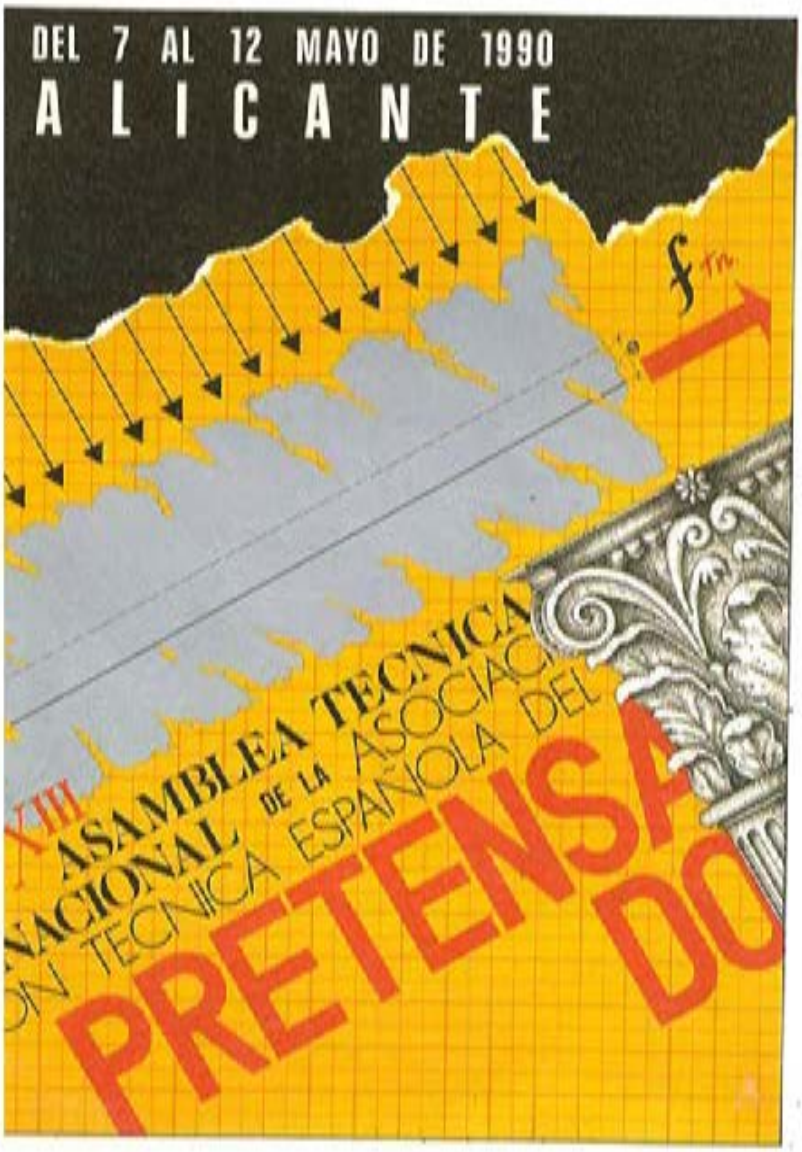
hormigón y ACERO



nº 177

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

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA (C.S.I.C.)
APARTADO 19.002 - 28080 MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA
DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

COMITE DE REDACCION

Director:
PIÑEIRO, Rafael

Vocales:
BARREDO, Carlos
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
ROMERO, Rafael
SANCHEZ-GALVEZ, Vicente

Censores:
ALCALA, Juan Luis
CUVILLO, Ramón del
ELICES, Manuel
GONZALEZ VALLE, Enrique
MANTEROLA, Javier
MORAN, Francisco
MORENO TORRES, Juan
MURCIA, Juan
POZO VINDEL, Florencio J. del
SIEGRIST, Carlos

hormigón y acero

n.177

4.º trimestre 1990

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	6.000,– ptas.	45,– dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	15.000,– ptas.	100,– dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	30.000,– 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 · 28080 MADRID · ☎ 302 04 40

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

hormigón y acero n.177

indice

Págs.

457-8-154 **Influencia de las armaduras de pequeños diámetros, en la resistencia a compresión de testigos de hormigón** ..... 9 - 12
Influence des armatures avec de petits diamètres dans la resistance à la compression des éprouvettes en béton.
Influence of small-diameter bars of reinforcement on the compresive strength of concrete test specimens.
J. Calfarena.

XIII° Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. Comunicaciones presentadas al tema 1º: "Investigaciones y estudios"

457-0-155 **Estudio del comportamiento en servicio de puentes pretensados de hormigón y estructura mixta** ..... 13 - 25
Etude sûr le comportement en service des ponts précontraints en béton et structure mixte acier-béton.
Behavior of concrete and composite prestressed bridges under serviceability limit states.
J.F. Millanes.

457-0-156 **Análisis experimental de la seguridad global en piezas de hormigón armado sometidas a solicitaciones de flexión simple** ..... 37 - 59
Analyse expérimentale de la securité globale dans les pièces en béton armé soumises a des flexions simples.
Experimental analysis of the global safety in reinforced concrete members submited to simple bending.
I. Sirvent y M.J. de la Cruz.

457-0-157 **Comportamiento estructural de forjados reticulares, según los métodos de análisis del "emparrillado", de los "pórticos virtuales" y "directo"** ..... 61 - 74
Comportement structural de planchers réticulés suivant les méthodes de analyses du "grillage", des "portiques virtuelles" et "direct".
Structural comportment of two-way slabs according to the methods of "the grillage", "the equivalent frame" and "the direct design".
L. Villegas.

457-0-158 **Factores que influyen en la estimación de la profundidad de fisuras en elementos de hormigón, mediante transmisión ultrasónica indirecta** ..... 75 - 85
Facteurs qu'influencent l'estimation de la profondeur de fissures superficielles dans éléments de béton au moyen de la technique de l'auscultation ultrasonique le long de la surface.
Factors which influence in the estimation of crack deepness in concrete specimens by means of ultrasonic indirect transmissions.
L. Agulló; A. Aguado y S. Zulosga.

457-3-22 **Leyes de esfuerzos para el dimensionamiento de forjados hiperestáticos de hormigón pretensado. Análisis experimental hasta rotura** ..... 87 - 109
Lois de moments fléchissants pour le project de planchers avec poutrelles en béton précontraint. Analyse experimental jusqu'au rupture.
Design bending moment laws of statically undetermined slabs with prestressed joists. Experimental analysis up to failure.
J. Calavera; H. Corres; J.A. Fernández Gómez y F.J. León González.

457-8-155 **Medida de la velocidad de corrosión de armaduras en estructuras de hormigón: Desarrollo y evaluación de un corrosímetro portátil (LG-ECR) adaptable a distintas técnicas electroquímicas** ..... 111 - 120
Mesure de la vitesse de corrosion dans les structures en béton armé: développement et évaluation d'un corrosimetre portatif (LG-ECR) adapté a différents techniques électrochimiques).
Corrosion rate measurement in reinforced concrete structures: Development and evaluation of a portable corrosion-meter (LG-ECR) for several electrochemical techniques.
V. Ausin; F. Jiménez Padilla; J.A. Bofaño; S. Feliú; J.A. González; M.C. Andrade e I. Rodriguez Maribona.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Págs.

457-8-156 **Pérdidas diferidas en elementos de hormigón pretensado. Resultados experimentales** ..... 121 - 124
Pertes différées en éléments de béton précontraint. Résultats expérimentaux.
Time dependent presstress losses. Experimental results.
J. Romo y H. Corres.

591-3-13 **Protección catódica de tuberías de hormigón pretensado, de grandes diámetros** ..... 125 - 139
Protection cathodique des tuyaux de béton précontraint de grand diamètre.
Cathodic protection of prestresse-concrete water pipelines, of great diameter.
J.L. Fominaya.

Comunicaciones presentadas al tema 2º: "El pretensado en edificación"

591-5-25 **Investigación teórica y experimental sobre el comportamiento de losas postensadas con tendones no adherentes para edificación. Planteamiento, objetivos, descripción de los ensayos y análisis estructural previo** ..... 131 - 141
Recherche théorique et expérimentale sur le comportement des planchers précontraints avec des armatures non adherentes. Objectifs, description des essais et analyse structurale.
Theoretical and experimental investigation on the behaviour of post-tensioned flat slabs with unbonded tendons. Objectives, description of tests and previous structural analysis.
A.R. Marí; J. Murcia; P. Roca; A. Vives y J.C. Adell.

591-5-26 **La construcción de losas postensadas con cables no adherentes** ..... 143 - 146
La construction de dalles postcontraints avec torons graissés.
The construction of postensioned slabs with unbonded tendons.
J.A. Esteban y J. Osorio.

591-8-31 **Aplicación de los hormigones de altas prestaciones, a los componentes pretensados para la edificación** ..... 147 - 151
Aplication des bétons hautes performances aux composants précontraints de bâtiments.
Application of high performances concretes to prestressed components for buildings.
F. Cabrera; M. Casaponsa; G. Chardín y J.L. Belauzun.

591-8-32 **Innovación en la construcción de aparcamientos subterráneos, gracias al pretensado** ..... 153 - 158
Innovation dans la construction de parcs de stationnement souterrains grace a la précontrainte.
Post-tensioning procures innovative construction technique of underground car parks.
C. de la Fuente.

Portada: Reproducción del Cartel anunciador de la XIII[a] Asamblea Técnica Nacional, que obtuvo el primer premio en el Concurso al efecto celebrado.

Autor: *José Luis Jara Leal.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

SONDEOS, ENSAYOS E INFORMES GEOTECNICOS

CONTROL DE PROYECTO

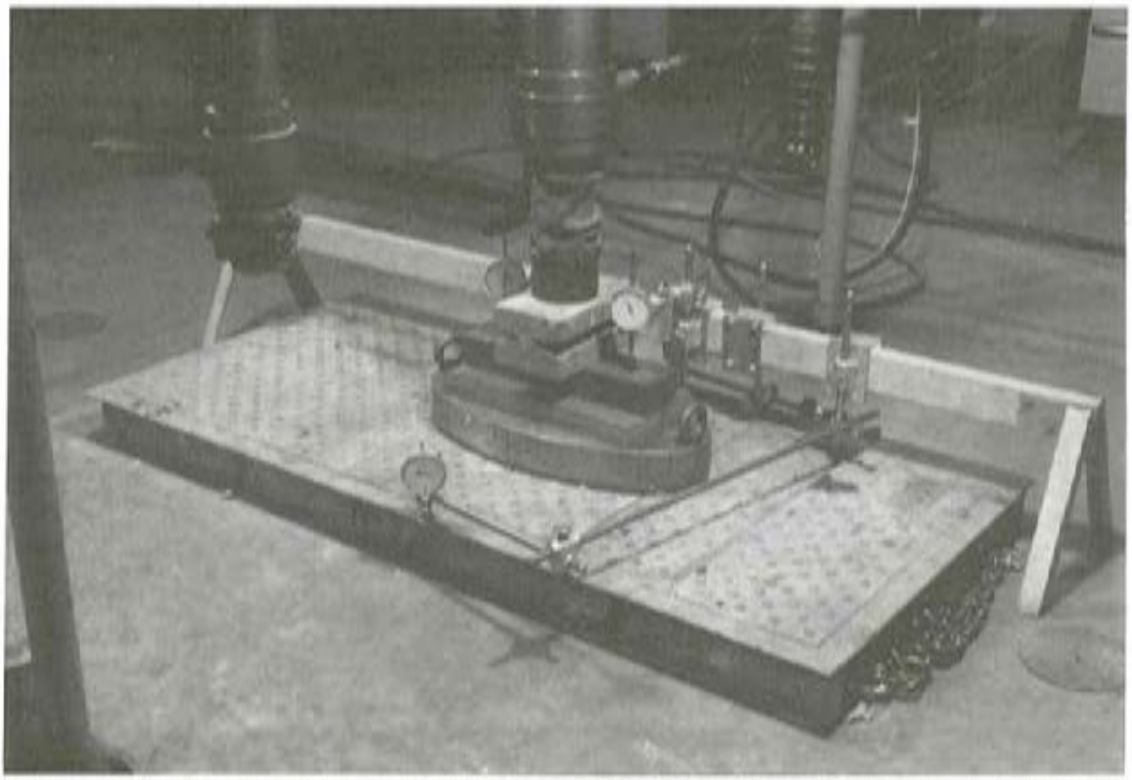
INFORMES DE PATOLOGIA Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PUBLICAS
EDIFICACION
INSTALACIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

GARANTIA DE CALIDAD

CONTROL DE OBRA



ENSAYO DE TAPAS DE ARQUETA DE UN HANGAR DE IBERIA, FRENTE A LA SIMULACION DE CARGA DE LA RUEDA DE UN JUMBO.

MADRID: Oficina: Monte Esquinza, 30-4.º-D. Teléfs.: (91) 410 51 58 - 62 - 66. Télex: 49987 INTEM E - Fax: 410 25 80 - 28010 MADRID
MADRID: Laboratorio: Carretera de Loeches, 7 - Teléfs.: (91) 675 31 00 - 04 - 08 - Fax: 677 41 45 - 28850 TORREJON DE ARDOZ (Madrid)
BARCELONA: Oficina y Laboratorio: Avda. de la Riera, 10, Nave 2, Pol. Ind. Tres Santos - Teléf.: (93) 372 83 00 - Fax: 473 03 09
08960 SANT JUST DESVERN (Barcelona)

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

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

AEPO, S.A.– Estudios y Proyectos.– Madrid
ALBISA, S.A.—Algeciras (Cádiz).
ASOCIACIO ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
ASOCIACION DE LABORATORIOS HOMOLOGADOS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA.—Valencia.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.—Oviedo.
CEYD TECNICA, S.A.– Oviedo
C.I.C., S.A.– Consultor de Ingeniería Civil, S.A.– Barcelona
CIISA "CONSLTING E INGENIERIA INT. S.A.".—La Coruña.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.—La Coruña.
Ensayos.—Murcia.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.– Tarragona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ASTURIAS.– Oviedo.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.– Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE VALENCIA.– Valencia.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.– Bilbao.
CONTROLEX.—Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.—Escuela Técnica Superior de Arquitectura.—Sevilla.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DITECO, S.L.– Valencia .
E.E.P., S.A.– Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.– Sant Fruitos de Bages (Barcelona)
ENAGA, S.A.– Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.– Alicante.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.– Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA. Biblioteca.—San Sebastián.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS. Biblioteca.—Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES. Departamento de Teoría de Estructuras. Universidad de Zaragoza.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.—Castro de Elviña (La Coruña).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.—León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
ESTRUCTURAS Y ENCOFRADOS RETICULADOS, S.A.—Alicante.
EUROESTUDIOS, S.A.– Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.– Madrid.
FORJADOS DOL.– Esquivias (Toledo).
FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.– Barcelona.
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.—Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
GIRALDEZ OCAÑA CONTROL, S.L., G.O.C.S.L.–Vigo (Pontevedra)
HORMADISA, S.L.—Puentecesures - Cordeiro (Pontevedra).
IDEAM, S.A.—Madrid.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A.– Centro de Documentación.– Madrid.
INGENIERIA FLORS, S.A.– Grao de Castellón.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.—Madrid.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO (IRYDA).—Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigueiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.– Consejería de Fomento.– Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.– Dirección General de Carreteras, Servicio de Gestión.– Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.– Servicio de Obras Públicas.– Avila
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Santa Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE LA EDIFICACION.—Consejería de Obras Públicas.—Las Palmas de Gran Canaria.
LABORATORIO GEOCISA, Biblioteca.—Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.– Madrid.
LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.– El Palmar (Murcia).
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
METALURGICA GALAICA, S.A.—Narón (La Coruña).
MINISTERIO DE DEFENSA, DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA.– Madrid.
MINISTERIO DE DEFENSA, DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.– Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO, DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, DEMARCACION CASTILLA-LEON.– Valladolid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO, DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO.—DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA, SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO, SUBDIRECCION GENERAL DE INFORMES ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.—Madrid.
POSTENSA, S.A.—Bilbao.
PRAINSA.—Barcelona.
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).—Zaragoza.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).—Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).—Valladolid.
RODIO, CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.—Madrid.
RUBIERA, S.A.—León.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.—Gerona.
SESTRA, S.A.L.—Andoain (Guipúzcoa).
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.—Barcelona.
SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
TECHOS ESPECIALES PREFABRICADOS, S.A. (TEPSA).—Tarrasa (Barcelona).
TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, S.A.—Madrid.
TERRATEST, S.A.– Madrid.
TEXSA, S.A.– Barcelona.
TIGNUS, S.A.– Valencia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).– Madrid
UNIVERSIDAD CASTILLA-LA MANCHA.– Albacete.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.– Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA, Biblioteca Universitaria.– Santander.
UNIVERSIDAD DE OVIEDO, Biblioteca Universitaria.– Oviedo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.– Valencia.
UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID. Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos.– Madrid.
VIGUETAS MUBEMI.– Torrente (Valencia).
VISANFER, S.A.– Totana (Murcia).

EXTRANJERO

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DEL DIPARTIMENTO DI ENGEGNERIA STRUCTURALE.—Politécnico d'Torino: Torino (Italia).
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 DEL PERU.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Technique.—Le Pontet (Francia).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.—Biblioteca Integrada de Economía, Ciencias e Ingeniería. Dpto. de Selección y Adquisiciones. Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA.—Biblioteca Central. Valparaíso (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. 28080 Madrid, 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 22/11/2026

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en "Hormigón y Acero"

1. CONDICIONES GENERALES

Los originales de los artículos que se desee publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría de la ATEP. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por el correspondiente Cuerpo de Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales que por cualquier causa no fueran aceptados serán devueltos al Autor.

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

Los originales se presentarán mecanografiados a doble espacio, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4. De cada artículo se enviará original y dos copias.

2.1. Título

El título, *en español, francés e inglés* deberá ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del artículo. A continuación se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen, *en español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Se presentarán delineados en tinta china negra sobre papel vegetal o sobre papel blanco, o en reproducibles de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo.

Los rótulos, símbolos y leyendas deberán ser tales que, tras su reducción a la anchura de una o dos columnas de la Revista (setenta y dos o ciento cincuenta mm, respectivamente) queden letras de tañamo no inferior a 1,5 mm y sean, en todo caso, fácilmente legibles.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta la reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Podrán presentarse en copias de papel opaco negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Se tendrán en cuenta las normas sobre tamaño de rótulos y leyendas dadas en el punto 2.3 anterior. Irán numeradas correlativamente y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las proporciones y dimensiones indicadas para las figuras. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto, y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán, preferiblemente, en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Se cuidará especialmente que todas las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Cualquier expresión que, por su complejidad, pueda dar lugar a interpretaciones equivocadas, se presentará manuscrita. Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la ℓ y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de artículos publicados en revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

Referencias de libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del libro; edición; editorial, y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del artículo original.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Influencia de las armaduras de pequeños diámetros, en la resistencia a compresión de testigos de hormigón

Jorge Caffarena
Constructor Civil, Universidad Católica de Valparaíso
Profesor de la Cátedra de Tecnología del Hormigón
Escuela de Construcción Civil - UCV
Doctor Ingeniero C.C. y P. —U.P.M.— España

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La extracción de testigos es posible realizarla en la mayoría de los casos. Sin embargo, se suelen presentar algunos inconvenientes en elementos de hormigón armado. El mayor problema tiene relación con las armaduras presentes en la zona de extracción. Con el fin de evitar dañar éstas, se suele recurrir a la ayuda de instrumentos que permiten detectar la posición de las barras, de tal forma que no se produzcan daños durante el proceso de extracción. Sin embargo, muchas veces la densidad del elemento estructural en estudio, hace que los instrumentos no sean lo suficientemente precisos como para determinar la posición exacta de las barras de acero. En estos casos, suele ocurrir que, durante la extracción, se corta algún trozo de armadura, el cual quedará incorporado en el interior del testigo de hormigón. Dependiendo de la posición de éste, es posible a veces cortar una sección del testigo de tal forma que se elimine dicho trozo de armadura. Sin embargo, en otras ocasiones y para cumplir con las condiciones de esbeltez del ensayo, esto no es posible.

Considerando que las normas autorizan la realización del ensayo en las condiciones ya descritas, creemos que, probablemente, los diámetros, posición y cantidad de trozos de armadura tienen incidencia en el resultado final a compresión. Tal afirmación se explica, si se considera que lo que se quiere determinar es la calidad de una masa de hormigón y ésta, en el momento del ensayo, debe estar lo más pura posible.

METODOLOGIA

Introducción

Para el logro del objetivo planteado, se ha elaborado una metodología que permite, en forma sistemática, estudiar la influencia de las armaduras en la resistencia a compresión de testigos de hormigón.

Los ensayos que más adelante se detallan han sido realizados siguiendo las recomendaciones de las Normas vigentes en el Laboratorio de Hormigones de la Escuela de Construcción Civil de la Universidad Católica de Valparaíso - Chile.

Con el fin de facilitar la extracción de las probetas testigo, se ha confeccionado una losa de hormigón, la cual ha sido armada con diferentes diámetros, posiciones y cantidades de acero y que permitirá, posteriormente, efectuar la extracción de éstos para su análisis. Simultáneamente, parte de la losa se ha dejado sin armar, con el fin de que constituya ésta el hormigón patrón.

El armado de las losas se ha efectuado con acero A44-28H, de uso normal en nuestro país, y se han utilizado diámetros de 8 mm liso y 8 y 10 mm estriado. Este tipo de armadura es la comúnmente utilizada en obras de edificación de mediana envergadura. El estudio del tema con diámetros mayores, forma parte de un trabajo actualmente en realización en los laboratorios de nuestra Escuela.

El hormigón utilizado es H-20, con nivel de confianza de 95%. Con el fin de evitar variaciones en la calidad del hormigón confeccionado, se ha efectuado un estricto control en el proceso de fabricación, mediante la toma de muestras de probetas de hormigón fresco.

Se ha utilizado Cemento Portland Puzolánico, proveniente de Cementos Bio-Bio, S.A.

Variables que se van a analizar

Armaduras

Para analizar la influencia de estas variables se ha considerado, por una parte, los esquemas de armado más tradicionales en las obras de edificación nacionales, y por otra, las posiciones de armadura que se presentan en forma más o menos habitual en los testigos que se extraen.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

POSICION 1:
Armadura en la zona inferior del testigo, perpendicular al plano de aplicación de la carga.

POSICION 1



POSICION 2:
Armadura superior e inferior, perpendicular al plano de aplicación de la carga.

Junto con la posición 1 descrita, constituye ésta, una de las situaciones que con mayor frecuencia ocurren en la práctica.

POSICION 2



POSICION 3:
Armadura superior e inferior, perpendicular a la carga axial, y barra inclinada 30º respecto de la horizontal.

POSICION 3



POSICION 4:
Armadura inclinada 30º respecto de la horizontal.

POSICION 4



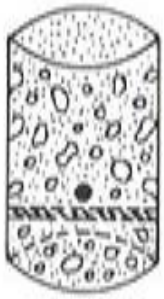
POSICION 5:
Armadura inferior en cruz, perpendicular al eje de aplicación de la carga y barra inclinada.

POSICION 5



POSICION 6:
Armadura inferior en cruz, perpendicular al plano de aplicación de la carga.

POSICION 6



POSICION 7:
Armadura en cruz, superior e inferior, perpendicular a la carga de ensayo.

POSICION 7



POSICION 8:
Armadura horizontal, con prolongación inclinada de 30º. En el cambio de inclinación lleva una barra de construcción (6 mm).

POSICION 8



Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUADRO 1

Identificación de los testigos

Posición	Diámetro	Armadura	Testigo
1	8	1	1.1
1	10e	2	1.2
1	8e	3	1.3
2	8	1	2.1
2	10e	2	2.2
2	8e	3	2.3
3	8	1	3.1
3	10e	2	3.2
4	8	1	4.1
4	10e	2	4.2
5	8	1	5.1
5	10e	2	5.2
6	8	1	6.1
6	10e	2	6.2
6	8e	3	6.3
7	8	1	7.1
7	10e	2	7.2
8	10e	2	8.2

La no inclusión de algún diámetro en las posiciones analizadas es debido a que, en la práctica, su utilización no es habitual.

DESARROLLO EXPERIMENTAL

Con el fin de alcanzar los objetivos planteados con anterioridad, se procedió a confeccionar dos losas de hormigón, de dimensiones preestablecidas que permitieran la extracción de un número determinado de testigos. El espesor de las losas de ensayo fue de 0,18 m y se utilizó en la extracción una corona diamantada de diámetro 10 centímetros.

Para la colocación de la armadura en las posiciones ya descritas, se procedió al empleo de molde "pre-perforado", el cual aseguraba además que durante la extracción no se produjeran deslizamientos ni corrimientos de las barras.

Para mantener la calidad de diseño del hormigón, se han extremado las medidas de curado, a fin de evitar la evaporación de agua de la mezcla. Por este motivo, el molde de madera se ha recubierto con polietileno, en su parte inferior y en los costados. Una vez hormigonados los elementos, éstos se han curado en condiciones de laboratorio.

Amasado

La confección del hormigón se efectuó en una amasadora de eje vertical, y el proceso de colocación se efectuó en faena continua.

Compactación

El proceso de compactación de las losas hormigonadas, se realizó con un vibrador de inmersión de laboratorio.

Curado

Luego de cumplida la etapa anterior, se comenzó el proceso de curado de las estructuras. Para esto se utilizó el método de las cubiertas protectoras.

Extracción y ensayo

Todos los testigos fueron extraídos a la edad de 14 días, plazo mínimo establecido por las Normas. Posteriormente, fueron mantenidos en cámara húmeda hasta la fecha de ensayo. Si bien es cierto que el estado de humedad previsto para el ensayo, puede no representar las condiciones de uso normal en obra, no es menos cierto que el estado saturado superficialmente en obra, garantiza una mayor homogeneidad de las probetas antes de ser sometidas al ensayo de compresión.

Las probetas, a la edad de 28 días, fueron ensayadas a compresión, obteniéndose los resultados que se señalan en el Cuadro 2.

CUADRO 2

Ensayo a compresión - Resultados

Testigo N.º	Diámetro	Resistencia característica (kg/cm²)	Recorrido relativo
Patrón	—	245	0,017
1.1	8	215	0,038
1.2	10	256	0,025
1.3	8e	224	0,035
2.1	8	232	0,031
2.2	10	249	0,025
2.3	8e	235	0,031
3.1	8	252	0,025
3.2	10	256	0,019
4.1	8	259	0,011
4.2	10	279	0,006
5.1	8	279	0,015
5.2	10	284	0,021
6.1	8	236	0,018
6.2	10	250	0,027
6.3	8e	239	0,026
7.1	8	239	0,029
7.2	10	253	0,018
8.2	10	237	0,027

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

En el Cuadro de Resultados se señala la identificación del testigo, el valor característico de la resistencia a compresión y el recorrido relativo de las probetas.

De los resultados presentados en el cuadro anterior, se puede concluir que las armaduras en el interior de un testigo, afectan al valor final de la resistencia a compresión. El recorrido es de aproximadamente un 28%, siendo el valor máximo obtenido de 284 kgs/cm², lo que representa un 16% sobre el valor patrón. El menor valor obtenido es de 215 kgs/cm², que se encuentra un 12% bajo el valor patrón.

ANALISIS DE RESULTADOS

CONCLUSIONES

—De acuerdo a lo que se ha indicado en la introducción al tema, las normas e instrucciones señalan que la influencia de barras de acero es despreciable en su efecto sobre la resistencia final del testigo. Al respecto podemos señalar, que tal afirmación es válida sólo para casos en que las armaduras estén situadas en forma horizontal y perpendiculares al plano de aplicación de la carga. Sin embargo, es necesario tener presente que, a medida que aumenta el diámetro, se produce un incremento en el valor de la resistencia.

—Un aumento de la cuantía de acero en el interior del testigo, en la posición recientemente descrita, no afectará mayormente al valor final de la resistencia a compresión.

—Ante la posibilidad de ensayar testigos con armaduras inclinadas en su interior, es necesario destacar que se pueden producir importantes aumentos en el valor de la resistencia. Estos, según se ha señalado para los diámetros estudiados, pueden alcanzar valores de hasta un 16%.

—En barras inclinadas, existe una relación directa entre el diámetro de la armadura, y el incremento de la resistencia.

—La presencia de armadura cruzada, común en obras de edificación, no tiene una incidencia relevante sobre el valor de la resistencia, por lo que su presencia puede ser tratada como la armadura horizontal.

—Es necesario recomendar que, ante la presencia de trozos de armadura en el interior del testigo, previo al ensayo, se identifique la posición de la barra, para con posterioridad determinar su diámetro y rugosidad. Esta simple precaución, puede contribuir a determinar, con mayor confiabilidad, el valor de la resistencia a compresión del testigo de hormigón.

RESUMEN

Determinar la resistencia a compresión del hormigón una vez que se ha endurecido, siempre ha sido una necesidad, y sobre todo, cuando éste ha sido afectado por sismos, incendios y sobrecargas, o bien cuando las muestras de hormigón fresco entregan resultados dudosos.

Sin embargo, y una vez decidida la extracción, no siempre se obtiene una masa de hormigón. En muchos casos se producen cortes de armaduras, los cuales se ensayan incorporados a la muestra de hormigón.

Las actuales normas señalan que, cuando en el interior del testigo se encuentran barras de acero en la misma dirección de aplicación de la carga, el ensayo no se debe efectuar. Sin embargo, en los casos en que las barras son perpendiculares al eje de carga, el ensayo es permitido. Las pocas investigaciones realizadas sobre el particular señalan que la influencia de estas barras de acero es despreciable, aunque no consideran los efectos del tipo de acero y posición en que éstas se encuentran. Los resultados obtenidos en esta investigación, permiten demostrar que trozos de armadura en el interior del testigo de hormigón, tienen una infuencia a veces importante sobre la resistencia, dependiendo principalmente de la posición en la que se encuentren.

SUMMARY

To determine the compresive strength of concrete once it has hardened, has always been a need, and specially, when concrete has been damaged by earthquakes, fire and overloads, or else, when the samples offer unclear results.

However, and once the extraction of samples is decided, not always on obtains only a mass of concrete. In many cases, fragments of reinforcement appear incorporated into the concrete sample that will be tested.

Current standards indicate, that when inside the sample there are steel bars disposed in the same application direction of the load, the test should not be carried out. Nevertheless, in cases in which the bars are perpendicular to the loading axis, the test is alloved. The fewness research work done on this topic, shows that the influence of these steel bars is negligible, although it does not considerer the effects of the type of steel and the position in which these bars are located.

The results obtained in the research that we describe in the article, permit to prove that fragments of reinforcement inside the concrete sample sometimes have a significant influence on strength, depending mainly on the position in which they are located.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA XIII
ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA A.T.E.P.
Tema 1º: "Investigaciones y estudios"

Estudio del comportamiento en servicio de puentes pretensados de hormigón y estructura mixta

J. Francisco Millanes Mato
Dr. Ingeniero de Caminos

1. INTRODUCCION

La concepción y primeras aplicaciones de la técnica del hormigón pretensado por Eugène Freyssinet, han marcado de forma particular el posterior desarrollo de la misma y su concreción en las especificaciones contenidas en las Instrucciones de los diferentes países y organismos internacionales.

El hormigón pretensado surgió como un material históricamente diferente al hormigón armado. Su criterio fundamental de diseño se basaba en no admitir tracciones en las fibras extremas del hormigón, bajo la combinación más desfavorable de cargas permanentes y sobrecargas variables.

Frente a la práctica establecida en los primeros tiempos del pretensado, los trabajos de Emperger en 1939 (ref. 1) y, principalmente, de Abeles a partir de 1945 (ref. 2 a 4) desarrollaron la idea del "hormigón parcialmente pretensado", en el cual se toleran ciertos niveles de tracción e incluso de fisuración en el hormigón, bajo la actuación de las solicitaciones pésimas de servicio en la estructura. En la práctica, las secciones así proyectadas presentan una repuesta análoga a las "totalmente pretensadas" bajo la totalidad de las cargas permanentes y una cierta fracción de las sobrecargas máximas y, solamente para elevados niveles de estas últimas, su trabajo puede asimilarse al de una sección de hormigón armado fisurada a flexo compresión.

Han sido necesarios varios años de ensayos y estudios teóricos para que el proyecto de estructuras parcialmente pretensadas fuera incluido en las especificaciones de las diferentes Instrucciones y Recomendaciones.

Hoy día puede considerarse, al menos teóricamente, que el pretensado parcial se halla universalmente admitido dentro del campo de la Ingeniería Civil. Las estructuras así proyectadas se incluyen en la llamada Clase III de la vigente Instrucción española de hormigón pretensado, con criterios análogos a los de los restantes países.

La norma suiza SIA planteaba ya en 1968 la necesidad de sustituir el control del nivel convencional de tracciones en el hormigón por el del incremento de tensión de las armaduras activa y nasiva como consecuencia de la fisuración.

No obstante, en opinión del autor de este trabajo, la práctica habitual del proyecto y análisis de estructuras pretensadas está todavía lejos de asumir en su totalidad las conclusiones, conceptos y criterios de diseño que la superación de la idea del pretensado total permite. Básicamente, se sigue calculando y proyectando tomando como referencia el nivel máximo de tracciones, o mínimo de compresiones, en el hormigón bajo las cargas máximas de servicio, que constituye el parámetro básico cuyo control o limitación pretende garantizar la adecuada respuesta en servicio de la estructura, así como su durabilidad, asociándose ambas de forma mecánica a la inclusión de la estructura en las habituales Clases I, II y III del hormigón pretensado.

Es cierto que nuestro mayor conocimiento del comportamiento de la respuesta en servicio de centenares de estructuras pretensadas ha llevado a un progresivo relajamiento del concepto de clases. El Código Modelo CEB-FIB de 1978, habla ya de tres "grupos de exigencias" con respecto a la fisuración, precisando, de forma en cierto modo ambigua, que estos grupos de exigencias no constituyen estrictamente clases de pretensado. Las Reglas BPEL francesas, no renunciando al concepto de clases, asignan la clase III como la adecuada para la gran mayoría de estructuras situadas en ambientes no agresivos. Los ingenieros proyectistas y especialistas en hormigón pretensado, consideran el nivel máximo de tracciones obtenido en sus cálculos, únicamente como una magnitud de referencia, un indicador de situación sometido a mayor o menor incertidumbre según el nivel de garantía que le ofrezcan las hipótesis asumidas sobre los parámetros mecánicos de los materiales, la estimación de las acciones y la precisión en los métodos de análisis empleados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Sólo a partir de la consideración del conjunto de estos factores podrán, racional e ingenirilmente, valorar la significación e importancia de dicho nivel máximo de tracciones y adoptar las medidas oportunas.

Sin embargo, la práctica cotidiana nos enfrenta a una situación bien distinta, no exclusiva de nuestro país por otra parte. Basten como muestra algunas referencias de ingenieros de reconocido prestigio.

"De hecho, hay que señalar que el reglamento no es suficiente por sí sólo para permitir la generalización del pretensado parcial: las circulares de aplicación, dictadas por la administración, pueden aportar tales restricciones que la utilización de este material esté prácticamente excluido". Roger Lacroix (ref. 5).

"Para los ingenieros familiarizados con el cálculo del hormigón pretensado, la limitación de las tensiones de tracción es considerada como un valor empírico. Sin embargo, la mayoría de los ingenieros de obra y los auxiliares de edificación no son partidarios de apartarse de las especificaciones de la instrucción". T.Y. Lin (ref. 6).

"Se debe abandonar la distinción entre pretensado total y pretensado parcial o limitado o entre Clase I, Clase II, etc. La experiencia práctica enseña que es mejor evitar la palabra "Clases" en los códigos". F. Leonhardt (ref. 7).

Esta práctica habitual, excesivamente centrada en el control del nivel máximo de tracciones en el hormigón, conduce arbitraria e inevitablemente al proyectista, bien a incrementar las dimensiones de la sección de hormigón, con el consiguiente aumento de los costos totales de la obra, bien a forzar el nivel de pretensado de la estructura, lo que produce una serie de efectos mucho más perjudiciales que los males que se pretendía evitar:

—aumento apreciable y menos controlado de las flechas instantáneas y diferidas, principalmente en piezas isostáticas, con los consiguientes problemas de montaje;

—aumento importante de las pérdidas de pretensado elásticas, por fluencia y relajación, lo que reduce porcentualmente la eficacia del incremento de pretensado aplicado;

—aumento de las redistribuciones diferidas en sistemas hiperestáticos construidos de forma evolutiva, inevitables en la mayoría de estructuras importantes de puentes y edificios. Reduciendo el nivel de pretensado, la estructura se halla mucho más compensada bajo cargas permanentes, disminuyendo la tendencia a la rotación de las secciones sobre la estructura cerrada y, por tanto, el nivel de redistribuciones. Conviene señalar que, dado que la evaluación precisa del nivel de redistribuciones diferidas es muy difícil de estimar con exactitud, como se verá más adelante, la reducción del nivel de pretensado conduce, paradójicamente, a obras menos expuestas al riesgo de fisuración por redistribuciones, fenómeno que se halla en el origen de multitud de desórdenes detectados en obras reales (ref. 8, 9 y 10);

—menor ductilidad de las secciones frente a las que se obtienen reduciendo el nivel de armadura activa y compensándolo con armaduras pasivas y/o acero estructural (estructuras mixtas), lo que disminuye su capacidad de rotulación elastoplástica y el grado de amortiguamiento frente a acciones sísmicas;

—aumento de la microfisuración del hormigón bajo las compresiones localizadas en las zonas de anclaje, así como de las tracciones transversales de difusión de las fuerzas localizadas del pretensado, con el consiguiente riesgo de fisuración importante si no se extrema la precaución en los complejos detalles de armado en dichas zonas;

—necesidad de efectuar, frecuentemente, diversas fases de tesado, con el consiguiente incremento de costes;

—dificultades para la ejecución y correcta puesta en obra del hormigón, como consecuencia de la enorme concentración de armadura en las zonas de anclaje. Hoy en día, existe unanimidad en considerar que la mejor protección contra la corrosión se consigue mediante un hormigón denso y compacto, con una adecuada granulometría de los morteros y un correcto recubrimiento, todo lo cual precisa de unas condiciones mínimas de facilidad de ejecución;

—en estructuras mixtas, excesivas compresiones en las almas y demás elementos metálicos adyacentes a la losa de hormigón en el momento del pretensado, con el consiguiente incremento de los costes de rigidización de los mismos.

