^b_A$ de todos sus tramos. Así pues, en este punto resulta inmediato el cálculo de la rigidez tangente $\bar{K}_A(\bar{D}_A)$ de la estructura correspondiente a dicho estado de equilibrio. Supongamos también que, tomando este punto como base de la iteración correspondiente al salto de carga $\Delta\bar{F}_{AB}$, hemos llegado al punto 1 de la misma figura, en el que sólo se conocen los movimientos de los nudos $\bar{D}_1 = \bar{D}_A + \Delta\bar{D}_{A1}$, donde $\Delta\bar{D}_{A1} = \bar{K}_A^{-1}\,\Delta\bar{F}_{AB}$. Nuestro problema es evaluar el residuo $\Delta\bar{F}_{1B}$, o dicho de otra manera, la parte del vector carga total $\bar{F}_B = \bar{F}_A + \Delta\bar{F}_{AB}$ que no está equilibrada con los movimientos $\bar{D}_1$ calculados hasta el momento. Para ello se sigue el proceso a continuación descrito:

El movimiento de los nudos $\bar{D}_1$ se cambia de ejes y se refiere a los locales no deformados de cada uno de los tramos. A continuación, para cada tramo, las expresiones (18) permiten determinar el vector movimiento de los tramos $\bar{d}^b_1$. El incremento de movimiento experimentado por el tramo en el salto desde el estado de equilibrio A hasta el punto 1 será: $\Delta\bar{d}^b_{A1} = \bar{d}^b_1 - \bar{d}^b_A$. La expresión (13) nos permite calcular el incremento del vector carga $\Delta\bar{f}^b_{A1}$ asociado a dicho incremento del vector movimiento y, en consecuencia, las cargas en los extremos de los tramos serán: $\bar{f}^b_1 = \bar{f}^b_A + \Delta\bar{f}^b_{A1}$. A continuación, la matriz $\bar{B}^t_1$ (expresión (21)) refiere dichas cargas a los ejes locales no deformados de los tramos, que en nuestro ca-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

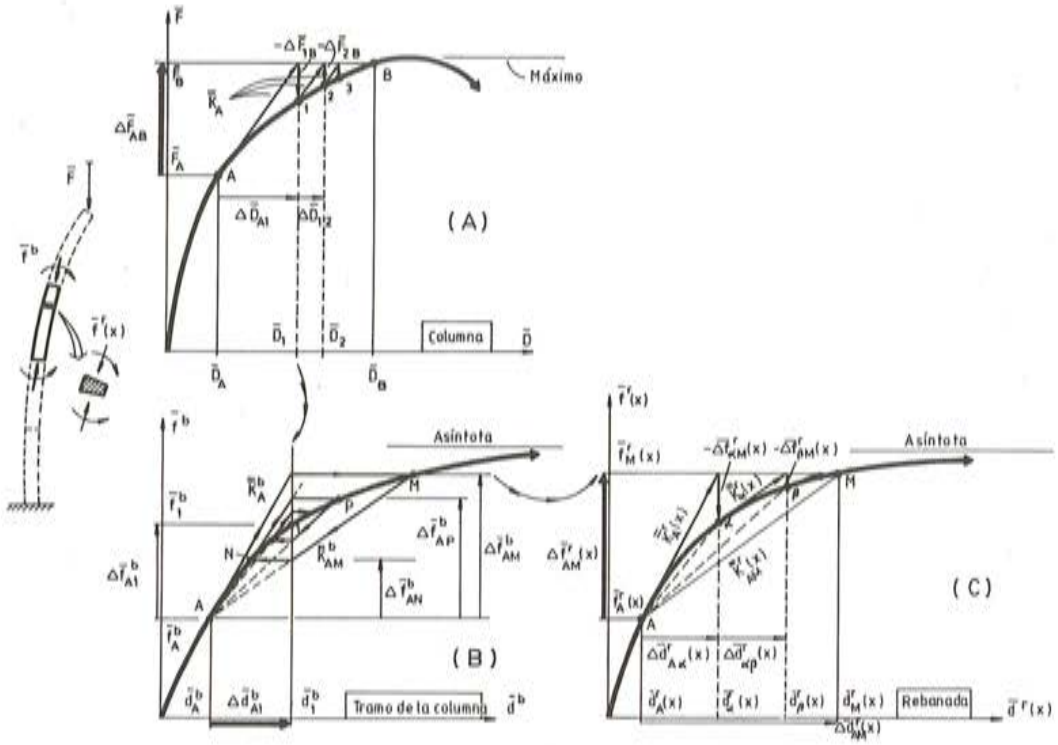


Fig. 18. Solución de los sistemas de ecuaciones no lineales que rigen el comportamiento de la columna.

so coinciden con los ejes globales de la estructura, es decir, $\bar{F}_1^b = \bar{B}_1^t \, \bar{f}_1^b$. Finalmente, estableciendo el equilibrio en todos los nudos, se determina la parte del vector carga total que falta por equilibrar.

Un punto de este desarrollo que requiere aclaraciones adicionales es la forma como se utiliza la expresión (13) para, una vez conocido el incremento del vector movimiento del tramo $\Delta\bar{d}_{A\,1}^b$, calcular el incremento del vector carga $\Delta\bar{f}_{A\,1}^b$ asociado a aquél. Este cálculo requiere un proceso iterativo en el tramo, ilustrado en la figura 18–(B), que será descrito a continuación:

Conocido el incremento del vector movimiento del tramo $\Delta\bar{d}_{A\,1}^b$, la rigidez tangente en el punto origen de la iteración $\bar{\bar{K}}_A^b$ permite calcular un primer valor del incremento del vector carga $\Delta\bar{f}_{A\,M}$ asociado a dicho incremento del movimiento: $\Delta\bar{f}_{A\,M}^b = \bar{\bar{K}}_A^b \; \Delta\bar{d}_{A\,1}^b$.

De este modo queda definido el punto M de la figura 18–(B), del que sólo se conoce el incremento del vector carga. La expresión (9) nos permite determinar, para cada una de las secciones de cálculo del tramo, el incremento del vector esfuerzo $\Delta\bar{f}_{A\,M}^r(x)$ asociado a dicho incremento del vector carga. A continuación, iterando las rebanadas en la forma que más adelante expondremos, se calcula la rigidez secante de las secciones de cálculo. Por último, la inversa de la expresión (11) nos determina la rigidez secante del tramo $\bar{\bar{K}}_{A\,M}^b$ correspondiente al salto entre los estados A y M, la cual puede utilizarse para determinar una nueva estimación del incremento del vector carga $\Delta\bar{f}_{A\,N}^b$ asociado al incremento conocido del vector movimiento $\Delta\bar{d}_{A\,1}^b$, obteniéndose: $\Delta\bar{f}_{A\,N}^b = \bar{\bar{K}}_{A\,M}^b \; \Delta\bar{d}_{A\,1}^b$.

Repitiendo el proceso indicado en el párrafo anterior, partiendo ahora del punto N de la figura 18–(B), nos vamos aproximando al punto 1 de la misma. De este modo se evalúa, con la precisión deseada, el incremento del vector carga $\Delta\bar{f}_{A\,1}^b$ que corresponde al incremento del vector movimiento del tramo $\Delta\bar{d}_{A\,1}^b$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Como hemos indicado, el cálculo de las rigideces secantes de las rebanadas $\overline{K}^r_{A\,M}(x)$ correspondientes a los incrementos conocidos de los vectores esfuerzo que la solicitan $\Delta\overline{f}^r_{A\,M}(x)$ requiere, a su vez, una iteración en cada una de las secciones de cálculo del tramo. Para esta iteración se aplica directamente el método de Newton-Raphson, figura 18–(C). El proceso de cálculo es el siguiente:

Conocido el incremento del vector esfuerzo que solicita a la rebanada $\Delta\overline{f}^r_{A\,M}(x)$, la rigidez tangente de ésta en el punto origen de la iteración $\overline{K}^r_A(x)$ nos permite calcular un primer valor del incremento de la deformación $\Delta\overline{d}^r_{A\,\alpha}(x)$ asociado al del vector esfuerzo: $\Delta\overline{d}^r_{A\,\alpha}(x) = \overline{K}^r_A(x)^{-1}\,\Delta\overline{f}^r_{A\,M}(x)$.

De este modo queda definido el punto α de la figura 18–(C) del que sólo se conoce la deformación de la rebanada $\overline{d}^r_\alpha(x) = \overline{d}^r_A(x) + \Delta\overline{d}^r_{A\,\alpha}(x)$. El paso siguiente es generar la rigidez secante de la rebanada $\overline{K}^r_{A\,\alpha}(x)$ correspondiente al salto entre el estado A y a, expresión (5), la cual nos permite determinar la parte del vector incremento de esfuerzo que no está equilibrado por el de la deformación obtenida hasta el momento: $\Delta\overline{f}^r_{aM}(x) = \Delta\overline{f}^r_{A\,M}(x) - \overline{K}^r_{A\;a}(x)\,\Delta\overline{f}^r_{A\,M}(x)$.

Volviendo a cargar la rebanada con el residuo $\Delta\overline{f}^r_{aM}(x)$ y operando con la rigidez tangente de la rebanada en el estado de equilibrio correspondiente a la deformación $\overline{d}^r_a(x)$, se obtiene un incremento adicional de la deformación $\Delta\overline{d}^r_{a\beta}(x) = \overline{K}^r_a(x)^{-1}\,\Delta\overline{f}^r_{aM}(x)$, que sumaremos a la obtenida en la iteración anterior $\overline{d}^r_\beta(x) = \overline{d}^r_a(x) + \Delta\overline{d}^r_{a\beta}(x)$. De este modo se define el punto β de la figura 18–(C); la rigidez secante de la rebanada $\overline{K}^r_{A\,\beta}(x)$ correspondiente al salto entre los estados A y β nos permite obtener el nuevo residuo $\Delta\overline{f}^r_{\beta M}(x) = \Delta\overline{f}^r_{A\,M}(x) - \overline{K}^r_{A\,\beta}(x)\,\Delta\overline{d}^r_{A\,\beta}(x)$. Repitiendo el proceso nos vamos aproximando al punto M y esto nos permite calcular, como pretendíamos, la rigidez secante de la rebanada correspondiente al salto entre los estados A y M.

Este conjunto de iteraciones resuelve las ecuaciones no lineales que rigen el comportamiento no lineal de los soportes de hormigón solicitados a flexo-compresión esviada. Debemos indicar que este tipo de análisis es sensible a ciertos problemas que pueden llegar a provocar divergencias de los procesos numéricos. Básicamente estos problemas pueden ser de tres tipos:

a) En las iteraciones intermedias que permiten dar el salto entre dos estados de equilibrio consecutivos de la columna, puntos A y B de la figura 18–(A), es posible que algunas de las rebanadas estén solicitadas por esfuerzos iterados (todavía no definitivos) superiores a los que provocan el agotamiento de la sección. Evidentemente, en este caso, la iteración ilustrada en la figura 18–(C) nunca convergerá. Para evitarlo se puede recurrir al artificio de complementar los diagramas σ–ϵ de los materiales estructurales, prolongándolos más allá de las deformaciones máximas admitidas con unos tramos en los que se supone que existe un endurecimiento progresivo con la deformación (líneas discontinuas de la figura 9). Estos tramos ficticios permiten completar las iteraciones sin problemas de convergencia y, de este modo, alcanzar el punto de equilibrio B en el que, ahora sí, tenemos que comprobar que ninguna sección ha agotado su capacidad portante por excesiva deformación de sus fibras.

b) En las iteraciones que afectan a los tramos en que se descompone la columna, figura 18–(B), es posible que el punto origen de la iteración (punto A) esté muy alejado de la solución buscada (punto 1) y que esto se traduzca en que el proceso numérico sea divergente. La única solución que existe es repetir la iteración en la columna (figura 18–(A)) con un salto de carga menor, por ejemplo, $\Delta\overline{F}_{A\,B}/2$.

c) En las proximidades del máximo del diagrama carga-movimiento de la estructura, figura 18–(A), las estrategias iterativas dejan de ser convergentes. Existen varias alter-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

nativas para resolver este problema. Una exposición completa pero breve puede encontrarse en [10]. De ellas citaremos dos básicas, sin incluir sus múltiples variantes.

c-1.–Avance directo sobre la poligonal de Euler, figura 19–(A). Se prescinde, en este caso, de las iteraciones en las vecindades del máximo, avanzando un solo salto con la tangente en cada incremento. Esta forma de eludir las divergencias es original de Bergan [10] y produce algunas desviaciones de la curva real en este tramo, requiriendo en todo caso saltos de carga muy pequeños. Para determinar la proximidad al máximo se utiliza un "parámetro de rigidez actualizada", que viene a ser proporcional al determinante de la matriz de rigidez y que indica cuándo se empieza y se termina el avance por la poligonal de Euler, volviendo a iterar a partir de determinado valor del parámetro.

c-2.–Técnica del arco de longitud constante. Consiste en avanzar, desde cada nuevo vértice de la poligonal de Euler, con la normal a la tangente que sirvió para obtenerlo (figura 19–(B)). De esta forma, la convergencia queda asegurada, ya que avanzamos con arcos de (hiper) curva de (hiper) longitud constante (o casi constante, según las variantes). Este poderoso método iterativo fue introducido por Riks [10] y permite pasar sin dificultad por puntos con tangente horizontal o vertical en las curvas carga-movimiento.

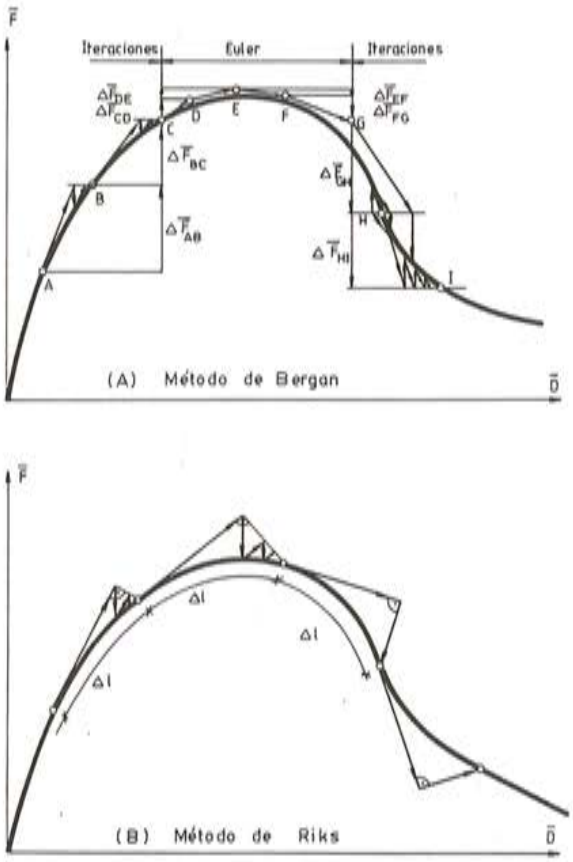


Fig. 19. Estrategias de avance en las proximidades del máximo del diagrama carga movimiento de un soporte.

5. CONCLUSION

El artículo describe un método matricial de análisis no lineal en rigidez que sirve para predecir el comportamiento resistente de soportes de hormigón armado solicitados a flexocompresión esviada, tanto en la rama creciente del diagrama carga-movimiento, como en la decreciente, una vez que se supera su capacidad de carga máxima.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Se trata, como hemos visto, de un proceso de análisis muy general, que permite considerar de forma simultánea diversos efectos, por ejemplo: soportes cuya sección transversal y armadura longitudinal varíen con la altura, posibles defectos de ejecución que originen un soporte inicialmente no recto, diversas formas de vincular el soporte en sus extremos, no linealidades asociadas al cambio de geometría del soporte (esfuerzos de segundo orden) y diversas no linealidades mecánicas asociadas al comportamiento "real" de los materiales estructurales. Entre estas últimas cabe destacar: las plastificaciones del hormigón y de las armaduras longitudinales, las deformaciones diferidas por fluencia del hormigón, la microfisuración del hormigón traccionado y la colaboración del hormigón para resistir tracciones en la zona situada entre fisuras ("tensión stiffening").

Por otra parte, el método no sólo sirve para el análisis de soportes aislados solicitados a flexocompresión esviada, sino que, con las correspondientes generalizaciones para incluir la torsión, es igualmente válido para el análisis no lineal de entramados espaciales de hormigón armado.