2. OBJETO DEL PRESENTE ESTUDIO

Las consideraciones expuestas anteriormente son bien conocidas, constituyendo en cierto modo el núcleo fundamental de las polémicas y discusiones que acompañaron al desarrollo y primeras aplicaciones del pretensado parcial. En las referencias 11 y 12, correspondientes a la asamblea de la ATEP de Santander de 1984, pueden encontrarse interesantes aportaciones a este respecto.

El trabajo que presentamos pretende profundizar en el conocimiento del comportamiento en servicio de estructuras pretensadas, a través del estudio de diferentes tipologías de puentes construidos de forma evolutiva, algunos de los cuales son objeto de otras comunicaciones en esta misma Asamblea:

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

—puente pórtico de estructura mixta postesada: puente sobre el Turia en la Autovía de circunvalación de Valencia, con una luz central de 106 m, (ref. 22);
—tableros isostáticos de vigas prefabricadas pretensadas;
—tableros continuos de hormigón pretensado, híbridos de elementos prefabricados y losa superior *in situ*, con postesado exento: puente sobre el antiguo cauce del río Turia en Valencia (ref. 23).

La característica común de todas estas obras reside, por un lado, en su proceso constructivo evolutivo, en el que la estructura final surge a través de una serie de modificaciones en el esquema estático de la estructura en las diferentes fases de montaje, acompañado de sucesivas incorporaciones de nuevas secciones parciales resistentes a la sección transversal hasta llegar a su configuración definitiva. Por otro lado, todas ellas contienen unas apreciables cuantías de acero pasivo y/o estructural acompañando al hormigón y a las armaduras activas. La presencia de este acero influye de manera considerable, a través del mecanismo de redistribuciones tensionales entre materiales, en el estado tensional final de hormigón, no pudiendo en absoluto olvidarse en el caso secciones mixtas, pero alcanzando así mismo niveles muy significativos en las secciones de hormigón pretensado, fenómeno que la práctica actual frecuentemente ignora (ref. 13 y 23). Finalmente, en todas ellas existen dos o más tipos de hormigones, *in situ* y prefabricados, coexistiendo con los distintos aceros, activos, pasivos y estructurales, dentro de la misma sección transversal, lo que añade un nuevo nivel de transferencias de esfuerzos entre los distintos materiales, que afecta así mismo significativamente al estado tensional final de la sección.

Se han elegido, de forma deliberada, como objeto de nuestro estudio, unas tipologías de tableros de puente muy diferentes, sin aparente conexión entre sí. En realidad, todas ellas no son sino diferentes soluciones apropiadas en cada caso al problema que se planteaba. El uso conjunto de diferentes materiales, así como los procesos de montaje evolutivos, constituyen hoy en día una constante en el campo de la construcción de puentes, consecuencia del actual desarrollo de los métodos de cálculo, de la tecnología de materiales y de los cada vez más potentes y sofisticados medios de elevación y montaje.

Las conclusiones que se extraigan de nuestro estudio son perfectamente generalizables a la mayor parte de las restantes tipologías, puentes en voladizos sucesivos o puentes atirantados, por ejemplo, donde coexisten materiales y hormigones de diferentes edades y características mecánicas y reológicas y se producen modificaciones de vinculaciones en los esquemas estáticos de montaje.

Se ha realizado un análisis preciso de las diferentes estructuras antes mencionadas, mediante el programa DIFEV, desarrollado por el autor de esta comunicación y contrastado en el proyecto y seguimiento del montaje de importantes estructuras, tales como los puentes de Alcoy y Tortosa (ref. 14 a 17). Se ha puesto especial atención en el estudio de aquellos factores y parámetros que influyen sensiblemente en el nivel final de tensiones en el hormigón, la mayor parte de los cuales no son objeto de control con las técnicas habituales de análisis de estructuras pretensadas, ni de mención especial en las actuales Reglamentaciones.

3. NECESIDAD DE REPLANTEAR EL CONTROL EN SERVICIO DE ESTRUCTURAS PRETENSADAS

La concepción clásica y la mayoría de los tratados recurren a considerar la acción del pretensado como una fuerza externa aplicada sobre la sección de hormigón, bruta u homogeneizada con las armaduras pasivas y pretesas adherentes, si existen. La variación tensional en la armadura activa, conocida habitualmente como pérdidas de pretensado, es estimada a partir de expresiones más o menos precisas y tratadas con criterios análogos a los de la fuerza inicial de pretensado.

Este planteamiento puede considerarse aceptable para el caso de secciones transversales con débiles cuantías de acero no activo, en las que la predominancia del hormigón frente al acero de pretensar determina una correspondencia precisa, por un lado, entre los acortamientos elásticos y diferidos del hormigón y las pérdidas de tensión en las armaduras activas, que se ven en cierta manera "arrastradas" por el hormigón en sus deformaciones, y, por otra parte, entre dichas pérdidas de pretensado, y el nivel tensional en el hormigón, cuya magnitud se desea básicamente controlar.

La incertidumbre en el valor final de las pérdidas y, por tanto, del nivel de tensiones en el hormigón, reside fundamentalmente en la imposibilidad de predecir con suficiente garantía los valores del módulo de deformación E'_c y los coeficientes finales de fluencia y retracción del hormigón, así como de los coeficientes de rozamiento y relajación de las armaduras de pretensado. Para cubrir esta eventualidad, la mayor parte de las normativas establecen controles de la posible influencia sobre la estructura, de una cierta desviación de los valores de la fuerza de pretensado respecto a los previstos en el cálculo. La EP80 obliga a considerar, a todos los efectos, incrementos o disminuciones del valor final de la misma de ± 10%. El Código

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Modelo CEB-FIP de 1978, con mejor criterio a nuestro juicio, asigna directamente a las pérdidas, y no al valor final de la fuerza de pretensado, desviaciones de ± 30% respecto a las previstas por el cálculo.

Estos criterios se establecen de forma completamente general, lo que puede resultar en muchas ocasiones arbitrario ya que, por ejemplo, la EP80 penaliza de idéntica manera la incertidumbre en las pérdidas por rozamiento en cables de postesado de gran longitud, ciertamente altas, que en el caso de las vigas pretensadas en banco, donde evidentemente no existen

Su justificación se basa, principalmente, en el intento de alejar el riesgo de una excesiva fisuración, al cual las primeras estructuras pretensadas eran especialmente sensibles.

La tendencia actual, representada sólo en parte por los casos estudiados seguidamente, a combinar en la misma sección hormigones de diferentes edades, *in situ* y/o prefabricados, así como altas cuantías de armaduras pasivas y/o los aceros estructurales, principalmente en estructuras mixtas, obliga ineludiblemente a un replanteamiento del problema. En efecto, como se verá de forma exhaustiva en los siguientes apartados, en estos casos se produce un fuerte proceso de redistribuciones internas entre los diferentes materiales constitutivos de la sección, que rompe la correspondencia biunívoca entre los niveles tensionales del hormigón y armaduras activas, en que se basa el concepto de pérdidas de pretensado.

Las variaciones tensionales en las armaduras de pretensar no son sino redistribuciones de esfuerzos con los materiales circundantes, consecuencia de las diferentes propiedades tensodeformacionales, instantáneas y diferidas, de los mismos, muy sensibles no sólo a las posibles variaciones de dichas características, sino también a las cuantías mecánicas y ubicaciones relativas de los distintos materiales en la sección.

Esta nueva forma de abordar el problema, a la que el autor de este trabajo se encuentra habituado desde su formación en el campo de las estructuras mixtas, en el cual se podría integrar perfectamente el hormigón pretensado como una situación límite con clara predominancia del elemento hormigón, permite corregir tendencias erróneas, a las que una visión desde la concepción clásica del hormigón podría conducir.

En efecto, aumentando la cantidad de acero pasivo y/o estructural en la proximidad de la zona traccionada del hormigón, aumentarán de forma inevitable las redistribuciones. El acero no activo recogerá una parte de la compresión del pretensado, que será mayor a tiempo infinito a causa de la fluencia y retracción del hormigón circundante. Consecuencia de ello, el nivel de compresiones en el hormigón será menor, obligando teóricamente a un mayor nivel de pretensado. La presencia de dicho acero no activo parecería pues contraproducente.

Si se enfoca la cuestión como un problema de redistribuciones, la conclusión puede ser muy distinta. En efecto, la disminución de compresiones en el hormigón surge como consecuencia de la mayor deformabilidad instantánea y diferida de éste con respecto a la del acero que le rodea. Cuando bajo el efecto de las sobrecargas el hormigón alcance, en su fibra más tendida, el nivel máximo de tracciones permitido, se producirá el fenómeno de redistribuciones inverso, en el que el material más deformable a tracción, el hormigón, descansará y se apoyará en el más rígido, el acero. Un incremento de cuantía de este último será siempre favorable, ya que recogerá con menor deformación, y por tanto menor abertura de fisuras, el volumen de tracciones acumulado en el hormigón.

La incertidumbre inevitable en la estimación de los parámetros mecánicos del hormigón que determinan el nivel de las redistribuciones con los aceros, pasivos, activos y/o estructurales, y por tanto, el "nivel de pérdidas de pretensado", deja de ser un problema determinante, ya que la magnitud de las redistribuciones que se producen en la zona traccionada una vez superado el nivel de resistencia del hormigón es de mucha mayor entidad, resultando condicionante de la mejor o peor respuesta de la estructura bajo sobrecargas pésimas, así como del riesgo de abertura de fisuras inaceptables, lo que constituye, en cualquier caso, el objetivo fundamental de un correcto dimensionamiento.

De todo lo que antecede se deduce que el control del nivel de tracciones en el hormigón, si bien resulta muy útil para dar una idea de la situación en servicio de dichas estructuras pretensadas, presenta graves carencias que impiden basar en su estimación el estado límite de servicio de dichas estructuras:

A) Resulta muy sensible a factores de difícil evaluación precisa en fase de proyecto, tales como:

- Coeficientes finales de fluencia y retracción del hormigón, función de multitud de parámetros de difícil estimación, y, lo que es más preocupante, sobre los que existe una gran dispersión en su especificación por las diferentes normativas (ACI, Código Modelo, EP80, EH88, con diferentes niveles de exigencias entre su articulado y comentarios). A este respecto resultan interesantes los comentarios de las refs. 14 y 18.

- Módulos de deformación reales del hormi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

gón, donde la dispersión entre las distintas normas sigue siendo enorme. Parece constatado que los hormigones de resistencias elevadas, habituales en estructuras pretensadas, presentan módulos de elasticidad sensiblemente menores, hasta un 30% (ref. 15 y 19), que los valores obtenidos según la EH88 y la EP80. El CEB, si bien da una expresión más ajustada, queda así mismo lejos de los resultados experimentales, aunque reconoce en su articulado que pueden esperarse dispersiones de ± 30% sobre los valores propuestos.

● Edad de los hormigones en el momento del tesado, sobre lo que las normativas no aportan ninguna precisión. Ahora bien, hoy en día resulta habitual, tanto en prefabricación como en la mayor parte de las obras *in situ* de cierta entidad, el uso de hormigones de endurecimiento rápido que permiten tesados a edades muy tempranas, del orden de 3 a 7 días. Los datos experimentales de que se dispone, parecen indicar que estos hormigones desarrollan su módulo de elasticidad más lentamente que su resistencia, con lo que se acentúan las redistribuciones o pérdidas en el momento de la transferencia. Aspecto que rara vez se tiene en cuenta y resulta en cambio, como se verá en los ejemplos, de gran influencia en el estado tensional de la sección.

● Secuencias y tiempos reales de montaje de las estructuras construidas de forma evolutiva, incluso de las más elementales como son los puentes de vigas. Influyen sensiblemente en el tipo, magnitud e incluso signo, de las redistribuciones a nivel de sección y de estructura, y por tanto, en los niveles tensionales finales del hormigón. Cualquier intento de precisarlas en fase de proyecto es, en cualquier caso, ilusorio siendo, en cambio, raro en recálculo de la estructura una vez definido el proceso y plazos de montaje por el contratista, lo que sería mucho más lógico y parece aconsejar la conveniencia de una mayor presencia de los proyectistas en las fases de ejecución de las obras.

—B) Resulta prácticamente imposible de estimar con precisión con los métodos usuales de análisis establecidos en las normas, siendo precisos complejos programas de ordenador que tengan en cuenta las redistribuciones diferidas entre los distintos hormigones y aceros de la sección y entre las distintas partes de las estructuras hiperestáticas, en función de las secuencias, plazos reales de montaje y edades de los hormigones en los momentos de tesado. Parece cada vez más necesario que las Instrucciones establezcan diferentes niveles de exigencia en función del nivel de precisión de los análisis realizados. La situación actual no hace sino penalizar los dimensionamientos efectuados con métodos más rigurosos y precisos, con la consiguiente repercusión negativa en la economía de las obras y los niveles de diseño.

En los ejemplos estudiados a continuación, se constatan oscilaciones habituales del nivel final de tensiones en el hormigón, del orden de 15 a 30 kp/cm², como simple consecuencia de posibles modificaciones de los plazos o secuencias de montaje o, simplemente, del nivel de precisión del análisis realizado.

—C) Resulta poco consistente desde el punto de vista matemático. En efecto, el nivel de tracciones en el hormigón no es sino el resultado de la diferencia entre dos magnitudes de signo contrario:

—Nivel de tracciones en la fibra más desfavorable del hormigón bajo el efecto de la totalidad de acciones debidas a las cargas permanentes y sobrecargas pésimas. Hoy día puede considerarse que los niveles actuales de análisis permiten estimar dicha magnitud con un alto nivel de precisión:

—Nivel de compresiones en dicha fibra bajo el efecto del pretensado dimensionado, precisamente, para compensar el efecto anterior. Esta magnitud se halla en cambio muy afectada por los distintos factores ya señalados, estando inevitablemente expuesta a altos niveles de imprecisión.

La diferencia obtenida entre ambos valores, no puede considerarse nunca como un parámetro fiable sobre el que basar el diseño o dimensionamiento del nivel de pretensado de una estructura, cuando los niveles establecidos para la asignación de Clase I, II, III oscilan entre 0 y 30 Kp/cm², lo que supone un débil porcentaje de los términos de la sustración. Conviene no olvidar que el uso de hormigones de altas resistencias nos lleva inevitablemente a aumentar el nivel de tesado y, por tanto, el orden de magnitud de ambos términos, lo que aumenta lógicamente el margen de error del valor obtenido como diferencia de ambos, sin que se hayan modificado básicamente los métodos y controles de dimensionamiento.

—D) No suministra ninguna información sobre la respuesta de la sección una vez que se entra en fase fisurada, aspecto este esencial para poder garantizar de una manera fehaciente que se cumple el objetivo del control del estado límite de servicio: asegurar el correcto comportamiento de la estructura bajo las acciones características así como su durabilidad en perfecto estado de funcionamiento, eliminando los riesgos de corrosión como consecuencia de una excesiva fisuración.

—E) Resulta especialmente significativa, en secciones mixtas o de hormigón con altas cuan-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

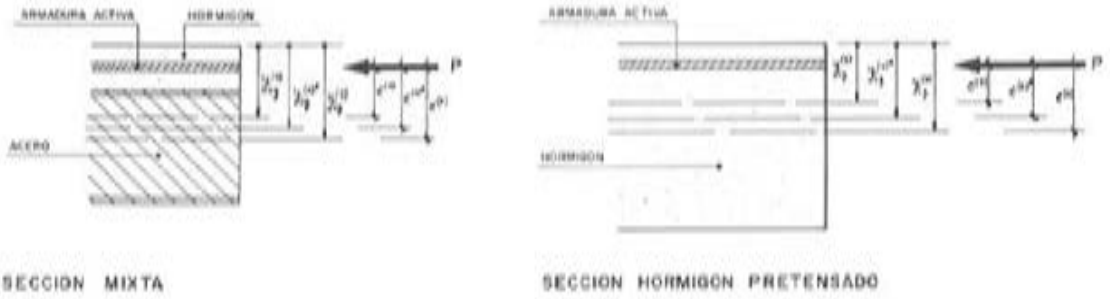


Fig. 1. Sensibilidad de la excentricidad eficaz del pretensado respecto al valor del módulo de elasticidad del hormigón.

(o).— Valores instantáneos para tesado a 28 días.
(o)*.— Valores instantáneos para tesado a edades jóvenes ($E'_{cto} < E'_{c28}$).
(1).— Valores para acciones permanentes a t_∞.
y_{eg}.— Baricentro mecánico de la sección homogeneizada.
e.— Excentricidad de la armadura activa.

tías de acero, la sensibilidad de la posición del baricentro mecánico de la sección, y por lo tanto de la excentricidad eficaz del pretensado, al valor del módulo de deformación del hormigón. Disminuciones en el valor de éste, consecuencia de tesado a edades tempranas o de la fluencia del hormigón, pueden acarrear variaciones de varios centímetros en la excentricidad de la armadura activa, aspecto que no suele ser contemplado en los análisis convencionales. Este efecto incide de manera diferente en secciones mixtas y de hormigón, tal y como se esquematiza de la figura 1.

4. ESTUDIO PUENTE PORTICO MIXTO

Se trata de un pórtico en estructura mixta, con fustes de pilas inclinados en hormigón pretensado, 106 m de luz en el vano central y 53 m en los laterales (fig. 2). La losa superior del tablero se halla postesada en la zona de flexiones negativas, en la cual se efectúa además un hormigonado interior del fondo de los cajones, que colabora con el acero inferior en la recogida de las compresiones.

La descripción detallada de la estructura y proceso constructivo es recogida con detalle en otra comunicación de esta misma Asamblea (ref. 22). Resumiremos a continuación, esquemáticamente, las diferentes fases de montaje:

1.—Hormigonado de fustes de pilas y brazos de hormigón del dintel y postesado de los mismos (t = 28 días).

2.—Montaje de la sección metálica en zona de brazos de pila y conexión con la zona hormigonada (t = 7 días).

3.—Montaje en voladizo, de forma alternativa, de dos dovelas de 12,50 m hacia el vano lateral y de dos dovelas de 9,50 m hacia el vano central, cada una de sus fases descompuesta en las siguientes etapas:

3.1.—Montaje dovela metálica y conexión con la zona ya montada (t = 7 días).

3.2.—Hormigonado del fondo del cajón de la dovela recién montada (t = 7 días).

3.3.—Hormigonado de la losa superior de la dovela y postesado con cables rectos superiores, una vez endurecido el hormigón (t = 15 días).

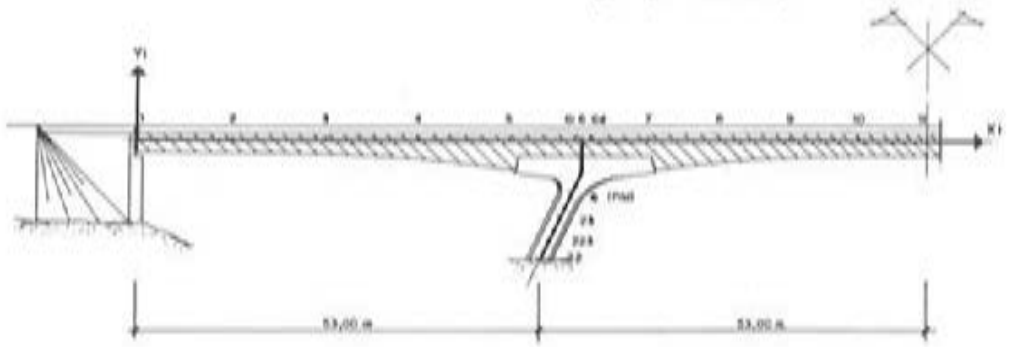


Fig. 2. Puente Pórtico en Estructura Mixta sobre el Río Turia, en la Autovía de Circunvalación de Valencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

4.—Montaje del tramo de cierre metálico, de los vanos laterales de 25 m de longitud, con lo que se materializa la primera estructura hiperestática (t ≃ 28 días).

5.—Montaje del tramo de cierre metálico de 37 m de longitud, lo que permite materializar el efecto pórtico (t ≃ 21 días).

6.—Hormigonado de la losa superior de los vanos laterales, en zona de flexiones positivas (t ≃ 28 días).

7.—Hormigonado de la losa superior del vano central, en zona de flexiones positivas (t ≃ 21 días).

El plazo previsto para el estudio se ha establecido en 20.200 días. El cálculo, realizado con el programa DIFEV, se ha efectuado paso a paso discretizando las fases de montaje en 17 etapas y utilizando 10 etapas adicionales sobre estructura ya cerrada para reproducir paso a paso el complejo proceso de redistribuciones que tiene lugar, tanto a nivel de sección como de estructura, dándose por finalizado a los 20.200 días.

En las figuras adjuntas se incluyen los resultados correspondientes a tres tipos de análisis:

(a) Análisis a T_0, correspondiente al instante de puesta en servicio de la estructura, incluyendo lógicamente las redistribuciones ya desarrolladas durante las fases de montaje, lo que da lugar a ligeras modificaciones respecto a un análisis instantáneo estricto.

(b) Análisis a T_∞ (Hipótesis I), correspondiente a un análisis paso a paso preciso con el programa DIFEV, reproduciendo las secuencias y plazos reales de montaje y la mayor deformabilidad del hormigón frente a puestas en carga a edades jóvenes.

(c) Análisis a T_∞ (Hipótesis II), correspondiente a un estudio aproximado mediante módulos de elasticidad corregidos ("age-adjusted-effective-modulus method") para aproximar la respuesta diferida frente a solicitaciones variables. Se ha utilizado el método de las constantes "0", "1" y "2" del libro Construcción Mixta (ref. 21), pero unificando las constantes estáticas a partir de un coeficiente de fluencia único correspondiente a la edad media de aplicación del conjunto de las acciones permanentes.

En la fig. 3 se muestran las leyes de momentos flectores en pila y tablero, así como las reacciones hiperestáticas a T_0 y a T_∞ en los dos tipos de análisis indicados.

Se constatan diferencias sensibles en las magnitudes e incluso signo de las redistribuciones entre las hipótesis I y II. Ello se debe a que la variación de la reacción del estribo 1 entre T_0 y T_∞ surge como diferencia entre dos efectos:

—Intento de apoyo del dintel lateral en el estribo, como consecuencia del efecto instantáneo del pretensado así como de la fluencia del hormigón del fuste de pila bajo el pretensado excéntrico hacia el vano lateral.

—Tendencia al levantamiento del apoyo de dicho dintel, como consecuencia de la retracción y fluencia de la losa superior del tablero bajo el pretensado superior del dintel en la zona de apoyos.

El análisis diferido paso a paso, revela una ligera predominancia de este segundo efecto, con una reducción a T_∞ de la reacción en el estribo y un incremento de las flexiones negativas en dintel. El análisis simplificado realizado en la hipótesis II sobrevalora el primer efecto ya que, al homogeneizar el coeficiente de fluencia

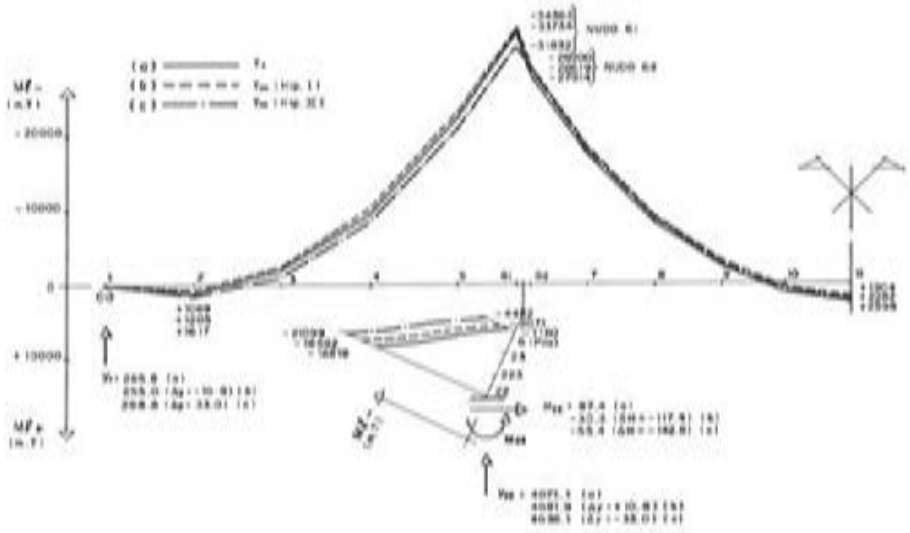


Fig. 3. Momentos Flectores y Reacciones Hiperestáticas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

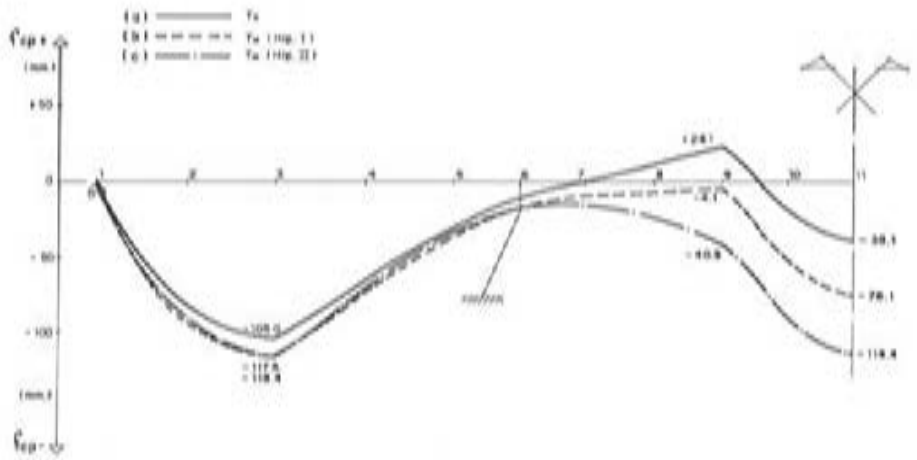


Fig. 4. Deformada del Tablero bajo cargas permanentes.

en toda la estructura, no tiene en cuenta la parte de fluencia del dintel de pila que se desarrolla durante el tiempo no despreciable de ejecución del tablero, es decir, sobre estructura isostática, no generando por tanto redistribuciones de esfuerzos.

Por otra parte, el análisis preciso permite estimar el incremento de la excentricidad del pretensado como consecuencia de la reducción del E'_c del hormigón a edades tempranas de tesado. Si bien las variaciones de esfuerzos en el tablero son poco importantes, no ocurre lo mismo con el fuste de pila y cimentación, donde simplificaciones en el tratamiento de los tiempos y fases de montaje, pueden dar lugar a desviaciones en los esfuerzos, porcentualmente significativas.

En la figura 4 se presentan las deformadas del tablero bajo cargas permanentes a T_0 y T_∞, que sirven para establecer las contraflechas de montaje. Las simplificaciones introducidas en la Hipótesis II dan lugar, como se ve, a sensibles desviaciones en la deformada del vano central, del orden de 4 cm. Se confirma la existencia de un giro apreciable de la pila hacia el vano lateral, que se desarrolla antes del cierre de dicho vano, manifestándose en el mayor levantamiento del vano central en la hipótesis I.

En las figuras 5, 6 y 7 se presentan las historias tensionales de las fibras más características de las secciones de máxima flexión negativa y positiva, así como de la sección con flexión negativa en el punto de corte de pretensado de la losa superior. Se muestran las diferentes fases de montaje así como las redistribuciones sobre estructura cerrada hasta T = 20.200 días.

En la sección postesada de la fig. 5, se constata la progresiva descarga del hormigón de la losa, una vez efectuado el postesado, como consecuencia de las sucesivas puestas en carga, de las acciones de montaje y de las redistribuciones diferidas por fluencia y retracción que tienden a

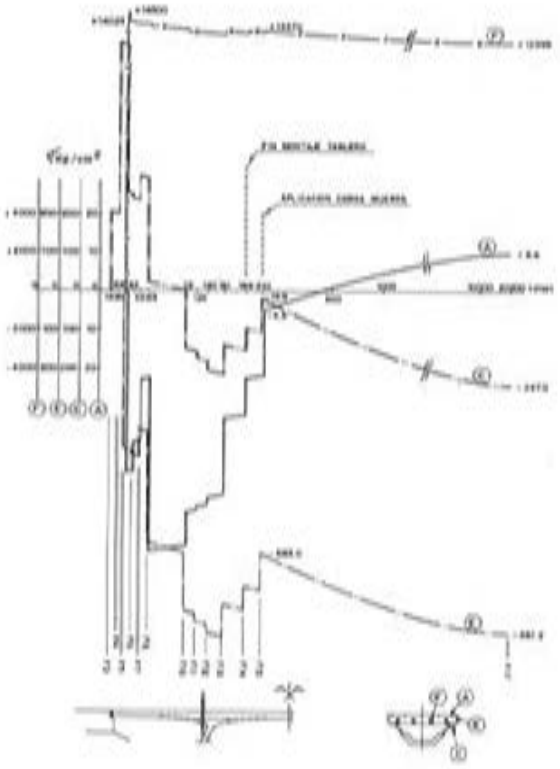


Fig. 5. Historia Tensional de la Sección de Máxima Flexión Negativa.

comprimir fuertemente a las armaduras pasivas y zonas superiores del acero estructural, así como a descargar las armaduras activas. Se observa netamente el efecto ya indicado en el apartado anterior: las fuertes descargas del hormigón no se traducen en pérdidas apreciables del nivel de pretensado, canalizándose gran parte de ellas hacia los aceros no activos adyacentes.

En las figs. 6 y 7 se vuelven a manifestar las fuertes transferencias de compresiones, por fluencia y retracción, que descargan la losa

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

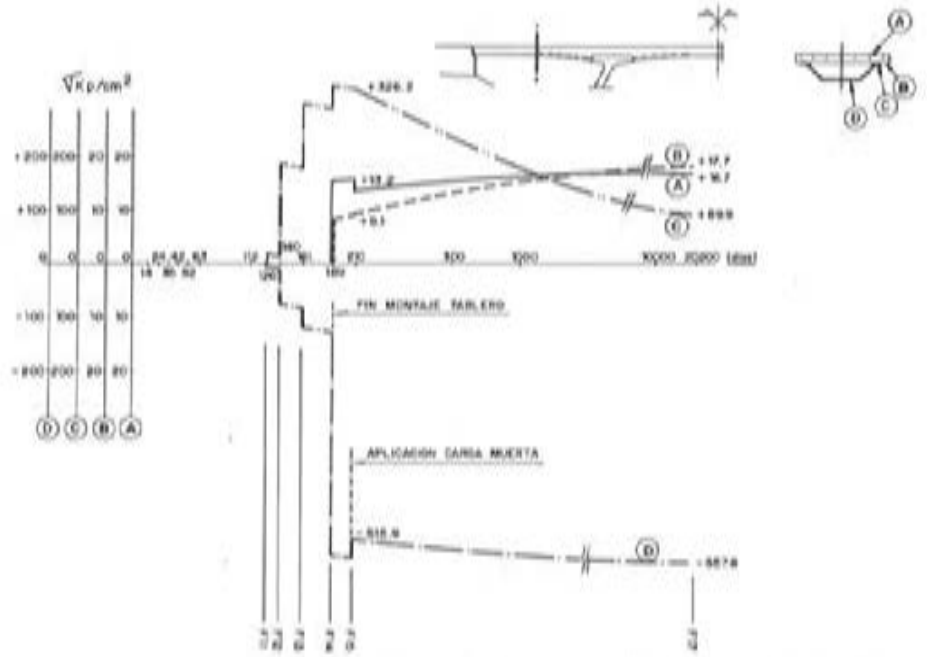


Fig. 6. Historia Tensional de la Sección Armada de Máxima Flexión Negativa.

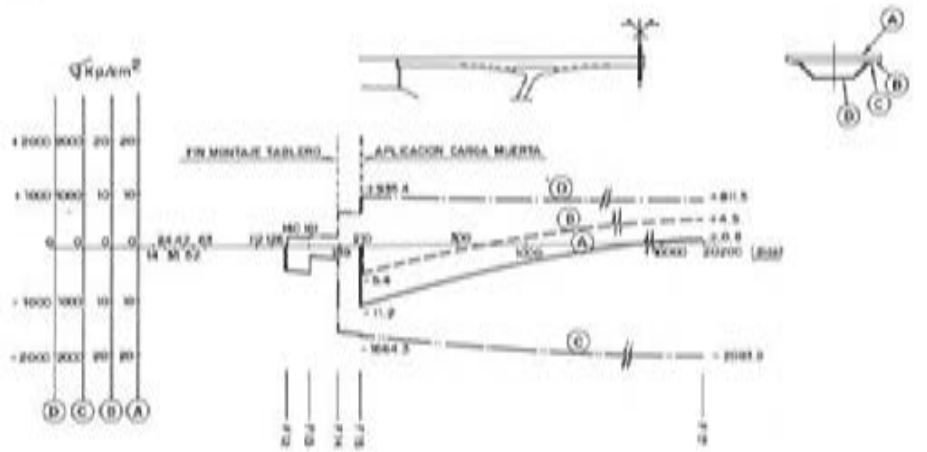


Fig. 7. Historia Tensional de la Sección de Máxima Flexión Positiva.

superior y comprimen sensiblemente las platabandas superiores del cajón, mientras que las zonas inferiores de éste apenas son afectadas.

En las figs. 8, 9 y 10 se presentan las distribuciones tensionales, bajo cargas permanentes, en las tres secciones anteriores, bajo las hipótesis de cálculo siguientes:

I.—Análisis preciso paso a paso, con fechas de tesado reales, a edades jóvenes del hormigón.

II.—Análisis aproximado antes indicado, con E'_{c28} días para todas las acciones.

Las distribuciones obtenidas a T_0 son muy diferentes porque la Hip. I incluye ya la parte de redistribuciones desarrollada durante el período de montaje. Posteriormente, las diferencias no son muy significativas.

A T_∞, dichas diferencias se amortiguan, pero siguen siendo muy sensibles.

En todas las figuras se aprecia netamente la progresiva descarga del hormigón de la losa y la puesta en compresión del acero circundante. Existen así mismo diferencias tensionales bastante marcadas entre los análisis preciso y aproximado, tanto en la sección metálica, lo que afecta a su rigidización, como especialmente en la losa postesada, donde el análisis preciso refleja una descarga de 22 kp/cm², frente al método aproximado, consecuencia de la mayor precisión del mecanismo de redistribuciones y, principalmente, de las fuertes descargas iniciales a causa del tesado a edades

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

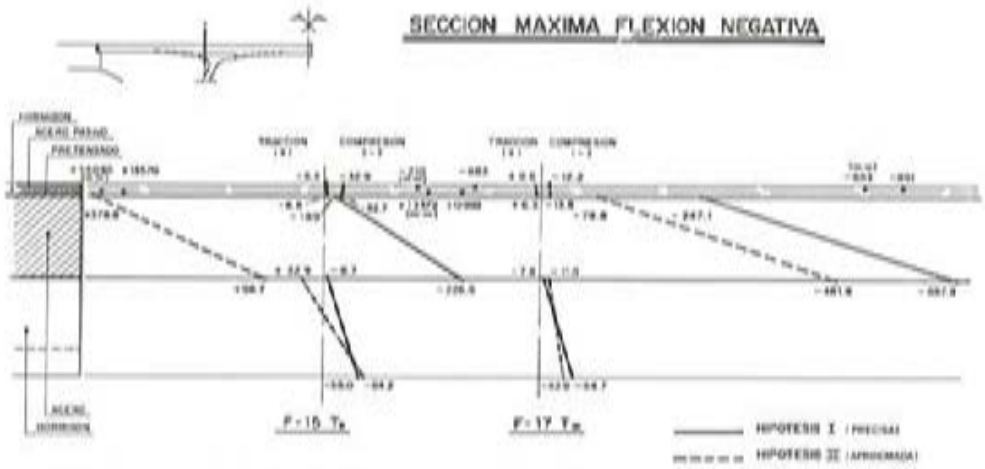


Fig. 8. Distribuciones Tensionales a T_e y T_m bajo cargas permanentes.

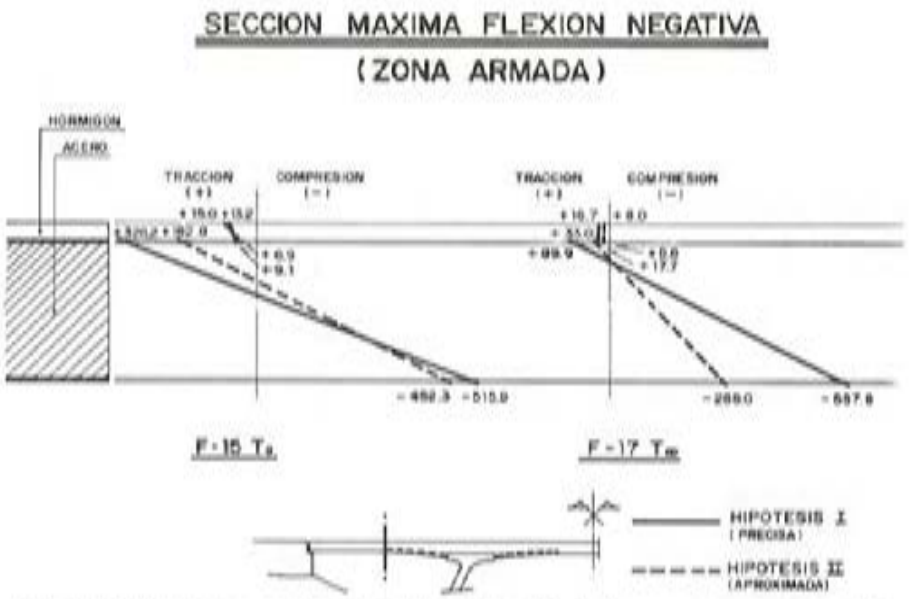


Fig. 9. Distribuciones Tensionales a T_e y T_m bajo cargas permanentes.



Fig. 10. Distribuciones Tensionales a T_e y T_m bajo cargas permanentes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

tempranas con hormigones muy deformables.

El análisis riguroso obligó por tanto a incrementar ligeramente el postesado de la losa, para restituir en ella un correcto nivel de compresiones.

5. TABLEROS DE VIGAS PREFABRICADAS DE HORMIGON PRETENSADO

Este tipo de tableros constituye la solución más habitual en pasos superiores y puentes de luces inferiores a 30 ó 40 m. Su extrema simplicidad, la facilidad y rapidez del montaje y los altos rendimientos mecánicos de su sección transversal, los hacen altamente competitivos dentro de su campo de aplicación.

La tipología longitudinal isostática permite obtener, con gran sencillez y precisión, la magnitud de los esfuerzos que solicitan sus secciones. No obstante, como consecuencia del montaje evolutivo, con sus fases de taller y obra, y de la presencia de dos hormigones de diferentes características mecánicas y reológicas y edades de puesta en obra, la estimación precisa del esquema de tensiones en la sección transversal es altamente compleja y función de multitud de parámetros que no suelen tenerse en cuenta en los métodos convencionales de análisis contemplados en las reglamentaciones.

El presente estudio no pretende, en absoluto, poner en cuestión tales métodos simplificados de análisis, suficientemente sancionados por la práctica y el buen comportamiento observado en los innumerables tableros de esta tipología construidos, desde décadas, en todo el mundo. Lo cual no constituye, en cambio, una garantía suficiente sobre la precisión del nivel de tensiones del hormigón estimado con los mismos, magnitud en la que se fundamenta convencionalmente el dimensionamiento del pretensado.

Se ha realizado un análisis preciso con el programa DIFEV, de 12 tableros reales de vigas prefabricadas, cubriendo el amplio abanico de parámetros que influyen en la respuesta frente al pretensado:

—Relación cargas permanentes/sobrecargas, estudiándose 7 tableros de carretera, 4 de ferrocarril y 1 correspondiente a una cubierta, con luces comprendidas entre 6 y 47 m. Dicha relación condiciona el nivel permanente de compresiones en el hormigón y, consiguientemente, el nivel de pérdidas.

—Relación entre áreas de hormigón *in situ* (losa) y prefabricado (viga), estudiándose espesores de losa de 20 y 25 cm y diferentes interejes entre vigas, lo que permite considerar la incidencia de las redistribuciones entre ambos materiales.

—Ritmos y tiempos de las diferentes fases de montaje del tablero:

- edad del hormigón prefabricado en el momento del tesado;
- tiempo de almacenamiento de las vigas en taller y obra, hasta el hormigonado de la losa *in situ*;
- fecha de aplicación de las cargas muertas.

El estudio realizado mostrará la enorme influencia de estos aspectos sobre el estado tensional del tablero.

—Diferentes secciones de vigas prefabricadas y relaciones canto/luz.

En el cuadro 1 se resumen las características principales de los diferentes tableros estudiados.

Básicamente, la respuesta estructural de este tipo de tableros en las distintas fases de montaje puede resumirse como sigue:

FASE A.—Pretensado de la viga con cables adherentes a edades generalmente muy jóvenes del hormigón. Bajo la acción del peso propio de la viga y de las fuerzas de pretensado, se alcanzan compresiones elevadas en el hormigón, con las consiguientes pérdidas elásticas iniciales de pretensado, que suelen ser muy importantes y directamente dependientes del valor del módulo de deformación del hormigón joven en el momento del tesado.

FASE B.—Estancia de la viga en almacén, posterior traslado a obra y montaje sobre pilas o estribos. La retracción del hormigón y, especialmente, su fluencia bajo altas compresiones, incrementan progresivamente el acortamiento del mismo con el consiguiente desarrollo de una parte importante de las pérdidas diferidas de pretensado.

FASE C.—Hormigonado de losa *in situ*, actuando directamente sobre la viga prefabricada, dando lugar a una nueva descompresión del hormigón y un incremento de tensión de la armadura activa, que reduce las pérdidas elásticas instantáneas producidas en la fase A.

FASE D.—Redistribuciones tensionales entre viga prefabricada y losa *in situ*, resultado de un complejo mecanismo, con distintos factores a veces contrapuestos:

a) La retracción diferencial entre losa y viga, tiende a traccionar aquélla;

b) El acortamiento por fluencia de la viga pretensada se ve coaccionado por la presencia de la losa que se comprime progresivamente;

c) Cuando la relación M_{cp}/M_{total} es elevada (tableros 4, 5, 7 y 8), el estado bajo cargas permanentes y pretensado en la viga da lugar a una curvatura positiva de la misma, cuyo desarrollo se ve coaccionado por la presencia de la losa, incrementándose la compresión en ésta;

d) Si, por el contrario, las sobrecargas son

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

predominantes, el efecto anterior presenta la tendencia opuesta, traccionándose la losa.

Generalmente, el efecto b) es predominante siendo acentuado y/o amortiguado por los restantes. Consecuencia de ello, se produce con el tiempo una progresiva compresión de la losa superior que se acompaña de una tracción excéntrica sobre la viga prefabricada.

La presencia de fenómenos de signo contrario hacen muy sensibles los resultados a los tiempos de aplicación de la losa superior y de las cargas muertas.

FASE E.—Aplicación de las cargas muertas sobre sección completa, según un fenómeno análogo al descrito en la fase C.

FASE F.—Redistribuciones bajo cargas permanentes hasta tiempo infinito, según el proceso ya descrito para la fase D.

Los 12 tableros estudiados se han analizado en un doble supuesto:

a) Ritmo ejecución rápido: puesta en carga de la losa a los 30 días de hormigonada la viga y aplicación de cargas muertas 30 días más tarde.

b) Ritmo ejecución lento: puesta en carga de la losa a los 180 días de hormigonada la viga y aplicación de cargas muertas 60 días más tarde.

En cada uno de ambos supuestos se han estudiado dos tiempos de tesado de la viga prefabricada, con edades del hormigón de 2 y 3 días.

Las expresiones utilizadas para los coeficientes de fluencia y retracción son las propuestas por la EH 82 y el Código Modelo del CEB, adoptándose unos coeficientes correctores que permitieran una comparación adecuada con el análisis simplificado habitual, realizado a partir de unos valores medios de:

$$\phi_\infty = 2{,}0$$

$$\varepsilon_\infty = 2{,}5 \times 10^{-4}$$

$$\rho_\infty = 4\% \rightarrow \rho_{1000\,h} = 1{,}7\%$$

Para el análisis con el DIFEV se ha adoptado la expresión del módulo de deformación del hormigón en función de la edad, propuesta por el ACI, que es la que mejor se adapta a los resultados disponibles para hormigones jóvenes de alta resistencia. El valor a 28 días se estima a partir de la propuesta del CEB. Conviene señalar que dichas expresiones conducen a valores del módulo de deformación del hormigón E'_c sensiblemente inferiores a los que se obtienen con la Instrucción española.

Se resumen a continuación las principales conclusiones obtenidas del estudio realizado:

1.—Las pérdidas instantáneas de tensión de la armadura activa en el momento del tesado (fase A) son muy importantes, consecuencia del alto nivel de compresiones en un hormigón joven con bajo módulo de deformación:

12% al 16% para el tesado a 3 días de edad, que se incrementa en un 2% si se tesa a 2 días.

2.—Durante el almacenamiento de la viga en taller y obra (fase B) se desarrolla un apreciable incremento de las pérdidas de pretensado, acompañado de fuertes deformaciones de la viga:

4% al 8% para el ritmo de montaje rápido
9% al 14% para el ritmo de montaje lento.

Así pues, el total de pérdidas de pretensado en el momento del hormigonado de la losa puede llegar a alcanzar valores muy elevados:

17% al 24% en el ritmo de montaje rápido
22% al 32% en el ritmo de montaje lento.

Las flechas en centro vano al final de dicha fase B pueden sufrir incrementos del orden del 16% al 42%, según el nivel de pretensado, para los ritmos de montaje rápidos, que pueden incrementarse hasta órdenes del 28% al 81% para los ritmos lentos, lo que muestra la importancia de una correcta evaluación de las constantes de deformación del hormigón, así como el interés de no forzar el pretensado por encima de los niveles necesarios por condiciones de resistencia y servicio.

3.—Durante las fases de hormigonado de losa y aplicación de cargas muertas (fases C, D y E), los incrementos de pérdidas diferidas de pretensado se compensan prácticamente con los incrementos de tensión en las mismas, consecuencia de los alargamientos elásticos bajo la actuación de los nuevos momentos flectores.

En los casos estudiados, se han detectado ligeras recuperaciones de tensión en las armaduras, del orden del 0% al 3%, que en el caso del tablero 8 (cubierta) llegan hasta el 8%.

4.—Las pérdidas del nivel de pretensado que se desarrollan a partir de la aplicación de la carga muerta hasta t_∞ (fase F) son, paradójicamente, de mucha menor entidad que las que han tenido lugar durante las fases anteriores. La presencia de la losa coarta la libre deformación de la viga y limita sensiblemente las variaciones de deformación al nivel de las armaduras activas.

En los casos estudiados, las pérdidas de tensión de las armaduras en esta fase se han mantenido muy constantes, en torno al 7% al 9% en los montajes rápidos, 3% al 5% en los montajes lentos, compensando en parte las tendencias contrarias de fases anteriores.

Sólo en el tablero 8 (cubierta) se obtienen valores mucho menores, del orden del 3% para ritmos rápidos y nulos para ritmos lentos, con-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUADRO 1
Principales características de los tableros analizados

Tablero	Tipo	Luz (m)	Canto total (m)	Espesor losa (m)	Intereje Vigas (m)	Area losa/ Area total	Mcp/M Total	Tipo viga
1	Carretera	6	0,85	0,25	2,905	0,875	0,23	A
2	Carretera	10	0,80	0,20	1,162	0,691	0,29	A
3	Carretera	16	0,80	0,20	0,401	0,436	0,44	A
4	Carretera	30	2,30	0,25	3,633	0,595	0,59	B
5	Carretera	47	2,25	0,20	1,577	0,355	0,63	B
6	Carretera	10	0,85	0,25	2,835	0,744	0,33	C
7	Carretera	24	1,45	0,25	1,890	0,615	0,52	D
8	Cubierta	24	1,40	0,20	1,570	0,515	0,94	D
9	FFCC	6	0,85	0,25	0,905	0,685	0,15	A
10	FFCC	10	0,85	0,25	0,391	0,485	0,23	A
11	FFCC	25	2,30	0,25	1,275	0,340	0,35	B
12	FFCC	32	2,30	0,25	1,033	0,295	0,38	B

secuencia de la prácticamente total compensación del pretensado con las cargas permanentes.

La misma tendencia se manifiesta en los movimientos de la estructura una vez aplicadas las cargas muertas. La tendencia al descenso como consecuencia de la fluencia bajo la acción del peso propio de la losa y cargas muertas, se opone al ascenso por la fluencia, no desarrollada todavía, para el pretensado no compensado por el peso propio de la viga prefabricada.

En el caso de ritmos lentos de ejecución, ambas tendencias se contrarrestan prácticamente, detectándose ascensos muy ligeros sobre estructura terminada:

$$\alpha = \frac{\uparrow \text{flecha (carga permanente; } t_\infty)}{\downarrow \text{flecha (carga permanente; } t_0)} \simeq 1{,}00 \text{ a } 1{,}05,$$

obteniéndose incluso descensos en los tableros 5 ($\alpha = 0{,}48$), 3 y 7 ($\alpha = 0{,}97$) y 8 ($\alpha = 0{,}11$), donde el pretensado se compensa con el peso propio.

En el caso de ritmos de montaje rápidos, se incrementa la componente de fluencia no desarrollada sobre viga prefabricada, por lo que aumentan los movimientos sobre estructura terminada:

$\alpha \simeq 1{,}13$ a $1{,}30$, reduciéndose así mismo los descensos en los tableros 5, 3, 7 y 8.

5.—El carácter evolutivo de la generación de la sección transversal del tablero da lugar a un complejo sistema de redistribuciones entre viga, losa y armaduras activas y pasivas que no permite seguir considerando, como se hace habitualmente en los cálculos convencionales, la correspondencia biunívoca entre "pérdidas de tensión de la armadura activa" y "pérdidas de compresión en el hormigón", pudiendo darse el caso, como se verá a continuación, en que pérdidas de tensión en las armaduras se vean acompañadas de incrementos de compresión en el hormigón.

En la fig. 11 se muestra la evolución de tensiones en las fibras superior e inferior de la viga prefabricada, en la fibra baricéntrica de la losa *in situ* y en la armadura activa, para tableros con diferentes relaciones de cargas permanentes y sobrecargas. En todos ellos se ha tesado la viga a los 3 días y se ha estudiado el ritmo de ejecución rápido antes descrito.

Se constata el alto nivel de pérdidas que se desarrolla durante las fases de tesado y almacén de la viga prefabricada, muy superior al que tiene lugar con posterioridad al hormigonado de la losa superior. Este último es francamente reducido en los tableros 8 y 5 con alta relación M_{cp}/M_{total}, con variaciones muy pequeñas tanto de la tensión de las armaduras activas como del nivel de compresiones de la fibra inferior de viga. En dichos tableros, las redistribuciones sobre sección completa tienden a comprimir sensiblemente la losa *in situ*, que, en cambio, apenas experimenta alteraciones, e incluso se tracciona, cuando la relación M_{cp}/M_{total} es baja.

La fibra superior de viga en contacto con la losa, experimenta fuertes variaciones tensionales, sin incidencia alguna en el control de la pieza.

En la fig. 12 se estudia, para dos tableros con relaciones extremas M_{cp}/M_{total}, la incidencia del ritmo de ejecución del tablero sobre las tensiones en la armadura activa y fibra inferior de la viga.

Se presentan los resultados correspondientes a:

A) Tesado a 3 días y ritmo de montaje rápido.

B) Tesado a 2 días y ritmo de montaje lento.

Este último resulta más desfavorable ya que une un tesado en edad muy temprana, sobre un hormigón muy deformable, con un retraso en la ejecución de la losa, lo que acentúa las pérdidas

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

durante el almacenamiento de la viga. Aunque las redistribuciones sobre sección completa amortiguan las diferencias entre ambos casos, no llegan a compensar las pérdidas ya desarrolladas sobre viga prefabricada, especialmente en tableros con alta relación Mc_p/M_{total}.

En estos últimos se constata la pérdida de correspondencia entre tensiones en hormigón y armaduras activas: mientras que éstas reducen muy ligeramente la tensión entre $t_{cimiento}$ y t_{∞}, el hormigón puede experimentar ligeros incrementos de comprensión (tablero 8).

Las tensiones obtenidas, para cargas permanentes, en la fibra inferior de hormigón, a tiempo infinito, son:

	Caso de montaje A)	Caso de montaje B)
Tablero 6	—106 Kp/cm²	— 97 Kp/cm²
Tablero 7	— 74 Kp/cm²	— 57 Kp/cm²
Tablero 8	+ 18 Kp/cm²	+ 40 Kp/cm²
Tablero 9	—125 Kp/cm²	—121 Kp/cm²
Tablero 12	—123 Kp/cm²	—113 Kp/cm²

(—, compresiones)

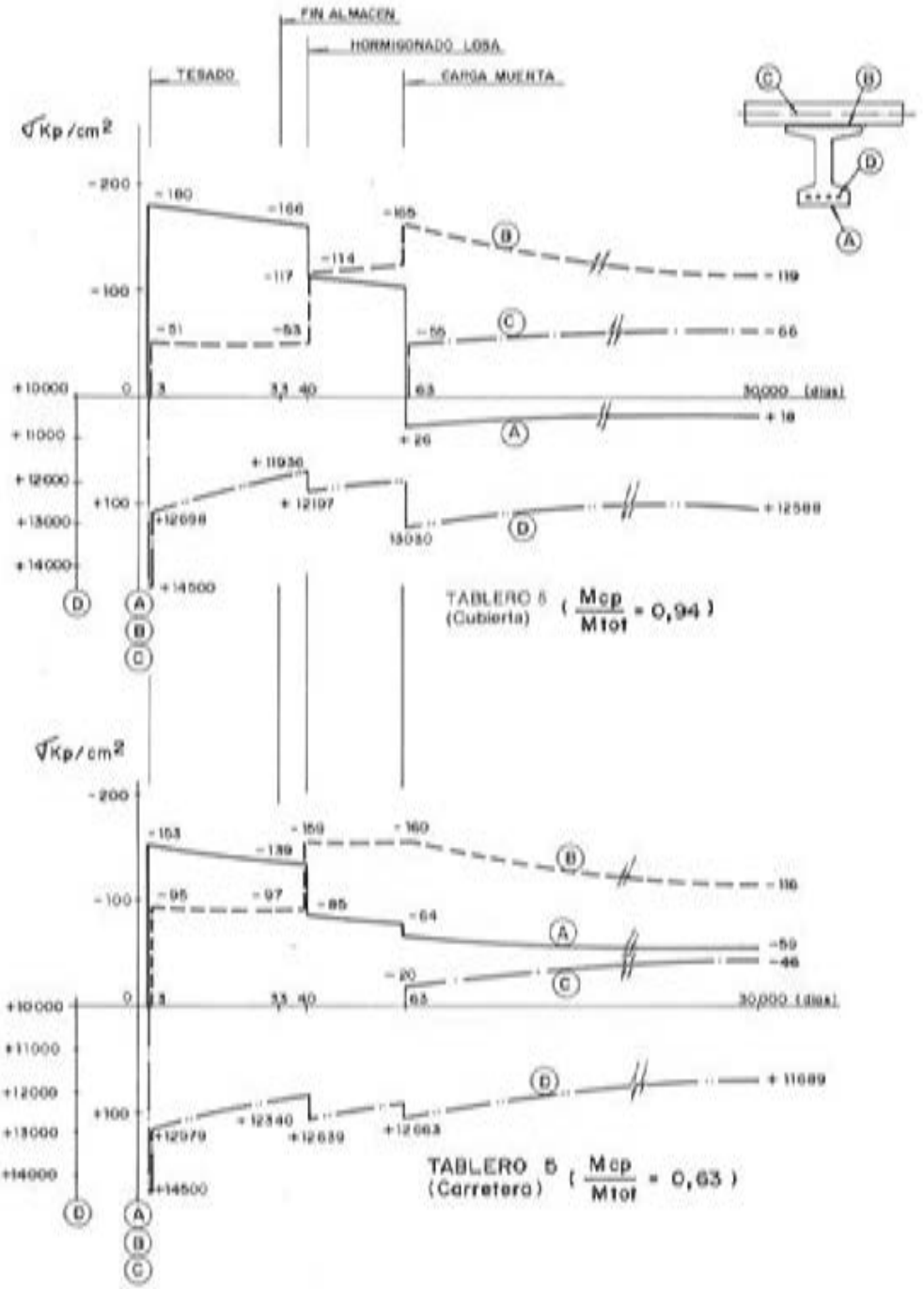


Fig. 11a. Evolución de tensiones en sección centro de vano para diferentes tableros. Edad de tesado = 3 días. Ritmo de ejecución = Rápido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

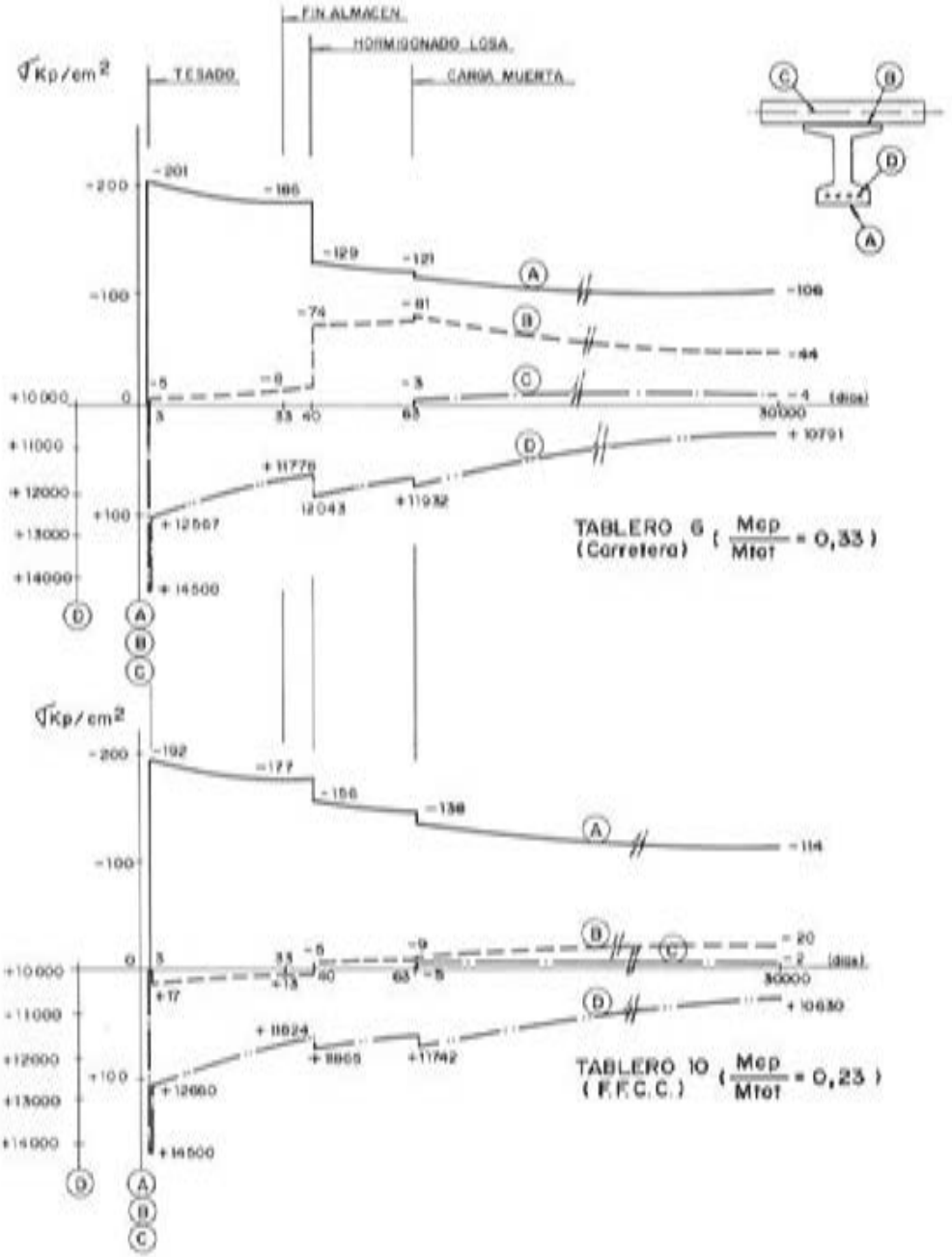


Fig. 11b. Evolución de tensiones en sección centro de vano para diferentes tableros. Edad de tesado = 3 días. Ritmo de ejecución = Rápido.

Las pérdidas de tensión en las armaduras, a tiempo infinito son:

	Caso de montaje A)	Caso de montaje B
Tablero 6	27%	29%
Tablero 7	24%	26%
Tablero 8	15%	18%
Tablero 9	30%	32%
Tablero 12	30%	31%

Se constata un acuerdo bastante correcto en el nivel de tensiones de las armaduras de pretensar.

En cambio, simples modificaciones en los ritmos de montaje del tablero, pueden acarrear diferencias tensionales del orden de 20 Kp/cm² en la fibra inferior de la viga.

Estos resultados parecen confirmar la aleatoriedad de un control en servicio basado en el nivel de compresiones del hormigón. La buena respuesta de este tipo de tableros frente a la fisuración, como se verá en el apartado 7, garantiza en cambio un magnífico comportamiento en servicio, con independencia de las imprecisiones del control tensional.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

6. TABLERO CONTINUO PREFABRICADO CON POSTESADO EXENTO

Se estudia seguidamente un tablero continuo, de 5 vanos de 29 m de longitud, sobre el río Turia, en Valencia, cuya descripción detallada es presentada en otra comunicación de esta Asamblea (ref. 23).

Básicamente se trata de dos tableros gemelos, independientes, constituidos cada uno por dos cajones prefabricados de canto variable, con una losa superior hormigonada *in situ*.

Por razones formales, los paramentos externos de dichos cajones llevan unas bandas laterales, superior e inferior, de acero Corten, que se proyectan colaborantes mediante la adecuada conexión al hormigón prefabricado.

Los cajones prefabricados de 29 m de longitud, llevan un postesado de taller en la tabla de fondo y almas. En obra se dispone un postesado exento en el interior del cajón, con los oportunos desviadores, que permite materializar la continuidad sobre apoyos. Como se explica detalladamente en la otra comunicación, la losa *in situ* se proyecta en solución armada en la zona de flexiones negativas.

En la fig. 13 se esquematiza la solución del tablero, su sección transversal y el trazado de los pretensados.

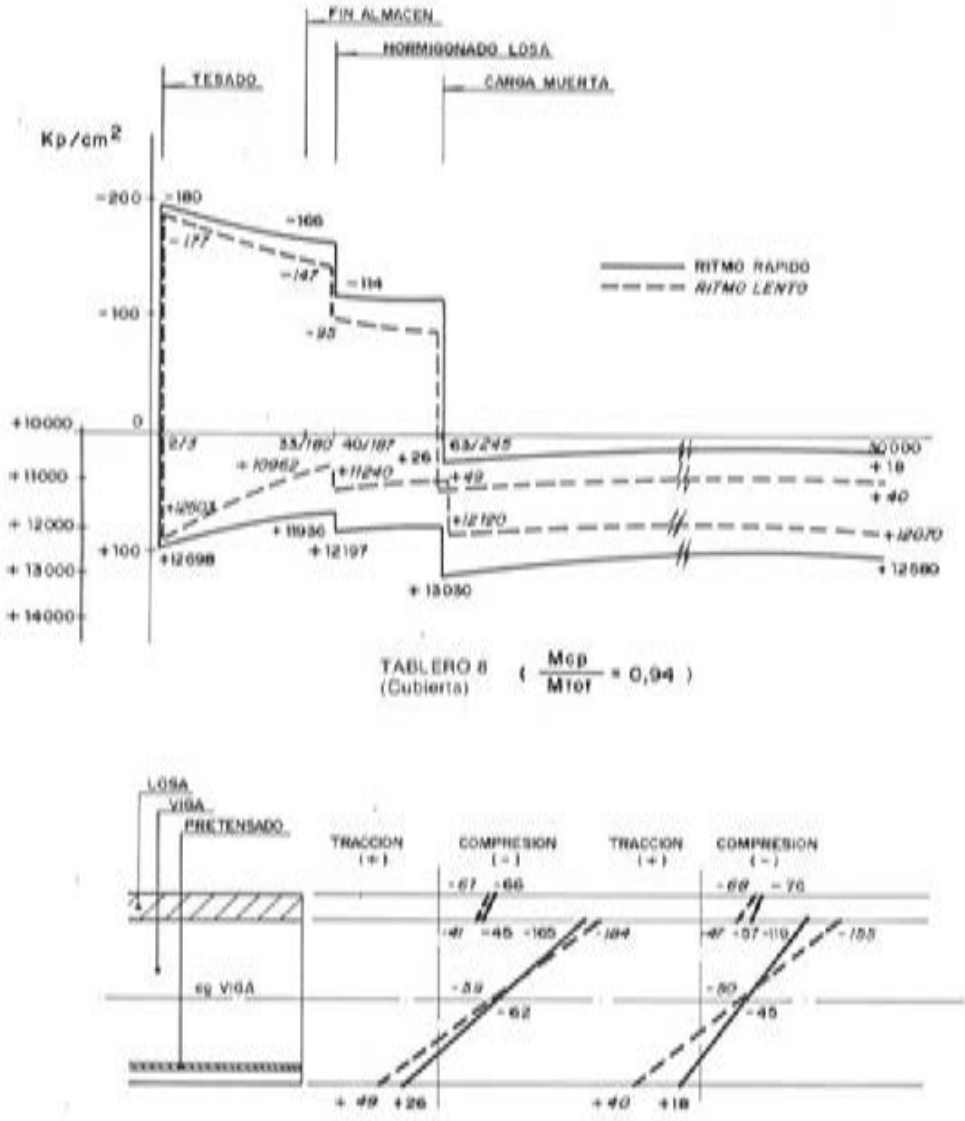


Fig. 12a. Influencia del ritmo de ejecución y fecha de tesado en el estado tensional del tablero. Ritmo de ejecución rápido. Tesado a 3 días. Ritmo de ejecución lento. Tesado a 2 días.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

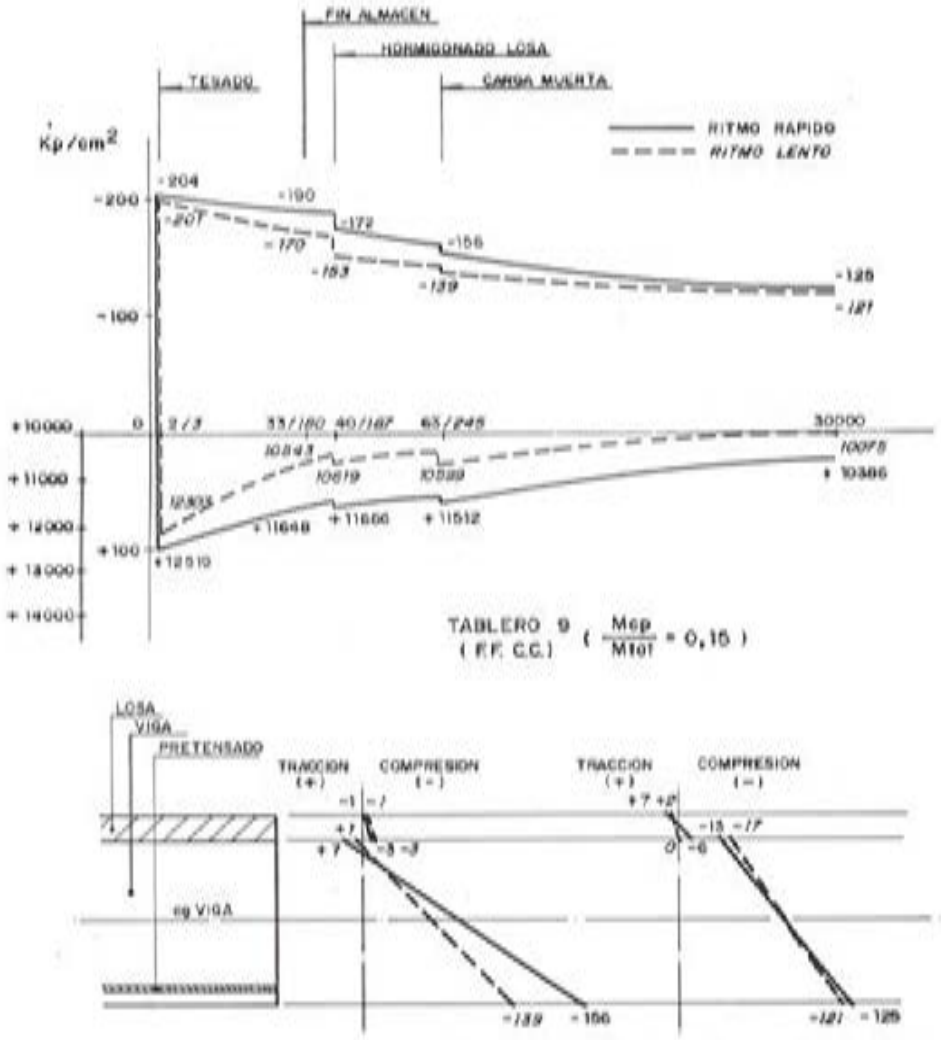
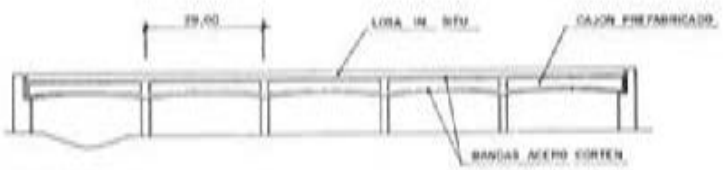
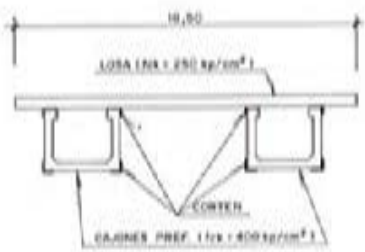


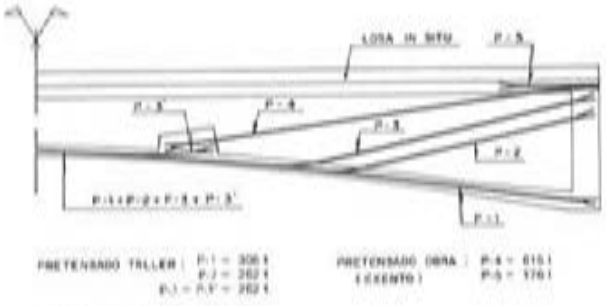
Fig. 12b. Influencia del ritmo de ejecución y fecha de tesado en el estado tensional del tablero. Ritmo de ejecución rápido. Tesado a 3 días. Ritmo de ejecución lento. Tesado a 2 días.



ALZADO



SECCION TIPO



ESQUEMA POSTESADO

Fig. 13. Puente continuo en hormigón prefabricado, con postesado exento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

El proceso constructivo se resume en las siguientes fases:

1.—Postesado de los cajones prefabricados en taller, con las familias P1, P2 y P3 (T_0 3 días).

2.—Viga en almacén y posterior traslado y montaje en obra (T_0 a T_1).

3.—Postesado de los cables de continuidad P4 y P5 (T_1 = 31 días).

4.—Apeo de los cajones prefabricados (T_2 = 33 días).

5.—Hormigón losa *in situ* sobre apeos (T_2 a T_3 = 40 días).

6.—Desapeo (T_4 = 47 días).

7.—Redistribuciones sin aplicación de cargas (T_4 a T_5).

8.—Aplicación cargas muertas (T_5 = 107 días).

9.—Redistribuciones sobre estructura en servicio (T_5 a T_∞).

Se realizó un segundo análisis para controlar la incidencia de la edad del hormigón de losa en el momento del desapeo, con T_4 = 61 días, no registrándose variaciones sensibles en el comportamiento de la estructura.

En la fig. 14 se presenta la evolución de los Mf(-) sobre apoyos, bajo la acción de las cargas exteriores y de los efectos hiperestáticos del pretensado.

Se constata que las redistribuciones sobre estructura cerrada generan reducciones importantes de los Mf negativos en apoyos:

$$Mf\,(T_\infty) - Mf\,(T_0) = \begin{matrix} +\ 110 \text{ mt en apoyo A} \\ +\ 77 \text{ mt en apoyo B} \end{matrix}$$

con el consiguiente incremento de las flexiones positivas en centros de vanos. En las figuras 15 y 16 se incluyen las evoluciones tensionales de las fibras más características de las secciones del centro del vano 2 y del apoyo B, constatándose las tendencias de transferencia de tensiones entre prefabricados e *in situ* y entre hormigón y aceros, ya manifestados en los ejemplos anteriores.

En la fig. 16 resulta interesante observar la menor incidencia de las acciones instantáneas sobre el pretensado exento, con relación a lo que ocurre en la fig. 15 para el postesado inyectado.

En la fig. 17 se presentan los resultados tensionales a T_∞ correspondientes en la sección del centro del vano lateral en las hipótesis:

A) Tesado cajón a T_0 = 3 días
B) Tesado cajón a T_0 = 28 días

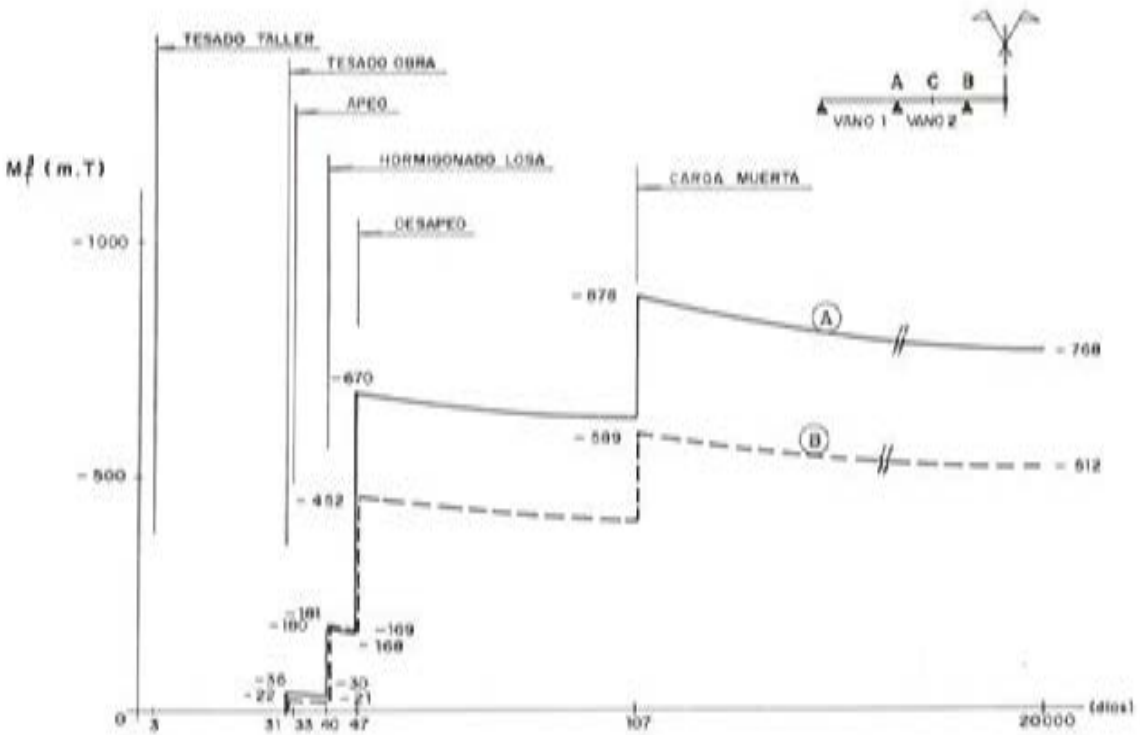


Fig. 14. Evolución de los momentos negativos sobre apoyos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

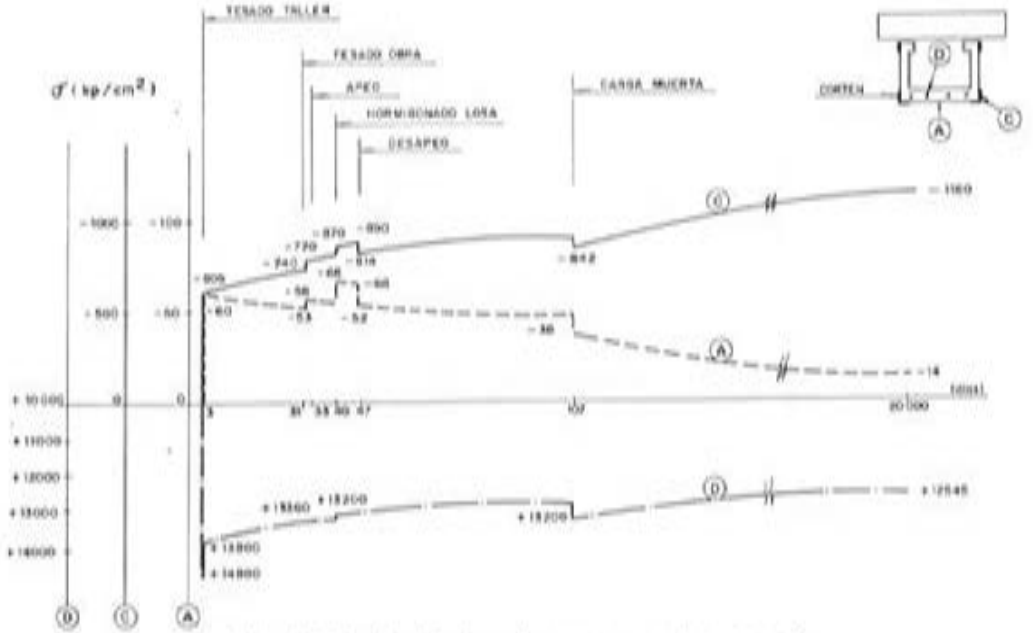


Fig. 15. Evolución tensiones en centro vano 2.