REFERENCIAS

1. W.F. Chen y T. Atsuta: "Theory of beam-columns". McGraw-Hill, 1976.
2. A.C.Aparicio: "Estudio de la evolución hasta la rotura por solicitaciones normales de tableros continuos de puentes de hormigón armado o pretensado". Tesis doctoral. Santander, 1980.
3. A. Aguado: "Estudio del análisis no lineal de estructuras de hormigón mediante superposición de problemas lineales en deformaciones". Tesis doctoral. Barcelona, 1980.
4. J.J. Arenas: "Cálculo en estado límite de inestabilidad de soportes de hormigón armado". Hormigón y Acero, n° 130-131-132, 1979.
5. L.M. Villegas y J.J. Arenas: "Diagramas axil-momento-curvaturas (N-M_x-M_y-C_x-C_y) de una sección de hormigón armado solicitada por una flexocompresión plana o biaxial". Hormigón y Acero, n° 148, 1983.
6. M.A. Crisfield: "accelerated solution techniques and concrete cracking". Comp. Meth. Appl. Mech. Engng, 33, 1982.
7. J.J. Arenas y L.M. Villegas: "Estudio de una pila esbelta en ménsula de hormigón armado, con sección y armadura variables a lo largo de su altura, solicitada por acciones contenidas en uno o en sus dos planos principales". Hormigón y Acero, n° 149, 1983.
8. A. Jennings: "Frame analysis including change of geometrie", Proceedings of the A.S.C.E., Journal of structural division, march, 1968.
9. A. Grelat: "Calcul non linéaire des ossatures en béton armé". Thèse de Docteur-Ingenieur, Paris, 1978.
10. "Nonlinear finite element analysis in structural mechanics". Proceedings of the Europe-U.S. Workshop Ruhr-Universität Bochum, Germany. Parts II, V and VI Springer-Verlag, 1981.
11. D.R.J. Owen and E. Hinton: "Finite elements in plasticity". 1980.
12. P.G. Bergan and T. Söreide: "A comparative study of different numerical solution techniques as applied to a nonlinear structural problem". Computer Methods in Aplied Mechanics and Engineering, vol. 2, 1973.
13. T.H. Söreide: "Collapse behavior of stiffened plates using alternative finite elements formulattions". Norwegian Institute of Technology. University of Trondheim, Norway, 1977.
14. M.A. Crisfield: "An arc-length method including line searches and accelerations". International Journal for Numerical Methods in Engineering, vol. 19 (1983).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

NOTICIA DE ESPECIAL INTERES

X Congreso Internacional de la F.I.P. 16 - 20 de marzo de 1986

Como es bien sabido, la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.) organiza cada cuatro años un Congreso Internacional para informar sobre los últimos avances científicos y técnicos conseguidos en el campo del pretensado.

En 1986 corresponde celebrar el X Congreso, que tendrá un significado especial por ser el primero que se programa en Asia. La sede elegida para esta ocasión ha sido Nueva Delhi, en la India, país que, en el hemisferio oriental, ocupa un lugar de vanguardia por sus realizaciones en estructuras de hormigón.

El tema general que habrá de tratarse en estas reuniones, "Estructuras de hormigón en los países en vías de desarrollo", ofrece un singular interés, no sólo para estos países sino también para los ya desarrollados; por lo que se prevé una gran asistencia de Delegados procedentes de diferentes naciones de Africa y de Asia (particularmente de la India), así como también del Japón y de la mayor parte de los países occidentales. En el curso de las Sesiones programadas habrá ocasión de intercambiar conocimientos, experiencias e ideas y discutir nuevas e innovadoras tecnologías y los métodos prácticos más recientes utilizados en todo el mundo para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón. Como consecuencia de todo ello se presentará una magnífica ocasión para entablar relaciones con vistas a la transferencia de tecnología entre los diferentes países representados en el Congreso.

Paralelamente a las Sesiones Técnicas, y como ya es normal en estas reuniones, se celebrará una exposición de los materiales, equipos y sistemas constructivos utilizados en esta técnica.

Se ha preparado también un programa especial para las personas acompañantes, diversos actos sociales durante los días de reuniones y viajes pre y post-Congreso en el curso de los cuales podrán admirarse las sorprendentes tradiciones culturales de la India, además de importantes obras de ingeniería civil de singular interés.

En las veinte Sesiones de Trabajo del Congreso se discutirán las Comunicaciones que se presenten en relación con los aspectos que a continuación se mencionan: Obras destacadas construídas en condiciones especialmente difíciles; Nuevos avances en los materiales hormigón y acero; Proyecto y construcción de obras de bajo costo en los países en vías de desarrollo; Inspección, conservación, reparación y refuerzo de estructuras; Aplicaciones de las estructuras de hormigón en los países en desarrollo, con vistas al ahorro de energía y recursos hidráulicos; Producción industrializada de elementos estructurales de hormigón; Ultimas realizaciones en puentes, edificios y otras estructuras; Recientes investigaciones y avances relativos al proyecto, construcción y comportamiento de las estructuras; Informe sobre los trabajos efectuados por las siguientes Comisiones Técnicas de la F.I.P.: "Estructuras en zonas sísmicas", "Vasijas de presión y contenedores", "Depósitos de almacenamiento", "Hormigones", "Aceros y sistemas de pretensado", "Prefabricación", "Práctica Constructiva" y "Estructuras de hormigón en zonas marítimas".

Las personas que deseen presentar alguna Comunicación, deberán enviar un resumen, en inglés, de no más de doscientas palabras, antes del 15 de abril, a la Secretaría de la F.I.P., Wexham Springs, Slough SL 3 6PL, Inglaterra (Reino Unido).

En la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19.002, 28080 Madrid, existen algunos ejemplares del programa preliminar de este Congreso, para su entrega a quienes los soliciten. Dado el escaso número de ejemplares disponibles, las peticiones serán atendidas por riguroso orden de recepción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Aportación al estudio del comportamiento en rotura de las juntas verticales entre grandes paneles de hormigón

Por:
J. CATALA ALIS*
J. J. MORAGUES TERRADES**
P. MIGUEL SOSA***
* Doctor Ingeniero de Caminos. Profesor de la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la E.T.S.I.C.C.P. de Valencia
**Catedrático de Edificación y Prefabricación de la E.T.S. I.C.C.P. de Valencia
***Catedrático de Hormigón de la E.T.S.I.C.C.P. de Valencia

1. INTRODUCCION

1.1. Consideraciones

Este trabajo analiza las juntas verticales entre grandes paneles, de hormigón, armadas, con armaduras uniformemente distribuidas a lo largo de la junta, organizadas, con superficies de contacto dentadas entre junta y paneles.

Se van a considerar las juntas definidas en el párrafo anterior, sometidas únicamente a un esfuerzo tangente longitudinal (T), unidireccional, actuando a lo largo de las superficies de contacto entre los hormigones de la junta y de los paneles a los que une.

Dicho esfuerzo puede deberse a varias causas, entre ellas la más importante es la que nace al considerar las juntas como elementos de los muros de arriostramiento destinados a resistir las solicitaciones horizontales debidas a los seismos, viento, etc.; y que funcionan como ménsulas empotradas en los cimientos (figura 1).

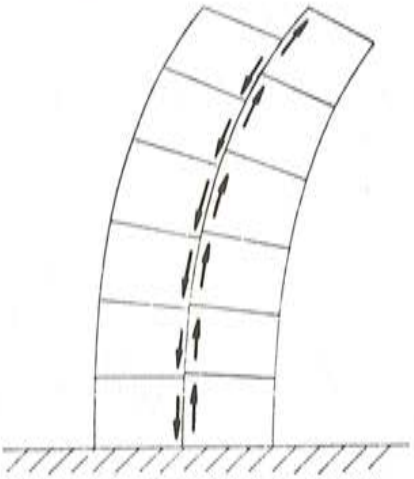
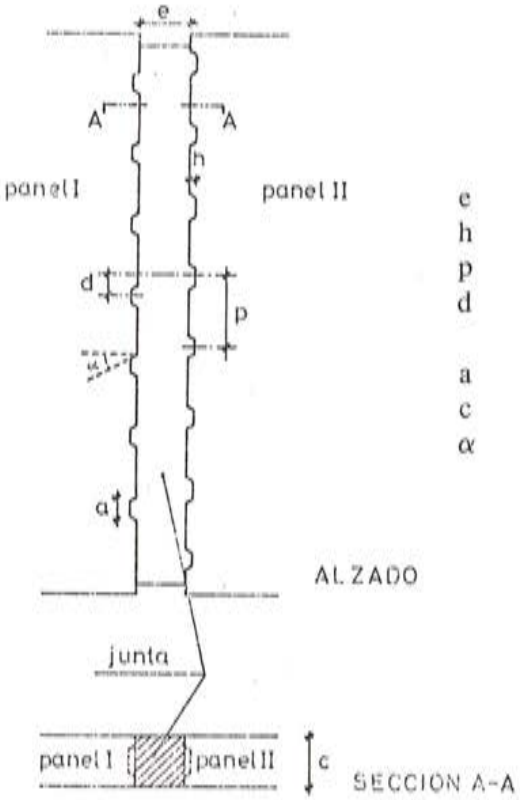


Fig. 1. Muro de arriostramiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

En la figura 2 aparece el esquema de una junta.



e = espesor o canto de la junta.
h = profundidad del diente.
p = paso o distancia entre dientes de una misma cara.
d = desplazamiento o distancia mínima entre dientes de caras opuestas.
a = longitud del diente.
c = ancho del panel.
α = ángulo de inclinación de las caras de los dientes.

Fig. 2. Junta vertical.

1.2. Objetivo

El objetivo principal del presente trabajo es el de desarrollar un modelo teórico de asimilación del comportamiento de las juntas anteriormente definidas, capaz de servir como modelo de cálculo de las mismas, basado en una modificación del método de las bielas tanto en su aspecto geométrico como de los parámetros a considerar. En dicho modelo se tendrán en cuenta tanto la no linealidad en el comportamiento de los materiales como los efectos de segundo orden, así como el "efecto pasador" de las armaduras.

Los resultados de dicho modelo se comparan con los resultados de los ensayos de POMMERET (P. 10, P. 12).

Asímismo se analizan los parámetros que se tienen en cuenta en el modelo, considerando en especial aquéllos cuya influencia fue puesta de manifiesto por otros autores, fundamentalmente POMMERET. A dichos parámetros añadimos el del ángulo que forman las bielas de hormigón de la junta con el eje longitudinal de la misma.

2. MODELO

2.1. Antecedentes

Del análisis de las investigaciones realizadas hasta ahora, especialmente de los ensayos de M. POMMERET (P. 10, P. 12), llevados a cabo en el "Centre d'essais des structures" de SAINT-REMY-LES-CHEVREUSE (Francia), que además sirve de base práctica comparativa para este trabajo, podemos hacer algunas consideraciones:

– Las juntas deben de haberse fisurado previamente para evitar la aparición, aleatoria,

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

de fenómenos de adherencia entre las superficies de hormigón de la junta y los paneles que une, que puedan alterar el comportamiento de aquéllas.

- Se deduce de ellas que se debe intentar encontrar un modelo representativo que, por una parte, se aproxime al comportamiento real de las juntas en cuanto a modo de rotura, tipo y magnitudes de la curva características, etc.; y, por otra, que los parámetros a considerar por su influencia sean: fc, B, A, fy y Kp, descritos posteriormente.

El método que más se aproxima al que vamos a describir es, lógicamente, el método clásico de las bielas o la "regla de cosido" que da resultados alejados de la realidad, si bien, en la mayoría de los casos, por encima de la carga de rotura de los ensayos y aún a pesar de la existencia física de las bielas (fisuración diagonal) en la mayor parte de los ensayos.

El modelo que se va a presentar tiene en cuenta estas consideraciones y podremos denominarlo "método modificado de las bielas", para la asimilación del comportamiento de las juntas especificadas.

2.2. Esquema de funcionamiento de la junta

La junta, previamente fisurada a lo largo de sus superficies de contacto con el panel, se ve sometida a un esfuerzo tangente longitudinal estático (T). Si dicho esfuerzo se va incrementando paulatinamente originará el aumento de la concentración de esfuerzos en la cara inclinada de los dientes que tenderá a transmitirse al hormigón de la junta, en dirección diagonal, y hacia la superficie opuesta de contacto junta-panel.

Debido a la mayor rigidez del panel el esfuerzo estará efectivamente concentrado en los dientes y las bielas diagonales que tiendan a formarse estarán perfectamente empotradas en las caras inclinadas de los mismos.

Al comprimirse y deformarse las bielas por la acción creciente del esfuerzo T, tenderá a abrirse más la fisura longitudinal separándose las superficies opuestas de contacto, a la vez que se produce un deslizamiento o desplazamiento longitudinal relativo entre dichas superficies. Lógicamente, todo ello originará la tracción creciente de las armaduras transversales ancladas en los paneles que tenderán a evitar los movimientos antedichos, en especial el de separación de las superficies en el sentido transversal.

Se puede suponer pues que se origina una celosía que une los dientes de las caras opuestas creándose unos elementos diagonales a compresión, las bielas de hormigón en masa, y otros, montantes de la celosía, que son las barras transversales de acero (figura 3).

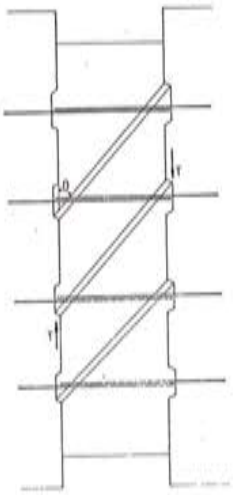


Fig. 3. Modelo: forma de las bielas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

A pesar de la distribución aleatoria pero uniforme de las armaduras transversales, éstas se pueden suponer concentradas en los dientes, a la altura de la cara inclinada. Todas ellas entran en acción por igual oponiéndose a la separación transversal de los paneles.

2.3. Definición geométrica del modelo

La longitud y canto de las bielas vienen definidos de forma inmediata al suponer que unen las caras inclinadas opuestas de dientes de superficies de contacto opuestas. Normalmente, como se verá, unen un diente con el inmediatamente contiguo de la otra superficie (figura 3); sin embargo, cuando el paso o distancia entre ejes de dientes de una misma cara es pequeño, se forman uniendo un diente con el inmediatamente siguiente al contiguo. En definitiva se está adelantando ya la existencia de un nuevo parámetro, el ángulo β que forman las bielas con el eje longitudinal de la junta.

El ancho de las bielas se supone igual al ancho del diente o longitud del mismo en el sentido transversal a la junta. Es la única distancia que asegura el empotramiento de las bielas en todo su ancho.

Se suponen las bielas de sección constante a lo largo de toda su longitud.

Tanto el comportamiento estructural de la junta como su definición geométrica se han supuesto a la vista de los ensayos y se ha comprobado su validez. Se buscaba un modelo que asimilara la aparición de fisuras formando un cierto ángulo (entre 30° y 45°) con el eje longitudinal de la junta y que, según se apreciaba en los ensayos, se dirigieran desde la cara inclinada de un diente hacia la opuesta de otro diente de la superficie de contacto opuesta. Al mismo tiempo dichas fisuras y la rotura o plastificación del hormigón de la junta debería producirse inicialmente en el extremo de esas bielas, es decir, cerca de los dientes. Como se puede apreciar en los resultados de la aplicación del modelo, la rotura del hormigón y por tanto el hecho de alcanzar la junta su carga de rotura se producen siempre, en todos los casos tenidos en cuenta, o bien por rotura del acero en el caso de escasa cuantía del mismo, o bien, y sobre todo, porque en la biela de hormigón, en su sección extrema, se alcanza una deformación relativa de valor 0,002 a una altura de 3/7 del canto (h_0) de la sección y se trata del dominio de deformación a compresión compuesta.

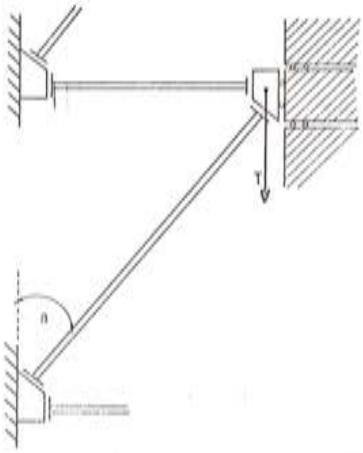


Fig. 4. Esquema geométrico de un módulo de cálculo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

2.4. Otras consideraciones e hipótesis

- El esfuerzo rasante T, dada la fisuración previa de la junta y la mayor rigidez del panel, se supone uniformemente repartido en la superficie de contacto junta-panel, a lo largo de la junta, y en definitiva uniformemente repartido al concentrarse en cada diente.
- Así pues, y para facilitar la adaptación del método de cálculo, que más adelante se describe, a la capacidad del ordenador, se supone que la carga total que soporta la junta se puede repartir por igual entre los distintos módulos de la celosía. Así, la carga de rotura será igual a la encontrada para un módulo multiplicada por el número de dientes activos.
- En cada módulo se suponen pues dos elementos estructurales: de hormigón, la biela no armada, inclinada un ángulo β respecto del eje longitudinal de la junta supuesta biempotrada en sus extremos; y la barra de acero transversal perpendicular a dicho eje. Aparecen representados los dos elementos, mediante sus ejes, en la figura 4.
- Se tiene en cuenta la reacción debida al "efecto pasador" de las armaduras transversales.
- Resumiendo, son tres los elementos que actúan en cada módulo.

a) La biela de hormigón, elemento susceptible de soportar esfuerzos axiles y de flexión.

b) El acero transversal, elemento sometido únicamente a esfuerzos axiles.

c) El resorte que representa el "efecto pasador" de las armaduras.

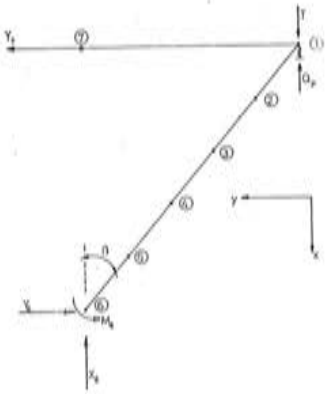


Fig. 5. Esquema de fuerzas actuando en un módulo.

En la figura 5 aparece el esquema de un módulo unidad con las fuerzas que actúan en los nudos.

En lo que acabamos de expresar se aprecia implícitamente la intervención de los parámetros principales que influyen en el modelo: resistencia característica (fc) del hormigón de la biela, número y sección de armaduras transversales (A) así como su límite elástico, (fy), rigidez debida al "efecto pasador" (Kp) y por supuesto el número de dientes y su sección (B) que están representados por el ancho del diente y por el número de módulos.

- Se supone que las armaduras actúan instantáneamente y sólo en los nudos.
- El proceso general de cálculo se desarrollará de forma similar a la de los ensayos en su fase de pequeñas deformaciones, es decir, con incrementos constantes de la carga

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

(T) actuando sobre la junta o los módulos, cuyos valores irán disminuyendo a medida que se acerca a la carga de rotura. En definitiva, se estudia, paso a paso, el comportamiento de las juntas sometidas a esfuerzos de cizallamiento en el plano de contacto junta-panel, hasta alcanzar la carga de rotura Tu.

- Se desestima en cambio la influencia del efecto de "engranamiento" de los áridos por su escasa magnitud debido a que, por una parte, el hormigón de los paneles, además de una mejor calidad, tiene una textura superficial mucho más lisa lograda mediante la calidad de su sistema de fabricación industrializado, que también se ha mantenido en las probetas de los ensayos; y a que, por otra, se va a considerar la comparación de las cargas y deslizamientos relativos de rotura de los ensayos y del modelo: este parámetro quizá afectaría un poco el desarrollo inicial de la curva característica, dándole mayor rigidez, pero difícilmente creemos que tenga una influencia apreciable en las últimas fases cercanas a la rotura en que las fisuras longitudinales tienen mayor amplitud disminuyendo o desapareciendo el posible contacto entre los granos de los áridos del hormigón de las superficies de contacto junta-panel.
- Finalmente cabe adelantar que, en dicho proceso general de cálculo se tiene en cuenta que la estructura tendrá un comportamiento no lineal cuyas causas pueden ser dos:

a) La no linealidad geométrica, es decir, que los desplazamientos producidos en los elementos al aplicarse las cargas no pueden despreciarse frente a las dimensiones de dichos elementos.

b) No linealidad mecánica expresada en una relación tensión (σ) –deformación (ϵ) no lineal, de carácter general.

- Las hipótesis propias del método de cálculo adoptado así como las del comportamiento de los materiales se comentan posteriormente al describir el método de cálculo.

3. METODO DE CALCULO

3.1. Principio

Se ha elegido un método de cálculo, propuesto por A. GRELAT (P.6, P.7) y desarrollado por él para el cálculo de estructuras porticadas de hormigón armado.

Se trata del método de los desplazamientos, en una formulación incremental con rigideces variables. El principio es debido a M. MENEGOTTO y E. PINTO (P. 11).

Cada barra (biela en nuestro caso) de hormigón de la estructura a estudiar se subdivide en tramos rectilíneos cortos, de sección transversal constante, cuyos extremos constituyen el conjunto de nudos de la estructura.

Las matrices de rigidez de estos tramos se ensamblan para construir la matriz K de rigidez general de la estructura. Todas ellas se determinan cada vez, en cada etapa de cálculo.

La matriz K de la estructura asocia los incrementos de las cargas en los nudos (ΔQ) con los incrementos de desplazamientos de los mismos (ΔD_o):

$$\Delta Q = K . \Delta D_o$$

En el proceso se integrarán tanto la rigidez de los aceros transversales como la del "efecto pasador".

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

3.2. Hipótesis

Cada tramo de biela se considera formado, a efectos de cálculo, por un número impar de secciones (se utilizará el método de SIMPSON de integración).

Los tramos se suponen cortos de modo que se considera: que sólo están cargados en sus extremos y que los efectos de segundo orden debidos a sus deformaciones son despreciables en coordenadas intrínsecas.

Cada tramo representa una sección transversal en que el parámetro $E_b \cdot I$ es constante.

Las secciones transversales, simétricas con relación al plano de la estructura, se consideran descompuestas en un número finito de fibras rectangulares de hormigón.

Las secciones transversales son constantes.

Se supone la conservación de las secciones planas.

Las acciones se consideran aplicadas instantáneamente. Las leyes de comportamiento son holónomas, es decir, independientes del estado de carga anterior en el proceso.

Se han considerado las leyes de comportamiento de los materiales previstas en la Instrucción EH-82 (P.2): la ley indicada en el artículo 43.2.2. para el hormigón y el artículo 25 para los aceros.

3.3. Desarrollo del método

El cálculo de la matriz de rigidez de los tramos de la biela de hormigón en masa, en cada etapa, se realiza tras analizar las secciones de hormigón y establecer en ellas el equilibrio correspondiente entre esfuerzos y deformaciones que deberá resolverse iterativamente debido a la consideración de la no linealidad en el comportamiento del hormigón (se utilizó el método de NEWTON-RAPHSON, (P. 16)).

Posteriormente se analiza cada tramo en tres sistemas de coordenadas: intrínsecas (relativo al tramo deformado), intermedias (relativo a la posición inicial) y absolutas o generales de la estructura, llegándose a calcular, para cada tramo, en cada etapa, la matriz K_x que relaciona los incrementos de cargas en los nudos (ΔF_x) y los incrementos de desplazamientos (ΔS_x) en cada etapa.

Basta pues montar la matriz general de la estructura añadiendo además las rigideces del acero y la del efecto pasador.

Esta última se calcula, siguiendo el ejemplo de otros autores, (P.4, P.15, P.8, P.9, P.13, P.14), según la teoría de las vigas contínuas de sección constante (acero) descansando sobre apoyos contínuos elásticos (hormigón).

La rigidez del efecto pasador así calculada es:

$$K_p = \frac{\phi^2}{8} \cdot \sqrt[4]{\frac{\pi \cdot E \cdot K_s^3}{\phi}}$$

siendo:

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

ϕ = diámetro de la barra de acero.
E = módulo de elasticidad del acero.
K_s = coeficiente de balasto del hormigón (se toma el valor medio dado por BAUMANN (P.1), de $4 \cdot 10^4$ Kp/cm^3).

Calculada pues la matriz general de la estructura basta resolver el sistema de ecuaciones y calcular los incrementos de desplazamientos y de esfuerzos hasta la convergencia de éstos en coordenadas intrínsecas.

El proceso sigue con incrementos de carga que van reduciéndose a medida que se producen divergencias al acercarse a la rotura, bien del hormigón, bien del acero, en que se alcanza la carga última de la junta.

Todo el proceso ha sido plasmado en una aplicación informática llevada a cabo en el ordenador UNIVAC 1100/10 de 512 K-palabras de 36 bits, del Centro de Cálculo de la Universidad Politécnica de Valencia. Se ha trabajado en lenguaje FORTRAN-ASCII y consta de un programa principal (JUNTAT) y 30 subrutinas.

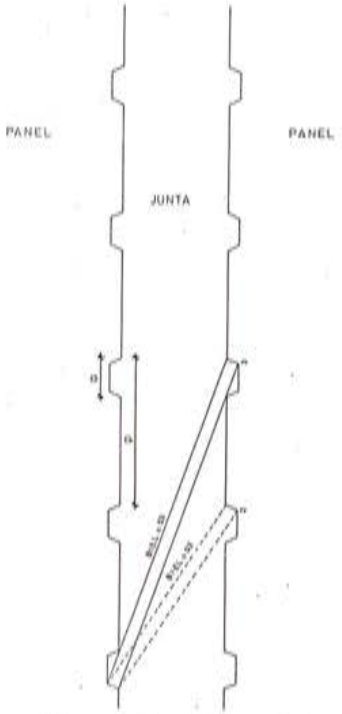


Fig. 6. Ejemplo de posibles configuraciones del modelo para una junta.

4. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

4.1. Introducción

De las 215 juntas ensayadas por M. POMMERET (P. 10, P.12) se han analizado todas, absolutamente todas, las que cumplen las condiciones ya dichas de ser armadas, organizadas, dentadas y haber estado sometidas a una fisuración previa.

Además se ha considerado una junta ensayada por P. CORTINI (P.3, P.5) en SAINT-REMY, relativa al estudio de juntas horizontales pero sin carga vertical y por tanto asimilable a una junta vertical.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

4.2. Cargas y deslizamientos relativos últimos

Como se puede apreciar en la figura 6, cada junta, según las hipótesis del modelo de asimilación, puede en teoría formar una o más configuraciones, según la distancia entre dientes, uniendo siempre caras inclinadas opuestas de dientes de superficies de contacto opuestas, pero con una inclinación mínima determinada por condiciones geométricas para su formación.

En cada caso se tomará como resistencia de la junta la máxima que resulte de todas las posibles configuraciones, despreciándose la participación de los dientes extremos que, según cada una de dichas configuraciones, queden como dientes no útiles, sin formarse a partir de ellos bielas que los unan con la superficie de contacto opuesta.

A la vista de los resultados, se pueden observar dos grupos de juntas.

El primero de ellos incluye 19 y todas ellas cumplen la condición especial de que el número de armaduras transversales es igual o mayor que el número de dientes y, como ambos están uniformemente repartidos, ello implica que cada diente o al menos cada módulo en que se ha subdividido la junta para su cálculo es atravesado como mínimo por una armadura principal.

Estas son las juntas con las que se demostrará estadísticamente que el modelo es aceptable.

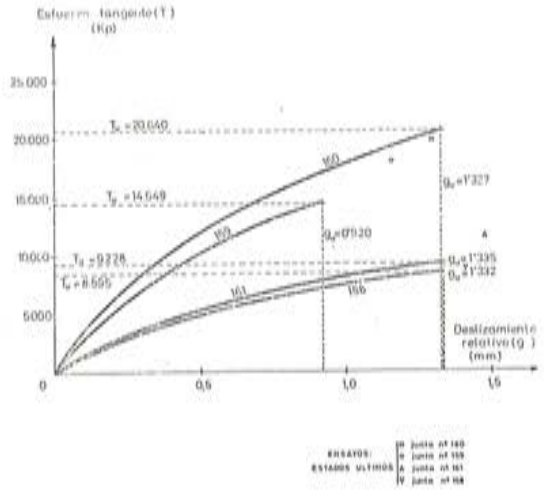


Fig. 7. Curva característica de las juntas 158, 159, 160 y 161.

4.3. Curvas características

En la figura 7 aparecen reflejadas las curvas características (T–g), para la zona de pequeñas deformaciones, hasta alcanzar la carga última, de 4 de las juntas consideradas.

Aparecen reflejados también los valores últimos de los ensayos correspondientes.

4.4. Análisis estadístico

4.4.1. De las cargas últimas

De las 19 juntas del primer grupo se toman las cargas últimas resultantes para la confi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

guración que en cada una de ellas hace máximo dicho valor.

Como variable estadística (X) se toma el cociente entre cada dato anterior y la resistencia última del ensayo correspondiente.

A partir de los valores anteriores se han calculado los siguientes parámetros estadísticos de la muestra observada de una población original que se supone normal, con media μ y desviación típica σ desconocidas:

$$\text{Media estimada: } \overline{X} = \frac{\Sigma X}{N} = \frac{19{,}154}{19} = 1{,}008$$

Desviación típica estimada:

$$S = \sqrt{\frac{\Sigma (X - \overline{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{0{,}5877}{N}} = 0{,}176$$

Cociente entre valores extremos:

$$\frac{X \text{ máx.}}{X \text{ mín.}} = 1{,}888$$

Al ser el tamaño de la muestra pequeño (menor que 30), es aconsejable estudiar la variabilidad de la media muestral según la distribución t de STUDENT.

En este caso, el número de grados de libertad es:

$$\upsilon = N - 1 = 18$$

Para dicho valor de υ y tomando un nivel de significación del 10 por 100, de las tablas correspondientes obtenemos:

$$t_{0'95} = 1{,}73$$

Así, según la distribución t de STUDENT:

$$\overline{X} - \mu = \pm\, t_{0,95} \cdot \frac{s}{\sqrt{N-1}} = \pm\, 1{,}73 \cdot \frac{0{,}176}{\sqrt{18}} = 0{,}072$$

Para este tamaño de muestra, el intervalo de confianza del 90 por 100 para μ es:

$$\mu = \overline{X} \pm t \cdot \frac{s}{\sqrt{N-1}} = 1{,}008 \pm 0{,}072 \left| \begin{array}{l} 1{,}080 \\ 0{,}936 \end{array} \right.$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Por lo tanto, con un nivel de significación del 10 por 100 puede aceptarse que la media de la población estudiada (se supone normal) es 1, ya que este valor está contenido dentro del intervalo de aceptación del 90 por 100. Dicho valor unidad es el que hace que se puedan tomar como aceptables los resultados del modelo ya que el estadístico $\overline{X}$ lo es, recordémoslo, de los valores X cociente entre las cargas resultantes del modelo y las de los ensayos.

Además de lo expuesto, y para tener una representación gráfica, hemos ajustado los datos muestrales a la distribución normal usando hojas probabilísticas.

En la figura 8 se representan los datos en papel "normal" probabilístico aplicando en abscisas la fórmula de GUMBEL para la asignación de probabilidades:

$$1 - \frac{m}{N+1}$$

en que:

m = número de orden, tras ordenarlos de mayor a menor.
N = número de casos.

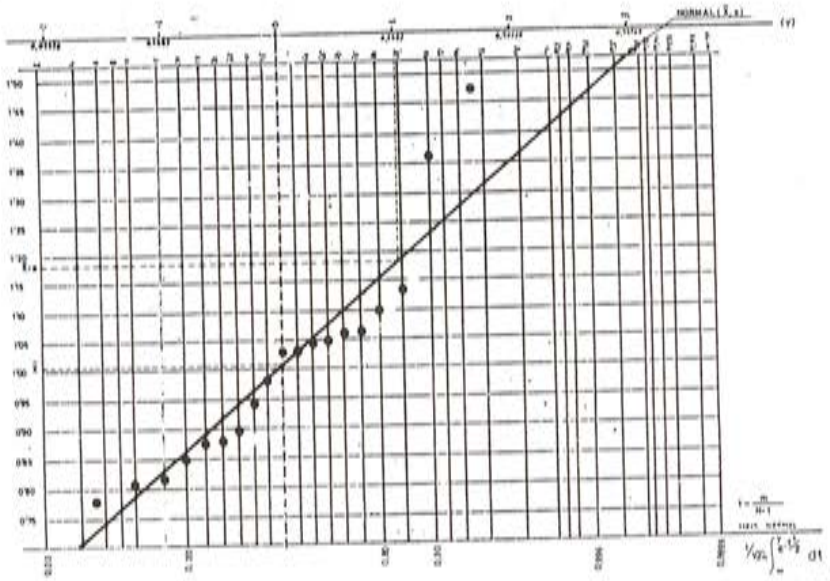


Fig. 8. Ajuste de la comparación de las cargas últimas (incluye juntas 163 y 166).

4.4.2. De los deslizamientos relativos últimos

Para comprobar el ajuste de los resultados de la aplicación del modelo referidos a los deslizamientos relativos últimos (g_u) se ha realizado un análisis estadístico similar al dado anteriormente para la cargas últimas (T_u).

De las 19 juntas que cumplen las condiciones establecidas en el modelo se han tomado sus deslizamientos relativos últimos según las máximas resistencias obtenidas a partir de sus posibles configuraciones para cada una de ellas, se han dividido por los respectivos deslizamientos últimos obtenidos en los ensayos y se han calculado los siguientes valores estadísticos de la muestra observada de forma similar a lo realizado anteriormente con las cargas últimas:

Media estimada:

$$\overline{X} = \frac{16{,}903}{18} = 0{,}939$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

(Se debe advertir que no tenemos el valor g_u del ensayo de la junta 205).