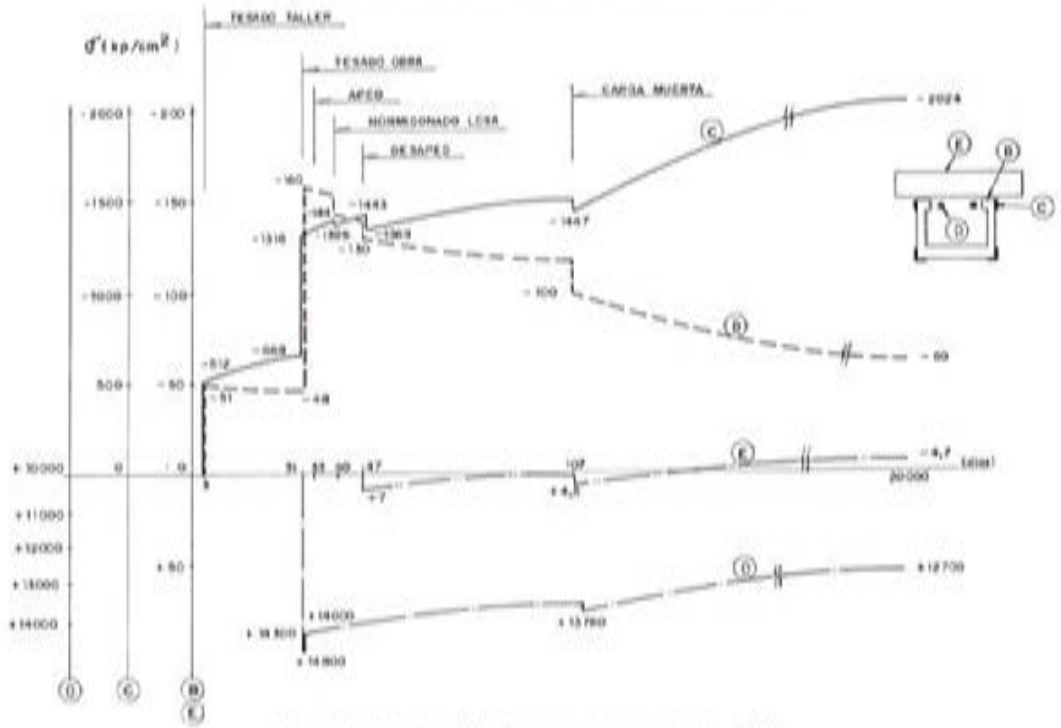


Fig. 16. Evolución tensones en apoyo B.

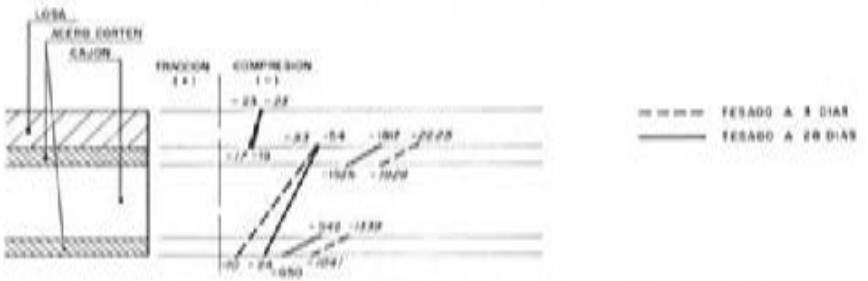


Fig. 17. Estado tensional a T_{-} en centro vano lateral.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

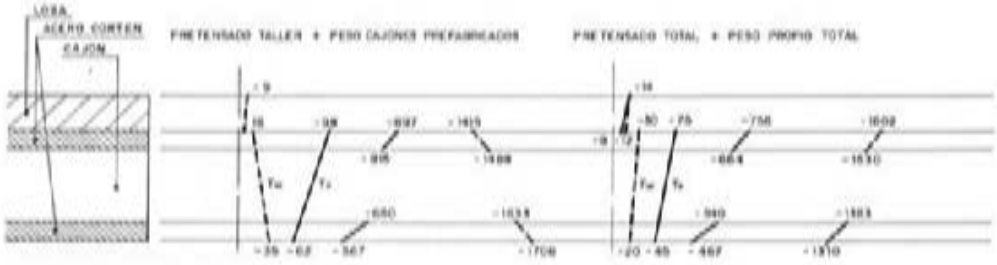


Fig. 18. Estados tensionales a T_0 y T_∞ en sección centro vano lateral.

constatándose diferencias de 15 Kp/cm² en el nivel de tensiones de la fibra inferior, según el tipo de análisis efectuado.

Este tipo de tableros presentan un montaje altamente evolutivo. La importancia de la sección de losa *in situ* respecto a la del cajón prefabricado, genera un nivel muy elevado de redistribuciones entre ambos materiales. Como se ha mostrado en la fig. 14, los momentos hiperestáticos en los apoyos intermedios sufren variaciones nada despreciables entre el momento del cierre del tablero y tiempo infinito. Dichos momentos surgen como consecuencia de la coacción a la tendencia diferida al giro, de las secciones de la estructura bajo la componente no compensada de los flectores de peso propio y pretensado. La presencia de losa interfiere sensiblemente en dicho mecanismo, que también se ve afectado por los ritmos y secuencias de montaje. Sólo un análisis preciso de este fenómeno permite aproximar correctamente los momentos hiperestáticos en apoyos, evitando errores importantes en la magnitud, e incluso el signo, de los mismos.

La fig. 18 presenta los estados tensionales instantáneos y diferidos de la sección de centro de vano lateral, bajo las acciones de pretensado de taller y peso propio del cajón, y para la totalidad del pretensado y peso propio del tablero, donde se manifiesta la enorme importancia de los mecanismos de redistribución a nivel de sección sobre la tendencia al giro de ésta.

7. INFLUENCIA DE LA RESPUESTA EN FASE FISURADA DE LA SECCION TRANSVERSAL, SOBRE EL COMPORTAMIENTO EN SERVICIO DE LA MISMA

De todo lo anteriormente expuesto se deduce la inevitable existencia de dudas razonables sobre el nivel real de tensiones en las fibras de hormigón más traccionadas y, por tanto, sobre el valor del momento de fisuración de la sección.

En la fig. 19 se estudia, a partir de leyes momentos-curvatura y para diferentes tipos de secciones pretensadas, el nivel de tensiones en las armaduras activas a medida que aumenta el momento flector solicitante, por encima del valor teórico de fisuración.

Las secciones mixtas postesadas (curva b) presentan una respuesta muy activa en fase fisurada, dado que el acero estructural próximo al hormigón fisurado garantiza una adecuada contención frente a la pérdida de rigidez de éste. Se constatan niveles muy pequeños de abertura de fisuras, incluso para momentos exteriores que producen altos niveles ideales de tracciones en un cálculo sobre sección bruta.

Análogamente, las secciones de vigas prefabricadas (curva a) presentan una respuesta muy buena en fase fisurada, ya que el volumen de tracciones liberado al fisurarse el hormigón resulta poco elevado, consecuencia de las estrictas dimensiones del talón inferior de las vigas.

Por otra parte, la alta cuantía geométrica de las armaduras pretesas en dicha zona traccionada, garantiza una moderada pérdida de rigidez en fase fisurada.

Las secciones cajón habituales en hormigón postesado resultan, en cambio, más sensibles a la pérdida de inercia en fase fisurada, dada la gran dimensión de las tablas inferior (en flexiones positivas) y, principalmente, superior (en flexiones negativas) que deja de colaborar una vez fisurado el hormigón. Solamente con elevadas cuantías geométricas de armaduras activas y pasivas en dichas tablas, podrá conseguirse, con independencia del nivel de pretensado de las mismas, la adecuada respuesta de dichas secciones frente a una eventual fisuración. En las curvas c), d) y e) se ilustra este fenómeno. De manera consciente, las secciones d) y e) se han dimensionado en clase I, pero con un nivel estricto de armaduras pasivas, resultando mal condicionadas en fase fisurada, con una rápida abertura de fisuras para momentos ligeramente superiores al teórico de fisuración.

Finalmente, en la figura 19 se representa gráficamente la respuesta frente a una fisuración prematura, consecuencia de un posible incremento de las pérdidas de pretensado, o una des-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

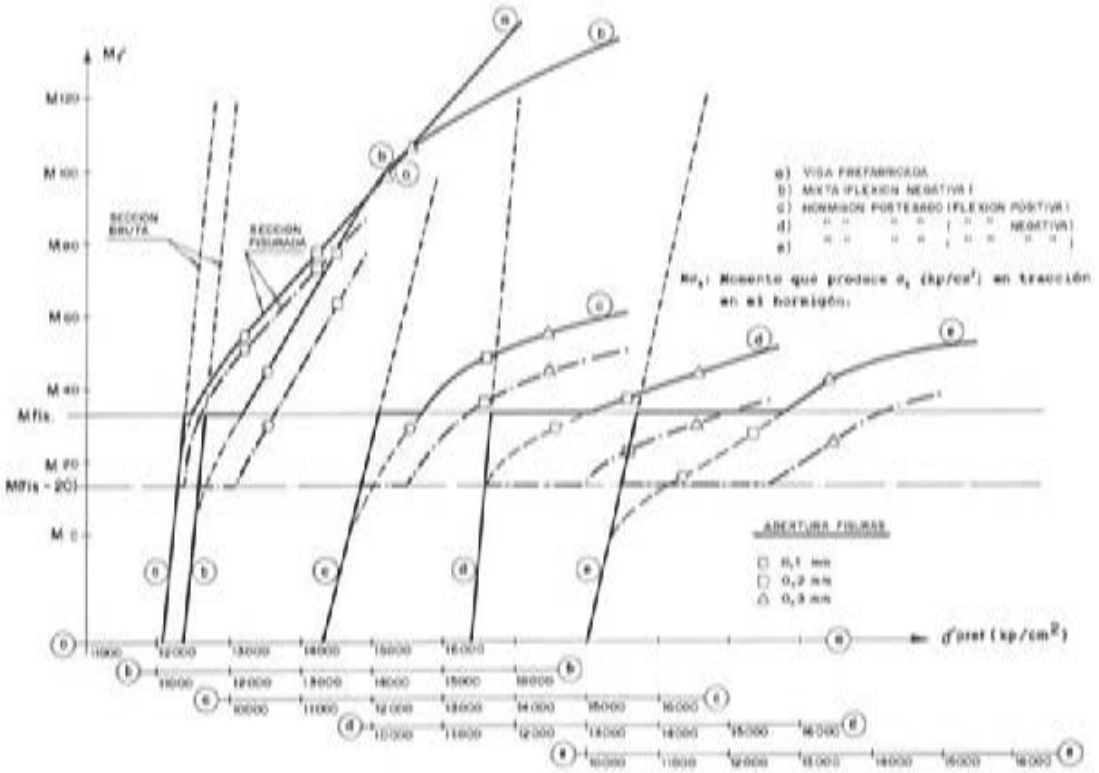


Fig. 19. Comportamiento en fisuración de diferentes secciones transversales pretensadas.

compresión del hormigón por efecto de un mayor nivel de redistribuciones o, simplemente, por acumulación de efectos locales y parásitos junto con las inevitables imprecisiones de los métodos de cálculo.

Ello se traduce, en los niveles de servicio, en un desplazamiento de las curvas, paralelo a las ramas fisuradas, iniciado para un momento exterior inferior al teórico de fisuración. En la figura se ha representado el correspondiente a 20 Kp/cm² menos, en la fibra más traccionada de hormigón.

Se constata una incidencia muy pequeña en los niveles de abertura de fisuras de secciones mixtas y vigas prefabricadas [curvas a) y b)] y una gran incidencia en la cuantía geométrica de las armaduras activas y pasivas en secciones cajón postesadas. Evidentemente, un correcto dimensionamiento de estas últimas garantizaría una buena respuesta frente a fisuración, pero ello debe fundamentarse en un control preciso de las leyes momentos-curvatura en fase fisurada y no en el nivel ideal de tracciones estimado sobre secciones brutas que, bajo una correcta apariencia, podría ocultar una sección mal condicionada.

8. CONCLUSIONES RESPECTO AL CONTROL EN SERVICIO DE ESTRUCTURAS PRETENSADAS

De todo lo expuesto se deduce, según el autor, que el uso cada vez más frecuente hoy en día de soluciones estructurales en las que el pretensado aparece acompañado de altas cuantías de acero pasivo y/o estructural, con multiplicidad de esquemas de diseño y procesos constructivos altamente evolutivos, requiere planteamientos de cálculo rigurosos y automatizados, junto con criterios de control, por parte de las normativas, diferentes de las simples formulaciones prácticas, válidas quizá, aunque limitadamente, para casos sencillos que no se separen demasiado de las piezas isostáticas o continuas ejecutadas de una sola vez y constituidas por secciones transversales con hormigón predominante.

En cualquier caso, el concepto usual de clase I, II y III presenta una elevada aleatoriedad, ya que se basa en el valor final de una magnitud, el nivel máximo de tracciones en el hormigón, muy sensible a multitud de parámetros de difícil evaluación y a los niveles de precisión del análisis tensional realizado, sin suministrar además información alguna sobre el correcto compor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

tamiento de la sección en caso de aparición de una eventual fisura.

A nuestro juicio, un correcto diseño de estructuras pretensadas debe abandonar la actual aproximación determinística del control en servicio, basada en unas ciertas estimaciones de las pérdidas instantáneas y diferidas de pretensado, por otra, más acorde con la filosofía de estados límites, cuyo principal objetivo sea garantizar una menor sensibilidad de la estructura a las inevitables incertidumbres en la estimación del nivel de las redistribuciones tensionales, instantáneas y diferidas, que dan lugar a descompresiones en el hormigón y, consiguientemente, pueden acelerar o retrasar el inicio de la fase fisurada en ciertas partes de la estructura. La reducción dentro de ciertos límites del nivel de pretensado de las piezas y su adecuada sustitución por armaduras pasivas y/o acero estructural, en estructuras mixtas, permite reducir los efectos negativos, ya expuestos, de las excesivas compresiones en las fases de transferencia del pretensado, aportando al mismo tiempo, por un lado, una mayor ductilidad a las secciones, con el consiguiente incremento de la capacidad de redistribución de la estructura respecto a la prevista en el cálculo y, por otra parte, una mejor respuesta en fase fisurada, al aumentar el efecto de retención de la sección frente a la descarga de las tracciones acumuladas en el hormigón, lo que contiene y reduce el espesor y desarrollo de las fisuras. Resumiendo, la sustitución de parte del pretensado por acero no activo, produce paradójicamente estructuras mejor condicionadas respecto a la fisuración y menos sensibles a las incertidumbres inevitables que pudieran aumentar dicho riesgo.

El estudio realizado en el apartado anterior muestra claramente que las secciones mixtas presentan lógicamente una mejor respuesta en fase fisurada que las de hormigón pretensado. Dentro de estas últimas, las secciones de vigas prefabricadas, con talones estrictos de hormigón rodeando a los cables de pretensado son mucho más favorables que las secciones con amplias tablas de hormigón que dan lugar, al fisurarse, a fuertes descargas de tracciones sobre menores cuantías porcentuales de acero.

El control en servicio debería basarse principalmente en la estimación precisa del ancho máximo característico de fisuras bajo la totalidad de cargas permanentes y sobrecargas máximas, estableciendo así mismo distintos niveles de exigencias para el nivel de sobrecargas máximo, de rara aparición, y para el frecuente, del orden del 70% del anterior. Un criterio de buena práctica debe lógicamente mantener la estructura razonablemente alejada del comienzo de fisuración bajo la totalidad de las cargas permanentes y la fracción casi-permanente de las sobrecargas, del orden del 20% de los máximos de la Instrucción, según los criterios adoptados por el CEB y los Eurocódigos y que deberían, a nuestro entender, ser recogidos en la normativa nacional. En cuanto a la estimación del ancho de fisura, parece existir acuerdo (ref. 8) en que la actual propuesta del CEB, incluida en la EH88, permite una correcta evaluación de la misma, permitiendo al mismo tiempo considerar la influencia de gran número de parámetros significativos.

REFERENCIAS

(1) EMPERGER, F.V., "Stahlbeton Mit Vorgespannten Zulagen Aus Hoherwertigem Stahl; Forschingsar Beiten Auf Dem Gebiete Des Eisenbetons". W. Ernst & Son. Berlin, 1939.

(2) ABELES, P.W., "Fully and Partly Prestressed Reinforced Concrete". ACI Journal. Proceedings V. 41. No. 3. Enero 1945.

(3) ABELES, P.W., "Partial Prestressing and Possibilities for its Practical Applications". PCI Journal. V4. No. 1. Junio 1959.

(4) ABELES, P.W., "Design of Partially Prestressed Concrete Beams". ACI Journal, Proceedings. V. 64. N. 10. Octubre 1967.

(5) LACROIX, R. "La précontrainte partielle: Pourquoi? Comment?". Annales de l'ITBTP. Nº 420. Diciembre 1983.

(6) LIN, T.Y. "Partial Prestressing Design Philosophy and Approach". Symposium ACI, CEB, PCI y FIP. Philadelphia 1976. Publicado en FIP Notes 69. Julio/Agosto 1977.

(7) LEONHARDT, F. "Recommendations for the Degree of Prestressing in Prestressed Concrete Structures". Symposium ACI, CEB, PCI y FIP. Philadelphia 1976. Publicado en FIP Notes 69. Julio/Agosto 1977.

(8) LEONHARDT, F. "Craks and Crack Control in Concrete Structures". PCI Journal. Julio/Agosto 1988.

(9) MILLANES MATO, F. "Anerages per bossage dans les hourdis de ponts". Thèse de Docteur-Ingénieur. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. París, 1979.

(10) BRUNEAU, J. "Redistribution dans les ponts hyperstatiques en béton précontraint. Interprétation de résultats expérimentaux sur ouvrages en place". Bull. Liaison Labo. Ponts et Ch. nº 96. Julio/Agosto 1978.

(11) ARENAS, J.J. "Conceptos fundamentales del hormigón parcialmente pretensado y su aplicación a vigas de puente". Hormigón y Acero nº 154. 1985.

(12) APARICIO, A.C. "Recomendaciones prácticas para la verificación de los estados límites relativos a flexión de puentes continuos

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

de hormigón pretensado". Hormigón y Acero nº 154. 1985.

(13) GHALI, A.; ELBADRY, M. "Serviceability Design of Continuous Prestressed Concrete Structures". PCI Journal. Enero, Febrero, 1989.

(14) MILLANES MATO, F. "Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tenso deformacional en tableros de puente construidos de forma evolutiva". Hormigón y Acero nº 156. 1985.

(15) FDEZ. ORDOÑEZ, J.A.; MNEZ. CALZON, J.; MILLANES MATO, F.; ORTIZ BONET, A.; MARCO VENTURA, J. "Análisis de la estructura del puente de Fernando Reig sobre el río Barxell, en Alcoy". Hormigón y Acero nº 162. 1987.

(16) FDEZ. ORDOÑEZ, J.A.; MNEZ. CALZON, J.; MILLANES MATO, F.; ORTIZ BONET, A.; MARCO VENTURA, J. "Control y seguimiento del montaje del puente atirantado Fernando Reig, sobre el río Barxell, en Alcoy". Hormigón y Acero nº 170. 1989.

(17) MILLANES MATO, F.; MNEZ. CALZON, J. "Automatic Evolutive Analysis of Complex Composite Bridges and Systems". ASCE. Journal of Structural Division. Vol. 115. No. 10. Oct. 1989.

(18) SMITH, M.J.; GOODYEAR, D. "A practical Look at Creep and Shrinkage in Bridge Design". PCI Journal. Mayo/Junio 1988.

(19) MATILDI, P.; PASCALE, G.; DE LEO, A. "Sulla correlazione tra propietá eslatiche e a rottura dei calcestruzzi risultati di un' indagine Sperimentale e osservazioni alle indicazioni normative". La Prefabricazione. Junio 1982.

(20) MARTINEZ CALZON, J. "Panorama actual de la Construcción Mixta". Informes de la Construcción. Vol. 40. Nº 398. Noviembre/-Diciembre 1988.

(21) MARTINEZ CALZON, J.; ORTIZ HERRERA, J.; "Construcción Mixta, Hormigón y Acero". Ed. Rueda. Madrid 1978.

(22) MARTINEZ CALZON, J.; MILLANES MATO, F.; "Dos ejemplos de grandes puentes mixtos pretensados en Tortosa y Valencia". Asamblea ATEP 1990. Alicante.

(23) MARTINEZ CALZON, J. "Puentes compuestos continuos con pretensado exento: puente sobre el Turia en Valencia". Asamblea ATEP 1990. Alicante.

RESUMEN

Se analizan diferentes tipologías de puentes pretensados, con tableros de hormigón y estructura mixta, bajo cargas de servicio. El análisis se realiza con un programa paso a paso que considera de forma muy precisa el complejo sistema de redistribuciones que se produce entre hormigones y aceros. Se concluye que el nivel de tensiones en la fibra más traccionada del hormigón no constituye un parámetro adecuado para el dimensionamiento del pretensado, resultando muy sensible al nivel de precisión del análisis, las secuencias y tiempos reales de montaje, las características reológicas y deformacionales del hormigón y otros parámetros de difícil evaluación. Un preciso control de la abertura de fisuras y de la respuesta de las secciones en fase fisurada, constituye la única garantía para asegurar la adecuada durabilidad de las estructuras pretensadas.

SUMMARY:

Different types of both concrete and composite girder prestressed bridges under service loads are analized. The analysis is performed by a step-by-step computer simulation which very accurately takes into account the complex process of stress redistributions between concrete and steel elements. We can conclude that the stress level at the most tensioned concrete fibre is not an adequate parameter for the prestressing dimensioning. This is due to its great sensitivity to the precision level of the analysis, the sequence and timing of the erection process, the time-dependent and mechanical properties of the concrete and other variables of difficult evaluation. An accurate control of crack opening as well as the post-cracking behaviour of the cross sections is the only guarantee to ensure good durability of prestressed structures.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS



Viaducto para el Tren Alta Velocidad en Ciudad Real.

ANDUJAR
Polígono Industrial Ave María - Apart. 248. Tel: 953/50 63 00 JAEN

GRANADA
c/ Divina Pastora, 9. Portal 11 - Bajo. Tel: 958/27 46 86

HUESCA
Paseo Lucas Mallada, s/n. Tel: 974/22 39 00

MONZON
Carretera de Lérida, s/n. Tel: 974/40 07 80 HUESCA

TORREJON DE ARDOZ
Carretera de Torrejón - Loeches, km. 4,200. Tel: 91/675 04 50 MADRID

ZARAGOZA
Paseo de la Constitución, 31. Tel: 976/23 75 02

MADRID: DIRECCION COMERCIAL
c/ Orense, 10-12. Tel: 91/555 05 35

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Análisis experimental de la seguridad global en piezas de hormigón armado sometidas a solicitaciones de flexión simple

I. Sirvent Casanova
Aparejador
M.J. de la Cruz Jover
Ingeniero Industrial
Instituto Técnico de la Construcción, S.A.

1. INTRODUCCION

Los autores del trabajo consideran que no existe una conciencia clara en relación con la cuantificación de la seguridd global en piezas de hormigón armado dimensionadas de acuerdo con la teoría de los estados límites.

En teoría clásica, la seguridad queda establecida en función de la distancia existente entre la situación de servicio y la que corresponde a su agotamiento nominal, a partir de la aplicación de unos coeficientes que actúan exclusivamente para rebajar las tensiones máximas del hormigón en compresión y del acero en tracción:

$$\sigma_{c,adm} = \frac{fc}{\gamma_1} \qquad \sigma_{s,adm} = \frac{fy}{\gamma_2}$$

A diferencia de la hipótesis considerada en la teoría clásica, la teoría de los estados límites se basa en la utilización simultánea de distintos coeficientes de ponderación que, mientras en unos casos se introducen a partir de la mayoración de las solicitaciones actuantes, en otros, lo hacen minorando las capacidades resistentes de los materiales:

$$fcd = \frac{fck}{\gamma_c}; \quad fyd = \frac{fyk}{\gamma_s}; \quad Mk = \frac{Md}{\gamma_f}$$

Parecida situación se presenta cuando de lo que se trata es de analizar la evolución de la seguridad como consecuencia de las variaciones resistentes y dimensionales que se puedan producir en las piezas.

Estas, y otras circunstancias, fueron las que nos movieron a desarrollar el presente trabajo, en el que trataremos de analizar experimentalmente la evaluación de la seguridad, en piezas solicitadas a flexión simple, y la forma en que ésta evoluciona en el transcurso de los distintos estadios por los que pasan antes de producirse su agotamiento.

2. OBJETO DEL ESTUDIO

El trabajo que presentamos tiene por objeto el análisis de la seguridad a flexión, en vigas de hormigón armado, a partir de los resultados obtenidos en los ensayos experimentales llevados a cabo sobre una serie de piezas, de idénticas características dimensionales, en las que se ha ido variando su cuantía mecánica, bien a partir de la capacidad resistente del hormigón, bien a partir de la del acero, bien a partir de la de ambos materiales simultáneamente.

El estudio será desarrollado en base a los resultados obtenidos en diversos escalones de carga, escalones que se corresponderán con los distintos estadios por los que atraviesan las piezas hasta su agotamiento, es decir, situación de servicio, de cálculo, de rotura nominal y de rotura real. Para cada uno de estos estadios se considerarán, por una parte, los valores teóricos característicos y de cálculo, y por otra, los que realmente corresponden a los materiales de las piezas ensayadas.

Trataremos, por tanto, de establecer las posibles desviaciones entre los resultados correspondientes a los ensayos, con otros, deducidos a partir de planteamientos exclusivamente teóricos (*).

(*) De entre estos destacaríamos el que con el título "Los Coeficientes de Seguridad en Teoría Clásica y Teoría de los Estados Límites", fue desarrollado por J. Calavera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

3. METODO DE CALCULO

Para la realización de los cálculos de secciones nos basaremos en la teoría de los *estados límites últimos*, método recomendado por la Instrucción Española EH-88 y desarrollado fundamentalmente en el seno del C.E.B. (Comité Eurointernacional del Hormigón) y de la F.I.P. (Federación Internacional del Pretensado).

En lo que sigue, tanto para el diseño de piezas para ensayo, como para las comprobaciones teóricas, en cada uno de los diferentes estadios de carga previamente establecidos, utilizaremos los diagramas, tensión-deformación, para el hormigón (figura 3.1), y para el acero (figura 3.2), que a continuación se indican.

4. SIMBOLOS Y DEFINICIONES

En el trabajo que presentamos se emplean distintas terminologías para un mismo concepto, de ahí la utilización de gran cantidad de subíndices y combinación de estos, para diferenciar distintas situaciones y estadios de carga. Así por ejemplo, dentro del concepto de momento como solicitación externa, utilizamos distintos tratamientos: momento de servicio, cálculo, nominal, último, etc. Idéntica circunstancia ocurre para el tratamiento de la seguridad: nominal, semiprobabilista, determinista, global, etc.

Por otra parte, algunas de las notaciones utilizadas en la redacción del presente documento suelen ser poco habituales, cuando no inéditas, razón por la que hemos creído conveniente exponer el significado de los subíndices empleados, y de la combinación de los mismos, para definir diversas situaciones, estadios, o escalones de carga.

Conviene, por tanto, definir algunas de las terminologías a que nos referimos, aunque quisiéramos añadir que hemos procurado basarnos, en todo momento, en las notaciones y símbolos recomendados por el C.E.B., (Comité Eurointernacional del Hormigón).

4.1. Notaciones

A.—Mayúsculas Romanas.

A_c = Area de la sección de hormigón.
A_s = Area de la armadura de tracción.
A'_s = Area de la armadura de compresión.
F = Fuerza, acción.
M = Momento flector.
M_d = Momento flector de cálculo.
M_u = Momento flector último.
U_c = Capacidad mecánica del hormigón, (0,85 x x b x d x f_c). (*).
U_s = Capacidad mecánica del acero en tracción, ($U_s = A_s \times f_y$).
U'_s = Capacidad mecánica del acero en compresión, ($U'_s = A'_s \times f_y$).
C_s = Coeficiente de seguridad global.

(*) El factor de corrección 0,85, más que a un coeficiente de minoración, se refiere al fenómeno de cansancio del hormigón y a un ajuste entre la resistencia del hormigón de la pieza y la que corresponde a probetas normalizadas.

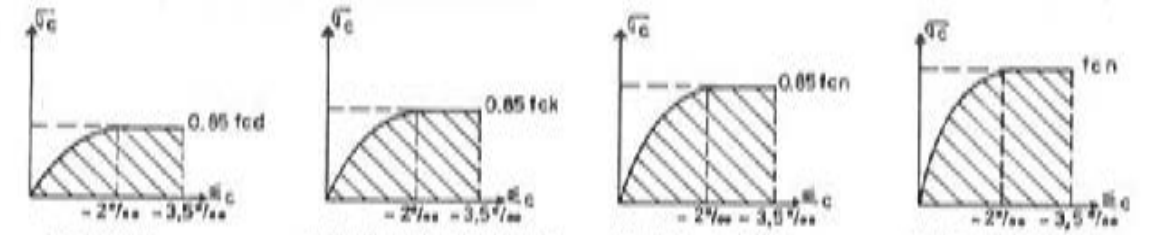


Fig. 3.1.

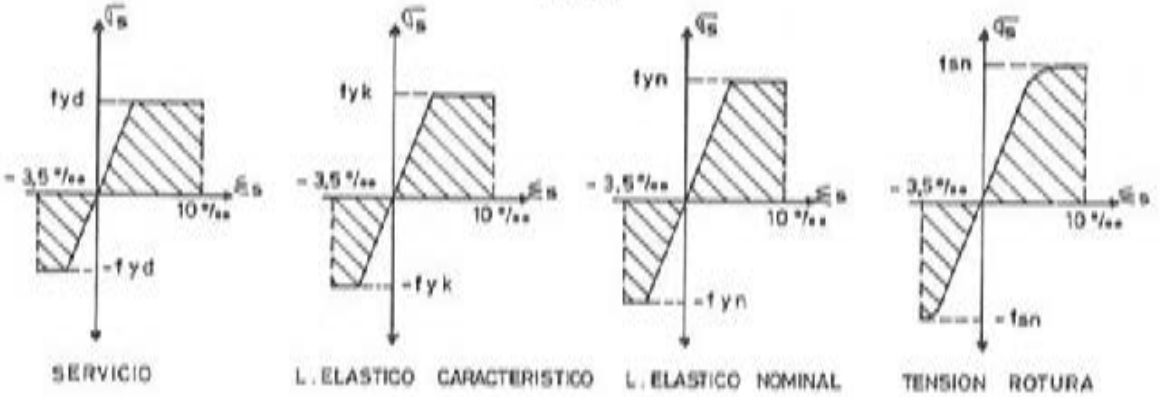


Fig. 3.2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

B.—Minúsculas romanas.

l = Longitud, luz.
h = Canto total de la sección rectangular.
b = Ancho de la sección rectangular.
d = Canto útil de la sección rectangular.
d' = Recubrimiento de la armadura de compresión. (*).
f_c = Resistencia del hormigón a compresión.
f_{ck} = Resistencia característica especificada del hormigón.
f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.
f_{cn} = Resistencia nominal del hormigón, en probeta cilíndrica.
f_y = Límite elástico aparente del acero.
f_{yk} = Límite elástico característico del acero.
f_{yd} = Límite elástico de cálculo del acero.
f_{yn} = Límite elástico nominal del acero.
f_{un} = Tensión de rotura nominal del acero.

C. Minúsculas griegas

γ = Coeficiente de ponderación o seguridad. (**)
γ_f = Coeficiente de seguridad de solicitaciones o acciones.
γ_m = Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales.
γ_c = Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.
γ_s = Coeficiente de minoración de la resistencia del acero.
Σ = Deformación relativa.
Σ_c = Deformación relativa del hormigón en compresión.
Σ_s = Deformación relativa del acero en tracción.
λ = Coeficiente adimensional.
μ = Momento flector reducido.
ξ = Coeficiente sin dimensiones.
σ = Tensión normal.
σ_c = Tensión en el hormigón.
σ_s = Tensión en el acero.
ω = Cuantía mecánica de la zona traccionada, (U_s/U_c).
ω' = Cuantía mecánica de la zona comprimida, (U'_s/U_c).

4.2. Subíndices descriptivos

Los subíndices empleados en la redacción del presente trabajo, basados fundamentalmente en las normas internacionales y en la lengua inglesa, tienen las siguientes significaciones:

c = Hormigón (concrete).
d = Cálculo (design).
f = Fuerzas o acciones.
s = Acero (steel).
k = Característico.
u = Ultimo (estado límite).
a = Agotamiento.
n = Nominal. (*).
g = Global.
p = Situación prevista.

Así por ejemplo, U_{ck} se referiría a la capacidad mecánica característica del hormigón de una pieza en situación de rotura y condiciones de obra, mientras que U_{cp} equivaldría a la capacidad mecánica nominal del hormigón, en situación de rotura prevista y condiciones de ensayo.

$$U_{ck} = 0{,}85 \times b \times d \times f_{ck} \; ; \qquad U_{cp} = b \times d \times f_{cn}$$

4.3. Definiciones

M_k *Momento de Servicio*
Corresponde a aquella situación en la que como consecuencia de una solicitación mayorada, o de cálculo ($M_d = M_k \times \gamma_f$), y en el supuesto de que los materiales que constituyen la pieza, hormigón y acero, tuviesen como resistencias reales las que corresponden a las minoradas, o de cálculo ($f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ y $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$), no se superarían ninguno de los estados límites en la sección crítica de la pieza. (**).

M_d *Momento de Cálculo*
Corresponde al momento de servicio, o solicitación externa, multiplicado por un coeficiente de mayoración (γ_f), que será función de las condiciones de ejecución, daños previsibles, nivel de control, etc.

M_{ns} *Momento Nominal de Servicio*
Corresponde a aquella situación de servicio en la que se consideran como resistencias de cálculo las que realmente tienen los materiales, afectadas de los correspondientes coeficientes de minoración.

M_{nd} *Momento Nominal de Cálculo*
$M_{nd} = M_{nk} \times \gamma_f$.

M_{uk} *Momento Ultimo Característico*
Corresponde a aquella solicitación exterior que, en el supuesto de que las resistencias reales de los materiales coincidieran con las especificadas en proyecto, produciría el agotamiento de la sección crítica de la pieza.(**).

(*) Distancia entre la fibra más comprimida y el centro de gravedad de la armadura de compresión.

(**) En lo que sigue, para el cálculo, diseño y comprobación de sección, utilizaremos los siguientes coeficientes de ponderación: $\gamma_f = 1{,}5$; $\gamma_c = 1{,}5$; $\gamma_s = 1{,}1$.

(*) Al hablar de valores nominales nos referimos a los obtenidos a partir de ensayos normalizados, por procedimientos deterministas.

(**) Consideramos como sección crítica de la pieza aquélla en la que, con anterioridad a cualquier otra, se produce el agotamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

M_{un} *Momento Ultimo Nominal*
Corresponde a aquella solicitación exterior que agota una sección crítica de la pieza, cuando se superan algunas de las máximas deformaciones o capacidades resistentes de los materiales.

M_{up} *Momento Ultimo Previsto*
Corresponde a la situación límite en la que, presumiblemente, hemos considerado que, en las condiciones de ensayo, se producirá el agotamiento de la pieza. (*).

M_{ua} *Momento Ultimo de Agotamiento*
Corresponde a la máxima solicitación que produce el agotamiento de la pieza.

C_{sg} *Coeficiente de Seguridd Global*
Considerado como la distancia existente entre la situación de servicio y la que corresponde a su agotamiento nominal.

(*) Nos referimos a situaciones límites de ensayo que, a diferencia de situaciones reales con cargas lentas, hemos estimado, $U_{up} = b \times d \times f_{cm}$, en lugar de, $U_c = 0{,}85 \times b \times d \times f_c$.

5. METODOLOGIA EXPERIMENTAL Y PLAN DE ENSAYOS

Para el desarrollo del trabajo se fabricaron y ensayaron, hasta situación de rotura, 8 vigas de idénticas características geométricas (3,60 m de longitud y 20 x 40 cm² de sección, salvo una viga ménsula de 4,30 m de longitud), en las que se fue variando su cuantía mecánica, a partir de incrementos en la resistencia del hormigón, en unos casos, y de la capacidad mecánica de la armadura, en otros.