Desviación típica estimada:

$$s = \sqrt{\frac{\Sigma (X - \overline{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{0{,}587960}{18}} = 0{,}181$$

Cociente entre valores extremos:

$$\frac{X \text{ máx.}}{X \text{ mín.}} = 2{,}185$$

Como el tamaño de la muestra es pequeño (< 30), es aconsejable también estudiar la variabilidad de la media muestral según la distribución t de STUDENT. En nuestro caso, el número de grados de libertad es:

$$\nu = N - 1 = 17$$

Según las tablas correspondientes, para dicho valor de υ y tomando un nivel de significación del 10 por 100:

$$t_{0,95} = 1{,}74$$

Obtenemos así:

$$\overline{X} = \mu = \pm\, t_{0,95} \cdot \frac{s}{\sqrt{N-1}} = \pm\, 1{,}74 \cdot \frac{0{,}181}{\sqrt{17}} = \pm\, 0{,}076$$

Para este tamaño de muestra, el intervalo de confianza del 90 por 100 para μ es:

$$\mu = \overline{X} \pm t_{0,95} \cdot \frac{s}{\sqrt{N-1}} = 0{,}939 \pm 0{,}076 \left\{ \begin{array}{l} 1{,}015 \\ 0{,}863 \end{array} \right.$$

Así pues, con un nivel de significación del 10 por 100, puede aceptarse que la media de la población estudiada (se supone normal) es 1, ya que se encuentra dentro del intervalo de aceptación del 90 por 100.

Y en la figura 9, se representan los datos en papel "normal".

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

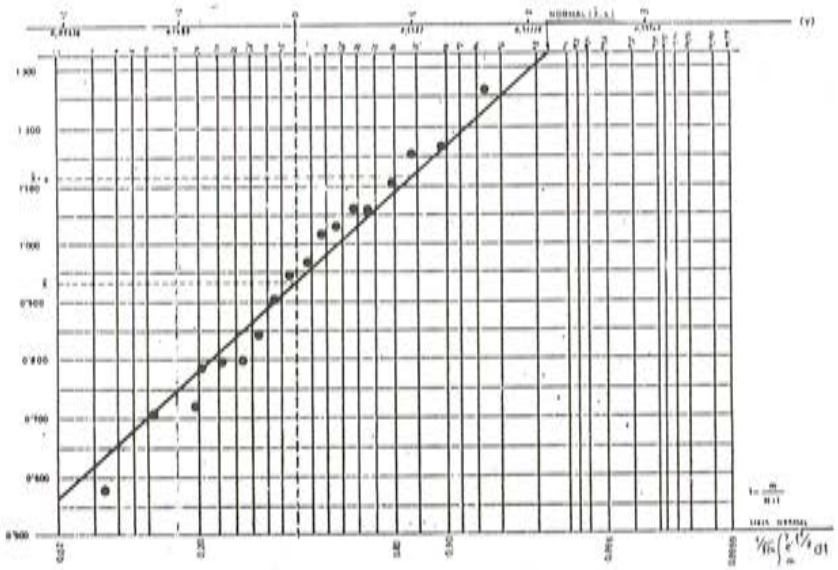


Fig. 9. Ajuste de la comparación de los deslizamientos relativos últimos.

5. ESTUDIO PARAMETRICO. DISEÑO DE LAS JUNTAS

Supuesta la validez del modelo se pretende finalmente averiguar o confirmar la influencia, sobre la carga de rotura de las juntas, para diferentes separaciones de dientes o abundancia de los mismos, de los parámetros que fundamentalmente influyen en este tipo de juntas: resistencia característica del hormigón de la junta (f_c), superficie activa de dientes (B) y número (n_a) y límite elástico (f_y) de las armaduras principales. Se trata pues de establecer criterios para el diseño de las juntas relativos especialmente al número y dimensiones de los dientes y por tanto al ángulo β de orientación de las bielas.

Para ello se ha escogido una de las juntas ensayadas y se han ido variando los parámetros fundamentales aplicándose el modelo a cada una de las nuevas e hipotéticas juntas en función de diferentes números de dientes (n) y por tanto de distancias diferentes entre dientes de una misma superficie (pasos).

En todas las juntas la longitud de las mismas es idéntica, así como la de los dientes y se han supuesto siempre éstos uniformemente repartidos en una misma superficie de contacto y encarados a los de la superficie opuesta (desplazamiento nulo).

Se han variado pues:

- número de dientes (n)
- paso de los dientes (p)
- ancho de los dientes (b)
- resistencia característica del hormigón (f_c)
- número de armaduras transversales (n_a)
- límite elástico del acero (f_y).

Los dos primeros (n y p) definen el ángulo de orientación de las bielas.

Los dos últimos se variaron conjuntamente, considerándose pues la capacidad mecánica ($A \cdot f_y$) de las armaduras.

Para cada caso estudiado se han tenido en cuenta, lógicamente, todas las posibles configuraciones compatibles con la geometría de la junta. Se ha tomado también como resistencia última de la misma el valor máximo de las resistencias de cada configuración en una misma junta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

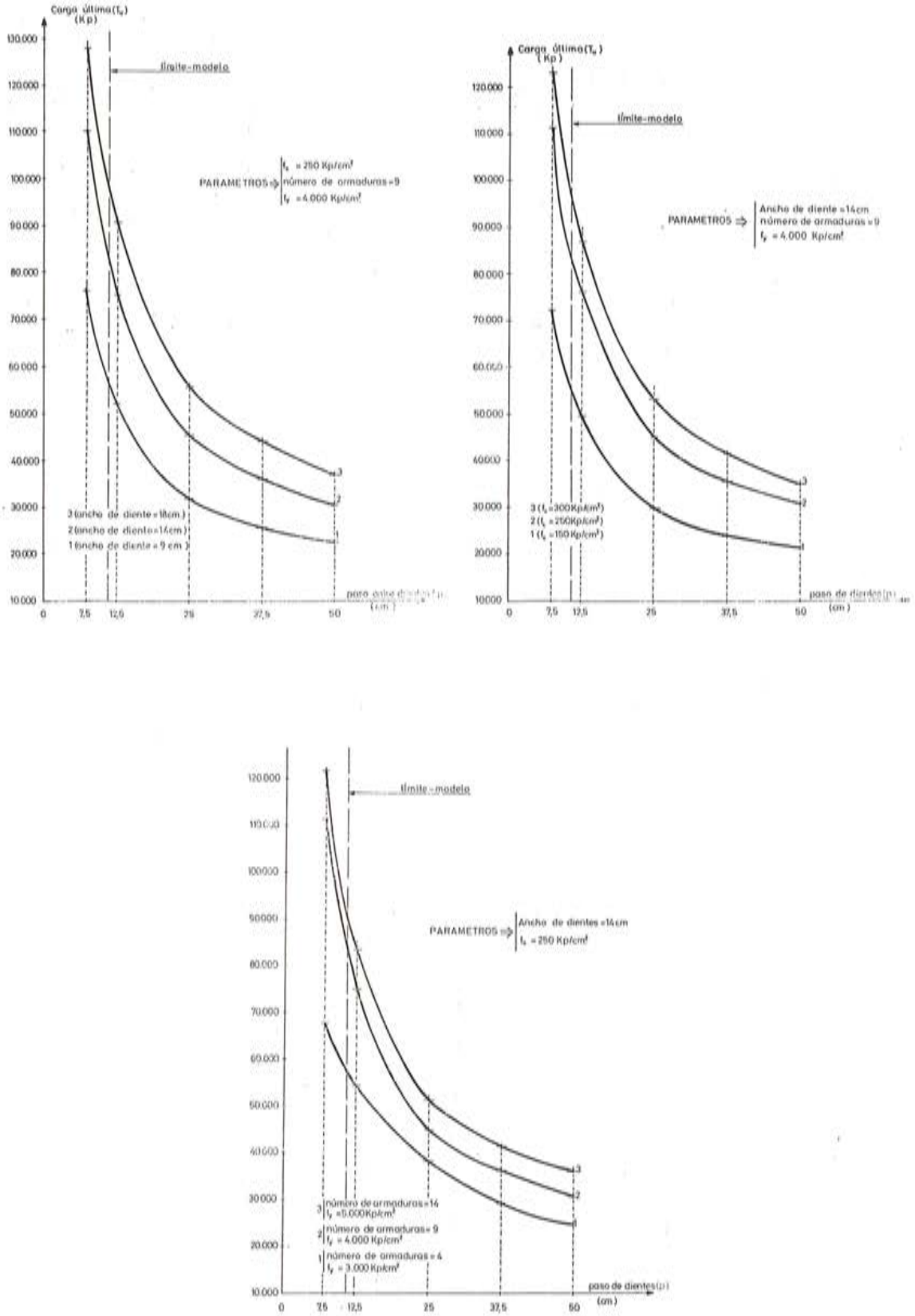


Fig. 10. Influencia de los parámetros fundamentales sobre la relación T_u-p.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

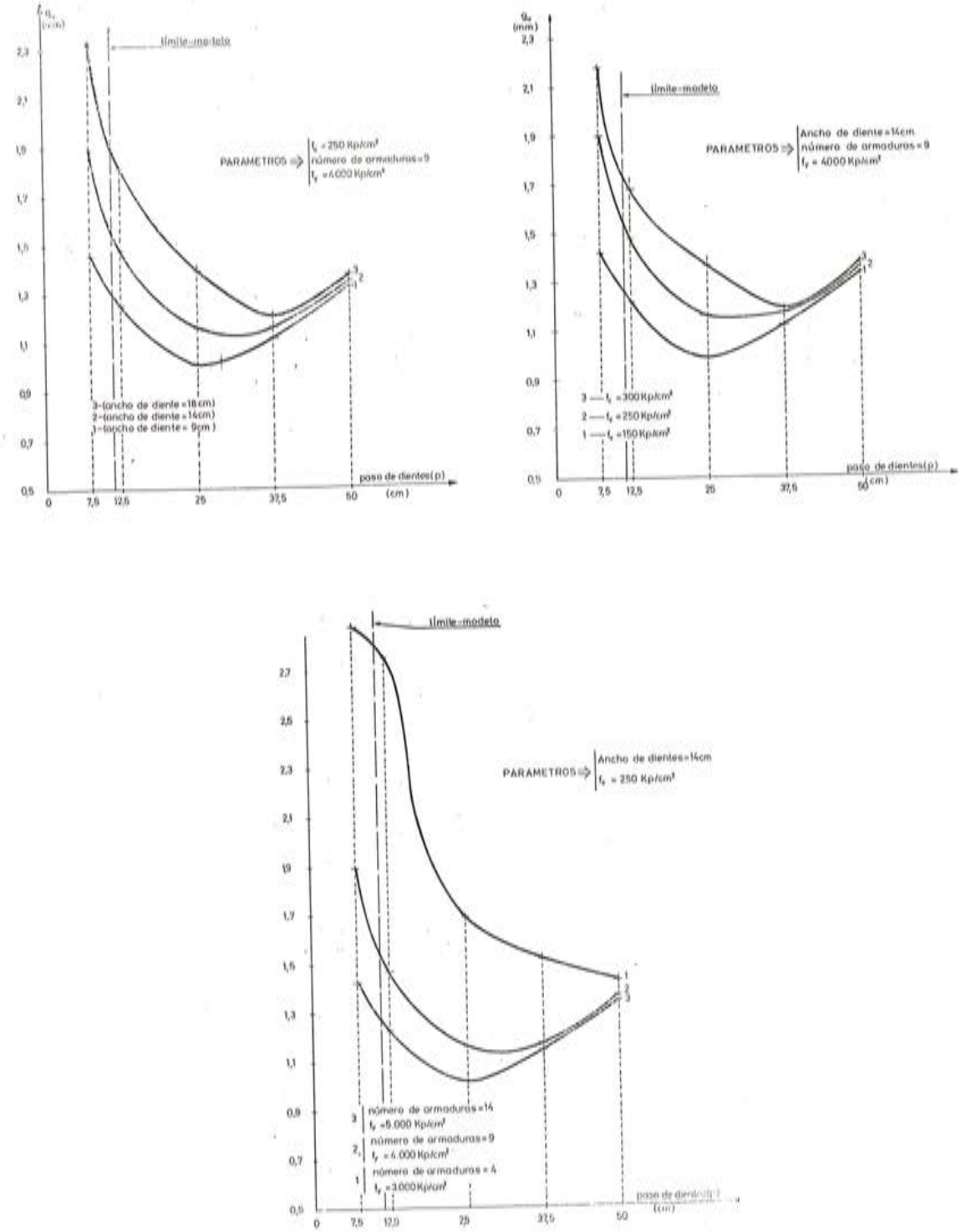


Fig. 11. Influencia de los parámetros fundamentales sobre la relación g_u-p.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Los valores de los parámetros se han hecho variar entre límites representativos de sus mismas variaciones en las construcciones reales de juntas entre paneles prefabricados de hormigón armado.

En las figuras 10 y 11, se representan los resultados del análisis. Las primeras se refieren a la carga última (T_u) y las otras a los deslizamientos correspondientes (g_u).

Se pueden deducir las siguientes consideraciones:

a) *Respecto de las cargas últimas* (figura 10):

- La confirmación de la influencia de los parámetros principales sobre la resistencia de la junta. En todos los casos la variación de la resistencia última tiene el mismo sentido que la variación de dichos parámetros, independientemente de sus valores y de la configuración adoptada. Además la variación de la curva es mayor para valores menores del paso entre dientes.
- También en todos los casos se observa que la resistencia última, para una junta concreta, con armaduras y calidad de materiales similares, aumenta con el ángulo de la biela y por tanto disminuye con el incremento del paso entre dientes. Ello equivale a decir que la junta resistirá más si se la diseña con el mayor número posible de dientes.

Sin embargo, en este último aspecto se debe considerar un límite: así como, por una parte, existe una limitación por condiciones geométricas, ya mencionadas, debe considerarse además que no se pueden diseñar dientes muy poco separados ya que entonces habría que empezar a considerar la posibilidad de que la rotura no se produzca en los dientes de la junta que penetran en los paneles sino en los dientes del panel que penetran en la junta (figura 12). Pese a ser el panel más rígido y estar conformado con hormigón de mejor calidad, si se produce esa segunda posibilidad pueden cizallarse los dientes del panel. Este tipo de rotura dependería del hormigón del panel entre otros parámetros adicionales y por tanto debería ser objeto de ensayos adicionales e incluso de un análisis diferente al aquí llevado a cabo.

Así pues, consideramos se debe establecer, en el diseño de las juntas, un límite inferior en la separación entre los dientes de un orden de magnitud similar a la longitud de los mismos, y por tanto un límite superior del ángulo de orientación de las bielas definido por dicha condición.

En los casos ensayados por POMMERET se llegó al límite de un paso de 12,5 cm con una longitud de los dientes de 6,5 cm; ello implica una longitud de los "dientes" del panel algo superior a 6 cm.

- Se observa además que las variaciones y formas de las curvas son similares en todos los casos.
- En el aspecto cuantitativo, y para este caso concreto de diseño de juntas, se puede añadir que un incremento del ancho de los dientes de 9 a 18 cm puede representar un incremento, según un coeficiente 1,62 para pasos de dientes grandes, o un coeficiente 1,75 para pasos de 12,5 cm, de la carga última de la junta.

Para el parámetro resistencia del hormigón de la junta oscilando de 150 a 300 kp/cm², esos coeficientes oscilan entre 1,64 y 1,76.

Para el parámetro $A \cdot f_y$ oscilando entre (4 x 3.000) y (14 x 5.000) los coeficientes oscilan entre 1,47 y 1,55.

- En definitiva, una vez diseñada la geometría de la junta en cuanto a su longitud, ancho y canto y la de los dientes, se pueden realizar los cálculos oportunos según el modelo para definir estos gráficos en cada caso. Con ellos se podrá diseñar la junta

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

definitivamente, bien aplicando la carga última que deba resistir y tanteando las posibles combinaciones de valores paramétricos que la equilibren o bien a la inversa, jugando con los valores de los parámetros que nos interesen hasta lograr se alcance para la junta la resistencia adecuada.

b) *Respecto de los deslizamientos últimos relativos.* (Figura 11).

- Las curvas para los parámetros b (ancho de dientes) y f_c (resistencia del hormigón) son similares. Presentan un mínimo que oscila entre valores de p (paso de dientes) de 25 a 37,5 cm y que aumenta hacia un paso de dientes mayor al aumentar el valor del parámetro correspondiente.

- Además, se observa que al aumentar el valor del parámetro correspondiente aumenta también el del deslizamiento último relativo excepto para valores de $p \geqslant 37{,}5$ cm en que el incremento no es apenas apreciable.

  El aumento de los deslizamientos en la zona correspondiente a pasos entre dientes pequeños (número mayor de dientes en la junta) se produce a cambio de unas mayores cargas últimas observadas en la figura anterior.

- En el caso de la capacidad mecánica de las armaduras ocurre a la inversa y para un incremento de la misma se produce una disminución de los deslizamientos últimos relativos correspondientes, fenómeno aún más acusado para valores pequeños de p (paso entre dientes).

Quiere esto decir que si diseñamos juntas con excesiva armadura transversal y además con un número grande de dientes se alcanzarán cargas últimas muy grandes pero también deslizamientos relativos muy pequeños. Deberemos tener en consideración esta gran rigidización de las juntas en el cálculo de los muros a los que pertenezcan.

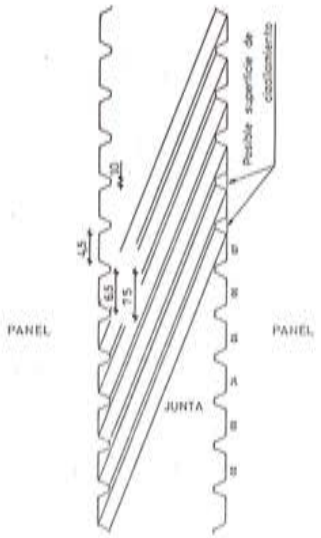


Fig. 12. Posible rotura del hormigón del panel.

6. CONCLUSION

A través de todo lo anteriormente expuesto se ha realizado pues un análisis del comportamiento en rotura de las juntas verticales entre grandes paneles de hormigón armado, con armaduras uniformemente distribuidas a lo largo de la junta, organizadas, dentadas, someti-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

das a un esfuerzo tangente longitudinal actuando en las superficies de contacto de los dos hormigones de edades diferentes de los paneles o bordes y la junta que los une.

Se ha definido el modelo de asimilación de dicho comportamiento tanto en el aspecto funcional, como en el geométrico, como en el paramétrico, haciéndolo depender fundamentalmente de la resistencia a compresión del hormigón de la junta, de la capacidad mecánica de las armaduras transversales y del número y dimensiones de los dientes dispuestos en las superficies de contacto.

Se ha aplicado un método de cálculo similar en su proceso al de los ensayos de M. POMMERET con cuyos resultados se comparan los de la aplicación de dicho método; un método incremental de cargas con rigideces variables de los elementos estructurales.

En el modelo y por tanto en el método se tiene en cuenta la resistencia debida al efecto pasador de las armaduras transversales así como la no linealidad tanto geométrica (efectos de segundo orden) como del comportamiento de los materiales.

La comparación de los resultados de la aplicación informática del modelo y del método con los ensayos de M. POMMERET se ha analizado estadísticamente y ha resultado satisfactoria demostrando la validez del modelo.

Finalmente se han sentado las bases para el diseño de este tipo de juntas a partir del estudio de la influencia de los diferentes parámetros sobre la resistencia de las juntas.

BIBLIOGRAFIA

(P. 1) BAUMANN, T.H. "Tragwirkung orthogonaler bewehrungsnetze beliebiger richtung in flächentragwerken aus stalhlbeton". n° 217 Daf. Stb., 1972.

(P. 2) COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON, "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-80 y EH-82).

(P. 3) CORTINI, P.; "Etude expérimentale de joints horizontaux entre panneaux préfabriqués pour murs de bâtiment". Tesis presentada en la Facultad de Ciencias de la Universidad de París para obtener el título de Doctor Ingeniero, 24 de Marzo de 1972.

(P. 4) FAUCAULT, M.; "Comportement en phase fissurée de panneaux en béton armé ou en béton précontraint soumis à des efforts situés dans leur plan moyen", Memoria presentada con el fin de obtener el diploma de Ingeniero C.N.A.M. en Construcciones Civiles, 1977.

(P. 5) FAUCHART, J. & CORTINI, P.;. "Etude expérimentale de joints horizontaux entre panneaux préfabriqués pour murs de bâtiment". Annales de L'Institut Tecnique du Bâtiment et des Travaux Publics. Serie: Essais et Mesures, n° 300. N° 139 de Diciembre de 1972.

(P. 6) GRELAT, A.; "Calcul non-lineaire des ossatures en beton armé", Tesis de Doctor-Ingeniero. Universidad Pierre et Marie Curie (París-VI), 13 Diciembre de 1978.

(P. 7) GRELAT, A.; "Comportement non linéaire et stabilité des ossatures en beton armé", Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Serie: Theories et Méthodes de Calcul, N° 223. N° 366 de Noviembre de 1978.

(P. 8) KAVYRCHINE, M.; "Quelques aspects du comportement du béton de structure lié a l'influence des zones tendues ou fissurées", Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Serie: Theories et Méthodes de Calcul, n° 234, n° 383, Mayo 1980.

(P. 9) KAVYRCHINE, M.; TRINH, J. & SAPHON, I.; "Essais sur les effects complementaires dans les poutres en beton armé soumis a l'effort tranchant", Rapport de Recherche S.E.S.–C.E.B.T.P. (Octubre 1973).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

(P. 10) LACOMBE, G. & POMMERET, M.; "Les joints structuraux dans les Constructions en grands panneaux préfabriqués", Annales de L'Institut Technique de Bâtiment et des Travaux Publics. Serie: Gros-Oeuvre. Suplemento al n° 314. Febrero 1974.

(P. 11) MENEGOTTO, M. & PINTO, P.E.; "Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete frames including changes in geometry and non elastic, behaviour of elements", Istituto di Scienza et Technica Delle Costruzioni. Pub. n° 32, Roma 1972.

(P. 12) POMMERET, M.; "La Résistance aux efforts tangents des joints verticaux entre grands panneaux préfabriqués coplanaires", Boletín Interno de Información n° 3. Service D'etude des Structures. Domaine de Saint Paul, 78. Saint-Remy-Les Chevreuse B.P. n° 2 (Francia). Junio 1971.

(P. 13) WALRAVEN, J.C.; "Fundamental analysis of aggregate interlock". Journal of the structural Division, ASCE, Noviembre 1981.

(P. 14) WALRAVEN, J.C.; "Shear in elements without shear reinforcement", Progres Report of Task Group IV/1 – Shear in Prestressed Concrete Part 1. Comité euro-international du beton (C.E.B.). Bulletin D'information n° 146. Contributions by Ceb-Commission IV – Members Design to the 22 nd Plenary Session of C.E.B. Munich, Abril 1982.

(P. 15) ZAKARIA, M. O.; "Etude des assemblages verticaux entre panneaux préfabriqués", Tesis de Doctor-Ingeniero presentada en la Universidad PIERRE et MARIE CURIE (París VI). 9 de Junio de 1981.

(P. 16) ZIENKIEWITCH, O.C.; "El método de los elementos finitos", Ed. Reverté S.A., 1980.

* * *

Simposio FIP/CPCI, en Cálgary (Canadá)

Durante los días 25 al 31 de agosto de 1984, se celebró en el Palacio de Congresos de la Ciudad de Cálgary (Canadá) un nuevo Simposio de la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.), organizado por el Instituto Canadiense del Hormigón Pretensado (CPCI).

Estos Simposios se celebran cada cuatro años, en los intervalos entre los Congresos de la FIP, y en ellos se estudian temas concretos seleccionados entre los que, en el momento de la convocatoria, se consideran de mayor interés y actualidad.

Para este Simposio los temas elegidos fueron "Depósitos y Vasijas de presión" y "Prefabricación".

A él asistieron 548 delegados procedentes de 41 países diferentes de todas las partes del mundo, entre ellos los españoles señores Pérez Fadón y Piñeiro.

El lunes día 27 de agosto, en la Solemne Sesión de Apertura, después de dar la bienvenida a los participantes, se impusieron las Medallas de la FIP últimamente concedidas, a los Señores Prof. K.V. Mikhailov (Rusia); Prof. A.S.G. Bruggeling (Holanda); K. Holbek (Canadá), y K.G. Bernander (Suecia).

A continuación se presentaron 14 comunicaciones sobre el tema "Vasijas de Presión".

El martes 28 se dedicó a la presentación de 12 comunicaciones sobre "Depósitos de hormigón pretensado".

El miércoles 29 se realizó una excursión técnico-turística de jornada completa.

El jueves 30 y el viernes 31 se dedicaron al tema de "Prefabricación". Se presentaron 72 comunicaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Al final de cada una de las diferentes Sesiones de Trabajo, que se desarrollaron en jornada de mañana y tarde, se celebraron los correspondientes coloquios.

Los textos de todas las comunicaciones presentadas se han recogido en dos tomos de "Proceedings" que se distribuyeron con la documentación inicial.

Durante los días de Sesiones y en el mismo Palacio de Congresos, se celebró una exposición de materiales y equipos utilizados en la técnica del pretensado; una exhibición de "Posters" con la descripción de algunas realizaciones importantes, y un amplio programa de proyección de documentales.

* * *

Colloquia 85

La Sociedad Argentina de Ensayo de Materiales, la Asociación de Ingenieros Estructurales, la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón y el Grupo Latinoamericano de la RILEM, con el objeto de intercambiar información sobre temas científicos y técnicos, han organizado conjuntamente las siguientes cinco reuniones:

- XXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural.
- V Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural.
- VII Reunión Técnica Argentina de Tecnología del Hormigón.
- I Simposio GLARILEM sobre Tecnología de Materiales, y
- Jornadas de Ingeniería Estructural de Latinoamérica, España y Portugal. Reunión constituyente.

Los temas de los trabajos relativos a la Ingeniería Estructural que serán abordados en estas reuniones son: Confiabilidad y riesgo estructural; Métodos de análisis estructurales; Optimización del diseño; Estructuras especiales; Estructuras sismoresistentes; Estructuras en alta mar; Experiencias adquiridas en la aplicación de técnicas constructivas y soluciones estructurales no convencionales; Investigación teórica y experimental sobre el comportamiento de las estructuras y sus materiales, y Normas de diseño.

Los trabajos relacionados con la Tecnología de materiales y del hormigón se referirán a los siguientes temas: Aspectos fenomenológicos y ecuaciones constitutivas de materiales de uso estructural: Comportamiento mecánico y reologico y acción del medio; Reparación de estructuras dañadas; Tecnología de los hormigones especiales; Aspectos generales de la tecnología del hormigón, y Aspectos estructurales de durabilidad de materiales y componentes para viviendas.

Finalmente, en la reunión constituyente de las Jornadas de Ingeniería estructural de Latinoamérica, España y Portugal se tratará de dejar constituída una Comisión que se encargue de organizar las I Jornadas de Ingeniería Estructural de Latinoamérica, España y Portugal. Teniendo en cuenta el éxito alcanzado en las anteriores Jornadas Sudamericanas, la Asociación de Ingenieros Estructurales ha pensado ampliar el área de los países participantes dando entrada a todos los de Latinoamérica, a España y a Portugal.

Todas las reuniones de COLLOQUIA 85 se efectuarán, entre el 7 y el 11 de octubre de 1985, en el Centro Cultural General Sanmartín de la Municipalidad de la ciudad de Buenos Aires.

Los interesados podrán solicitar más amplia información dirigiéndose a:

COLLOQUIA 85
Comité Ejecutivo – Secretaría
Sarmiento, 1.426 - 8° piso
1042 –BUENOS AIRES– Argentina

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Método de cálculo en fatiga de secciones de hormigón pretensado

V. Sánchez Galvez *
J. Llorca **
Departamento de Física y Física de Materiales E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

I. INTRODUCCION

A pesar del uso muy extendido que se hace del hormigón pretensado en las obras civiles, el comportamiento de las estructuras pretensadas bajo la acción de cargas variables con el tiempo es muy poco conocido. Las dificultades de este estudio se encuentran a muy diversos niveles; por un lado hay que obtener el espectro de cargas al que estará sometido la estructura durante su vida útil. Por otro hay que determinar la variación de las características mecánicas de los materiales bajo ese espectro de cargas. Finalmente es necesario conocer la distribución de esfuerzos en cada uno de los materiales.

Estas dificultades de análisis han tenido varias consecuencias importantes: La mayor parte de las normas y recomendaciones internacionales advierten los riesgos que se corren en estructuras pretensadas en clase III cuando están sometidas a la fatiga e imponen severas restricciones a su uso en casos en que el mismo sería ventajoso desde un punto de vista económico. Además se ha omitido el uso del hormigón pretensado, hasta hace pocos años, en estructuras sometidas a cargas variables importantes, tales como los puentes de ferrocarril.

Lo cierto es que hoy en día las estructuras de hormigón pretensado son cada vez más importantes y es frecuente que el valor de las acciones dinámicas tenga que ser tenido en cuenta en el diseño. Además, la hipótesis de que el efecto de la fatiga puede ser despreciado en una estructura pretensada en clase I podría ser insegura si una sobrecarga accidental causara la fisuración del hormigón; se esas fisuras no se cierran totalmente por acción de la fuerza de pretensado darán lugar a una amplificación de los esfuerzos en la sección y a su posible rotura por fatiga.

Todo ello hace necesario dar al proyectista un método de cálculo que le permita determinar si una estructura puede resistir un número de ciclos dado cuando las cargas varían entre un valor máximo y uno mínimo, así como ver como puede variar la geometría y los materiales para lograr la mayor duración posible.

---

* Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
** Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

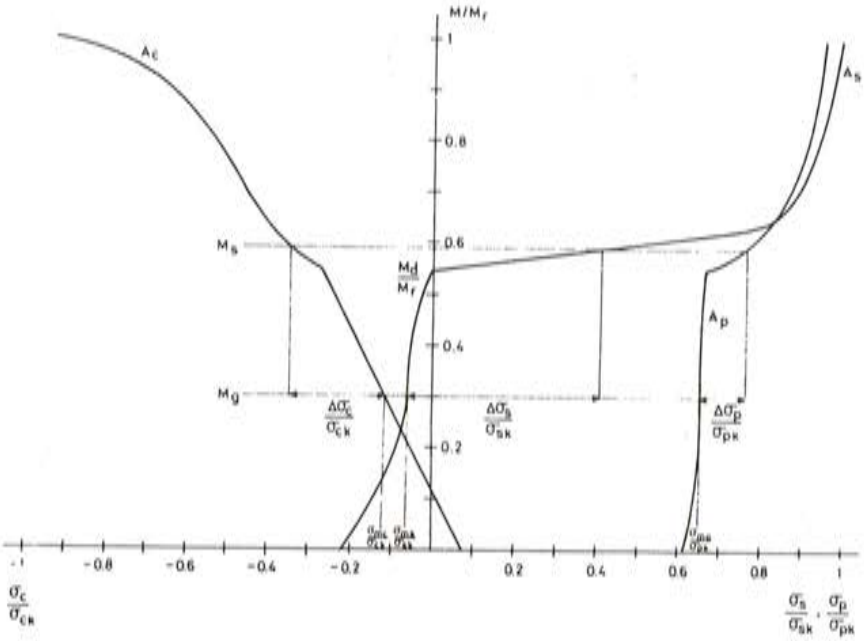


Figura 1: Diagrama esfuerzos — tensiones de los materiales de una sección de hormigón pretensado.

II. METODO DE CALCULO

II.1. Datos de partida

Para comprobar el comportamiento en fatiga de una sección son necesarios unos datos previos. Estos datos son:

- El valor máximo y mínimo de las cargas que actuan sobre la estructura. El valor mínimo será habitualmente producido por las cargas permanentes. El valor máximo será el de las cargas permanentes más las sobrecargas que se repitan ciclicamente a lo largo de la vida en servicio de la estructura.
- El número de ciclos N mínimo que debe resistir la sección ese intervalo de cargas a lo largo de la vida útil.
- La geometría y la cuantía de la sección y el valor de la fuerza de pretensado descontadas las pérdidas instantaneas y diferidas.
- Las características mecánicas del hormigón y de las armaduras activa y pasiva.

II.2. Obtención de las tensiones en la sección

Para cada valor de las cargas pueden obtenerse las solicitaciones que actuan sobre una sección dada mediante el cálculo de estructuras. A partir de estas solicitaciones se pueden obtener las tensiones máximas en las armaduras y el hormigón. Estos resultados pueden resumirse en un gráfico (Figura 1) en que en función del momento de solicitación M, llevado en ordenadas, se representa la evolución de las tensiones en las armaduras ordinarias A_a, en las de pretensado A_p y en la fibra extrema del hormigón comprimido A_c. De hecho en ese diagrama se han adimensionalizado los valores de los momentos y las tensiones dividiendo respectivamente por el valor del momento de rotura M_r y por las tensiones características de cada material σ_{pk}, σ_{sk}, σ_{ck}. Como puede observarse las tensiones varían poco cuando la sección está sometida a esfuerzos inferiores al momento de descompresión M_d.

Si M_g es el momento debido a las cargas permanentes y M_s el momento debido a las cargas permanentes más las sobrecargas, se puede determinar facilmente el valor del incre-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

mento de tensiones $\Delta\ \sigma$ a que está sometido cada material en cada ciclo y el valor de la tensión mínima σ_{min}. Estos dos valores son los parámetros más importantes para determinar la resistencia a fatiga.

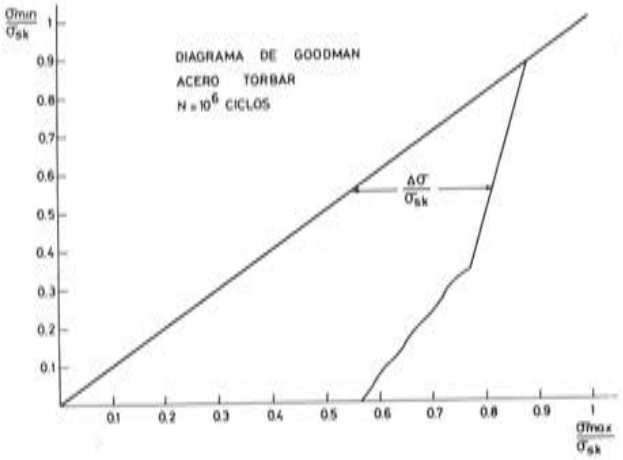


Figura 2: Diagrama de Goodman de la armadura pasiva ($N = 10^6$ ciclos).