Todo ello se llevó a cabo de acuerdo con la metodología y plan de ensayos que en los apartados siguientes se exponen.

5.1. Marco de ensayos

Para la realización de las pruebas experimentales se utilizó un marco de ensayos compuesto fundamentalmente por los siguientes elementos:

—Dos actuadores de fuerza, carga-descarga, de 25 y 50 t de capacidad máxima de carga, alimentados por una fuente hidráulica.

—Dos módulos electrónicos de medida, con lectura digital y control por carga.

—Dos puentes de reacción compuestos por, dos pilares de acero roscado, 2IPN-45, y las correspondientes guías de desplazamiento y anclaje.

—Aparatos de medida, fleximetros, extensómetros mecánicos, deformómetros, etc.

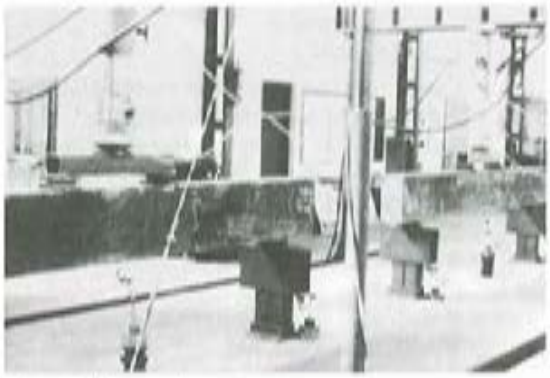


Foto 1. Marco de ensayos.

—Un sistema de transmisión de esfuerzos, y apoyo de piezas, a base de rótulas de acero, de forma que en uno de los extremos tuviese libertad de giro y, en el opuesto, de giro y desplazamiento.

—En las figuras 5.1 y 5.2, correspondientes a vigas biapoyadas y vigas ménsula, se representa un esquema del marco de ensayos, indicándose: puntos de emplazamiento de cargas, distancias entre apoyos, situación de los aparatos de medida —bases extensométricas y fleximetros— y disposición de rótulas para transmisión de esfuerzos y apoyo de piezas.

5.2. Características de las piezas

En el Cuadro I se relacionan las vigas ensayadas, indicándose: designación, armaduras y características mecánicas especificadas y nominales, de acuerdo con las dimensiones y significados de la figura 5.3.

5.3. Control de materiales

En el sentido de poder asimilar los resultados de los ensayos a procedimientos teóricos de cálculo de tipo determinista, se realizaron ensayos intensos sobre todos y cada uno de los materiales que constituyeron las piezas. Estos ensayos consistieron en la determinación de la tensión de rotura del hormigón, a partir de probetas cilíndricas normalizadas, y las correspondientes al límite elástico y rotura del acero, igualmente con probetas normalizadas, habiendo coincidido, en todo momento, las condiciones de ensayo (conservación, temperatura, etc.), con las correspondientes a las piezas ensayadas.

En el Cuadro 1, se exponen los resultados medios de los ensayos, mientras que, en los cuadros 2 y 3, se indican las características

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

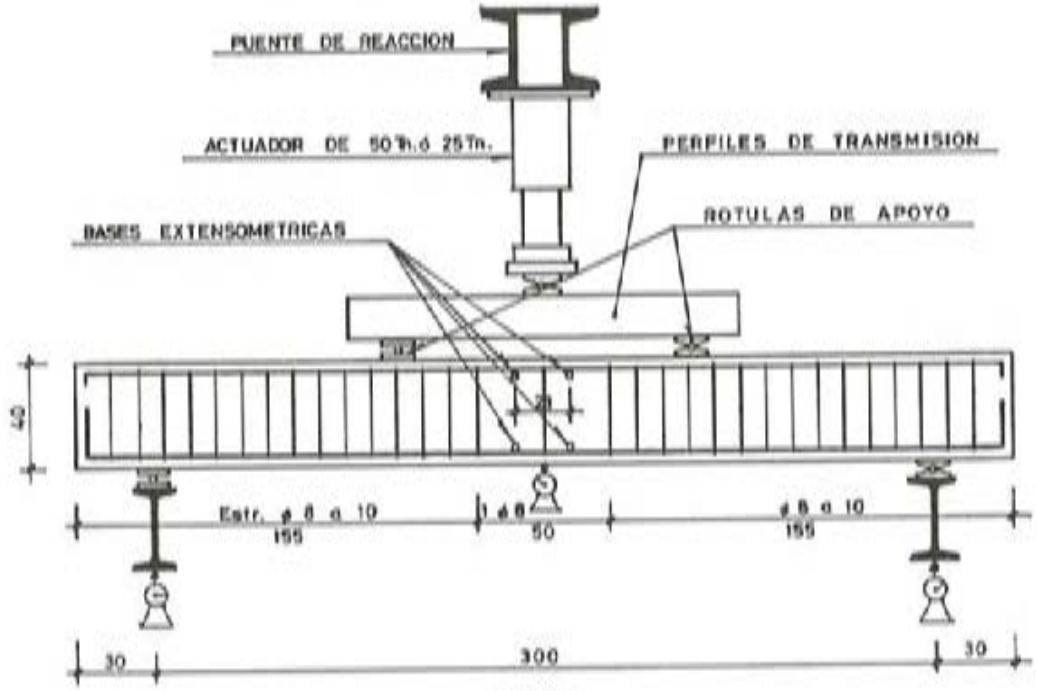


Fig. 5.1.

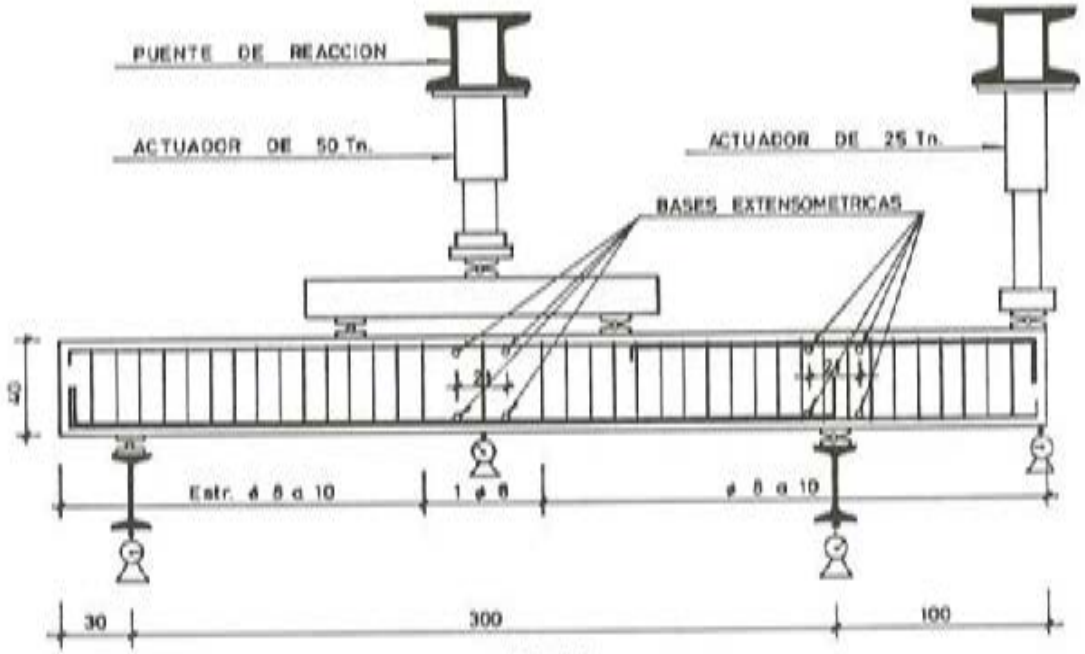


Fig. 5.2.

mecánicas de las piezas, deducidas a partir de los valores especificados y los nominales.

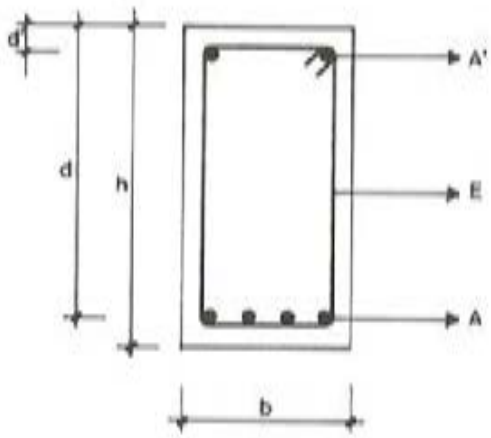
5.4. Escalones de carga

La situación de rotura de cada una de las vigas ensayadas se consiguió mediante aumento progresivo de la carga, proporcionada por los actuadores de fuerza, a una velocidad de 5 Kp/seg. En el transcurso de los ensayos se efectuaron diversos escalones de carga, escalones que coincidieron con las diferentes situaciones y estadios preestablecidos, y que a continuación de indican.

a. Escalón de Servicio

Correspondiente a la carga que proporciona el momento de servicio característico, es decir, suponiendo que las resistencias reales de los materiales que constituyen las piezas, coincidie-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026



b = 20 cm. (Ancho)
h = 40 cm. (Canto total)
d = 37,5 cm. (Canto útil),
d' = 2,5 cm. (Recubimiento)
A = (Armadura de tracción)
A' = (Armadura de compresión).
E = Ø 8 a 10 cm. (Cercos cerrados).

Fig. 5.3.

ran con las especificadas, afectadas de los correspondientes coeficientes de minoración.

b. Escalón de Servicio Nominal

Como el anterior pero considerando las resistencias reales de los materiales, deducidas a partir de ensayos a rotura realizados sobre probetas normalizadas.

c. Escalones de Cálculo

Correspondientes a las situaciones de servicio, característico y nominal, afectadas del coeficiente de mayoración de acciones, $\gamma_f = 1{,}5$.

d. Escalones de rotura

Correspondientes a aquellos en los que se produciría la rotura de la pieza, considerando como capacidades mecánicas del hormigón:

$$U_{ck} = 0{,}85 \times b \times d \times f_{ck}$$

ó

$$U_{cn} = 0{,}85 \times b \times d \times f_{cn}$$

según se trate del escalón de rotura característico o nominal.

e. Escalón de Rotura Prevista

Como los anteriores, pero considerando como capacidad mecánica del hormigón:

$$U_{cp} = b \times d \times f_{cn}\,,$$

por tratarse de ensayos con cargas de corta duración. (*)

En el Cuadro 4 se exponen los momentos correspondientes a cada escalón de carga considerado, así como la carga aplicada, reproduciéndose, en las páginas correspondientes al reportaje fotográfico, distintas secuencias recogidas en el transcurso de los ensayos. La mayor parte de las secuencias se corresponden con los estadios o escalones de carga anteriormente indicados, mientras que otras se refieren a escalones intermedios, aunque muy próximos a los referidos. En cualquier caso, en los textos que recoge cada pié de foto se indica el estadio considerado.

(*) Algunos autores consideran, como capacidad mecánica del hormigón, para situación prevista de rotura: $U_{cp} = 0{,}95 \times b \times d \times f_{cn}$.

CUADRO 1

Características mecánicas de las piezas

Designación	Armaduras					Hormigón	
Vigas	A (m.m.)	A' (m.m.)	f_{yk}	f_{yn} (Kp/cm²)	f_{cn}	f_{ck} (Kp/cm²)	f_{cn} (Kp/cm²)
V.1	4 ϕ 12	2 ϕ 6	5.100	5.542	6.393	200	209
V.2	4 ϕ 12	2 ϕ 6	5.100	5.605	6.447	100	102
V.3	4 ϕ 12	2 ϕ 6	5.100	5.542	6.393	250	269
V.4	4 ϕ 10	2 ϕ 6	5.100	5.971	7.169	300	299
V.5	4 ϕ 16	2 ϕ 6	5.100	5.545	6.398	200	197
V.6	2 ϕ 10	2 ϕ 6	5.100	5.473	6.325	175	184
V.7	4 ϕ 12	2 ϕ 6	5.100	5.542	6.393	250	263
V.8 (*)	2 ϕ 14 + 2 ϕ 6	2 ϕ 6	5.100	5.537	6.389	300	295

(*) Corresponde a la viga con voladizo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUADRO 2

Características mecánicas de cálculo, especificadas ($\gamma_c = 1{,}1$; $\gamma_s = 1{,}5$)

Designac. vigas	Hormigón		Acero			Cuantías		Dominio defor. (*)
	f_{ck} Kp/cm²	U_{cd} t	f_{yk} Kp/cm²	U_{sd} t	U'_{sd} t	w	w'	
V.1	200	100	5.100	20,97	2,62	0,2097	0,0262	3
V.2	100	50	5.100	20,97	2,62	0,4194	0,0524	3
V.3	250	125	5.100	20,97	2,62	0,1678	0,0210	2
V.4	300	150	5.100	14,57	2,62	0,0971	0,0175	2
V.5	200	100	5.100	37,29	2,62	0,3729	0,0262	3
V.6	175	87	5.100	7,28	2,62	0,0837	0,0301	2
V.7	250	125	5.100	20,97	2,62	0,1678	0,0210	2
V.8	300	150	5.100	16,89	2,62	0,1126	0,0175	2

CUADRO 3

Características mecánicas de cálculo, nominales ($\gamma_c = 1{,}1$; $\gamma_s = 1{,}5$)

Designac. vigas	Hormigón		Acero			Cuantías		Dominio defor. (*)
	f_{cn} Kp/cm²	U_{cn} t	f_{yn} Kp/cm²	U_{sn} t	U'_{sn} t	w	w'	
V.1	209	105	5.542	22,58	2,51	0,2161	0,0204	3
V.2	102	51	5.605	22,91	2,51	0,4492	0,0492	4
V.3	269	134	5.542	22,58	2,51	0,1679	0,0187	2
V.4	299	149	5.971	17,34	2,51	0,1160	0,0168	2
V.5	197	98	5.545	40,55	2,51	0,4117	0,0255	3
V.6	184	92	5.473	7,56	2,51	0,0822	0,0273	2
V.7	263	131	5.542	22,58	2,51	0,1717	0,0191	2
V.8	295	147	5.537	18,40	2,51	0,1247	0,0170	2

(*) Los dominios de deformación están referidos a la armadura de tracción, es decir, despreciando la armadura comprimida.

CUADRO 4

Escalones de carga

Designación viga	M_{nk} (mt)	F_k (t)	M_{nd} (mt)	F_d (t)	M_{un} (mt)	F_{un} (t)	M_{up} (mt)	F_{up} (t)	M_{us} (mt)	F_{us} (t)
V.1	4,91	8,65	7,36	12,98	8,40	14,81	8,53	15,03	9,16	16,15
V.2	4,17	7,35	6,26	11,03	7,56	13,33	7,85	13,83	7,89	13,90
V.3	5,07	8,94	7,61	13,41	8,59	15,14	8,68	15,30	9,19	16,20
V.4	4,02	7,08	6,03	10,62	6,74	11,87	6,78	11,94	7,38	13,01
V.5	7,61	13,84	11,41	20,76	13,68	24,88	14,14	25,71	14,19	25,80
V.6	1,78	4,45	2,67	6,67	2,98	7,44	2,99	7,47	3,42	8,54
V.7	5,06	8,91	7,59	13,36	8,57	15,11	8,68	15,29	9,46	16,67
V.8	4,24	4,46	6,39	6,73	7,13	7,50	7,23	7,61	8,45	8,90

M = Momento considerado.
F = Carga aplicada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

5.5. Determinaciones efectuadas

Alcanzados cada uno de los escalones de carga establecidos, según hemos expuesto en el apartado anterior, se mantuvo la carga el tiempo necesario que permitiera efectuar las determinaciones que se indican.

a.—Descenso vertical en el centro de la viga, a partir de un fleximetro con apreciación de la centésima de milímetro.

b.—Número, longitud y amplitud de fisuras, mediante utilización de un fisurómetro con apreciación de la décima de milímetro.

c.—Acortamientos y alargamientos en zonas de máximas compresiones y tracciones, medición efectuada con un deformómetro con apreciación de la milésima de milímetro.

d.—Carga en Kp, en el escalón correspondiente, proporcionada por un módulo digital de medida conectado al actuador de fuerza.

6. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En el Cuadro 5 se reproducen los valores de la carga a la que se produjo la rotura de cada viga ensayada, así como el momento último de agotamiento correspondiente a dicha carga, de acuerdo con el esquema de la figura 6.1.

7. CUADROS DE RESULTAODS

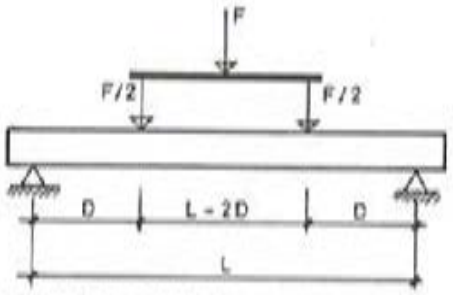
La determinación de los coeficientes de seguridad global, cuyos resultados se representan en los Cuadros 6 y 7, se ha llevado a cabo bajo dos consideraciones y estadios de carga distintos.

En los Gráficos I y II se indican los deducidos en base a considerar los valores de cálculo teóricos, es decir, los característicos o especificados, afectados de los correspondientes coeficien-

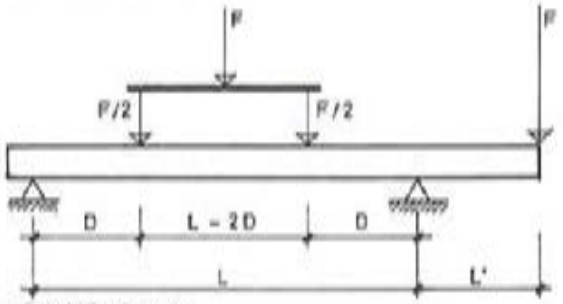
CUADRO 5

Resultados de ensayos a rotura

Viga	L (m)	D (m)	F (t)	M_{us} (m.t)
V.1	3,00	1,135	16,15	9,165
V.2	3,00	1,135	13,90	7,888
V.3	3,00	1,135	16,20	9,190
V.4	3,00	1,135	13,01	7,383
V.5	3,00	1,100	25,80	14,190
V.6	3,00	0,800	8,54	3,416
V.7	3,00	1,135	16,67	9,460
V.8	(0,95)	—	8,90	8,455



VIGAS BIAPOYADAS



VIGA MENSULA

Fig. 6.1.

CUADRO 6

Coeficientes de seguridad global (valores especificados)

Viga	Sin armadura de compresión				Con armadura de compresión			
	μ_d	μ_u	C'_{ch}	C'_{chr}	μ_{ud}	μ_{um}	C_{ch}	C_{chr}
V.1	0,1837	0,1388	1,700	1,996	0,1631	0,1233	1,694	1,955
V.2	0,3125	0,2502	1,804	2,019	0,2850	0,2249	1,757	1,889
V.3	0,1507	0,1134	1,694	1,951	0,1334	0,1002	1,685	1,922
V.4	0,0909	0,0675	1,671	2,166	0,0752	0,0557	1,664	2,151
V.5	0,2890	0,2281	1,776	1,964	0,2742	0,2152	1,756	1,900
V.6	0,0787	0,0581	1,661	1,996	0,0512	0,0379	1,660	1,979
V.7	0,1507	0,1134	1,694	2,008	0,1334	0,1002	1,685	1,979
V.8	0,1047	0,0708	1,676	2,153	0,0892	0,0661	1,666	1,979

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUADRO 7

Coeficientes de seguridad global (valores nominales)

Viga	Sin armadura de compresión				Con armadura de compresión			
	μ_{ud}	μ_{un}	C'_{un}	C'_{unr}	μ_{ucd}	μ_{ucn}	C_{un}	C_{unr}
V.1	0,1879	0,1430	1,712	1,866	0,1697	0,1285	1,698	1,826
V.2	0,3272	0,2637	1,814	1,891	0,3015	0,2412	1,780	1,781
V.3	0,1508	0,1136	1,694	1,812	0,1354	0,1019	1,688	1,788
V.4	0,1075	0,0801	1,680	1,837	0,0928	0,0689	1,667	1,821
V.5	0,3090	0,2470	1,799	1,865	0,2958	0,2355	1,781	1,803
V.6	0,0775	0,0575	1,669	1,916	0,0525	0,0389	1,661	1,905
V.7	0,1539	0,1159	1,695	1,869	0,1384	0,1039	1,685	1,842
V.8	0,1150	0,0859	1,680	1,994	0,1003	0,0746	1,670	1,974

$C'_{uk} = M'_{uk}/M'_k$ y $C_{uk} = M_{uk}/M_k$; (Coeficientes de seguridad global característicos).
$C'_{un} = M'_{un}/M'_n$ y $C_{un} = M_{un}/M_n$; (Coeficientes de seguridad global nominales).
$C'_{ukr} = M'_{uk}/M'_k$ y $C_{ukr} = M_{uk}/M_k$; (Coeficientes de seguridad global característicos, reales).
$C'_{unr} = M'_{un}/M'_n$ y $C_{unr} = M_{un}/M_n$; (Coeficientes de seguridad global nominales, reales).

tes de mayoración de acciones y minoración de resistencias, para situación de servicio; y sin utilización de coeficiente alguno, para situación de agotamiento.

En los Gráficos III y IV se exponen los valores del coeficiente de seguridad global correspondientes a las resistencias nominales de los materiales, afectados, o no, de los coeficientes de mayoración y minoración, según se trate de situación de servicio o agotamiento.

Por último, y en el sentido de comprobar la influencia de la armadura comprimida en piezas de cuantía baja, media o alta, se han efectuado dos determinaciones del coeficiente global para cada situación considerada. En una de ellas se ha tenido en cuenta la armadura comprimida, mientras que en la otra se ha despreciado su posible colaboración. En los gráficos correspondientes a las figuras 7.1, 7.2, se representan las variaciones de los coeficientes de seguridad global, para cada uno de los estados indicados.

7.1. Situación de servicio

a.—Sin armadura de compresión

$$U_{cd} = b \times d \times f_{cd}$$
$$U_{sd} = A \times f_{yd}$$
$$w = \frac{U_{sd}}{U_{cd}}$$
$$M_d = \mu_d \times U_{cd} \times d$$

b.—Con armadura de compresión

$$U_{cd} = b \times d \times f_{cd}$$
$$U_{sd} = A \times f_{yd}; \qquad U'_{sd} = A' \times f_{yd}$$
$$w = \frac{U_{sd}}{U_{cd}}, \qquad w' = \frac{U'_{sd}}{U_{cd}}$$
$$w_o = w - w'$$
$$M_d = [\mu_{cd} + w' \times (1 - d'/d)] \times U_{cd} \times d$$

considerando en cada caso,

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \qquad A \times f_{yd} = \frac{A \times f_{yk}}{\gamma_s}; \qquad M_d = M_k \times \gamma_f$$

7.2. Situación de agotamiento

a.—Sin armadura de compresión

$$U_{ck} = b \times d \times f_{ck} = b \times d \times f_{cd} \times \gamma_c$$
$$U_{sk} = A \times f_{yk} = A \times f_{yd} \times \gamma_s$$
$$w_u = \frac{U_{sk}}{U_{ck}} = \frac{U_{sd}}{U_{cd}} \times \frac{\gamma'_s}{\gamma_c}$$
$$M_u = \mu_u \times U_{ck} \times d = \mu_u \times U_{cd} \times d \times \gamma_c$$

b.—Con armadura de compresión

$$U_{ck} = b \times d \times f_{ck} = b \times d \times f_{cd} \times \gamma_c$$
$$U_{sk} = A \times f_{yk} = A \times f_{yd} \times \gamma_s;$$
$$U'_{sk} = A' \times f_{yk} = A' \times f_{yd} \times \gamma_s$$
$$w_u = \frac{U_{sk}}{U_{ck}} = \frac{U_{sd}}{U_{cd}} \times \frac{\gamma_s}{\gamma_c}; \qquad w'_u = \frac{U'_{sk}}{U_{ck}} = \frac{U'_{sd}}{U_{cd}} \times \frac{\gamma_s}{\gamma_c}$$
$$w_{uo} = w_u - w'_u$$
$$M_u = [\mu_{uo} + \gamma_s / \gamma_c \times w'_u \times (1 - d'/d)] \times U_{cd} \times d \times \gamma_c$$

Todas las determinaciones incluidas en los Cuadros de Resultados, se han efectuado mediante utilización de las Tablas Universales de cálculo, para aceros de dureza natural. (Véase Tabla 13.3, en página 11).

Por su parte, el coeficiente de seuridad global, considerado como la distancia existente

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

entre la situación de servicio y la que corresponde a su agotamiento, y para cada una de las cuantías consideradas, se ha deducido en base a la aplicación de las siguientes expresiones:

$$C_{sg} = \frac{M_u}{M_k}$$

sin considerar armadura de compresión;

$$C'_{sg} = \frac{\dfrac{\mu_u \times U_{cd} \times d \times \gamma_s}{\mu_d \times U_{cd} \times d}}{\gamma_f} = \frac{\mu_u}{\mu_d} \times \gamma_c \times \gamma_f$$

considerando armadura de compresión;

$$C_{sg} = \frac{[\mu_{uo} + w' \times \gamma_s/\gamma_c \times (1-d'/d)] \times U_{cd} \times d \times \gamma_c}{[\mu_{cd} + w' \times (1 - d'/d)] \times U_{cd} \times d} \times \gamma_f$$

$$C_{sg} = \frac{\mu_{uo} + w' \times \gamma_s/\gamma_c \times (1-d'/d)}{\mu_{cd} + w' \times (1 - d'/d)} \times \gamma_c \times \gamma_f$$

que para,

$$\gamma_c = 1{,}5 \; ; \qquad \gamma_s = 1{,}1 \; ; \qquad \gamma_f = 1{,}5$$

$$C'_{sg} = \frac{\mu_u}{\mu_d} \times 2{,}25 \; ;$$

$$C_{sg} = \frac{\mu_{uo} + 0{,}6844 \times w'}{\mu_{cd} + 0{,}9333 \times w'} \times 2{,}25$$

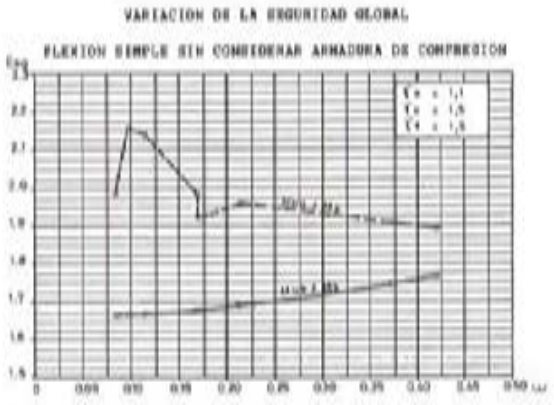


GRAFICO I (VALORES CARACTERISTICOS)

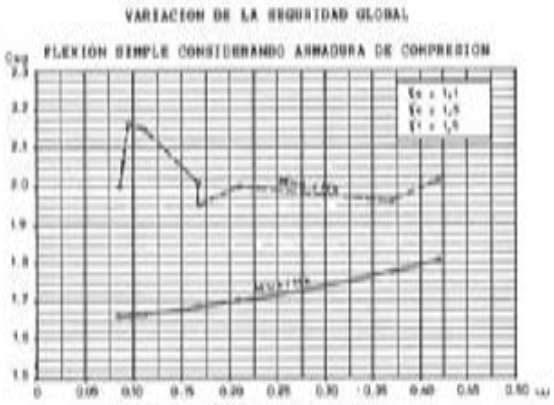


GRAFICO II (VALORES CARACTERISTICOS)

Fig. 7.1.

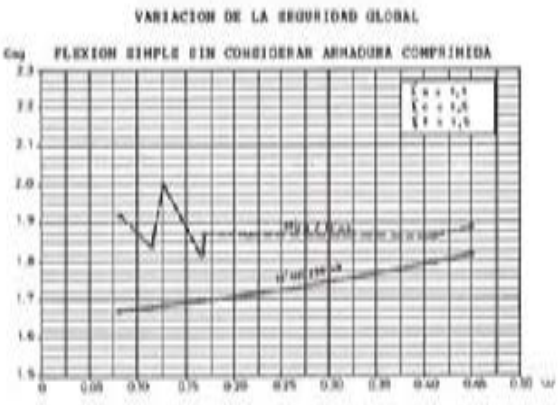


GRAFICO III (VALORES NOMINALES)

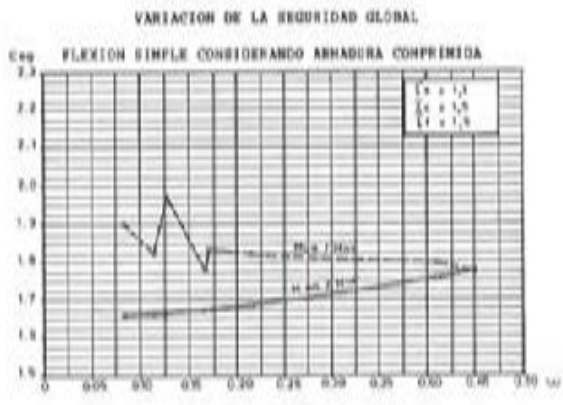


GRAFICO IV (VALORES NOMINALES)

Fig. 7.2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

TABLA 13.3 (*)

ξ	μ	ω'	$\frac{\omega}{f_{cd}} \cdot 10^3$		
0.0891	0.03	0.0310			
0.1042	0.04	0.0415			
0.1188	0.05	0.0522			
0.1312	0.06	0.0630			
0.1438	0.07	0.0739			
0.1561	0.08	0.0849			
0.1667	0.0886	0.0943			
0.1684	0.09	0.0960			
0.1810	0.10	0.1074			
0.1937	0.11	0.1189			
0.2066	0.12	0.1306			
0.2198	0.13	0.1426			
0.2330	0.14	0.1546			
0.2466	0.15	0.1669			
0.2590	0.1590	0.1782			
0.2608	0.16	0.1795			
0.2796	0.17	0.1924			
0.2988	0.18	0.2056			
0.3183	0.19	0.2190			
0.3383	0.20	0.2328			
0.3587	0.21	0.2468			
0.3796	0.22	0.2612			
0.4012	0.23	0.2761			
0.4234	0.24	0.2913			
0.4461	0.25	0.3069			
0.4696	0.26	0.3232			
0.4939	0.27	0.3398			
0.5188	0.28	0.3570			
0.5450	0.29	0.3750			
0.5721	0.30	0.3937			
0.6006	0.31	0.4133			
0.6283	0.3193	0.4323	0.09974	5000	DOMINIO 3
0.6305	0.32	0.4338	0.10007		
0.6476	0.3256	0.4456	0.11114	4640	
0.6618	0.33	0.4554	0.12232		
0.6681	0.3319	0.4597	0.12759	4200	
0.6788	0.3352	0.4671	0.13343	4000	
0.6952	0.34	0.4783	0.14844		
0.7310	0.35	0.5030	0.18068		
0.7697	0.36	0.5298	0.21808		
0.7788	0.3623	0.5359	0.22568	2400	DOMINIO 4
0.7935	0.3658	0.5460	0.23854	2200	
0.8819	0.37		0.32180		
0.8593	0.38		0.40331		
0.9152	0.39		0.92581		
0.9848	0.40		5.99111		

f_{cd} en kp/cm².

NOTACIONES:

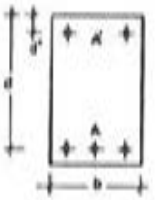
$$\xi = \frac{x}{d}, \qquad \delta = \frac{d'}{d}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\omega' = \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$



(*) Tabla Universal para Flexión Simple y Compuesta, tomada del libro "Hormigón Armado", de Montoya-Meseguer-Morán.

8. IDONEIDAD DE RESULTADOS

En el sentido de comprobar la correspondencia entre los resultados de los ensayos, con otros, deducidos en base a consideraciones exclusivamente teóricas, se ha determinado la relación entre la situación de rotura prevista y la realmente obtenida. Para ello hemos considerado, como capacidad mecánica del hormigón:

$$U_{co} = b \times d \times f_{cn}$$

Por tratarse de ensayos con cargas de corta duración, no se ha tenido en cuenta el factor de cansancio del hormigón, de acuerdo con lo indicado en el apartado 4.

En el Cuadro 9 se exponen los resultados de los cálculos efectuados, en los que, al igual que para el caso de los coeficientes de seguridad global, se han realizado dos determinaciones, para comprobar la posible influencia de la armadura comprimida. Por su parte, en el Cuadro 8, se indican las capacidades mecánicas del hormigón y del acero, así como las cuantías mecánicas consideradas en los cálculos.

En la figura 8.1, se representan gráficamente las relaciones entre el momento último de agotamiento obtenido en los ensayos y el momento de rotura previsto, considerando, o no, la influencia de la armadura comprimida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUADRO 8

Designación vigas	Hormigón		Acero			Cuantías	
	f_{cu} Kp/cm²	U_{cp} t	f_{yu} Kp/cm²	U_{su} t	U'_{su} t	w	w'
V.1	209	184,4	5.542	24,84	2,76	0,1347	0,0150
V.2	102	90,0	5.605	25,20	2,76	0,2800	0,0307
V.3	269	237,3	5.542	24,84	2,76	0,1047	0,0116
V.4	299	263,8	5.971	19,08	2,76	0,0723	0,0105
V.5	197	173,8	5.545	44,60	2,76	0,2566	0,0159
V.6	184	162,3	5.473	8,32	2,76	0,0513	0,0170
V.7	263	232,1	5.542	24,84	2,76	0,1070	0,0119
V.8	295	260,3	5.537	20,24	2,76	0,0777	0,0106

CUADRO 9

Designación vigas	M_{su}	Sin armadura de comp.			Con armadura de comp.		
		μ_{up}	M'_{up}	M_{su}/M'_{up}	μ_{up}	M_{up}	M_{su}/M_{up}
V.1	9,165	0,1237	8,529	1,074	0,1108	8,629	1,062
V.2	7,888	0,2326	7,850	1,058	0,2117	8,112	0,972
V.3	9,190	0,0976	8,685	1,058	0,0873	8,732	1,052
V.4	7,783	0,0685	6,776	1,089	0,0589	6,796	1,086
V.5	14,190	0,2170	14,143	1,003	0,2054	14,354	0,989
V.6	3,416	0,0491	2,988	1,143	0,0331	2,980	1,146
V.7	9,460	0,0997	8,678	1,090	0,0893	8,739	1,082
V.8	8,455	0,0741	7,233	1,169	0,0637	7,183	1,177

9. CONCLUSIONES

En el trabajo experimental que presentamos, se ha tratado de establecer una correspondencia entre la situación de *servicio* y la de *agotamiento*, en una serie de piezas de hormigón armado, con rotura prevista en distintos dominios de deformación. Fundamentalmente, su desarrollo, ha consistido en la comparación de los resultados obtenidos, a partir de *ensayos experimentales*, con otros, deducidos por aplicación de *procedimientos teóricos*, basados en la teoría de los estados límites. Su análisis nos ha permitido establecer de qué forma evoluciona la seguridad global en función de su cuantía mecánica, aparte de estimar la situación, a partir de la cual, la sección es capaz de desarrollar toda su capacidad resistente. Es decir, superar la tensión correspondiente al límite elástico del acero y hasta incluso agotarlo, por superar su tensión de rotura.

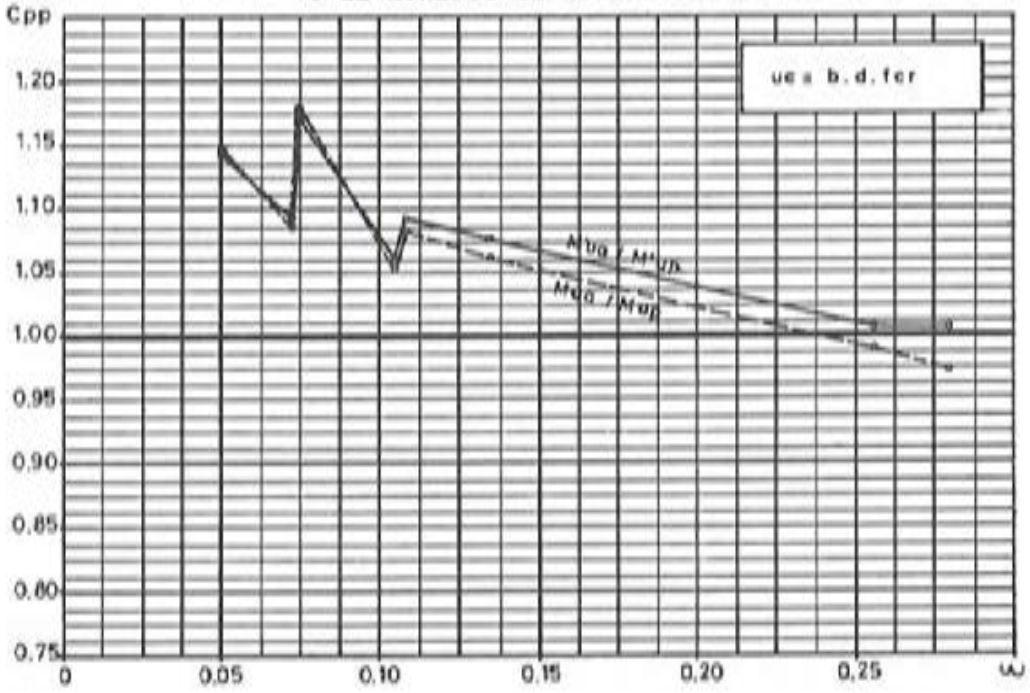
En otro orden de cosas, nos ha permitido igualmente establecer una serie de consideraciones de carácter general que, aún no siendo el objeto fundamental del trabajo, presentan interés en todos los temas relacionados con la flexión. En este apartado nos ocuparemos del *análisis de la seguridad* y en el de consideraciones generales, trataremos otros aspectos relacionados con el comportamiento de las piezas, formas de rotura, capacidad de aviso, en definitiva, de algunos consejos prácticos sobre el dimensionado de secciones de hormigón armado solicitadas a flexión.