II.3. Obtención de los diagramas de Goodman

Para caracterizar la resistencia a fatiga de cada uno de los materiales se usan los diagramas de Goodman. Este diagrama (Figura 2) proporciona para cada valor de la tensión mínima σ_{min}, cual es el valor de la oscilación de tensiones $\Delta\ \sigma$ que produce la rotura por fatiga del material para un número de ciclos N.

La determinación del diagrama de Goodman para un material puede hacerse de muy diversas maneras; Experimentalmente a partir de las curvas de Wöhler del material o bien a partir de datos sobre materiales con características mecánicas semejantes que se posean. Algunos organismos internacionales tienen publicados (/1 – 6/) diagramas de Goodman simplificados para usar en el cálculo en fatiga.

Para las armaduras ordinarias existen algunos modelos basados en la Mecánica de Fractura que han obtenido buenos resultados y permiten obtener sus diagramas de Goodman (/7 – 8/). Igualmente hay resultados basados en la Mecánica de Fractura para las armaduras activas (/9 – 10/).

II.4. Comprobación en el ábaco

Para la comprobación de la sección se utiliza un ábaco (Figura 3) formado por el diagrama de tensiones en la sección y los diagramas de Goodman de los materiales. El método a seguir es el siguiente: el nivel de cargas permanentes M_g se encuentra representado por una recta horizontal en los dos cuadrantes superiores del ábaco; los puntos de intersección de esta recta con las curvas corresponden a los valores permanentes de las tensiones mínimas, que trasladamos hasta las bisectrices de los cuadrantes inferiores por medio de las proyecciones verticales de las mismas. Las curvas de estos cuadrantes permiten determinar directamente las resistencias a la fatiga de los materiales σ_{max} para los valores de σ_{min} dada. Trasladando ahora, a partir de estas tensiones máximas, a los cuadrantes superiores por medio de proyecciones verticales, encontramos los valores de los diferentes momentos de rotura M_r^{AP},

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

M_r^{As} y M_r^{Ac} para los tres materiales; Tales momentos son los que pueden resistir durante N ciclos cada uno de los materiales constitutivos de la sección. La secuencia de las operaciones a realizar queda indicada en la figura 3, que de hecho se ha realizado con datos reales de comportamiento frente a fatiga del acero y hormigón típicos.

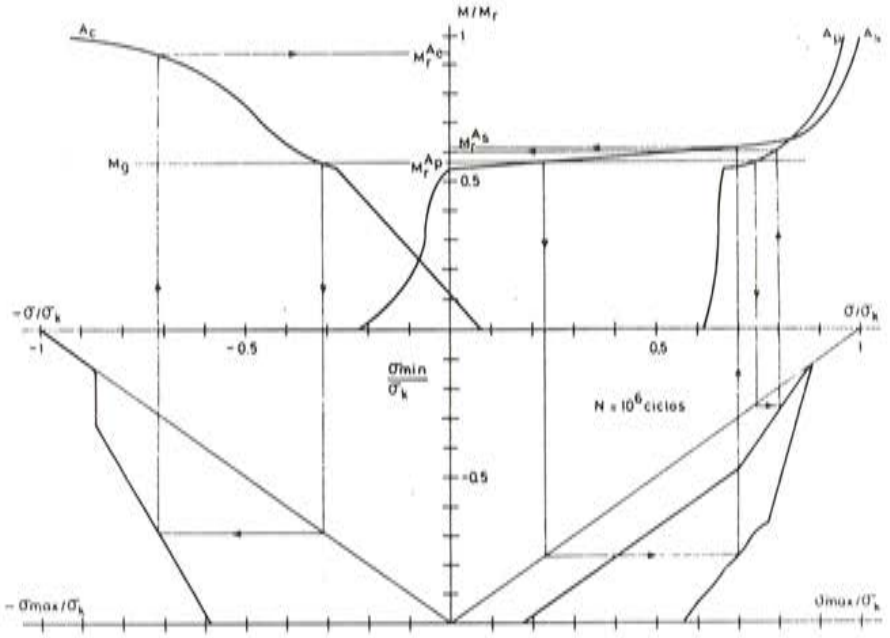


Figura 3: Abaco de cálculo.

La resistencia a fatiga de la sección M_{rf} viene dada por el mínimo de las resistencias a fatiga de cada uno de los materiales. Si el valor de M_s es menor que M_{rf}, la estructura resistirá N ciclos. Si M_s es superior a M_{rf} la estructura romperá antes de los N ciclos por el material que tenga menor M_r. En el caso de la figura 3, el material que rompería antes sería el acero de pretensado.

De este simple ejemplo teórico podemos obtener varias consecuencias importantes:

- La resistencia a la fatiga es menor que la resistencia estática. Esta disminución de resistencias depende principalmente del valor de las cargas permanentes y de los diagramas de Goodman de los materiales.
- El tipo de rotura estática puede ser diferente del tipo de rotura en fatiga. En el ejemplo de la figura 3 la sección rompe bajo solicitaciones estáticas por agotamiento de la armadura pasiva mientras que bajo solicitaciones dinamicas puede hacerlo por rotura de la armadura de pretensado.
- Si M_g es menor que M_d y M_s mayor que M_d la armadura pasiva se encuentra sometida a una oscilación de tensiones muy elevada debido a que cuando se produce la abertura de las fisuras se deforma mucho. Esto implica que la resistencia a la fatiga es escasa y la estructura puede romper con oscilaciones de cargas relativamente pequeñas si éstas se producen en un entorno cercano al momento de descompresión M_d.
- Si M_g es mayor que M_d la rotura por fatiga se producirá en la armadura activa, pues entonces $\Delta\sigma_p$ es aproximadamente igual a $\Delta\sigma_s$ y el acero de pretensado tiene una resistencia a la fatiga menor que el acero de la armadura pasiva.
- Si M_s es menor que M_d, la armadura pasiva está sometida a compresión, la oscilación de tensiones en la armadura activa es inferior al 5 por 100 de su tensión característica y en el hormigón al 40 por 100. Como estos valores están normalmente por debajo del límite de fatiga de los materiales, no cabe esperar peligro de rotura por fatiga

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

en una estructura pretensada en clase I siempre que se garantice, como se señalo al principio, que ninguna sobrecargas accidental pueda provocar la fisuración del hormigón.

- El hormigón no parece condicionar la resistencia a fatiga a no ser que M_g se acerque mucho a M_r.

II.5. Dimensionamiento óptimo frente a fatiga

Cualquier variación de las características geométricas de la sección cambia la forma de las curvas de los cuadrantes superiores de la figura 3. Estas modificaciones alteran la resistencia y el tipo de rotura de la pieza. El objetivo de un dimensionamiento óptimo consiste en disminuir la oscilación de tensiones del material que peor se comporte frente a la fatiga para los valores de N. M_g, y M_s de diseño. El dimensionamiento óptimo se obtendrá cuando los tres materiales lleguen a la rotura para un mismo número de ciclos. Aunque no existe una regla definida para lograr este punto óptimo, hay unos parámetros de diseño de la sección que variándose convenientemente permiten aumentar el valor M_{rf}. Estos parámetros son:

- El esfuerzo inicial de pretensado. Todo aumento en este esfuerzo, sea por incremento de σ_{pi} o de A_p lleva consigo una descarga de las armaduras ordinarias y un aumento de su resistencia en fatiga.
- La cuantía de las armaduras. Si se aumenta este valor, se incrementan las tensiones sobre el hormigón y se disminuye su momento de rotura M_r^{Ac}. Si se disminuye la cuantía se produce el efecto contrario.

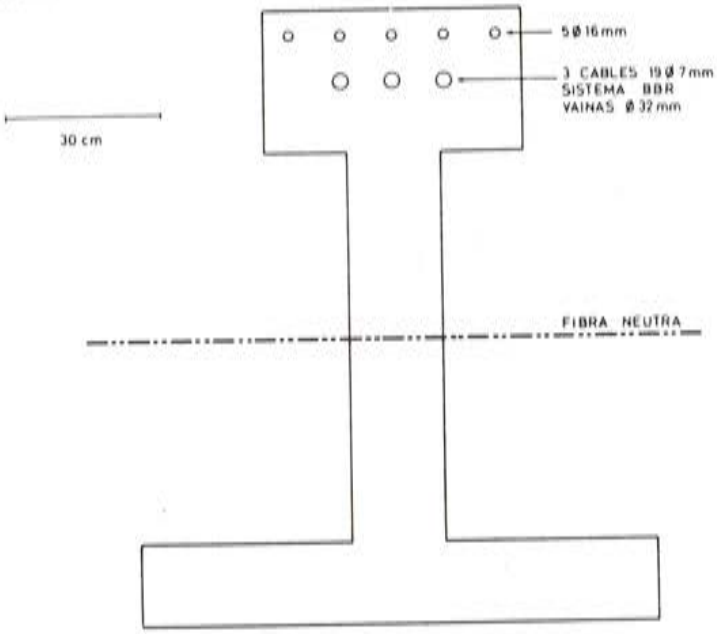


Figura 4: Características geométricas de la sección.

III. EJEMPLO DE CALCULO EN FATIGA DE UNA SECCION A FLEXION

Como aplicación del método de cálculo se diseña una sección de hormigón pretensado a flexión calculándose el valor de M_{rf} para 6.10^5, 10^6 y 2.10^6 ciclos.

Las características geométricas de la sección vienen dadas en la figura 4 y las propiedades mecánicas de los materiales en la tabla 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

TABLA I

Material	σ_k (Kg/cm²)	σ_{yk} (Kg/cm²)
Hormigón	350	—
Armadura pasiva	4.950	4.500
Armadura activa	17.400	15.200

El valor de la tensión de pretensado después de descontar las pérdidas es de 11.480 kg/cm². En la figura se recogen los valores de las tensiones en los materiales en función del momento oscilante. Estas curvas se han obtenido de acuerdo con las hipótesis de la resistencia de materiales y usando las curvas tensión-deformación de los materiales señaladas en la Instrucción EP-82.

El diagrama de Goodman para el hormigón se ha obtenido de acuerdo con las curvas dadas por el ACI (/5/), como resultado de gran número de ensayos, que tienen la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_{máx}}{\sigma_{ck}} = 1 - 0{,}0685\,(1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{ck}})\log 10\,N$$

Debido a la dispersión del comportamiento en fatiga del hormigón se ha limitado la tensión máxima a 0.9 σ_{ck} para N = 6. 10⁵ ciclos, a 0.86 σ_{ck} para N = 10⁶ ciclos y a 0.8 σ_{ck} para N = 2. 10⁶ ciclos.

Para determinar el comportamiento en fatiga de la armadura ordinaria se han usado los resultados de Salah El Din y Lovegrove (/7-8/) que han estudiado el comportamiento en fatiga de armaduras ordinarias de acero Torbar. Con este método pueden obtenerse las curvas de Wöhler del acero sumando el número de ciclos necesario para iniciar y propagar una fisura hasta que alcanza un tamaño crítico que produce su rotura. En la figura 2 está dibujado el diagrama de Goodman para este acero y N = 10⁶ ciclos, obtenido con este método.

Para la armadura activa se han seguido las recomendaciones del CEB (/6/) que propone un diagrama de Goodman simplificado que deja del lado de la seguridad de acuerdo con los resultados experimentales disponibles sobre el comportamiento en fatiga de aceros de pretensado (/6, 11/).

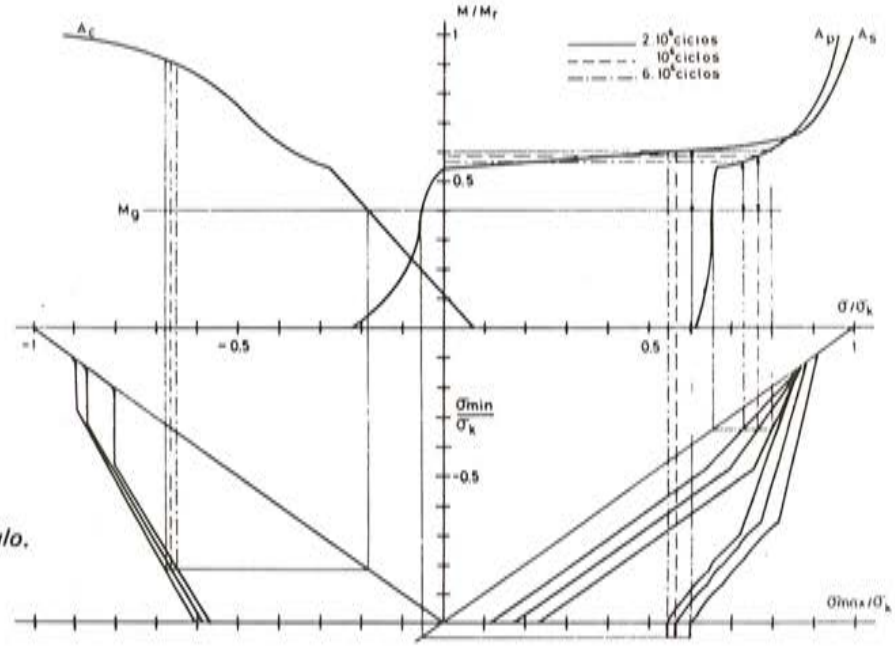


Figura 5: Ejemplo de cálculo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Si el valor de M_g es 0.4 M_r, el ábaco permite calcular facilmente M_{rf} para 6. 10^5, 10^6 y 2. 10^6 ciclos (figura 5). Como puede apreciarse en la figura para 2. 10^6 ciclos la rotura se produce en la armadura activa y el valor de M_{rf} es 0.56 M_r. Para 10^6 ciclos la rotura se produce también en la armadura activa y M_{rf} = 0.58 M_r. Para 6. 10^5 ciclos, la rotura se produce a la vez en la armadura activa y la pasiva y M_{rf} = 0.61 M_r.

Como el hormigón está muy por encima de estas resistencias, se puede mejorar el comportamiento de la sección incrementando la proporción de armaduras.

IV. CONCLUSIONES

1. Se proporciona un método sencillo y eficaz para la comprobación de secciones de hormigón pretensado sometidas a cargas variables que permite determinar cual es la máxima carga oscilante que puede resistir la sección un número de ciclos N con unas cargas permanentes dadas.
2. El método permite ver sobre que parámetros de la sección o de los materiales hay que actuar para lograr un diseño óptimo frente a la fatiga.

REFERENCIAS

(1) CEB: Bulletin d'information n° 117 (1976).

(2) Recomendaciones CEB. Granada, 1977.

(3) Gamski, K.– "Fatigue test on prestressing steels. Tentative recomendations". Materiaux et constructions. Vol. 6. n° 35 (1973).

(4) Norma DIN 4227.

(5) Hawkins, N. S.; Shah, P.– "ACI considerations for fatigue". IABSE. Lausanne, 1982, pp. 41-50.

(6) CEB: "Model code for concrete structures". Bulletin d' information n° 124/125-F (1978).

(7) Salah El Din, A. S.; Lovegrove, J. M. – "Fatigue of cold worked ribbed reinforcing bars – A fracture mechanics approach". International Journal of Fatigue. Vol. 4. pp. 15-26 (1983).

(8) Salah El Din, A.S.; Lovegrove, J.M.– "Fracture Mechanics predictive technique applied to fatigue". IABSE. Laussane, 1982. pp. 247-254.

(9) Valiente, A.; Sánchez-Gálvez, V.; Elices, M.– "On cracking fatigue in prestressing steel wires". Aceptado para 6 ICF. India, 1984.

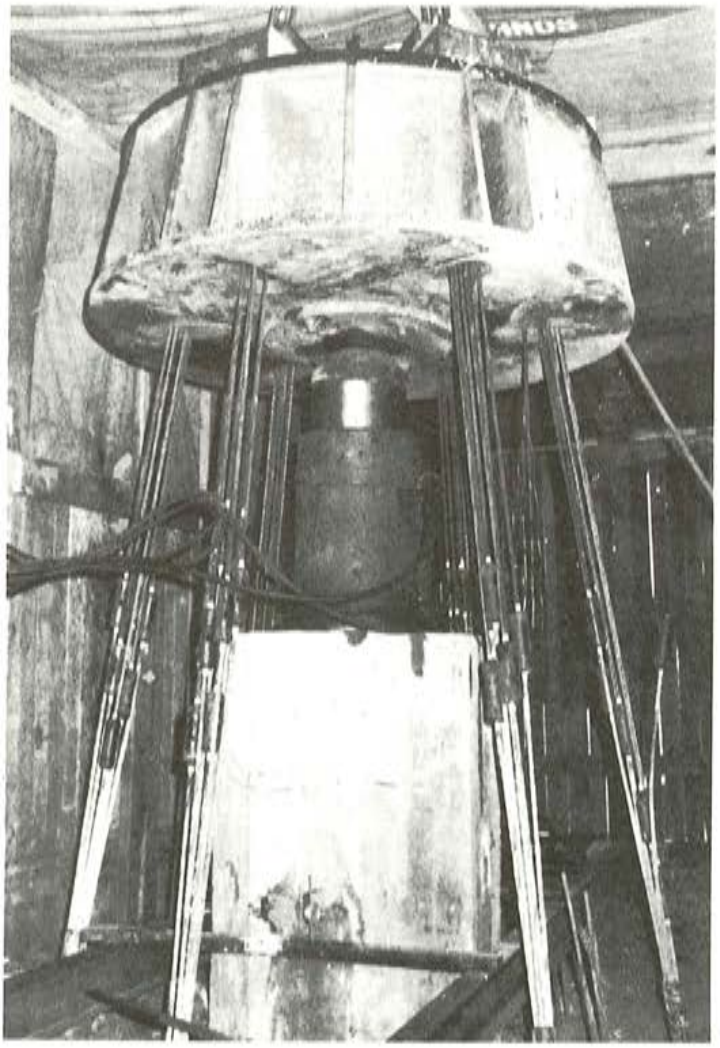
(10) Valiente, A.; Sánchez-Gálvez, V.; Elices, M. – "Aplicación de la Mecánica de fractura para predecir la resistencia a fatiga del acero pretensado". XI Asamblea Nacional de la ATEP. 1984.

(11) Elices, M.; Sánchez-Gálvez, V.– "Fatiga de alambres de pretensado". Hormigón y Acero. N° 125, 4° trimestre, 1977. pp. 85-99.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Prueba de carga de un pilote.

MADRID

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

Laboratorio:
Carretera de Loeches, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. (91) 675 31 00/04/08

BARCELONA

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Comportamiento del hormigón pretensado sometido a ciclos térmicos desde temperatura ambiente hasta −165°C

H. Corres, J. Planas y M. Elices
Departamento de Física y Física de Materiales
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid

INTRODUCCION

El hormigón pretensado se ha utilizado, con éxito, en la construcción de estructuras para almacenamiento de gases licuados y, especialmente, para gas natural licuado (GNL), cuya temperatura es de −165°C (Ref. 1).

Estas estructuras se construyen a temperatura ambiente y, antes de llenarlas, se enfrían por un procedimiento cuidadosamente controlado hasta alcanzar la temperatura deseada. Una vez enfriadas, permanecen a esta temperatura toda su vida operativa y solamente en circunstancias excepcionales vuelven a calentarse hasta la temperatura ambiente.

El hormigón y el acero se dilatan de forma parecida a temperatura ambiente, lo que asegura una buena compatibilidad térmica en condiciones normales. A bajas temperaturas el hormigón y el acero ya no se deforman por igual, (Referencias 1, 2 y 3), y pueden aparecer tensiones internas por esta causa. Además, también es sabido que la fatiga térmica, producida por enfriamientos y recalentamientos, merma la capacidad resistente del hormigón (véase, por ejemplo, las referencias citadas 1, 2 y 3).

Todo este comportamiento debe tenerse en cuenta cuando se vayan a proyectar estructuras que deberán enfriarse y resulta evidente que para poder abordar este tipo de análisis son imprescindibles resultados experimentales que describan el comportamiento térmico del hormigón y del acero, así como su interacción en estructuras de hormigón pretensado. Los datos experimentales existentes en la bibliografía son escasos y contradictorios. Por otra parte, los resultados relativos al hormigón corresponden a probetas descargadas mientras que el hormigón de este tipo de estructuras estará siempre con un estado de tensiones de compresión durante el enfriamiento, debido a solicitaciones de peso propio y pretensado.

El estudio del comportamiento de estructuras de hormigón pretensado durante ciclos térmicos ha dado origen a un programa de investigación que, financiado por AUXINI, S.A. y DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A., se ha desarrollado en el Departamento de Física y Física de Materiales de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Madrid (4) (5).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

El programa experimental realizado comprende tres tipos de ensayos:

a) Ensayos de dilatometría sin carga de probetas de hormigón saturado. Estos ensayos permiten conocer la evolución de las deformaciones térmicas de este tipo de probetas durante ciclos térmicos. Estos resultados constituyen una referencia de comparación con los resultados correspondientes a probetas con carga.

b) Ensayos de dilatometría con carga de probetas saturadas. Estos ensayos permiten conocer la evolución de las deformaciones térmicas del hormigón con carga durante ciclos térmicos y representan, más realmente, el estado del hormigón correspondiente a este tipo de estructuras. El estudio ha sido realizado con probetas saturadas ya que para este contenido de humedad es para el que se producen mayores deformaciones térmicas.

c) Ensayos de dilatometría de elementos estructurales de hormigón pretensado curados en balsa. Estos resultados permiten conocer la evolución de las deformaciones térmicas del hormigón y de la fuerza de pretensado durante ciclos térmicos. Estos ensayos han permitido estudiar la posibilidad de predecir el comportamiento del hormigón pretensado a partir de los ensayos de probetas con carga.

Posteriormente, en este Departamento se ha desarrollado un modelo (6), que partiendo de los resultados experimentales obtenidos, permite predecir el comportamiento de estructuras pretensadas durante ciclos térmicos.

En este trabajo, se presentan brevemente algunos de los resultados experimentales obtenidos, utilizados para el desarrollo del modelo teórico, y los resultados teóricos que resultan de la aplicación del modelo propuesto.

MATERIALES Y PROBETAS

Los resultados experimentales que se presentan (4,5) corresponden a un hormigón cuya dosificación en peso se indica en la Tabla 1 y cuyas características mecánicas se resumen en la Tabla 2.

TABLA 1

Dosificación del hormigón en peso

Cemento	Arido grueso (mm) 20-5	Arido grueso (mm) 5-1,25	Arido fino (mm) 1,25	Agua
1	1,38	1,15	2,07	0,45

TABLA 2

Propiedades mecánicas del hormigón

Aire (%)	Asentamiento (cm)	Resistencia a los 28 días Compresión (MPa)	Resistencia a los 28 días Tracción (MPa)	Módulo tangente (MPa)
2,48	8,3	38,8	3,0	26.600

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Para la medida de las deformaciones térmicas del hormigón con y sin carga, se han utilizado probetas cilíndricas de 15 cm de altura y 7.5 cm de diámetro. El curado de las probetas se ha realizado en balsa hasta el momento del ensayo.

Para la medida de las deformaciones térmicas del hormigón pretensado se han utilizado elementos estructurales prismáticos de 25 x 25 x 150 cm. En la figura 1 se muestra las características de la armadura longitudinal, pasiva y activa, así como de la armadura transversal. Las condiciones de curado de los elementos estructurales fueron las mismas adoptadas para las probetas cilíndricas.

Para evitar la pérdida de humedad durante el ensayo, las probetas y elementos estructurales fueron sellados con una fina capa de resina epoxi inmediatamente antes del ensayo.

EQUIPOS EXPERIMENTALES

El enfriamiento, tanto de las probetas como de los elementos estructurales, se realizó utilizando una cámara ambiental modular, adecuadamente acondicionada en cada ensayo. Los ciclos térmicos se ejecutaron automáticamente, en un rango de ± 200°C, utilizando un ordenador digital y una unidad de control de caudal del fluido refrigerante. Como fluido refrigerante se ha utilizado nitrógeno líquido.

La velocidad de enfriamiento-calentamiento adoptada fue de 0,35°C/min. Esta velocidad resulta lo suficientemente lenta como para evitar grandes gradientes térmicos en la probeta. En el caso de las probetas cilíndricas la diferencia máxima de temperatura entre el interior y la superficie fue de 2°C. Para los elementos estructurales esta diferencia nunca fue superior a 15°C valor que resulta del mismo orden de magnitud que los recomendados durante el proceso de enfriamiento de tanques de hormigón pretensado para almacenamiento de GNL.

Durante todo el ensayo se controló la temperatura de las probetas y elementos estructurales utilizando termopares tipo J de hierro-constatan.

Para las probetas cilíndricas la temperatura fue medida utilizando dos termopares situados en la superficie. Asimismo para cada ensayo se instrumentó una probeta testigo, con un termopar en el centro de la probeta y otro en la superficie, con objeto de controlar el perfil de temperaturas existente.

En los elementos estructurales se han utilizado 32 termopares situados en tres secciones tal como se muestra en la figura 1. En este caso se ha controlado la temperatura interior y superficial del elemento de hormigón y la temperatura del tendón de pretensado.

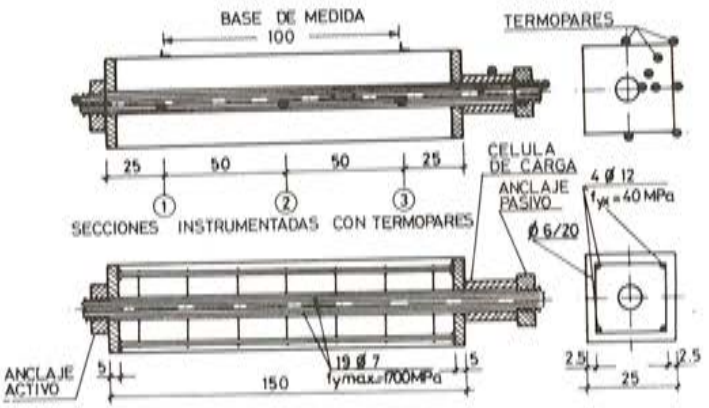


Figura 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Las deformaciones térmicas se midieron utilizando dilatómetros de sílice vitrificada. En las probetas cilíndricas se midió el desplazamiehto relativo de las caras opuestas. Este desplazamiento era transmitido a un extensómetro fuera de la cámara ambiental. La precisión de los extensómetros utilizados es de 0,003 mm.

Para los elementos estructurales se utilizaron extensómetros similares con una base de medida de 100 cm. En este caso, en cada elemento estructural se dispusieron dos extensómetros en las caras opuestas.

En los ensayos de dilatometría de probetas cargadas, estas fueron sometidas a una carga de 15 MPa utilizando gatos hidraúlicos. Las probetas se ponían en carga a temperatura ambiente y se esperaba para comenzar el enfriamiento hasta que las variaciones de deformación resultaban despreciables. De esta forma, se ha intentado evitar que las deformaciones medidas pudieran ser enmascaradas por otros fenómenos como el de la fluencia del hormigón.

En el caso de los elementos estructurales, el tendón se pretensaba también a temperatura ambiente con una carga inicial de 700 kN. Este pequeño valor de carga utilizado es debido a que, como en el caso anterior, se han querido evitar variaciones de tensión debida a pérdidas diferidas imputables al acero por relajación y al hormigón por fluencia y retracción. Durante todo el ensayo la variación de la fuerza del tendón fue medida con una célula de carga.

RESULTADOS EXPERIMENTALES

En la figura 2 se muestra la evolución de las deformaciones térmicas de probetas saturadas sin carga, (4,5), durante 2 ciclos térmicos. Estos resultados corresponden a valores medios de cuatro probetas. Este comportamiento coincide con los resultados obtenidos por Rostasy y sus colaboradores (2,3). Para probetas saturadas pueden distinguirse tres zonas perfectamente diferenciadas:

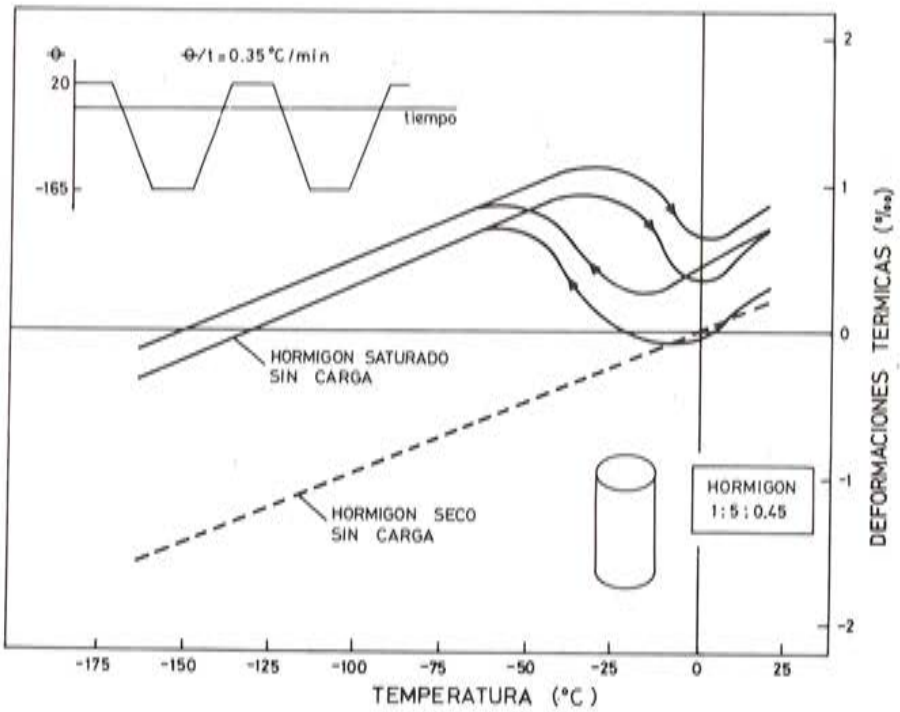


Figura 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

a) Entre + 20 y − 15°C, aproximadamente, se observa una contracción más o menos lineal.

b) Entre −20 y −60°C, aproximadamente, se produce una expansión. El comportamiento de esta zona de transición es debido a un proceso combinado, por un lado se produce un aumento de volumen debido a la formación de hielo mientras que, por otro lado el hormigón sigue contrayendose. Este fenómeno depende de forma fundamental del contenido de humedad de las probetas.

c) Por debajo de los −60°C el hormigón se contrae de forma sensiblemente lineal.

Las tres zonas descritas se observan asimismo en el proceso de calentamiento. En este caso la expansión supera el valor alcanzado durante el proceso de enfriamiento y se observa al final del ciclo una deformación irreversible de expansión, posiblemente debida a un efecto de dañado producido en la zona de transición.

En el segundo ciclo, el comportamiento es cualitativamente semejante al observado durante el primer ciclo. Los valores de expansión son similares a los obtenidos en el primer ciclo aunque la deformación irreversible resulta ligeramente menor.

En la figura 3 se muestra la evolución de las deformaciones térmicas de probetas saturadas con carga (4,5) durante dos ciclos térmicos. Estos resultados corresponden a valores medios de cuatro probetas. La carga de compresión aplicada fue de 15 MPa, que constituye un valor de tensión semejante al que existe en el hormigón de un tanque de hormigón pretensado para GNL durante el enfriamiento, debido a las cargas de peso propio y pretensado.

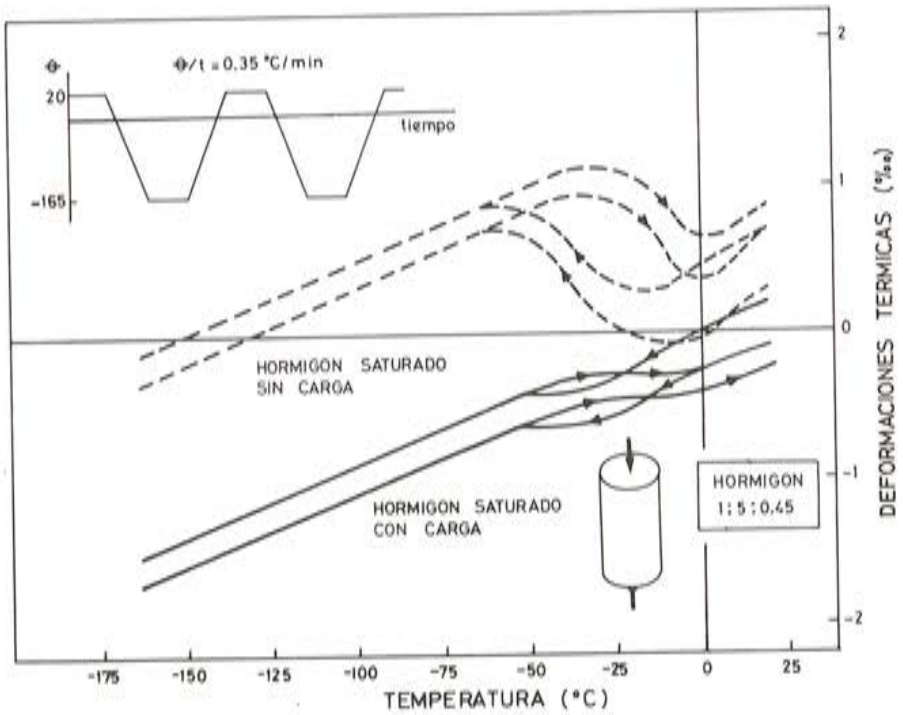


Figura 3.