Si nos atenemos exclusivamente al procedimiento teórico de cálculo que recoge la teoría de los *estados límites últimos*, el crecimiento de la seguridad global en piezas solicitadas a flexión simple, entendiéndose por seguridad global la distancia existente entre la situación de servicio y la que corresponde a su agotamiento, es función de su cuantía mecánica y, en consecuencia, de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

RELACION ENTRE EL MOMENTO ULTIMO DE AGOTAMIENTO

Y EL MOMENTO DE ROTURA PREVISTA



——— SIN CONSIDERAR ARMADURA COMPRIMIDA.

— — — — CONSIDERANDO ARMADURA COMPRIMIDA.

Fig. 8.1.

coeficientes de mayoración y minoración utilizados. Dicha seguridad crece cuando así lo hace el coeficiente de mayoración, según una ley lineal, cuyo factor de proporcionalidad es función de los γ_i considerados. Por otra parte, el incremento de seguridad, en función de la cuantía mecánica, presenta una ley parabólica *creciente* hasta la cuantía límite y *decreciente* a partir de esta, situación que puede comprobarse en el gráfico de la figura 9.1. (*)

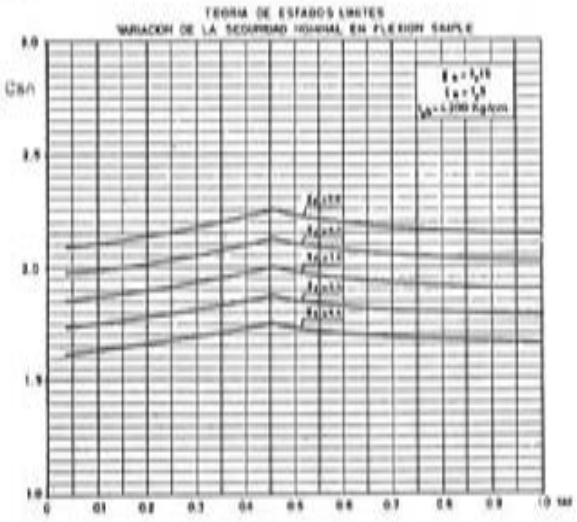


Fig. 9.1.

Por su parte, en el trabajo que presentamos, el incremento de seguridad, en contraposición con cualquiera de los planteamientos teóricos, parece adquirir una pendiente decreciente a medida que va aumentando la cuantía mecánica. En la figura 9.2 representamos, de forma esquemática, la gráfica que podría definir la variación de la seguridad a partir de la que realmente hemos obtenido en los ensayos y que ya ha sido representada en los gráficos de los Cuadros de Resultados. (**)

(*) Gráfico extrado del documento "El coeficiente de seguridad y el momento de rotura nominales, como bases de juicio para el control de piezas mediante ensayos a rotura por flexión", desarrollado por J. Calavera.

(**) Tengamos en cuenta que el trabajo desarrollado se refiere exclusivamente a solicitaciones de flexión, sin armadura de compresión y para valores de la cuantía en los dominios 2 y 3. Cuantías superiores a la límite y disposición de armaduras comprimidas serán objeto de otro trabajo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026



Foto 2. Viga 8.

La justificación de la circunstancia expuesta podría razonarse de la forma siguiente. Para cuantías bajas, es decir en piezas dimensionadas a partir de la zona de confluencia de los dominios 2 y 3, se supera la tensión correspondiente al límite elástico del acero, tanto más cuanto menor es la cuantía, llegando a agotar la sección por superarse la tensión de rotura de la armadura de tracción. Esta forma de rotura tan sólo se nos presentó en la viga 8 (Foto 2), en la que, por tratarse de una ménsula, se movilizó una coacción en el apoyo, que comprimía transversalmente al hormigón, lo que impedía se produjera el *splitting* en el bloque de compresiones. Por el contrario, en la viga 7 (Foto 3), aún corresponden-

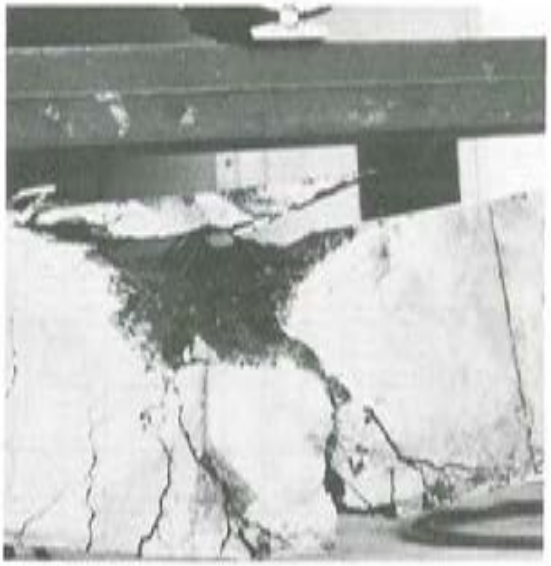


Foto 3. Viga 7.

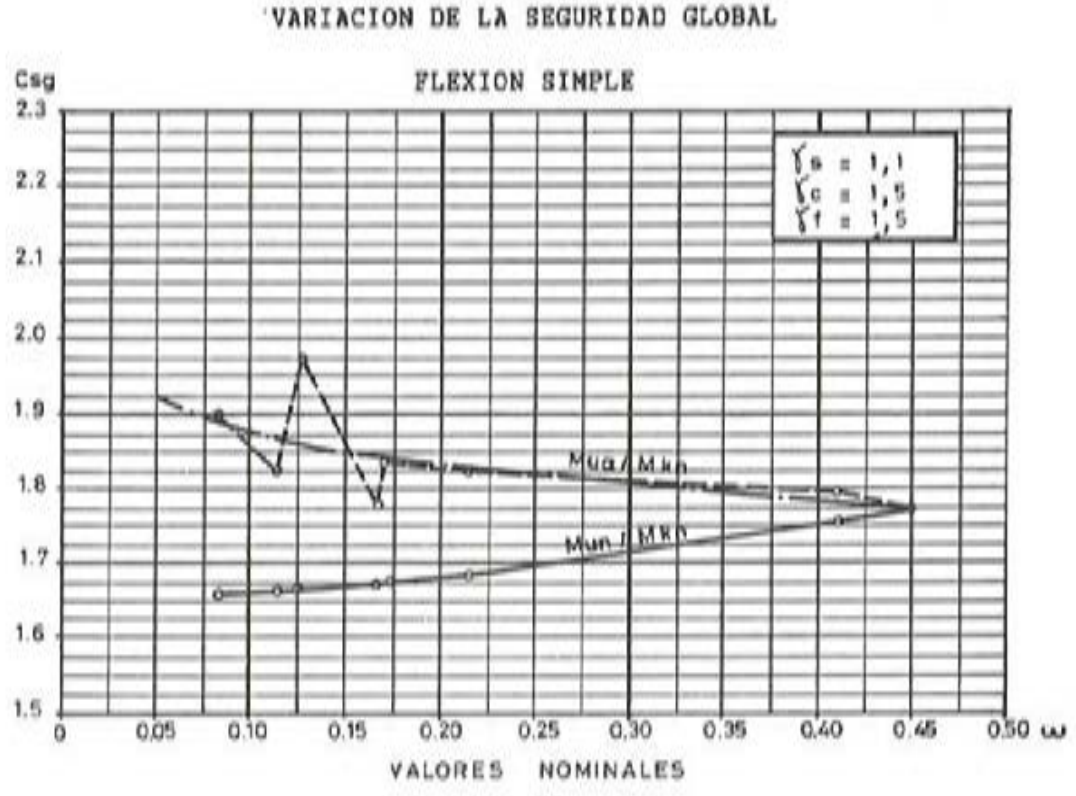


Fig. 9.2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

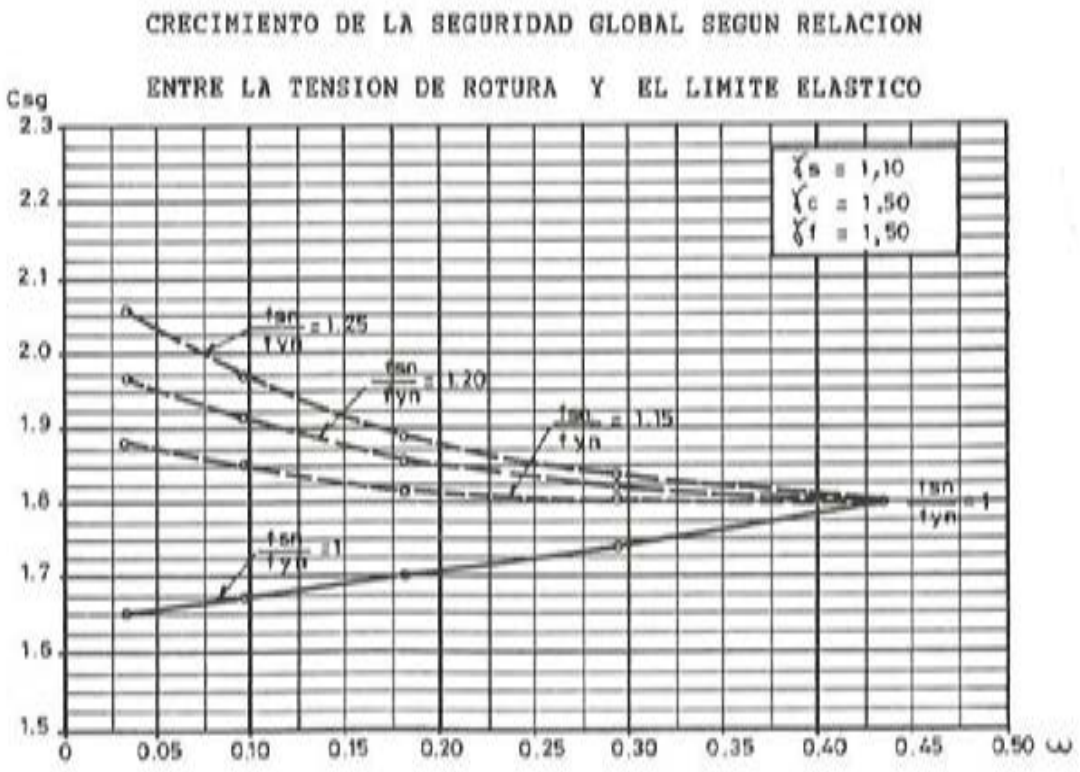


Fig. 9.3.

diendo su situación de rotura al dominio de deformación 2, al sobrepasarse el escalón de fluencia del acero se experimentó una gran deformación, haciendo desplazarse bruscamente la fibra neutra, produciendo la rotura de la pieza por *splitting* del hormigón del bloque comprimido. En este sentido, habrá que tener en cuenta que tal situación no equivale a suponer que el agotamiento de la sección se produjo por fallo del hormigón, sino por una deformación escesiva de la armadura de tracción, como corresponde a las piezas que han sido dimensionadas en el dominio de deformación 2.

En consecuencia, podríamos considerar que el comportamiento de una viga en situación de rotura parece indicar que, para cuantías mecánicas correspondientes al dominio de deformación 2, se agota la tensión de rotura del acero, mientras que, para cuantías bajas, en el dominio 3, la rotura de la pieza se produce al superarse, o alcanzarse, el límite elástico del acero en la armadura de tracción, no llegándose a dicha situación para cuantías altas, próximas al dominio 4.

La hipótesis expuesta conduciría a suponer que la seguridad global, y consecuentemente la máxima capacidad resistente de la pieza hasta situación límite última de agotamiento, crecería cuando la cuantía mecánica disminuyera, situación que difiere del planteamiento teórico, en el que se considera como capacidad máxima de la pieza la que corresponde a la tensión del límite elástico del acero.

La representación gráfica del crecimiento de la seguridad global, podría aproximarse a cualquiera de las curvas expuestas en la figura 9.3. (*)

10. CONSIDERACIONES GENERALES

Aún no estando estrechamente relacionadas con aspectos relativos al análisis de la seguridad, objeto del presente trabajo, en el transcurso de los ensayos pudimos observar una serie de incidencias que, por estar en relación con todos los temas referentes al comportamiento y dimensionado de piezas en flexión, hemos considerado merece la pena exponer, al menos, las más significativas.

—De acuerdo con lo indicado en el apartado de conclusiones, el dimensionado de secciones en el *dominio de deformación 2*, de forma que se agote la armadura de tracción, conducirá a *ganancias de seguridad*.

Evidentemente, si comparamos el comportamiento hasta situación de rotura de las vigas 2, 1 y 7, correspondientes a los dominios de deformación 4, 3 y 2, respectivamente, observamos que la seguridd global teórica experimenta un crecimiento desde la viga 7, de menor cuantía mecánica, a la viga 2, de mayor cuantía, pasando por la

(*) Cada una de ellas se ha obtenido considerando una relación, f_{sn}/f_{yn}, de 1,25; 1,20 y 1,15, para cuantía mínima en el dominio 2, y 1,00 para cuantía límite en el dominio 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

1, de cuantía intermedia. En contraposición con la situación expuesta, el crecimiento de la seguridad global, deducida a partir de los resultados obtenidos en los ensayos experimentales, presenta un orden inverso, en esta ocasión, en total correspondencia con el gráfico de la figura 9.3.

Otro hecho que corrobora lo aquí expuesto, quedaría confirmado tras un análisis de la viga 6, la de menor cuantía mecánica de todas las ensayadas. En este caso, al coeficiente de seguridad global le ha correspondido el menor de los valores obtenidos en base a consideraciones exclusivamente teóricas (véanse Cuadros 6 y 7). Por el contrario, atendiendo a los ensayos experimentales, a la mencionada viga le ha correspondido uno de los valores más altos, tan sólo superado por la viga 8, en la que por tratarse de una ménsula, y según las indicaciones apuntadas, concurrían unas circunstancias especiales.

Conviene, en este momento, hacer una matización que creemos importante. Lo hasta aquí expuesto no equivale a considerar que para el dimensionado de secciones deba utilizarse la tensión de rotura del acero, cuya aplicación resultaría incorrecta, debiendo emplearse la correspondiente a su límite elástico. No obstante, lo que sí hemos querido apuntar es que el agotamiento de la pieza se produce para tensiones superiores al límite elástico, lo que equivale a suponer una *ganancia de seguridad global*, respecto a otras piezas cuya rotura hubiese estado ocasionada por agotamiento del hormigón, es decir, por fallo en el bloque comprimido.

—Según lo expuesto en el apartado anterior, el aumentar la capacidad resistente del bloque de compresiones conducirá siempre a una *ganancia de seguridad global*. Esta situación podrá conseguirse mejorando la resistencia del hormigón o aumentando la armadura comprimida. Secciones con cuantía superior a la límite, a partir de la cual se requeriría la disposición de armadura de compresión, será objeto de otro trabajo, por lo que nos ocuparemos exclusivamente de la mejora del bloque comprimido a partir de aumentos de la resistencia del hormigón.

Evidentemente, la viga 4, cuya capacidad mecánica de la armadura de tracción es inferior a la de la viga 2, alcanzó una carga de rotura casi similar a la que correspondió al agotamiento de aquella, por el solo hecho de haber mejorado la tensión de rotura del hormigón (véanse Cuadros 1 y 5). Igualmente se puede comprobar la mejora resistente de las vigas 1, 3 y 7, con respecto a la viga 2, todas ellas con idéntica armadura de tracción, pero con mejor calidad de hormigón.

—La *capacidad de aviso*, en situación de prerrotura, fue mucho mayor en las piezas de menor cuantía mecánica. Esta circunstancia que, a primera vista, podría parecer contraproducente, no lo es tanto si consideramos que la fisuración existente, en *situación de servicio*, es totalmente compatible con los distintos niveles establecidos en la Instrucción Española EH-82.

Si observamos las fotografías 4 y 5, relativas a las vigas 2 y 5, las de mayor cuantía de todas las ensayadas, se puede comprobar que el grado de fisuración era considerablemente inferior al que recogen las fotografías 6 y 7, correspondientes a las vigas 4 y 7, de menor cuantía, todas ellas en situación de agotamiento.

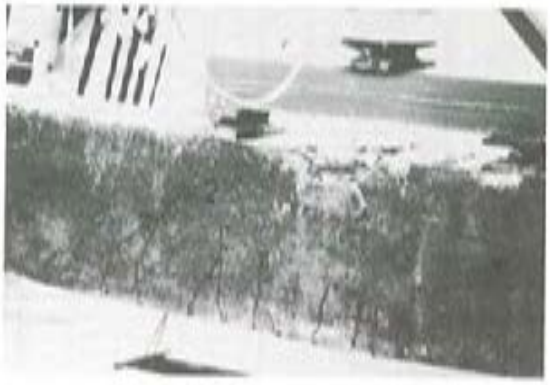


Foto 4. Viga 2.

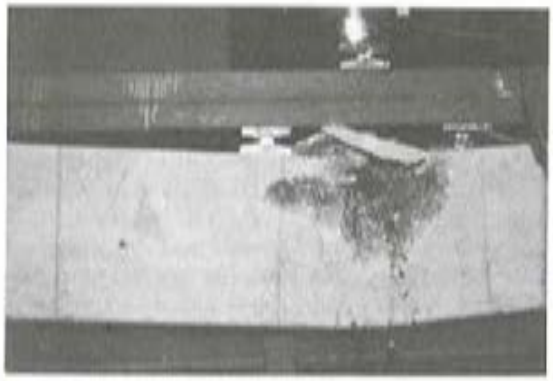


Foto 5. Viga 5.



Foto.6. Viga 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

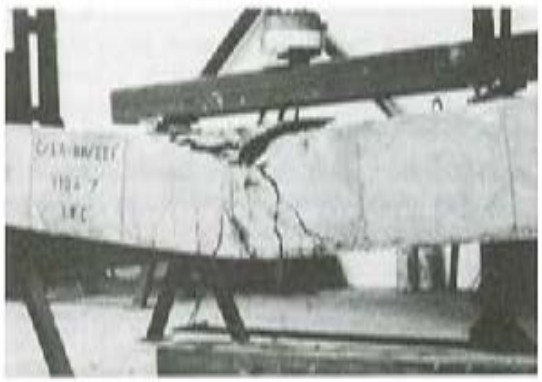


Foto 7. Viga 7.

—Si nos atenemos al gráfico de la figura 5.2, en el que se representa de forma superpuesta la línea que corresponde a los resultados de los ensayos (quebrada), se pueden observar ciertas desviaciones significativas respecto a la gráfica equivalente (potencial). Concretamente nos referimos a las vigas 4, 8 y 3.

La justificación de tales desviaciones podría corresponderse con las siguientes consideraciones:

La viga 8, por tratarse de una ménsula, presentaba unas condiciones especiales de apoyo y transmisión de esfuerzos, distintas al resto de las vigas ensayadas. En este caso, la sección de apoyo correspondiente al voladizo se encontraba doblemente coaccionada. Por una parte, existían los esfuerzos naturales de compresión longitudinal, como corresponde a cualquier pieza solicitada a flexión. Por otra, las particulares condiciones de ensayo movilizaron otras tensiones de compresión transversal, originadas por las cargas actuantes y reacción en el apoyo (figura 10.1).

De esta forma, el nudo se encontraba coaccionado en los dos sentidos, lo que impidió se produjera el *splitting* del hormigón del bloque de compresiones, ocasionando el agotamiento de la armadura, circunstancia que no se presentó en otras vigas, aún con menor cuantía.

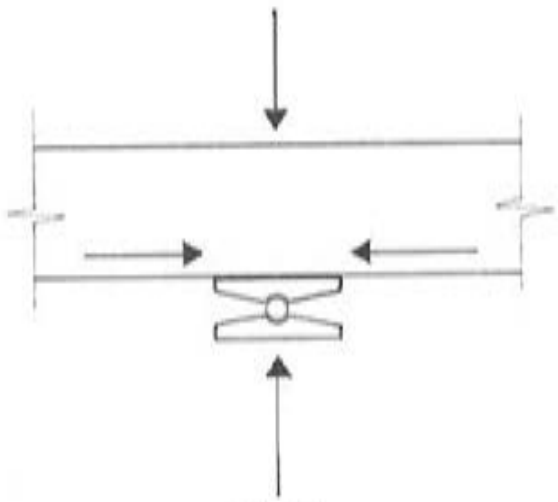


Fig. 10.1.

En las vigas 4 y 3, la inferior respuesta sobre la situación de rotura prevista, podría estar justificada por una baja de resistencia en el hormigón del bloque comprimido, detectada a partir de los ensayos de compresión, sobre probetas normalizadas, efectuados en la última tongada. Habrá que tener en cuenta que en el Cuadro 1 figuran tan sólo los resultados medios.

—En general, la influencia de la *armadura comprimida*, en relación con los resultados obtenidos, presentó *escasa incidencia*. No obstante, en el gráfico 8.1 puede comprobarse cómo, para pequeñas cuantías, la relación entre el momento de agotamiento real y el previsto, considerando, o no, la armadura comprimida, es prácticamente la misma, separándose ambas gráficas a partir de cuantías intermedias y alcanzando la máxima separación para cuantías altas. Lo que se corresponde con cualquier consideración teórica.

—La disposición de mayor número de cercos en zonas de máximas compresiones, parece proporcionar un mejor comportamiento de las piezas, en situación de rotura, por el *efecto de zunchado*. En las fotografías 8 y 9, puede comprobarse cómo la ausencia de cercos en el centro de la viga favorece el pandeo de las armaduras.

De lo hasta aquí expuesto, parece desprenderse una consideración de gran interés en relación con el dimensionado de secciones. Es ésta, la extraordinaria influencia que el *bloque de compresiones* juega en el comportamiento de piezas de hormigón, solicitadas a flexión. Los autores del presente trabajo pudieron comprobar, a partir de otro trabajo experimental, cómo el solo hecho de mejorar la resistencia del hormigón del

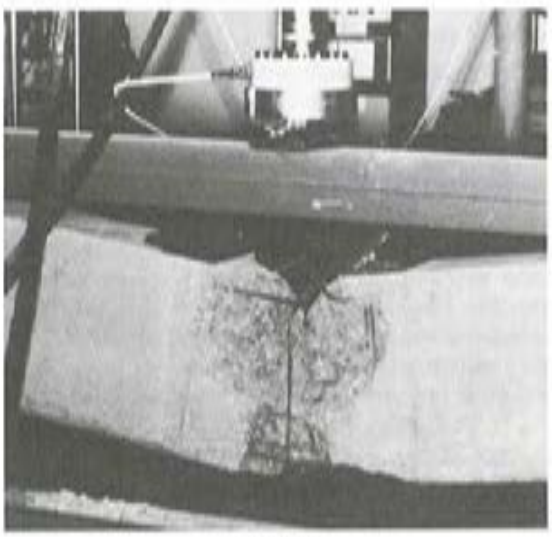


Foto 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026



Foto 9.

bloque, comportaba una mejora generalizada en la pieza, como si de un solo tipo de hormigón se tratara. (*)

A partir del análisis del trabajo desarrollado hemos podido comprobar la concurrencia de una serie de circunstancias, todas ellas favorables, que hacen que la elección de la *cuantía mecánica*, o lo que es lo mismo, del *dominio de deformación*, sea una de las opciones fundamentales que hay que tener en cuenta para el dimensionado óptimo de secciones.

Evidentemente, cualquier mejora de la capacidad resistente del bloque de compresiones de una pieza, comporta una ganancia generalizada con respecto a otras, de menor respuesta en el bloque, que, aunque dimensionadas de forma adecuada, parecen presentar menores recursos en relación con su comportamiento hasta situación de rotura.

Varias son las opciones que comportan mejoras de la capacidad resistente del bloque de compresiones: aumentar el *canto de la pieza*, disponer *armadura comprimida*, aumentar la *tensión de rotura del hormigón*, o la combinación de cualesquiera de ellas, simultáneamente. Dotarlas de mayor canto, por condicionantes de tipo estético o funcional, no siempre resulta posible. Disponer de armadura comprimida, por condicionantes de tipo económico, podría resultar desaconsejable. Parece obvio, por tanto, que dotar a las piezas de un hormigón de mayor capacidad resistente, se presenta como una de las opciones más racionales, aparte de proporcionarles una de las cualidades que, por sistemáticamente olvidadas, resultan de las más dignas de tomarse en consideración, *la durabilidad*.

En cualquier caso, la adopción de cualquiera de las recomendaciones apuntadas, en el dimensionado de secciones, conduciría a:

—Una mejora del *coeficiente de seguridad global* y, consecuentemente, de la capacidad resistente de la pieza hasta situación de rotura.

—Una mayor *capacidad de aviso*, pues mucho antes de producirse la rotura de la pieza, aparecen una serie de fisuras, por otra parte compatibles con la situación de servicio, que, en el caso de secciones dimensionadas con cuantías altas, en el dominio 3, tan sólo se presentan instantes antes de producirse el agotamiento.

—Un *mejor aprovechamiento* de la armadura de tracción, pues el agotamiento de la pieza se produce tras haberse superado la tensión correspondiente al límite elástico del acero, circunstancia que conduce a dimensionados más económicos.

—Una mejora de las *condiciones de deformabilidad*, como consecuencia de la menor fluencia del hormigón.

—Una mejora de las *condiciones de durabilidad*, puesto que un hormigón más resistente, normalmente, lleva aparejada una mayor riqueza en cemento, menor contenido de agua de amasado, en definitiva, menor relación A/C, circunstancias que dotan al hormigón de la alcalinidad necesaria para actuar como elemento pasivante de las armaduras.

En el Anejo Nº 1 se incluye un reportaje fotográfico, en el que quedan ilustradas distintas secuencias tomadas en el transcurso de los ensayos. Fundamentalmente, hemos recogido los instantes en que la pieza alcanzó los estadios o escalones de carga que fueron establecidos, estadios que fueron indicados en el Apartado 5.4.

11. AGRADECIMIENTOS

Deseamos expresar nuestro particular agradecimiento al Instituto Valenciano de la Edificación, I.V.E., que, gracias a su ayuda financiera, ha hecho posible la realización del trabajo que presentamos.

Queremos igualmente manifestar nuestro agradecimiento a una serie de organizaciones y personas que nos han prestado su desinteresada e inestimable colaboración:

Al Instituto Técnico de la Construcción, S.A., que ha prestado la maquinaria y equipamiento

(*) "Análisis experimental de dos sistemas de refuerzo en vigas de hormigón armado solicitados a flexión", desarrollado por, Sirvent, De La Cruz, Baeza y Tomás.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

para la realización de los ensayos; a Prebetong del Sureste, S.A., que ha suministrado el hormigón para la fabricación de las vigas para ensayo; a Ferrallas Alicante, S.A., que nos ha proporcionado la ferralla de las vigas, y a Fernando Sala Corbí, S.L., que suministró el material de encofrado.

A D. Juan José Castillo Rodríguez, que se ha encargado de la fabricación de las vigas, a D. Pascual Vidal Rumbeu, responsable de los trabajos de delineación, a D.ª María Teresa Asensi Mirambell, mecanógrafa, a D. Lázaro Merino Sirvent y D. Pedro Tomás Moreno, que se han ocupado del revelado y reportajes fotográficos.

A los Ingenieros de Caminos D. Manuel Baeza Asín y D. Eduardo Tomás López y al Ingeniero Técnico de Obras Públicas, D. Jorge Moltó López, por su participación y colaboración en los ensayos y en la redacción del trabajo.

12. REFERENCIAS

—Instrucción Española para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado.

—Código Modelo C.E.B.-F.I.P., para las Estructuras de Hormigón.

—J. CALAVERA, "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios".

—MONTOYA, MESEGUER, MORAN, "Hormigón Armado".

—J. CALAVERA, E. GLEZ. VALLE, A. DELIBES, J.M. IZQUIERDO, "La influencia de la relación entre la tensión de rotura y el límite elástico de las armaduras, sobre el comportamiento a flexión de las piezas de hormigón armado". (Informes de la Construcción, 122).

—J. CALAVERA, "Los coeficientes de seguridad en teoría clásica y teoría de los estados límites". (Hormigón y Acero, 100).

—J. CALAVERA, "El coeficiente de seguridad y el momento de rotura nominales, como bases de juicio para el control de piezas mediante ensayos a rotura por flexión".

—I. SIRVENT, M.J. CRUZ, "Análisis experimental de dos sistemas de refuerzo en vigas de hormigón armado solicitadas a flexión".

RESUMEN

La utilización de coeficientes de ponderación distintos (mayoración y minoración) en el dimensionado de secciones, de acuerdo con la teoría de los estados límites, proporciona un único coeficiente denominado coeficiente de seguridad global.

Para unos mismos coeficientes de ponderación, la seguridad global puede tomar distintos valores, en función del dominio de deformación en el que se haya dimensionado, o, lo que es lo mismo, de la cuantía mecánica de la sección.

El conocimiento exhaustivo de dicho parámetro parece necesario, dadas sus múltiples variaciones, para no tomar decisiones equivocadas en relación con los posibles criterios de aceptación o rechazo de una determinada pieza, o zona de obra.

El trabajo que presentamos trata de cuantificar experimentalmente dicho coeficiente, así como de determinar la forma en la que éste evoluciona al considerar distintas cuantías.

Los resultados obtenidos en los ensayos han proporcionado datos interesantes en relación con el crecimiento o decrecimiento de dicho parámetro, según se considere en el acero, su tensión de rotura, la correspondiente a su límite elástico o cualesquiera otros valores intermedios.

El desarrollo del presente trabajo se ha efectuado en base al plan de ensayos y metodología experimental que en los distintos apartados se exponen, cuyos resultados nos han servido para emitir una serie de conclusiones y recomendaciones, muy a tener en cuenta en el cálculo y dimensionamiento de secciones de hormigón armado.

SUMMARY

—The use of different partial safety coefficients in the design of sections, according to the limit states theory, provides an unique coefficient named "Coefficient of Global Safety".

—For the same safety coefficients, the global safety can take different values, according to the estate of deformation in which they have been designed, or, what is the same, the section mechanical percentage considered.

—The total knowledge of that parameter seems necessary because its multiple variations, in order not to take mistaken decissions related to possible acceptance or rejection criterious of a specified piece or structural zone.

—The work that we present tries to quantify experimentaly this coefficient, so that to determine the way it changes considering different mechanical percentages.

—The results obtained in the essaies have provided interesting data related to the growing or decreasing of that parameter, depending on the take in account of the tensile strength of the steel, its yield strength or any others intermedium values.

—The development of the present work has been acomplished based in the essaies and experimental methodology that are explained, the results of which, have helped us to emit a series of conclusions and recomendations that must be taked in account in the calculation and design of reinforced concrete members.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

ANEJO Nº 1

DISTINTAS SECUENCIAS RECOGIDAS EN EL TRANSCURSO DE LOS ENSAYOS A ROTURA

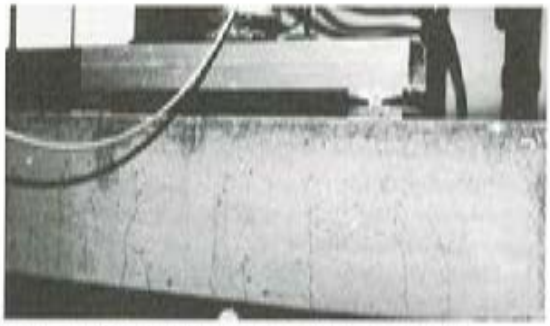


Foto 1. Viga 1 (escalon de cálculo nominal).

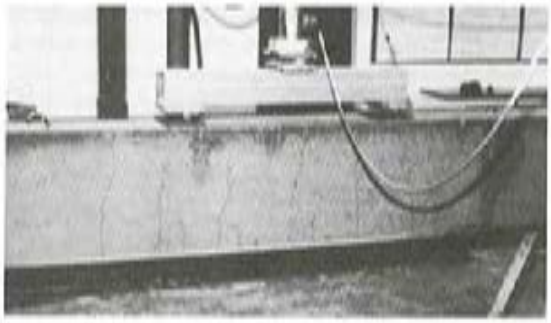


Foto 2. Viga 1 (escalón de rotura nominal).

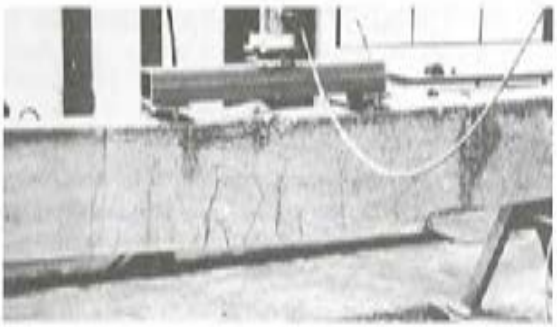


Foto 3. Viga 1 (prerrotura).

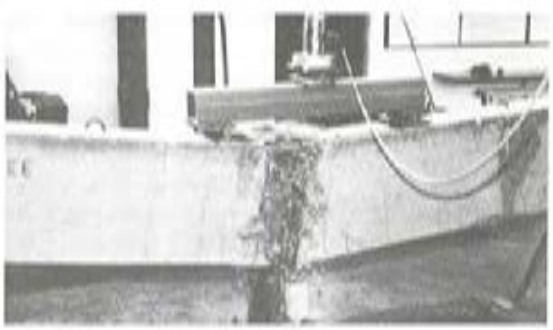


Foto 4. Viga 1 (rotura).



Foto 5. Viga 2 (escalón de servicio nominal).



Foto 6. Viga 2 (escalón de rotura nominal).

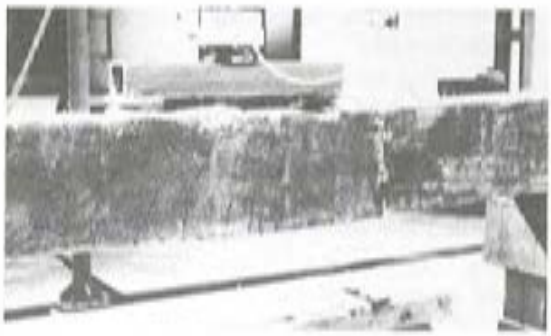


Foto 7. Viga 2 (prerrotura).



Foto 8. Viga 2 (rotura).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

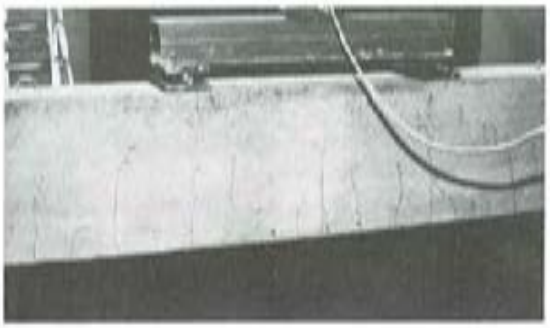


Foto 9. Viga 3 (escalón de rotura nominal).



Foto 13. Viga 4 (escalón de rotura nominal).

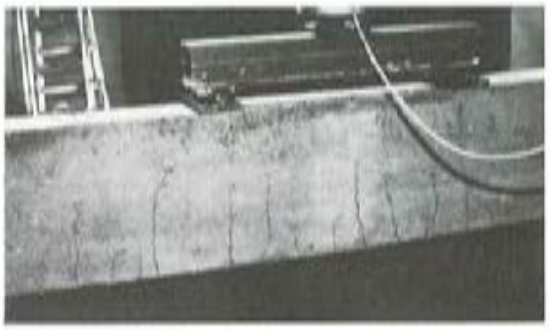


Foto 10. Viga 3 (escalón de rotura prevista).



Foto.14. Viga 4 (escalón de rotura prevista).

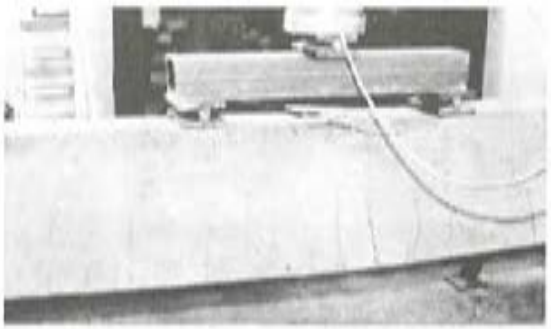


Foto 11. Viga 3 (prerrotura).



Foto 15. Viga 4 (prerrotura).

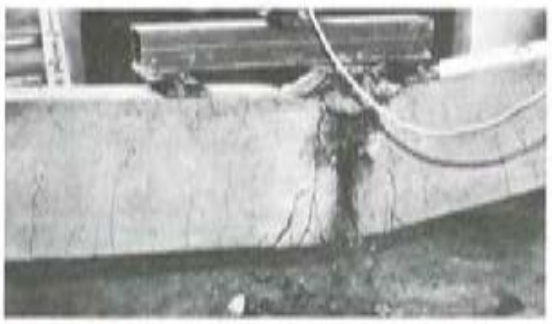


Foto 12. Viga 3 (rotura).



Foto 16. Viga 4 (rotura).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

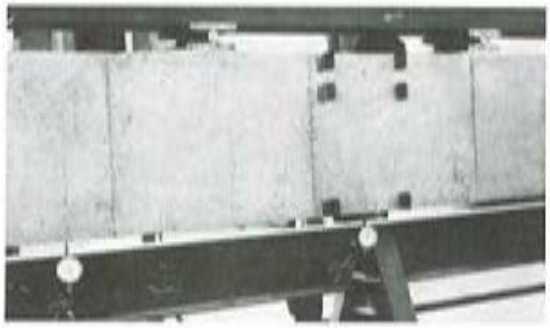


Foto 17. Viga 5 (escalón de servicio nominal).

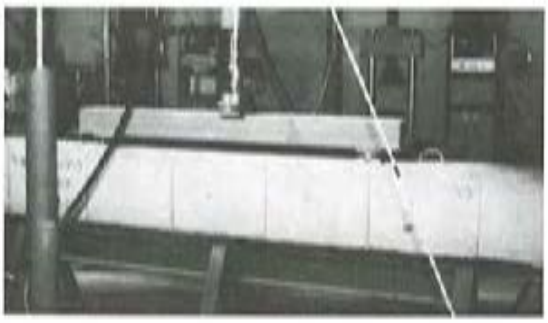


Foto 21. Viga 6 (escalón de precarga).



Foto 18. Viga 5 (escalón de cálculo).