Tal como puede verse, el comportamiento de las probetas saturadas con carga es completamente diferente al de las probetas saturadas sin carga:

En primer lugar, la deformación irreversible al final de los ciclos térmicos es de contracción. Este fenómeno es coherente con la hipótesis de la existencia de un proceso de dañado en la zona de transición. Debido a las presiones que se generan durante el proceso de conge-

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

lación, se produce una microfisuración en el hormigón y por lo tanto una disminución de la rigidez global de la probeta que da lugar, al final del ciclo térmico, a una mayor deformación debida a la carga de compresión existente en la probeta.

En segundo lugar, tampoco se observa en la zona de transición la fuerte expansión detectada en las probetas sin carga. Este fenómeno puede ser explicado de forma cualitativa aceptando que durante el proceso de congelación la microfisuración del hormigón se produce de forma anisotropica. Inicialmente, la propagación de microfisuras orientadas transversalmente al eje de carga es coartada por la existencia de la carga mientras que las microfisuras paralelas al eje de carga pueden propagarse libremente. Este fenómeno produce una pérdida de rigidez global de la probeta que puede justificar, debido a la presencia de una carga externa constante, el aumento de velocidad de contracción que se observa en la primera parte de la zona de transición. A medida que la congelación se produce aumentan las presiones internas y cuando estas alcanzan un valor suficiente para compensar el efecto de la carga externa comienza un efecto de expansión como el que muestra el registro. Esta explicación simplificada acepta que el fenómeno dominante en la zona de transición es el de microfisuración anisótropa que debe ser comprobado en futuras investigaciones.

En la figura 4 se muestra la evolución de las deformaciones térmicas del elemento de hormigón pretensado saturado durante un ciclo térmico (5). Estos resultados corresponden a valores medios de dos ensayos. En la misma figura se muestran los resultados de las probetas saturadas con carga con objeto de llamar la atención sobre su semejanza.

Finalmente en la figura 5 (5) se muestra la evolución de la fuerza de pretensado con la temperatura.

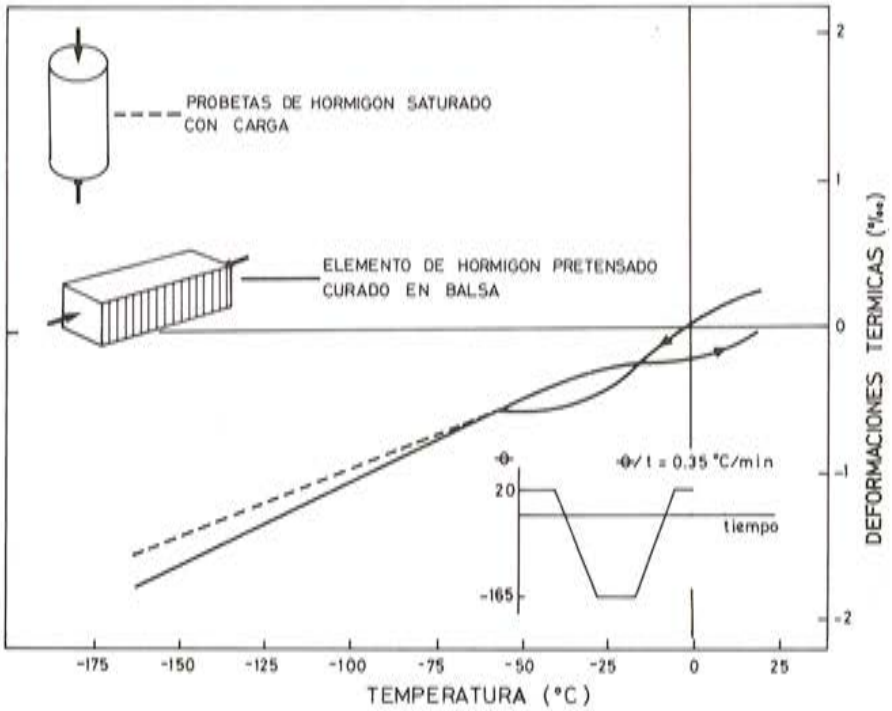


Figura 4

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

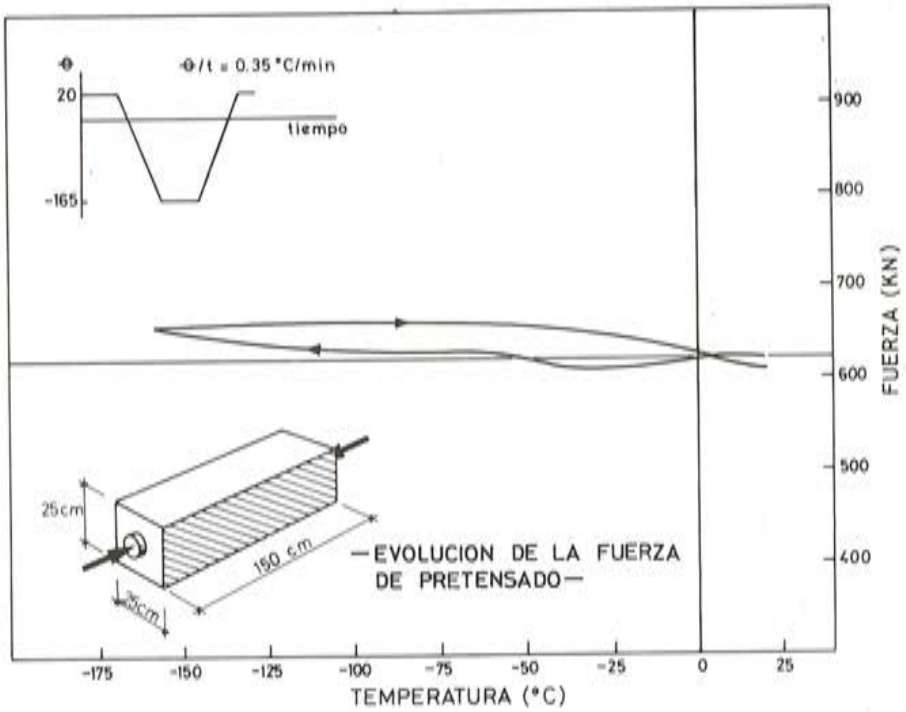


Figura 5.

DISCUSION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y PREDICCIONES TEORICAS

El comportamiento dilatométrico del hormigón saturado depende de forma fundamental de la historia de tensiones y de temperaturas, como ya se expuso en la referencia (4). En el estado actual no existe ningún modelo que permita representar adecuadamente el comportamiento del hormigón saturado, teniendo en cuenta los procesos físicos que se producen durante los ciclos térmicos (microfisuración anisótropa, cambios de fase, etc.).

De cualquier forma, para elementos estructurales de hormigón pretensado de pequeña cuantía de armadura (como el caso del elemento estructural utilizado en los ensayos) es posible, adoptando algunas simplificaciones relativas a la dependencia de las deformaciones térmicas del hormigón respecto de la historia de carga, realizar predicciones teóricas (6) de precisión adecuada a partir de los resultados de deformaciones térmicas obtenidos con probetas con carga. Las predicciones teóricas obtenidas a partir de los resultados de probetas sin carga resultan completamente insatisfactorias.

En la figura 6 se muestra la evolución de las deformaciones térmicas experimentales del elemento de hormigón pretensado y los valores obtenidos utilizando los resultados de probetas con y sin carga. En la figura 7 se muestra la misma comparación para la variación de la fuerza de pretensado. Los valores teóricos que se presentan han sido obtenidos con los modelos que se exponen en la referencia (6).

Tal como puede verse, los valores correspondientes a las predicciones realizadas a partir de los resultados obtenidos en ensayos de dilatometría sin carga se alejan enormemente de los resultados experimentales medidos. Por el contrario, las predicciones obtenidas a partir de los resultados de ensayos de dilatometría con carga resultan muy satisfactorios. Estos resultados permiten indicar, por un lado, la validez del modelo propuesto (6) para pequeñas cuantías y, por otro, que los ensayos de dilatometría con carga de probetas de pequeño tamaño resultan indispensables para predecir el comportamiento de estructuras de hormigón pretensado durante ciclos térmicos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

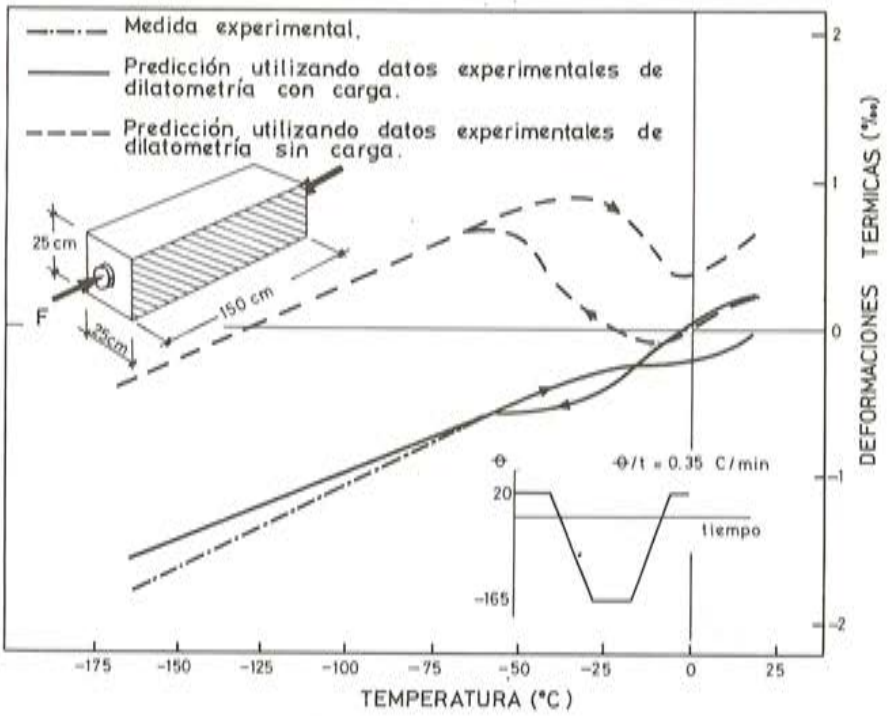


Fig. 6.

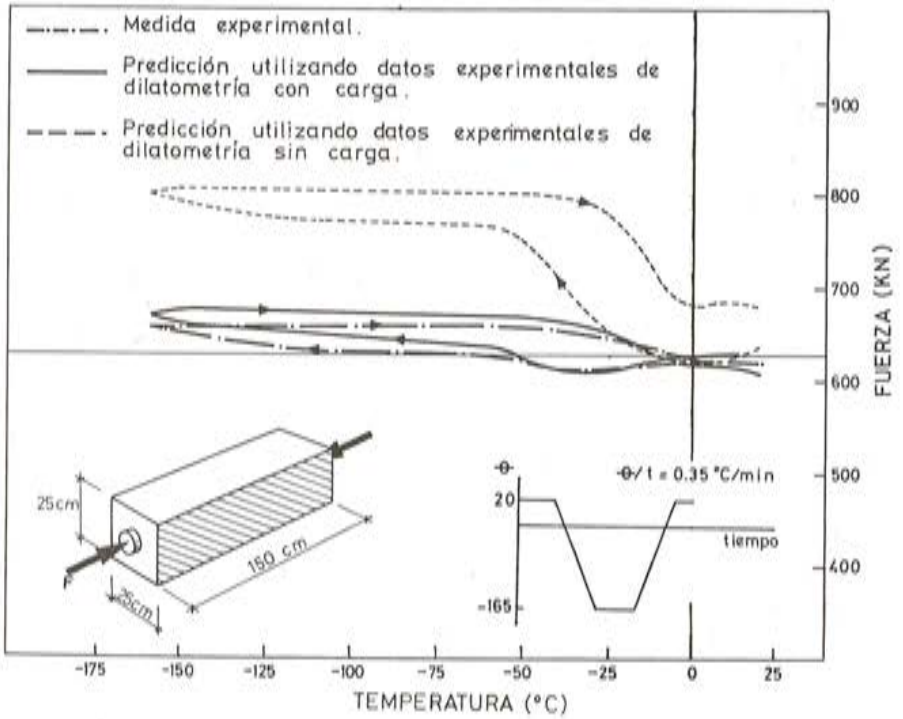


Fig. 7.

CONCLUSIONES

1. El hormigón saturado sin carga exhibe un comportamiento complejo, en cuanto a deformaciones térmicas. Presenta un fenómeno de expansión durante el enfriamiento, entre −20 y −60°C aproximadamente, y deformaciones irreversibles de expansión después del calentamiento hasta temperatura ambiente.

2. El comportamiento del hormigón saturado bajo carga sometido a ciclos térmicos es completamente diferente al del hormigón sin carga. La expansión, en la zona de transición, prácticamente desaparece mientras que la deformación irreversible después del calentamiento resulta de contracción.

3. Los resultados experimentales mostrados ponen de manifiesto que el comportamiento del hormigón saturado depende de forma fundamental de la historia de tensiones y de temperaturas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

4. Para elementos de hormigón pretensado, con pequeñas cuantías de armadura, resulta posible, utilizando el modelo descrito en la referencia (6), precedir su comportamiento a partir de resultados experimentales de dilatometría de probetas comprimidas.

BIBLIOGRAFIA

(1) M. Elices, F.S. Rostasy, M.W. Faas y G. Wiedemann. "Cryogenic Behaviour of materials for prestressed concrete". FIP State of the art report. Wexham Springs. Slough. U.K. (1978).

(2) F.S. Rostasy, U. Shneider y G. Wiedemann. "Behaviour of mortar and concrete at extremely low temperatures". Cement and Concrete Research 9:365 (1979).

(3) F.S. Rostasy y G. Wiedemann. "Strengh, deformation and therman stain of concrete at cryogenic conditions". First Int. Conf. on Cryogenic Concrete. The Concrete Society (1981).

(4) J. Planas, H. Corres, M. Elices y R. Chueca "Therman deformation of loaded concrete during thermal cycles from 20°C to −165°C". Cement and Concrete Research. Vol. 14 (1984).

(5) J. Planas, H. Corres, R. Chueca, M. Elices y V. Sánchez-Gálvez. "Influence of load on thermal deformation of concrete during cooling down". Second International Conference on Cryogenic Concrete. Amsterdam. Octubre 1983.

(6) J. Planas, H. Corres y M. Elices. "Prestressed concrete behaviour during one thermal cycle from 20°C to −165°C" (Presentado para publicar).

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

Manual H.P. 6-83 de la A.T.E.P.

Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación viene publicando con las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las construcciones pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio, se ha editado ahora el H.P. 6-83 en el que, bajo el título "Recomendaciones para la conservación de obras pretensadas", se recogen las directrices que deben seguirse para mantener en buen estado las estructuras pretensadas, salvando así las lagunas hasta ahora existentes en la normativa oficial en relación con este problema tan de actualidad y que tanto preocupa en todos los países.

Por otra parte, se ha estimado también interesante incluir en este Manual las oportunas recomendaciones para la mejor aplicación de la técnica del pretensado en la realización de reparaciones y refuerzos de estructuras.

Debe subrayarse que, en realidad, el título de esta publicación resulta algo restrictivo, puesto que los principios sobre conservación que en ella se establecen para las obras pretensadas son de aplicación mucho más amplia; casi podría asegurarse que son de aplicación general a todo tipo de construcciones.

Si está Vd. interesado en adquirir esta nueva publicación de la ATEP le ruego que, a la mayor brevedad posible, devuelva cumplimentada la hoja de pedido que a continuación se incluye a: ATEP, Apartado 19002 - 28080-MADRID.

Como siempre, las peticiones serán atendidas por riguroso orden de recepción.

HOJA DE PEDIDO

D. . . . . .
con domicilio en: . . . . . .
desea recibir:

☐ Ejemplares del Manual H.P. 6-83 "Recomendaciones para la conservación de obras pretensadas", de la ATEP, de 110 páginas, con numerosas fotografías, figuras y tablas, al precio especial de 400,– ptas. cada ejemplar (5,– dólares USA para el extranjero).

A tal efecto, se adjunta: (1)

– Cheque o talón bancario, extendido a nombre de la Asociación Técnica Española del Pretensado.

– Copia de la correspondiente orden de transferencia efectuada a la cuenta abierta, a nombre de la ATEP, en la Sucursal de Potosí, calle Bolivia 11, 28016 Madrid, del Banco Español de Crédito, con el nº 1560/271.

por la cantidad de . . . . . ., importe total correspondiente a los ejemplares solicitados.

. . . . . de . . . . . de 1985

---

(1) Táchese lo que no proceda.
NOTA IMPORTANTE
Por favor, indique en el recuadro el número de ejemplares que desea recibir.

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025

asociación técnica
española del pretensado

n.º 154

Documento descargado de www.e-ache.com el 17/11/2025