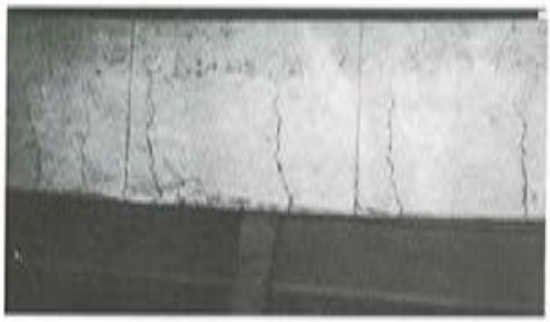


Foto 22. Viga 6 (escalon de rotura nominal).



Foto 19. Viga 5 (prerrotura).



Foto 23. Viga 6 (escalón de rotura prevista).



Foto 20. Viga 5 (rotura).



Foto 24. Viga 6 (rotura)

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

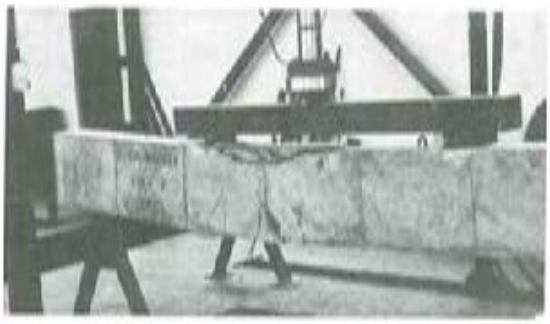


Foto 25. Viga 7 (prerrotura).



Foto 26. Viga 7 (distintas fases de rotura).



Foto 27. Viga 7 (distintas fases de rotura).



Foto 28. Viga 7 (distintas fases de rotura).



Foto 29. Viga 8 (escalón de cálculo nominal).

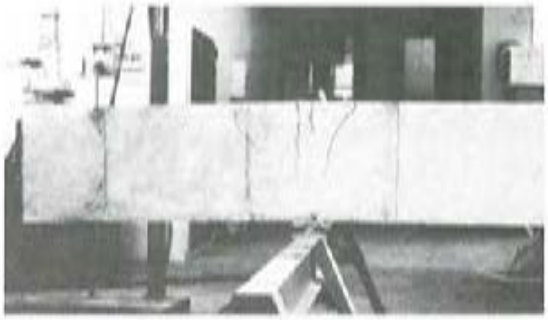


Foto 30. Viga 8 (escalón de rotura nominal).



Foto 31. Viga 8 (escalón de rotura prevista).



Foto 32. Viga 8 (prerrotura).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026



Freyssinet

FREYSSINET, S.A. · avda. general perón, 24 · 28020-madrid · tels. 555 99 80-87-88 ·fax 91-555 99 92 · telex 48602

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Comportamiento estructural de forjados reticulares, según los métodos de análisis del "emparrillado", de los "pórticos virtuales" y "directo"

Luis Villegas
Dr. Ingeniero de Caminos
Dpto. de Estructuras. E.T.S.I.C.C.P.
Universidad de Cantabria

1. INTRODUCCION

En este estudio se analiza el comportamiento estructural de dos forjados reticulares (Figura 1) a la luz de los métodos de análisis del "Emparrillado", de los "Pórticos virtuales" y "Directo". Son dos los objetivos planteados; por un lado conocer en qué medida se parecen los resultados de los diferentes análisis y, por otro, tratar de profundizar en el funcionamiento resistente de estas estructuras.

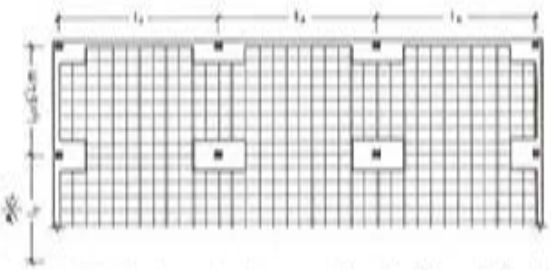


Fig. 1. Forjados reticulares analizados (ly = 6,4 m): Estructura "A" : lx = 6,4 m (lx/ly = 1,00). Estructura "B" : lx = 9,6 m (lx/ly = 1,50).

La sección de los forjados se muestra en la Figura 2. Las cargas actuantes sobre ellos son de dos tipos: Una carga superficial uniforme de 850 Kp/m² (Peso propio = 450 Kp/m², Solado = = 100 Kp/m², Tabiquería = 100 Kp/m², Sobrecarga de uso = 200 Kp/m²) y una carga lineal perimetral de 1200 Kp/m (Viga de borde, más cerramiento de fachada).

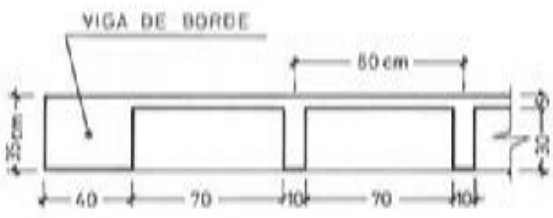


Fig. 2. Sección de los forjados reticulares.

En el análisis se ha supuesto que cada placa apoya sobre soportes de sección (40 x 40) cm² y que éstos se prolongan, hacia arriba y abajo del forjado, en una longitud de 3,2 m y sus extremos finales se encuentran empotrados. Los ábacos macizados en la unión entre placa y soportes se prolongan, a cada lado de éstos, en el 15% de la luz existente hasta el apoyo próximo.

1.1. Análisis mediante Emparrillado

Se ha utilizado el programa de cálculo matricial de estructuras Empar [1]. La Figura 3 muestra cómo se han discretizado las distintas zonas (nervios, viga perimetral y ábacos) de la placa, en el análisis. En cada cruce de las alineaciones de nervios se ha considerado un "nudo" del emparrillado.

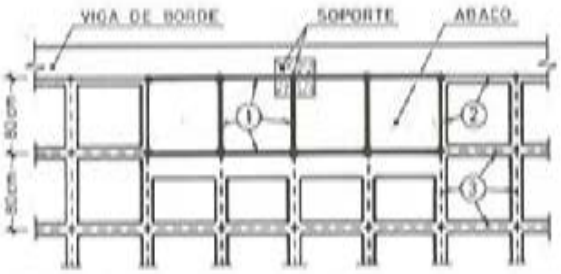


Fig. 3. Discretización del forjado reticular para su análisis mediante Emparrillado. Barra 1: Rectangular (80 x 35). Barra 2: Rectangular (40 x 35). Barra 3: Sección T (nervios del forjado).

Se han realizado dos cálculos de emparrillado para cada estructura A y B. En el primero de ellos se ha adoptado, para las características mecánicas de las barras (inercias a flexión y a torsión), las correspondientes a la sección bruta de hormigón; el Cuadro 1 muestra estas características, pudiéndose observar el pequeño valor de la inercia a torsión de los nervios T en relación al de las otras barras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUADRO 1

Características mecánicas de las barras de los Emparrillados, en cada uno de los análisis realizados

Barra	Inercia a flexión (* 10^{-4} m⁴)	Inercia a torsión (* 10^{-4} m⁴)	
	Análisis E1 y E2	Análisis E1	Análisis E2
1	28,583 (1,000 IF1)	82,916 (1,000 IT1)	0,000
2 *	14,292 (0,500 IF1)	27,193 (0,328 IT1)	0,000
3	7,583 (0,265 IF1)	1,110 (0,013 IT1)	0,000

Habida cuenta que la torsión en estos forjados es una solicitación secundaria (torsión de compatibilidad), pues el trabajo a torsión de las barras no es necesario para su equilibrio, se ha realizado un segundo cálculo manteniendo la misma inercia a flexión que en el caso anterior y despreciando la rigidez torsional de las barras. Se pretende con ello cuantificar la influencia de este parámetro en el comportamiento global de la placa.

Las coacciones al movimiento que introducen los apoyos, se han considerado como sigue: Corrimiento vertical coartado e idénticas coacciones a los giros x e y, e iguales a la suma de las rigideces a flexión de los soportes inferior y superior. Para los módulos de deformación longitudinal y transversal se han tomado los valores: $E = 2 \times 10^6$ Mp/m² y $G = 8 \times 10^5$ Mp/m².

1.2. Análisis mediante Pórticos Virtuales

Teniendo presentes las especificaciones generales propuestas por el Código ACI [2] y la Instrucción EH-88 [3], se ha discretizado la estructura real en varios pórticos virtuales. En la Figura 4 se muestran los dos correspondientes a la dirección "x" (dos pórticos similares se consideran en la dirección "y"); el análisis se realiza con un programa convencional de Pórtico plano.

Las características mecánicas de los elementos que constituyen los pórticos se han considerado de forma simplificada. Esto es la práctica habitual y parece razonable habida cuenta que se trata de un método de cálculo que es una aproximación al comportamiento real del forjado reticular.

Las distintas propuestas que suministran expresiones para obtener las características de los elementos tienen presente lo siguiente:

—Los "dinteles virtuales" deben reflejar adecuadamente la variación de inercias que existe a lo largo de la luz, con la rigidización que supone el macizado del forjado en la zona de ábacos.

—Los "soportes virtuales" deben de reflejar el hecho de que los momentos que solicitan a los soportes reales son producidos por trabajos de flexión y de torsión del forjado.

Se han realizado tres cálculos para cada "pórtico" analizado. Las características mecánicas consideradas en cada uno de ellos se recogen en el Cuadro 2 y son como sigue:

—*Pórtico 1:*

Para los "dinteles virtuales" se adopta la rigidez a flexión propuesta en [4], que conduce a mayorar por 1,20 la inercia de la sección bruta del forjado en la zona aligerada (fuera de ábacos). Para los "soportes virtuales" se consi-

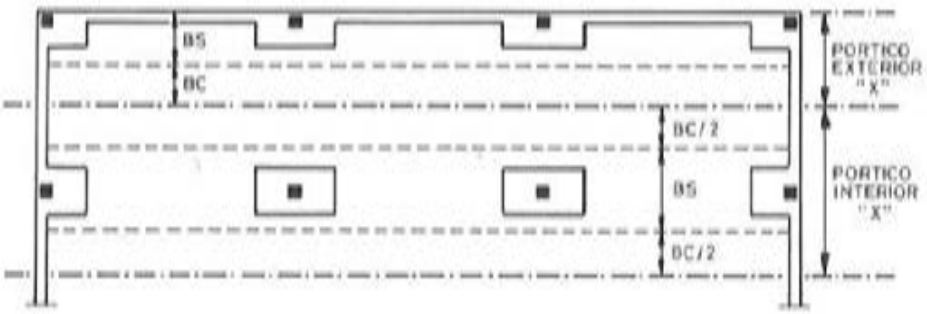


Fig. 4. Pórticos virtuales en dirección X.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

dera la inercia que se deduce del concepto de "soporte equivalente de ACI" en cuya rigidez a flexión intervienen las rigideces a flexión de los soportes superior e inferior y la rigidez a torsión de un determinado ancho de forjado; se han utilizado las expresiones que ofrece [5] para evaluar esta característica.

—Pórtico 2:

Como "dintel virtual" se adopta el mismo que en el caso anterior. Para la inercia de los "soportes virtuales" se adopta la propuesta de EH-88 (55,4) que multiplica por 2/3 la correspondiente a la sección bruta de los soportes reales.

—Pórtico 3:

Adopta las propuestas hechas en [6], que para la inercia de los "dinteles virtuales" considera la correspondiente a la sección del forjado por la zona maciza de ábacos y para la inercia de los "soportes virtuales" la que resulta de multiplicar por 0,80 la correspondiente a la sección bruta de los soportes reales.

CUADRO 2

Características mecánicas de los elementos de los Pórticos Virtuales, en cada uno de los análisis realizados

Análisis	Inercia de elementos virtuales	
	Dinteles	Soportes
P1	$1{,}20 \cdot I_{\text{zona aligerada}}$	$I_{\text{soporte equiv. ACI}}$
P2	$1{,}20 \cdot I_{\text{zona aligerada}}$	$(2/3) \cdot I_{\text{soporte real}}$
P3	$I_{\text{zona ábacos}}$	$(0{,}80) \cdot I_{\text{soporte real}}$

1.3. Análisis mediante el "Método Directo"

El Código ACI (en 13,6) recoge un método de cálculo directo aplicable a forjados reticulares que satisfagan una serie de condiciones. En tales casos las flexiones que hay que cubrir en las diferentes secciones críticas de la estructura se obtienen de forma inmediata.

Este método es aplicable a las estructuras aquí contempladas y sus resultados serán unos valores que compararemos con los obtenidos en los otros análisis.

2. COMPORTAMIENTO FRENTE A CARGAS SUPERFICIALES

Se resumen y comentan los resultados obtenidos con los diferentes análisis realizados en las estructuras sometidas a la carga total repartida de 850 Kp/m². Para el caso que nos ocupa, en que la sobrecarga no excede el 75% de la carga permanente, el Código ACI (13.7.6.2) admite el realizar esta única hipótesis de carga para obtener los esfuerzos pésimos de cara al dimensionamiento de armaduras.

2.1. Momentos flectores

A modo de introducción, en la Figura 5 se muestra el aspecto general de la flexión existente en los nervios de dirección X situados en el cuadrante superior izquierdo de la estructura B, según suministra el análisis E1, y que pone de manifiesto la conocida concentración de flexiones que se produce, en estas estructuras, en las denominadas "bandas de soportes", frente a una menor solicitación de las "bandas centrales".

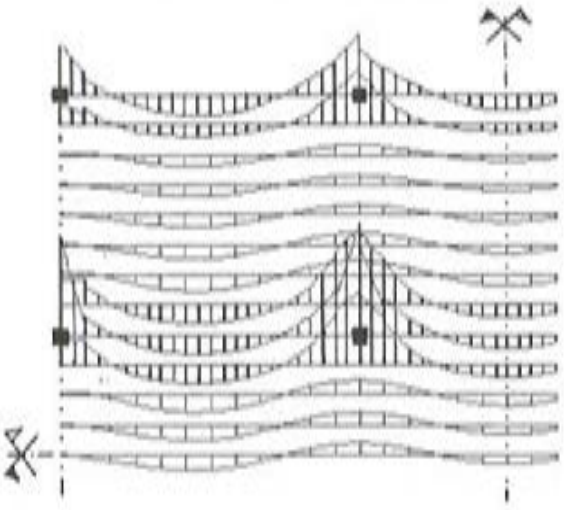


Fig. 5. Momentos flectores en las barras de dirección X de la "Estructura B", para carga superficial repartida (Emparrillado E1).

Para facilitar la interpretación de los resultados que proporciona el Emparrillado, se agruparán éstos de acuerdo con las diferentes zonas que se contemplan en los "Pórticos Virtuales", es decir "Pórticos exteriores e interiores", lo cual posibilitará, además, la comparación entre los análisis realizados.

2.1.1. El Cuadro 3 suministra los momentos flectores ($K \cdot M_o$) existentes en las secciones críticas del forjado reticular, en función del momento isostático (M_o) de referencia de cada vano, según los análisis de Emparrillado y Pórtico Virtual.

De los resultados de este Cuadro 3 se deduce:

A) En relación con los resultados de los Emparrillados, se observa que el suponer nula la inercia a torsión de todas las barras, que admite el análisis E2, conduce, en general, a diferencias

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUADRO 3

Valores (K) que proporcionan, en función del momento isostático (M_0) de cada vano, los flectores (K . M_0) existentes en el forjado reticular (E = Emparrillado, P = Pórtico Virtual)

Flexión en secciones de referencia		Pórtico exterior					Pórtico interior				
		Vano extremo			Vano interior		Vano extremo			Vano interior	
		M^-_{EXT}	M^+_{VANO}	M^-_{INT}	M^-_{AP}	M^+_{VANO}	M^-_{EXT}	M^+_{VANO}	M^-_{INT}	M^-_{AP}	M^+_{VANO}
Estructura "A"	E1	0,39	0,35	0,73	0,66	0,21	0,41	0,39	0,90	0,82	0,24
	E2	0,27	0,37	0,73	0,67	0,19	0,37	0,42	0,92	0,84	0,23
Dirección X ó Y (l = 6,4 m)	P1	0,35	0,44	0,77	0,70	0,30	0,31	0,46	0,78	0,71	0,29
	P2	0,37	0,43	0,77	0,70	0,30	0,31	0,46	0,78	0,71	0,29
	P3	0,35	0,44	0,77	0,70	0,30	0,28	0,47	0,78	0,72	0,28
Estructura "B_x"	E1	0,44	0,33	0,77	0,68	0,22	0,45	0,35	0,91	0,82	0,24
	E2	0,33	0,34	0,77	0,69	0,21	0,41	0,38	0,94	0,83	0,23
Dirección X (l = 9,6 m)	P1	0,41	0,42	0,76	0,69	0,31	0,37	0,43	0,77	0,70	0,30
	P2	0,43	0,41	0,75	0,69	0,31	0,37	0,43	0,77	0,70	0,30
	P3	0,41	0,42	0,76	0,69	0,31	0,34	0,45	0,77	0,70	0,30
Estructura "B_y"	E1	0,38	0,38	0,69	0,65	0,22	0,36	0,43	0,88	0,82	0,24
	E2	0,19	0,43	0,71	0,66	0,20	0,33	0,45	0,90	0,84	0,23
Dirección Y (l = 6,4 m)	P1	0,23	0,49	0,79	0,73	0,27	0,21	0,50	0,79	0,73	0,27
	P2	0,32	0,45	0,77	0,71	0,29	0,25	0,48	0,78	0,72	0,28
	P3	0,30	0,46	0,78	0,71	0,29	0,21	0,50	0,78	0,73	0,27

poco importantes (del orden del 5 al 10%) en las flexiones existentes. Sólo en los apoyos extremos de los pórticos exteriores se acusa notablemente (diferencias del orden del 33 al 100%) el menor empotramiento que supone para el forjado el despreciar la rigidez torsional de los elementos, en especial en vigas de borde y en ábacos.

En estos apoyos, la flexión real existente será un valor comprendido entre los límites obtenidos con los análisis E1 y E2. La estructura no será tan rígida en estos extremos como supone E1 (pues, debido a la fisuración del hormigón, se produce una importante pérdida de la rigidez torsional), ni tan flexible como supone E2 que prescinde totalmente de una cierta colaboración de las vigas de borde y ábacos a torsión en el empotramiento de tales apoyos.

B) Respecto a los resultados de los Pórticos, en las tres hipótesis realizadas se obtienen flexiones sensiblemente iguales en las diferentes secciones y vanos.

C) Se observa pues que si bien ambos métodos de análisis dan resultados diferentes entre sí, aceptado uno de ellos, la modificación de las características mecánicas de las barras, dentro de ciertos límites, no afecta de forma excesiva a los resultados.

Basándonos en las consideraciones anteriores, el Cuadro 4 resume las flexiones medias obtenidas en el análisis de las estructuras con Emparrillado (E1 y E2) y Pórtico (P1 a P3). Se recogen también las que suministra, de modo inmediato, el Método Directo, para cada vano y sección.

CUADRO 4

Valores (K) que proporcionan, en función del momento isostático (M_0) de cada vano, los flectores(K . M_0) existentes en el forjado reticular (E = Emparrillado, P = Pórtico Virtual)

Flexión en secciones de referencia		Pórtico exterior					Pórtico interior				
		Vano extremo			Vano interior		Vano extremo			Vano interior	
		M^-_{EXT}	M^+_{VANO}	M^-_{INT}	M^-_{AP}	M^+_{VANO}	M^-_{EXT}	M^+_{VANO}	M^-_{INT}	M^-_{AP}	M^+_{VANO}
"A"	E	0,33	0,36	0,73	0,67	0,20	0,39	0,41	0,91	0,83	0,24
	P	0,36	0,44	0,77	0,70	0,30	0,30	0,46	0,78	0,71	0,29
"B_x"	E	0,39	0,34	0,77	0,69	0,22	0,43	0,37	0,93	0,83	0,24
	P	0,42	0,42	0,76	0,69	0,31	0,36	0,44	0,77	0,70	0,30
"B_y"	E	0,29	0,41	0,70	0,66	0,21	0,35	0,44	0,89	0,83	0,24
	P	0,28	0,47	0,78	0,72	0,28	0,22	0,49	0,78	0,73	0,27
Met. direc.	D	0,30	0,50	0,70	0,65	0,35	0,30	0,50	0,70	0,65	0,35

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

2.1.2. La comparación entre los resultados de Emparrillado y Pórtico se recogen en el Cuadro 5, en donde se resumen los valores (E/P) en las secciones críticas de cada estructura.

Este fenómeno no puede ser recogido en el análisis de la estructura mediante Pórticos Virtuales, debido a la propia discretización que hace de ésta en pórticos exteriores e interiores, independientes entre ellos; sin embargo, si lo reproduce adecuadamente el Emparrillado y permite su cuantificación.

CUADRO 5

Valores (E/P) entre las flexiones suministradas por Emparrillado (E) y Pórtico (P)

Comparación emparrillado/ pórtico	Pórtico exterior					Pórtico interior				
	Vano extremo			Vano interior		Vano extremo			Vano interior	
	Ap. Ext.	Vano	Ap. Int.	Apoyo	Vano	Ap. Ext.	Vano	Ap. Int.	Apoyo	Vano
(E/P) Estruct. "A"	0,92	0,82	0,95	0,96	0,67	1,30	0,89	1,17	1,17	0,83
(E/P) Estruct. "B_x"	0,93	0,81	1,01	1,00	0,71	1,19	0,84	1,21	1,19	0,80
(E/P) Estruct. "B_y"	1,04	0,87	0,90	0,92	0,75	1,59	0,90	1,14	1,14	0,89
(E/P) medio	0,96	0,83	0,95	0,96	0,71	1,36	0,88	1,17	1,17	0,84

El Cuadro 5, y en relación a sus valores medios, pone de manifiesto que, a excepción de los apoyos de los pórticos interiores, el Emparrillado conduce, sistemáticamente, a menores flexiones en las diferentes secciones que el Pórtico. En lo que sigue se expondrá una de las principales razones a la que se debe este hecho.

En relación con el comportamiento global del forjado a flexión, debe hacerse notar que, a consecuencia de la continuidad estructural existente en los recuadros perimetrales de la placa, tanto a través de sus lados comunes, como de los lados de contacto con los recuadros interiores (Figura 6), se produce una mayor concentración de flexión negativa en dichas "alineaciones con continuidad" que en los bordes exteriores. Esto produce un efecto hiperestático de descarga en estas alineaciones perimetrales y de mayor carga en las primeras alineaciones interiores.



Fig. 6. Alineaciones de apoyo con continuidad de los diferentes nervios de los recuadros perimetrales del forjado.

En la Figura 7 se representa uno de los cuadrantes de las estructuras estudiadas. En el análisis con "Pórticos Virtuales" el momento isostático de referencia de cada uno de sus vanos se cubre (flexión positiva de vano más semisuma de las flexiones negativas en apoyos) a nivel de cada pórtico. Esto no ocurre con el Emparrillado que si bien refleja, obviamente, el equilibrio global a nivel de cada vano de la estructura total, proporciona menor flexión cubierta que la "isostática de referencia" para el "pórtico exterior" y mayor para el "pórtico interior".

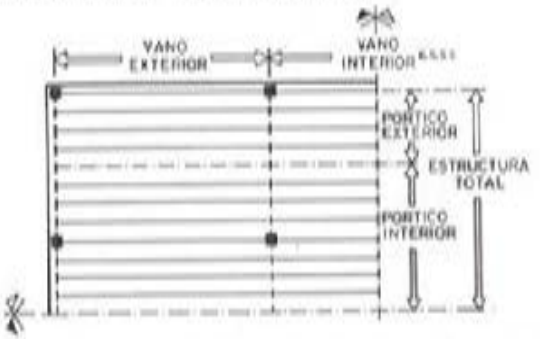


Fig. 7. El momento isostático de referencia de cada vano es equilibrado por los nervios de la estructura total. Simplificadamente, el método de los Pórticos Virtuales satisface esta condición en cada pórtico individual.

El Cuadro 6 pone de manifiesto lo anterior y cuantifica el fenómeno. En él se recogen los valores de (K) que proporcionan el flector ($K \cdot M_0$) equilibrado en cada vano por los nervios del Emparrillado pertenecientes a los "pórticos exteriores e interiores" del forjado reticular, respecto al momento isostático (M_0) de referencia. Frente a tales valores, los métodos de los Pórticos Virtuales y Directo conducen a la unidad (K = 1,00), como ya se ha explicado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUADRO 6

Valores (K) que suministran el flector total cubierto (K . M_0) en cada vano, por los nervios del Emparrillado (E1 o E2), respecto al isostático (M_0) de referencia

Flexión global cubierta		Port. exterior V. ext.	Port. exterior V. int.	Port. interior V. ext.	Port. interior V. int.
"A"	E1	0,91	0,87	1,05	1,06
	E2	0,87	0,86	1,07	1,07
"B_x"	E1	0,94	0,90	1,03	1,06
	E2	0,89	0,90	1,06	1,06
"B_y"	E1	0,92	0,87	1,05	1,06
	E2	0,88	0,86	1,07	1,07
Valor medio		0,90		1,06	

El Cuadro 6 nos proporciona "coeficientes correctores" que pueden utilizarse para modificar la carga que reciben los Pórticos Virtuales, de modo que introduzcan en este método el efecto hiperestático que se produce en el forjado reticular. En el estudio realizado se han obtenido, como coeficientes medios, los valores de *0,90* para los "pórticos exteriores" y de *1,06* para los "pórticos interiores".

En el Cuadro 7 se comparan las flexiones que suministra el Emparrillado con las que resultan de afectar a las obtenidas en el análisis de Pórtico por los factores correctores comentados. Sus resultados muestran una mejor aproximación entre los dos análisis (valores medios E/P_c oscilando entre 0,79 a 1,29) que la obtenida de la comparación directa realizada en el Cuadro 5 (los valores medios E/P oscilaban entre 0,71 y 1,36).

2.1.3. La comparación entre los resultados de Emparrillado o Pórtico en relación con los del método Directo, se recoge en el Cuadro 9. Habida cuenta de la uniformidad que presenta el cociente E/D o P/D en las diferentes secciones, igual que se ha visto con E/P en el Cuadro 5, se recogerán sólo los valores medios de la comparación efectuada.

De la observación del Cuadro 4 se deduce que la comparación entre "Pórticos" y "Método Directo" mejoraría si en los resultados de los primeros hiciéramos redistribución descendente de flexiones. El Cuadro 9 recoge también el resumen de esta comparación para una redistribución (valores P_c) del 10%, que admite ACI en pórticos, y confirma lo anterior.

Debe recordarse, en cualquier caso, que ACI (en 13.6.1.7) especifica que en el método de diseño directo no debe aplicarse la redistribu-

CUADRO 7

Valores (E/P_c) entre las flexiones suministradas por el "Emparrillado (E)" y el "Pórtico Corregido (P_c)", en donde se incluye el efecto hiperestático del forjado reticular

Comparación emparrillado/ port. corregido	Pórtico exterior					Pórtico interior				
	Vano extremo			Vano interior		Vano extremo			Vano interior	
	Ap. ext.	Vano	Ap. int.	Apoyo	Vano	Ap. ext.	Vano	Ap. int.	Apoyo	Vano
(E/P_c) Estruc. "A"	1,02	0,91	1,05	1,06	0,74	1,23	0,84	1,10	1,10	0,78
(E/P_c) Estruc. "B_x"	1,03	0,90	1,13	1,11	0,79	1,13	0,79	1,14	1,12	0,75
(E/P_c) Estruc. "B_y"	1,15	0,97	1,00	1,02	0,83	1,50	0,85	1,08	1,07	0,84
(E/P_c) medio	1,07	0,93	1,06	1,06	0,79	1,29	0,83	1,11	1,10	0,79

Para finalizar estas comparaciones entre los resultados de Emparrillado y Pórtico, el Cuadro 8 resume los cocientes entre los valores que resultan de hacer una redistribución descendente del 10% (valor aceptado normalmente en estas estructuras) en la ley de flectores del Emparrillado y las flexiones en los "Pórticos Corregidos". Puede apreciarse que la aproximación obtenida ahora es basante buena; los valores E_c/P_c medios, oscilan entre *0,95* y *1,15*.

ción de momentos. Esto parece indicarnos que los coeficientes de distribución de la flexión total M_0 que este método propone son unos límites que señalan una flexión negativa mínima que se debe cubrir y a los que tenderían los resultados de "pórticos virtuales" con redistribución, lo que confirma los valores aquí obtenidos.

El Cuadro 9 muestra diferencias de cierta entidad entre los métodos E y D (los valores E/D medios oscilan entre 0,60 y 1,30), mayor concor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUADRO 8

Valores (E_r/P_c) entre las flexiones suministradas por el "Emparrillado Redistribuido (E_r)" y el "Pórtico Corregido (P_c)"

Comparación emp. redistrib./ port. corregido	Pórtico exterior					Pórtico interior				
	Vano extremo			Vano interior		Vano extremo			Vano interior	
	Ap. ext.	Vano	Ap. int.	Apoyo	Vano	Ap. ext.	Vano	Ap. int.	Apoyo	Vano
(E_r/P_c) Estruc. "A"	0,92	1,04	0,95	0,96	0,99	1,10	0,97	0,99	0,99	1,05
(E_r/P_c) Estruc. "B_x"	0,93	1,05	1,01	1,00	1,04	1,01	0,94	1,03	1,01	1,02
(E_r/P_c) Estruc. "B_y"	1,04	1,09	0,90	0,92	1,10	1,35	0,97	0,97	0,97	1,13
(E_r/P_c) medio	0,96	1,06	0,95	0,96	1,04	1,15	0,96	1,00	0,99	1,07

dancia entre P y D (valores P/D oscilando entre 0,82 a 1,18) y buen acuerdo entre P_r y D (valores P_r/D oscilan entre *0,88* y *1,06)*.

Lo anterior es lógico si se piensa que "P" y "D" son métodos que tienen una base común, que es la discretización de la estructura reticular en pórticos independientes. Esto no ocurre con "E" que hace una discretización más compleja del forjado y, al igual que se obtuvo de su comparación con "P", vuelven a marcarse diferencias, que se amplían en este caso de contrastación con "D".

2.1.4. Un aspecto que tiene interés estudiar es qué porcentaje de la flexión total que solicita cada sección crítica de la estructura es resistido por la denominada "banda de soportes" (BS de la Figura 4). El Cuadro 10 recoge tal valor, a la vista de los resultados que suministran los análisis E1 y E2 de Emparrillado, los deducidos de ACI (13.6.4) y los propuestos en [4].

El Cuadro 10 muestra similares porcentajes de reparto en pórticos exteriores e interiores. A la vista de ello, el Cuadro 11 resume, para cada sección crítica de un pórtico genérico, los límites de variación de los porcentajes obtenidos en el Cuadro 10 y la tendencia media de los diversos resultados de cada sección.

Las principales conclusiones que pueden sacarse del Cuadro 11 son:

A) En los apoyos y vanos extremos, los "porcentajes en BS" que proporcionan todos los cálculos hechos son similares.

B) En los apoyos interiores, el Emparrillado

CUADRO 9

Comparación entre las flexiones del "Emparrillado (E)", "Pórtico (P)" y "Pórtico redistribuido (P_r)", con las del "Método Directo (D)" de análisis

Comparación "E/D", "P/D" y "P_r/D"	Pórtico exterior					Pórtico interior				
	Vano extremo			Vano interior		Vano extremo			Vano interior	
	Ap. ext.	Vano	Ap. int.	Apoyo	Vano	Ap. ext.	Vano	Ap. int.	Apoyo	Vano
(E/D) medio	1,12	0,74	1,05	1,04	0,60	1,30	0,81	1,30	1,28	0,69
(P/D) medio	1,18	0,89	1,10	1,08	0,85	0,98	0,93	1,11	1,10	0,82
(P_r/D) medio	1,06	1,00	0,99	0,97	1,05	0,88	1,03	1,00	0,99	1,02

CUADRO 10

Porcentaje del momento total, existente en las diferentes secciones, que actúa en la "banda de soportes"

Momento en banda de soportes: % del $M_{SECCION}$	Pórtico exterior					Pórtico interior				
	Vano extremo			Vano interior		Vano extremo			Vano interior	
	Ap. ext.	Vano	Ap. int.	Apoyo	Vano	Ap. ext.	Vano	Ap. int.	Apoyo	Vano
ESTRUCT. E1	95	67	90	89	80	95	62	87	86	72
"A" E2	100	65	89	89	83	100	61	88	87	74
(Direc. X o Y) ACI	98	66	78	78	66	98	60	75	75	60
ESTRUCT. E1	95	63	86	84	66	93	55	84	83	57
"B_x" E2	100	64	86	84	68	100	55	85	83	58
(Dirección X) ACI	99	65	75	75	65	98	60	75	75	60
ESTRUCT. E1	96	70	96	96	90	99	68	92	92	88
"B_y" E2	100	63	96	96	92	100	67	93	92	92
(Dirección Y) ACI	99	65	77	77	65	99	60	75	75	60
PROPUES. DE [4]	100	60	75	75	60	100	60	75	75	60

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

suministra, con carácter general, mayor flexión negativa en la "banda de soportes" que lo que suponen las otras propuestas.

2.1.6. Finalizamos este apartado con la Figura 8 que muestra la flexión existente en las secciones de vano (FHV y FVV) y de apoyo con continuidad (FHA y FVA) del recuadro de esquina de la Estructura B. En ella se recogen gráficamente varias de las diferencias obtenidas en los subapartados anteriores entre los análisis de Emparrillado y Pórtico. Puede observarse:

—Una menor "flexión positiva" general en el análisis de la estructura con Emparrillado. El reparto de esta flexión a lo ancho de la estructura es similar en ambos métodos.

—Respecto a la "flexión negativa" en los apoyos, el Emparrillado proporciona menor flexión que Pórtico, en los soportes exteriores, y mayor flexión en los interiores. En cualquier caso, el Emparrillado concentra en las proximidades de los apoyos la mayor parte de la flexión negativa existente.

CUADRO 11

Resumen de la flexión actuante en la "banda de soportes" (como porcentaje del momento total de la sección) según los resultados de los análisis realizados

Momento en BS: % del $M_{SECC.}$	Apoyo extremo Lím.	Var.	Tendencia	Vano extremo Lím.	Var.	Tendencia	Apoyo interior Lím.	Var.	Tendencia	Vano interior Lím.	Var.	Tendencia
EMPARRILLADO	93 a 100		98	55 a 70		63	83 a 96		89	57 a 92		77
ACI	98 a 99		99	60 a 66		63	75 a 78		76	60 a 66		63
PROPUESTA [4]	100			60			75			60		

C) Para los vanos interiores vale también lo expuesto en B), aunque no con un carácter tan general.

2.1.5. Nos queda para finalizar el estudio de la flexión existente en los diferentes elementos del forjado, el análisis de las vigas de borde.

En el Emparrillado, los momentos flectores existentes en estos elementos son un resultado directo del análisis. En el método de los Pórticos Virtuales, la flexión de las vigas de borde se obtiene asignando a éstas una fracción de la flexión existente en las "bandas de soportes" de los pórticos exteriores; el Código ACI (13.6.5) hace esta asignación en función de las dimensiones del recuadro y de las inercias de la viga de borde y del forjado adyacente. El Cuadro 12 resume los valores obtenidos en nuestro estudio.

La comparación entre los resultados E y P se efectúa en el Cuadro 13. Como en él se observa, la relación E/P varía muy ampliamente (entre 0,08 y 3,30) y no sigue una tendencia definida en las diferentes secciones y vanos. Se deduce, pues, una mala aproximación entre ambos métodos.

2.2. Momentos torsores

La Figura 9 muestra la torsión en las barras de dirección X de un cuadrante de la Estructura B, según los resultados del Emparrillado E1. En ella se observa cómo las torsiones de cierta entidad se localizan en las zonas de ábaco y en las vigas de borde del forjado reticular.

En estas estructuras, la transmisión de momentos del forjado a los soportes se realiza en

CUADRO 12

Valores (K) que proporcionan, en función del momento isostático (M_0) de cada vano, los flectores (K . M_0) existentes en las vigas de borde

Flexión en vigas de borde		Vano extremo M^-_{EXT}	Vano extremo M^+_{VANO}	Vano extremo M^-_{INT}	Vano interior M^-_{AP}	Vano interior M^+_{VANO}
ESTRUCTURA	E1	0,25	0,13	0,32	0,27	0,10
"A"	E2	0,27	0,14	0,26	0,20	0,10
(Dirección X o Y)	P	0,13	0,17	0,23	0,21	0,11
ESTRUCTURA	E1	0,30	0,12	0,33	0,26	0,08
"B_x"	E2	0,33	0,13	0,30	0,22	0,09
(Dirección X)	P	0,10	0,10	0,14	0,13	0,08
ESTRUCTURA	E1	0,20	0,10	0,23	0,19	0,08
"B_y"	E2	0,19	0,10	0,07	0,02	0,07
(Dirección Y)	P	0,13	0,16	0,28	0,26	0,09

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

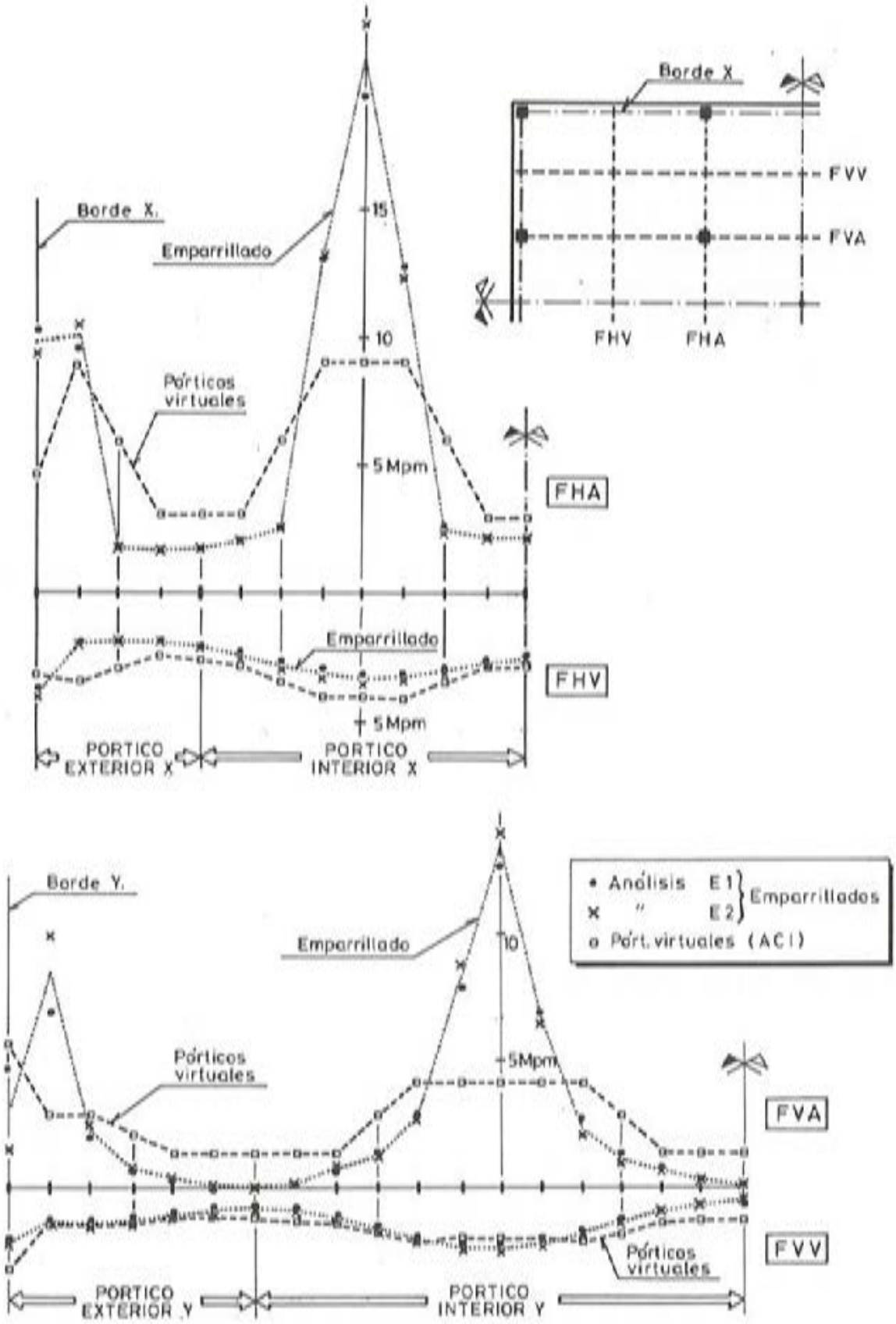


Fig. 8. Flexiones "negativas" en las secciones FHA y FVA, y "positivas" en FHV y FVV, de la Estructura B, según los análisis de Emparrillado y Pórticos Virtuales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUADRO 13

Comparación entre las flexiones suministradas por Emparrillado (E1 o E2) y Pórticos Virtuales (P) en las vigas de borde

Viga del borde: Relación E/P		Vano extremo			Vano interior	
		Ap. ext.	Vano	Ap. int.	Apoyo	Vano
A	E1/P	1,92	0,76	1,39	1,29	0,91
	E2/P	2,08	0,82	1,13	0,95	0,91
B_x	E1/P	3,00	1,20	2,36	2,00	1,00
	E2/P	3,30	1,30	2,14	1,69	1,13
B_y	E1/P	1,54	0,63	0,82	0,73	0,89
	E2/P	1,46	0,63	0,25	0,08	0,78

parte por trabajo de flexión y en parte por torsión. La fracción del momento total que es transferida por cada solicitación es evaluada por el Código ACI (13.3.3) y la Instrucción EH (55.5) a través de parámetros que son función de las dimensiones del perímetro crítico a punzonamiento del soporte y del canto útil del forjado. En la Figura 10 se señalan los momentos que se transmiten a los soportes de las estructuras estudiadas, por trabajo de torsión.

En el Cuadro 14 (y en relación con la Figura 10) se recogen los torsores obtenidos con la evaluación que propone la normativa comentada, a partir de los resultados de Pórtico, y los que suministra el Emparrillado E1. En general, se observa una aproximación aceptable entre ambos métodos, y en especial, en los soportes que se ven sometidos a mayores momentos, como son los de "esquina" y los "perimetrales" (respecto a los momentos de eje paralelo al borde del forjado: T_x para PX y T_y para PY).

En el Cuadro 15 se recogen los momentos torsores existentes en los extremos de las vigas de borde. Estos valores son resultados directos en el Emparrillado y pueden llegarse a ellos a partir de las torsiones totales en las zonas de apoyo (Cuadro 14), con expresiones que tienen en cuenta las luces de las vigas de borde contiguas al pilar considerado y las dimensiones de éste [5].

Los valores del Cuadro 15 muestran, pensando en la complejidad del tema, una aproximación razonable entre ambos análisis. Sistemáti-

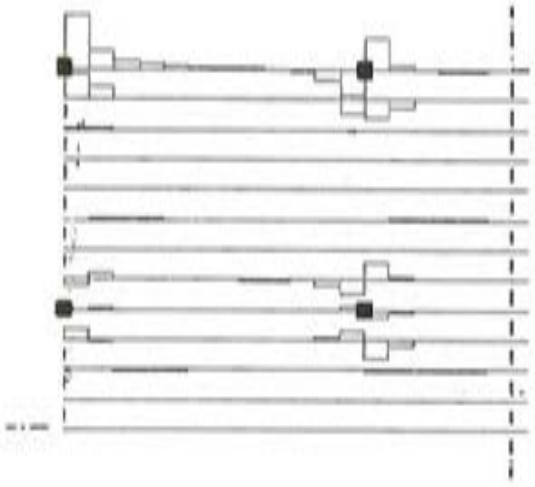


Fig. 9. Momentos torsores en la Estructura B para carga superficial repartida. (Emparrillado E1).

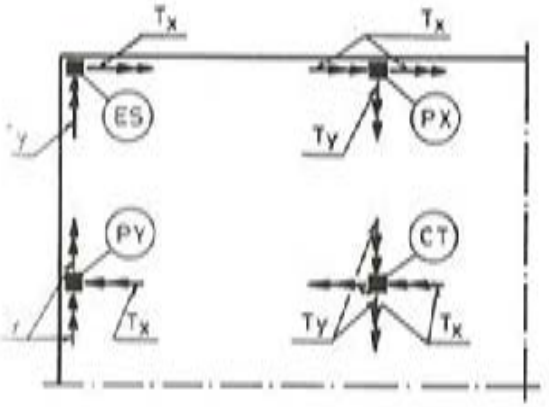


Fig. 10. Momentos torsores en el forjado reticular, en la zona de apoyo en los soportes.

CUADRO 14

Momentos torsores (Mp. m) en las zonas de apoyo del forjado reticular en los soportes (E1 = Emparrillado, P = Valores obtenidos a partir de Pórtico Virtual)

Torsores (M_p, m) en el forjado		Soporte ES		Soporte PX		Soporte PY		Soporte CT	
		T_x	T_y	T_x	T_y	T_x	T_y	T_x	T_y
ESTRUCTURA "A"	E1	2,13	2,13	3,76	0,24	0,24	3,76	0,61	0,61
	P	2,01	2,01	3,09	0,42	0,42	3,09	0,78	0,78
ESTRUCTURA "B"	E1	3,78	5,27	5,21	0,81	0,01	10,28	0,67	1,56
	P	2,34	5,26	3,40	0,94	0,54	8,35	0,84	1,75

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUADRO 15

Momentos torsores (Mp . m) en los extremos de las vigas de borde del forjado reticular (E1 = Emparrillado, P = Valores obtenidos a partir de Pórtico Virtual)

Torsores (Mp . m) en las vigas de borde		Vano extremo		Apoyo de vano interior
		Ap. ext.	Ap. int.	
ESTRUC. "A" (Borde X ó Y)	E1	2,13	1,98	1,78
	P	2,01	1,55	1,55
ESTRUC. "B" (Borde X)	E1	3,78	3,02	2,20
	P	2,34	1,70	1,70
ESTRUC. "B" (Borde Y)	E1	5,27	4,98	5,30
	P	5,26	4,18	4,18

camente, el Emparrillado suministra mayores torsores que Pórtico, y la relación (E1/P) en las diferentes secciones varía de 1,00 a 1,78, con un valor medio de *1,29*. Dado que en la estructura real fisurada (y menos rígida torsionalmente que lo supuesto en el análisis E1, donde se han considerado las inercias a torsión de las secciones brutas de hormigón) los torsores serán menores que lo que predice E1, los valores obtenidos a partir de P, pueden aceptarse como unos resultados que evalúan adecuadamente la torsión existente en los extremos de las vigas de borde.

2.3. Deformaciones

La Figura 11 muestra el aspecto, amplificado, de los desplazamientos de los nudos de la Estructura B, según los resultados del Emparrillado E1.

El Cuadro 16 recoge las flechas existentes en el centro de los diferentes recuadros de las estructuras analizadas con los Emparrillados E1 y E2. Se observa que el despreciar la inercia a torsión en todas las barras, que supone E2, conduce a diferencias poco importantes; por ejemplo, incrementos de flecha del 13% en los recuadros de esquina. La relación entre los valores E1/E2 oscila entre 0,88 y 1,15 con un valor medio de 1,01.

CUADRO 16

Flechas en el centro de los diferentes recuadros, según los análisis de Emparrillado (E1 y E2)

Flecha (mm) en el centro del recuadro		Esquina	Perimetral (Lado ly)	Perimetral (Lado ls)	Central
A	E1	4,36	3,40	3,40	1,67
	E2	4,96	3,40	3,40	1,48
B	E1	12,30	12,84	7,16	5,79
	E2	13,72	13,97	6,73	5,04

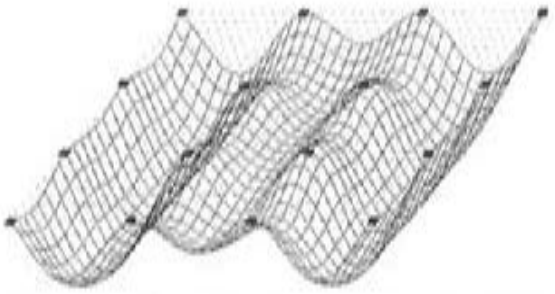


Fig. 11. Desplazamiento de los nudos de la Estructura B bajo carga uniformemente repartida (Emparrillado E1).

En la referencia [5] se recoge un método simplificado para el cálculo de flechas, debido a Scanlon y Murray, en este tipo de estructuras. En el Cuadro 17 se comparan, para el centro de los recuadros de esquina y central, las flechas medias (E) obtenidas en los análisis E1 y E2 y las deducidas con el método simplificado (S) a partir de los resultados de los Pórticos Virtuales.

CUADRO 17

Flechas según los métodos del Emparrillado "E" y Simplificado "S"

Flecha (mm) en estructura		Centro del recuadro	
		Esquina	Central
A	E	4,66	1,58
	S	4,89	2,43
B	E	13,01	5,42
	S	14,32	7,63

Los resultados del Cuadro 17 suministran, en los cuatro casos estudiados, mayores flechas con el Método Simplificado que con el Emparrillado; la relación entre los valores E/S oscila entre 0,65 y 0,95, con un valor medio de *0,81*. Las inercias consideradas en las "bandas estructurales" que intervienen en el método simplificado, han sido las que resultan de ponderar por 1,20 las correspondientes a las zonas aligeradas, fuera de ábacos, de dichas bandas; de acuerdo con lo expuesto en el punto 1.2.2.

3. COMPORTAMIENTO FRENTE A CARGA PERIMETRAL

En el estudio de los forjados reticulares por "Pórticos Virtuales", sus vigas de borde se dimensionan para las solicitaciones suma de las debidas a las cargas superficiales, ya contempladas, más las producidas por las cargas directamente aplicadas sobre las vigas (ACI, 13.6.5.3 y 13.6.8.3), como son las cargas perimetrales, de 1,2 Mp/m, que ahora nos ocupan.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

El comportamiento de la estructura reticular es, evidentemente, más complejo, pues las zonas próximas a las vigas de borde colaborarán con éstas a resistir tales cargas perimetrales. El Emparrillado permite evaluar esta colaboración, y en lo que sigue analizaremos la misma.

3.1. Momentos flectores

La Figura 12 muestra las flexiones existentes en las barras de dirección X de la estructura B, próximas a la viga de borde, según el Emparrillado E1. Se observa cómo los nervios del forjado próximos al borde se ven sometidos a momentos flectores y que son de cierta importancia en el primer nervio vecino.



Fig. 12. Momentos flectores en las barras de dirección X de la "Estructura B", para la carga perimetral (Emparrillado E1).

En el Cuadro 18 se recoge la fracción (K) del momento isostático (M_0) de referencia del vano, debido a la carga perimetral, que solicita a cada sección crítica de la viga de borde, de acuerdo con los diferentes análisis realizados. Se observa cómo el Pórtico conduce, en todos los casos, a una sobrevaloración de la flexión, a causa de que asigna a este elemento la totalidad de la carga perimetral; la relación entre los valores E, media de E1 y E2, y P, en cada sección, oscilan entre 0,42 y 0,89 con un valor medio de *0,68*.

El Cuadro 19 cuantifica la flexión global cubierta, según los análisis E1 y E2, en la viga de borde y en el primer nervio vecino. Refiriéndonos al valor medio de los diferentes casos, se observa cómo la viga resiste entre el 73% y el 63% de M_0 (según sea el vano) y el nervio vecino entre el 24% y el 32%; la pequeña fracción restante de M_0 es cubierta por los otros nervios del forjado.

Los anteriores valores pueden utilizarse como coeficientes correctores aplicables en los resultados obtenidos por Pórtico para la viga de fachada, de modo que se alivien las flexiones resistidas por este elemento y, lo que es más importante, obtener unos incrementos de flexión que se deben añadir al primer nervio vecino, que en caso contrario quedaría infradimensionado.

CUADRO 19

Valores (K) que suministran, para la carga perimetral, el flector total cubierto ($K \cdot M_0$) en cada vano por la viga de borde y el primer nervio vecino

Flexión global cubierta		Viga de borde		Nervio vecino	
		V. ext.	V. int.	V. ext.	V. int.
"A"	E1	0,68	0,61	0,27	0,33
	E2	0,84	0,74	0,18	0,28
"B_x"	E1	0,58	0,52	0,26	0,33
	E2	0,72	0,62	0,21	0,35
"B_y"	E1	0,67	0,56	0,33	0,32
	E2	0,88	0,70	0,21	0,31
Valor medio		0,73	0,63	0,24	0,32

Aplicando a los resultados P del Cuadro 18 los coeficientes *0,75* (vano extremo) y *0,65* (vano interior) se obtienen las "flexiones corregidas P_c" que debe resistir la viga de borde. La

CUADRO 18

Valores (K) que proporcionan, en función del momento isostático (M_0) de cada vano, los flectores ($K \cdot M_0$) existentes en las vigas de borde, producidos por la carga perimetral

Flexión en viga de borde		Vano extremo			Vano interior	
		M^-_{EXT}	M^+_{VANO}	M^-_{INT}	M^-_{AP}	M^+_{VANO}
"A" (X ó Y)	E1	0,44	0,21	0,52	0,45	0,16
	E2	0,55	0,24	0,65	0,56	0,18
	P	0,56	0,36	0,71	0,67	0,33
"B_x" ($l = 9{,}6$ m)	E1	0,40	0,16	0,45	0,39	0,13
	E2	0,53	0,18	0,55	0,47	0,15
	P	0,59	0,35	0,70	0,67	0,33
"B_y" ($l = 6{,}4$ m)	E1	0,39	0,22	0,52	0,41	0,15
	E2	0,55	0,27	0,68	0,53	0,17
	P	0,56	0,36	0,71	0,67	0,33

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

comparación entre estos valores y los obtenidos con Emparrillado, conduce ahora a una relación (E/P_c) que oscila entre 0,65 y 1,19, con un valor medio de *0,96*; resultados que mejoran claramente la comparación (E/P) hecha previamente.

En el "nervio vecino a la viga de borde" se incrementaría la flexión debida a las cargas superficiales, con la repercusión que en él tiene la carga perimetral, que de acuerdo con lo aquí deducido sería la asignación del 25% (vanos extremos) o del 35% (vanos internos) de la flexión obtenida con Pórtico para tal carga.

3.2. Momentos torsores

En la Figura 13 se recoge la torsión existente en la viga de borde de dirección X de la estructura B, debida a la carga perimetral, según suministra el Emparrillado E1.



Fig. 13. Momentos torsores en la viga de borde X de la estructura B debidos a la carga perimetral (Emparrillado E1).

En esta Figura se observa cómo, a causa de la mayor deformación que la carga perimetral introduce en tal elemento respecto a la de las barras vecinas, se producen en la viga momentos torsores de signo contrario a los debidos a las cargas superficiales (véase Figura 9); sólo en las zonas de ábacos, la fracción de la carga perimetral que se canaliza por los nervios paralelos al borde, genera, en las proximidades de los soportes, al dirigirse dicha carga hacia ellos, torsores de signo contrario a los anteriores, que hacen decrecer (o incluso cambiar de signo) el valor que tienen a cierta distancia de los apoyos.

Estos momentos torsores modifican los valores de las torsiones (T_s) debidas a la carga superficial, que se recogieron en el Cuadro 15. Respecto a los resultados del Emparrillado E1 de dicho Cuadro, la relación (T_t/T_s), en donde T_t son los torsores resultantes de la carga superficial más perimetral, se recoge en el Cuadro 20. Como de él se deduce, los torsores totales T_t son, en valores medios, del orden de *0,90* T_s en los apoyos interiores y *1,10* T_s en los apoyos extremos.

CUADRO 20

Relación entre los torsores totales T_t (carga superficial más perimetral) y T_s (carga superficial)

Torsores en viga de borde: T_t/T_s	Vano extremo		Apoyo de vano interior
	Ap. ext.	Ap. int.	
"A" (Borde X ó Y)	1,08	0,89	0,84
"B" (Borde X)	1,03	0,88	0,81
"B" (Borde Y)	1,20	1,01	0,93
Valor medio	1,10	0,93	0,86

4. CONCLUSIONES

4.1. Respecto al comportamiento a flexión del forjado reticular frente a la "carga superficial":

- Las flexiones existentes en las secciones críticas de la estructura son diferentes según se analice ésta con Emparrillado, Pórticos Virtuales o Método Directo.

- Dentro de un mismo método, y de los límites aquí contemplados, las modificaciones de las características mecánicas de los diferentes elementos estructurales no afectan excesivamente a los resultados.

- Del análisis con Emparrillado se han deducido "coeficientes correctores" (*0,90* para "pórticos exteriores" y *1,06* para "interiores") para afectar a la carga que se considera en el estudio de la estructura con Pórticos Virtuales, de modo que a través de aquéllos se introduzca en éstos el efecto hiperestático existente en el forjado reticular, que una división simplificada del mismo en pórticos independientes no puede reflejar adecuadamente.

- Afectando a los resultados de los Pórticos Virtuales con los coeficientes correctores comentados, valores P_c, y efectuando una redistribución (del 10%) descendente de los resultados de Emparrillado, valores E_t, se obtiene una buena aproximación entre ambos. Los valores medios (E_t/P_c), de 3 resultados en 10 secciones analizadas, oscilan entre *0,95* y *1,15*.

- Realizando una redistribución (del 10%) descendente de flexiones, en los resultados de Pórticos Virtuales, valores (P_t), se obtiene una buena aproximación con el Método Directo (D). Los valores medios (P_t/D) oscilan entre *0,88* y *1,06*.

- En el reparto que hacen los métodos contemplados de la flexión total existente en cada sección analizada, entre los elementos estructurales que la conforman, se obtienen diferencias en los apoyos y vanos interiores y en las vigas de borde.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

4.2. Respecto a los "momentos torsores" y "deformaciones" de estos forjados, producidos por la "carga superficial":

- En relación con los momentos que se trasmiten a los soportes por trabajo de torsión del forjado, se obtiene que la estimación que hace el Código ACI y la Instrucción EH conduce a resultados parecidos a los que proporciona el análisis de Emparrillado.

- Para los torsores existentes en los extremos de las vigas de borde del forjado, la comparación entre los resultados del Emparrillado (E1) y los deducidos a partir de Pórticos Virtuales (P) conduce a una aproximación razonable; obteniéndose como valor medio (de 9 secciones estudiadas) $E1/P = 1,29$. Por lo expuesto en 2.2, los valores P se consideran adecuados.

- El valor de las flechas en el centro de los 8 recuadros de las estructuras estudiadas por Emparrillado, no varía notablemente si en éste despreciamos la rigidez torsional de las barras; se obtienen diferencias máximas del 15%.

- Comparando las flechas obtenidas con Emparrillado (E) y con el Método Simplificado (S) de Scanlon y Murray, se obtiene, en 4 recuadros analizados, que aquél suministra menores deformaciones, con un valor medio $E/S = 0,81$.

4.3. Respecto al comportamiento frente a la "carga perimetral", el análisis mediante Emparrillado ha permitido:

- Obtener "coeficientes correctores" para repartir, la flexión obtenida en la viga de borde con un análisis de Pórtico, entre dicha viga (*0,75* en vanos extremos y *0,65* en vanos interiores) y el primer nervio vecino (al que se asigna la flexión restante).

- Evaluar la modificación que la carga perimetral introduce sobre los torsores de las vigas de borde debidos a la carga superficial. Se obtienen incrementos del 10% en los apoyos extremos y decrementos del 10% en los apoyos interiores.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] FHECOR, S.A. Informática de Ingeniería. "Programa EMPAR para cálculo de emparrillados con cargas perpendiculares a su plano" (Versión 2.0 - 1988).

[2] ACI-318-83 "Building code requirements for reinforced concrete". American Concrete Institute.

[3] EH-88. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado". MOPU, 1988.

[4] MONTOYA, P.J.; MESEGUER, A.G.; MORAN, F. "Hormigón Armado". G. Gili, Barcelona, 1987 (12ª Edición).

[5] CALAVERA, J. "Cálculo, construcción y patología de forjados de edificación". INTEMAC, Madrid, 1988 (4ª Edición).

[6] REGALADO, F. "Manual Práctico de los Forjados Reticulares". CYPE Ingenieros, Alicante, 1984.

RESUMEN

Se estudia el comportamiento estructural de dos forjados reticulares, de nueve recuadros (3x3) y relación entre sus luces l_x/l_y de 1,00 y 1,50, sometidos a cargas gravitatorias (uniformemente distribuidas en su interior y lineales en su borde perimetral).

Los métodos de análisis utilizados han sido el *"Emparrillado"* (sus barras se han supuesto con o sin rigidez torsional), los *"Pórticos Virtuales"* (se han realizado tres cálculos en cada pórtico, considerando diferentes inercias aproximadas para sus elementos) y el *"Directo"* (ACI).

Los resultados obtenidos (flexión, torsión y deformaciones) permiten estudiar las diferencias existentes entre los métodos de análisis utilizados. Del cálculo con Emparrillado se deducen coeficientes correctores que permiten mejorar los resultados que se obtienen del análisis de estas estructuras con Pórticos Virtuales.

SUMMARY

The structural comportment of two flat slabs, with nine square compartments (3x3) and relationship between their spans l_x/l_y of 1,00 and 1,50, subjected to gravity loads (uniformy distributed in its interior and linear fashion at the perimeter) are studied.

The analytical methods used were the "Grillage" (its bars have been supposed to be with or without torsional stiffness), "the Equivalent Frame" (have been realized three calculations in each frame, considering different aproximates inertias for their elements) and "the Direct Design" (ACI).

The obtained results (bendings, torsions and deformations) have permited the study of the existing differences between the analyses used. The calculations using the Grillage alows us to deduce correcting coefficients that permit the improvement of the results that were obtained by the analysis of these structures with Equivalents Frames.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Factores que influyen en la estimación de la profundidad de fisuras en elementos de hormigón, mediante transmisión ultrasónica indirecta

Luis Agulló
Ingeniero de Caminos
Antonio Aguado
Dr. Ingeniero de Caminos
Santiago Zuloaga
Ingeniero de Caminos
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. Ingenieros de Caminos. Barcelona

1. INTRODUCCION

El empleo de la técnica de ultrasonidos para la determinación de la profundidad de fisuras en el hormigón es conocido desde hace bastantes años. Ello ha consolidado diversas formulaciones, algunas de las cuales están recogidas en diferentes normativas. Estas formulaciones son:

—Método $T_{fis} - T_{sano}$: El mismo se basa en realizar dos determinaciones del tiempo de paso entre bases a igual distancia, en hormigón sano (T_{sano}) y en hormigón fisurado (T_{fis}). (Figura 1.a).

—Método T: En este método, a partir de una base fija (Emisor, E), se realizan diversas determinaciones de tiempo modificando la posición del receptor (R) y situando éste en zona de hormigón sin fisurar y zona de hormigón ya fisurado. (Figura 1.b).

—Método 2 T_{fis}: En este método se realizan dos determinaciones de tiempo de paso entre bases situadas a los dos lados de la fisura. (Figura 1.c).

De estas formulaciones, el método 2 T_{fis} es seguido por las normas: BS 1881. Part. 203 (1986) y UNE 83-308 (1986), mientras que el método $T_{fis} - T_{sano}$ es empleado en las recomendaciones RILEM (1969) y por autores tan significados como, Jones y Facaoaru (1969), Bungey (1982) y Malhotra (1976). En cuanto al método T es seguido por Amasaki y Akashi (1981), si bien presenta el inconveniente de que exige un mayor número de determinaciones.

La aplicación de estos métodos, tanto en estructuras reales como en laboratorio, conduce a dispersiones significativas de los resultados. Estas dispersiones pueden ser: en relación al valor real de la profundidad de la fisura, o bien entre los resultados estimados por los distintos métodos. A ello hay que añadir la influencia de numerosos factores (humedad, acoplante, etc...) en la técnica de ultrasonidos, tal como señalan Benatov y Lucea (1982).

Todo ello ha conducido a que en la práctica exista cierta desconfianza sobre la técnica de ultrasonidos para determinar profundidades de fisuras. Ahora bien, en nuestra experiencia, un cuidado empleo de esta técnica permite acotar bien el orden de magnitud de la profundidad de fisura, siendo mucho más discutible que el valor que se obtiene sea el valor exacto de la fisura.

El presente artículo tiene por objeto analizar la influencia de distintos parámetros en la estimación de la profundidad de fisuras mediante la técnica de ultrasonidos. Entre los parámetros estudiados están:

—Distancia de la alineación de palpadores al borde de la pieza (efecto borde).

—Anchura de fisuras.

—Edad del hormigón.

—Condiciones existentes en el interior de la fisura.

El empleo de diversas formulaciones para la estimación de la fisura, siguiendo distintas trayectorias, permite a su vez, acotar mejor los

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

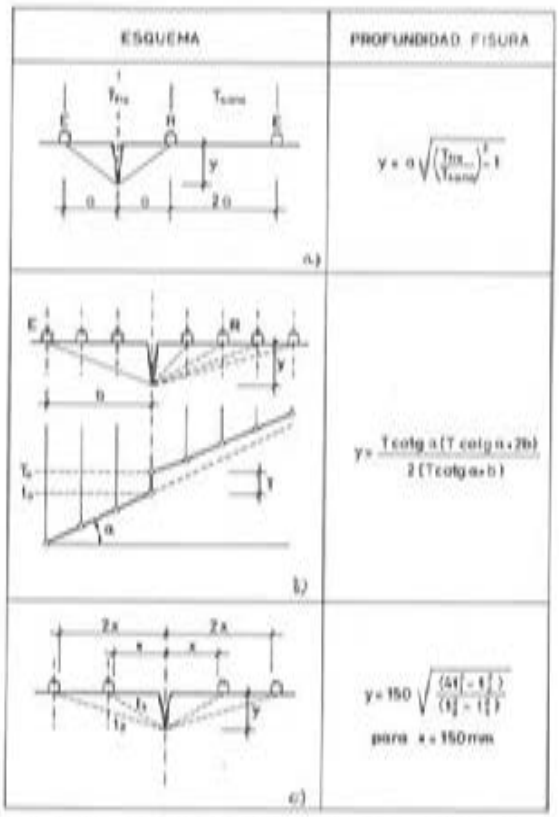


Fig. 1. Distintos métodos usuales para la obtención de la profundidad de fisuras: a: Método $T_{fis} = T_{sano}$, b: Método T y c: Método 2 T_{fis}.

problemas y marcar unas directrices para el empleo sistemático de esta técnica.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Materiales y tipo de probetas

El hormigón empleado en los ensayos de laboratorio corresponde a una sola amasada suministrada mediante camión cuba. Las características mecánicas del citado hormigón no son determinantes para los ensayos propuestos. Con ello se pretendía evitar que la procedencia de distintas amasadas representase otro factor de dispersión. La resistencia a compresión media de este hormigón, en probeta cilíndrica de 15 x 30 cm, a distintas edades, se presenta en la tabla 1. En la misma tabla se muestra la velocidad de ultrasonidos, mediante una medición directa en las caras extremas de las probetas.

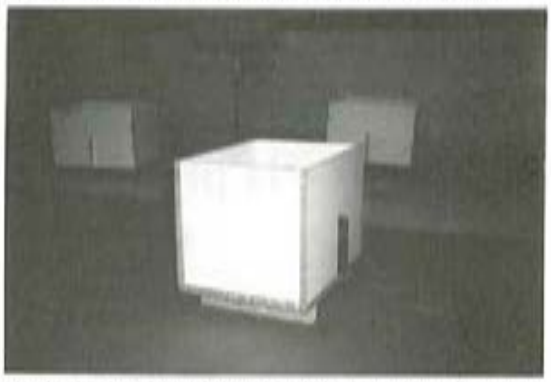


Foto 1. Panorámica general de un molde, previo al hormigonado de la probeta.



Foto 2. Vista general de una probeta desmoldeada y girada, previa a la extracción de la lámina de la fisura.

Para la estimación de la profundidad de fisuras se realizaron probetas prismáticas de 40 x 30 cm² de base y 30 cm de altura, situando las fisuras artificiales, de 7,5 y 15 cm de profundidad, en la zona más alejada a la dirección de hormigonado (Figura 2 y Foto 1). Con ello se consigue que las superficies donde situar posteriormente los emisores y receptores sean planas y no presenten rugosidades. (Después de endurecer, se gira la probeta. Figura 3). El encofrado era de un conglomerado de madera con recubrimiento plástico, mientras que las fisuras se

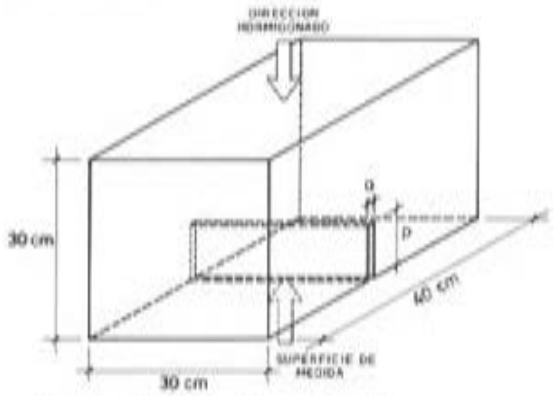
Tabla 1

Resistencia a compresión y velocidad de ultrasonidos en probetas cilíndricas

Edad del hormigón (en días)	3	7	14	28
Resistencia a compresión (kp/cm²)	55	95	106	125
Velocidad de ultrasonidos (km/s)	3,18	3,46	3,65	3,71

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

conseguían con una lámina metálica para pequeños espesores de fisuras (inferior a 1 mm) y con una lámina de plástico para los otros espesores de fisura. En al foto 2 puede verse una probeta, ya hormigonada y girada, antes de la extracción de la lámina.



(p) Profundidades de fisura : 7.5 y 15 cm
(a) Anchuras de fisura : 0.5, 1, 1.5, 3 y 10 mm

Fig. 2. Características geométricas de las probetas utilizadas en el ensayo.

Procedimiento de ensayo

El equipo de medida del tiempo de tránsito (en μ segundos) empleado fue un PUNDIT, con emisor y receptor de tipo cilíndrico, de 54 KHz, con un diámetro de 50 mm. El tarado y metodología específica del empleo de este equipo durante el ensayo puede verse en Zuloaga (1989).

Las bases de medida se situaron en líneas paralelas al lado mayor del rectándulo y perpendiculares al plano de fisuras. Estas líneas (A, B y C de la fig. 3) estaban situadas, respectivamente, a 5, 10 y 15 cm del borde más próximo. En cada una de estas líneas se disponían 4 bases situadas 2 a 2 simétricamente respecto a la fisura, a distancias de 7,5 cm y 15 cm del eje de la misma (Figura 3). Esta misma disposición se mantenía para la probeta sin fisuras.

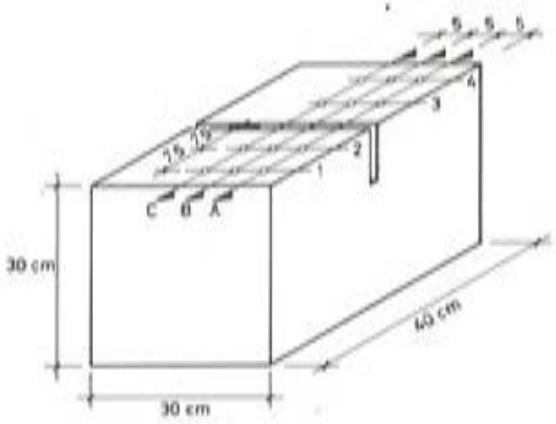


Fig. 3. Disposición de las bases de medida, una vez girada la probeta después del hormigonado.

Una vez realizada una campaña completa de medidas, se repetía la misma si bien intercambiando los palpadores, es decir, el emisor se situaba en la posición que antes había tenido el receptor y viceversa. Como resultado se toma el valor medio de las dos campañas, si bien hay que señalar que las diferencias entre las lecturas directas e inversas fueron muy pequeñas (Zuloaga, 1989).

El ensayo con las fisuras llenas de agua, arena y cemento, requirió previamente el sellado lateral de las fisuras, para lo que se empleó un sellador adhesivo de curado acético, a base de silicona. Este ensayo se realizó a los treinta días de la fabricación de las probetas y con posterioridad al ensayo correspondiente al resto de variables analizadas.

Por último, cabe reseñar que otros datos sobre el procedimiento de ensayo (sistema de compactación y fabricación de probetas, curado, etc...) pueden verse en Zuloaga (1989). No obstante hay que recordar que éstas no eran variables analizadas en este estudio y que el hormigón de todas las probetas procedía de la misma amasada.

3. ANALISIS DE TRAYECTORIAS Y FORMULACIONES

En la técnica de ultrasonidos, la medida principal corresponde a las ondas longitudinales, en las que las oscilaciones ocurren en la dirección de propagación.

Si en una superficie de hormigón se sitúa una fisura entre el emisor y el receptor, las trayectorias de estas ondas seguirán, previsiblemente, trayectorias semielípticas en las que la de menor longitud y en consecuencia tiempo (suponiendo velocidad constante) es la trayectoria que pasa por el vértice de la fisura (Figura 4). Se está aceptando la hipótesis de que estas ondas tardarían más si siguiesen trayectorias que se transmitiesen por el aire ya que la velocidad de propagación por el mismo es menor. Ahora bien, esta hipótesis puede no ser correcta en algunas situaciones, como se verá en el próximo apartado.

En la práctica, tal como se ha visto con anterioridad, se supone trayectorias rectas que se quiebran en el vértice de la fisura. A igualdad de posicionamiento de las bases y de la profundidad de fisuras, el método $T_{fis} - T_{sano}$ y el método $2\ T_{fis}$ se diferencian por considerar o no la dimensión del emisor y receptor. En la figura 4.b y 4.c se evalúa la longitud de la trayectoria rectilínea en ambos casos.

En la tabla 2 se presentan las longitudes de las trayectorias definidas en la figura 4, para profundidades de fisuras de 7,5 y 15 cm y disposición de las bases a 7,5 y 15 cm del eje de la fisura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

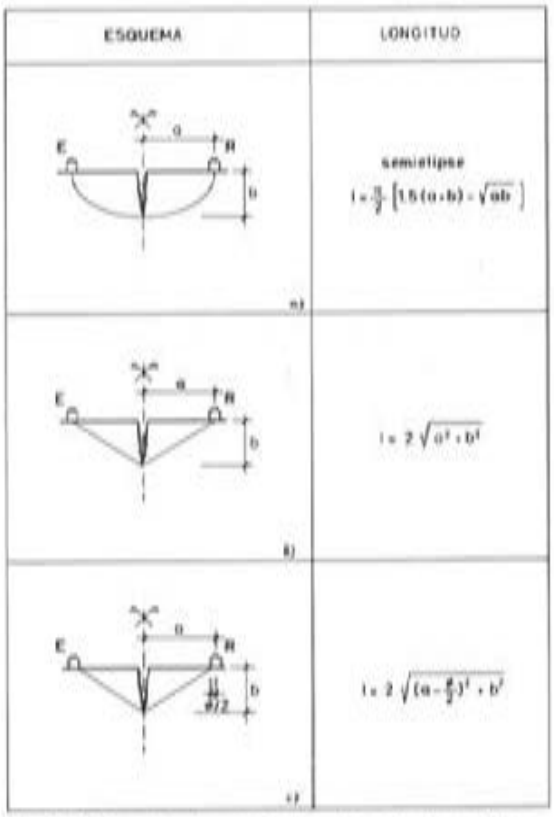


Fig. 4. Diferentes trayectorias y longitudes utilizadas en algunos métodos de cálculo de estimación de profundidad de fisura.

El diámetro de los palpadores es de 50 mm. Asimismo, se incluye el error cometido [Error = $l_s - l_{obs}/l_{obs}$] en cada una de las formulaciones, tomando como valor de referencia el obtenido para la formulación elíptica.

Tabla 2

Longitudes de las distintas trayectorias (en cm) y valores del error respecto a la trayectoria elíptica (en %).

Trayectoria	b = 7,5		b = 15	
	a = 7,5	a = 15	a = 7,5	a = 15
Elíptico	23,56 —	36,36 —	36,36 —	47,12 —
Recto Centro	21,21 —9,97	33,54 —7,75	33,54 —7,75	42,42 —9,97
Recto Extremo	20,86 —11,46	33,09 —8,99	33,32 —8,36	42,07 —10,71

Los resultados presentados en esta tabla indican que los mayores errores relativos se producen cuando la profundidad de fisura es igual (del mismo orden) que la distancia del eje de la fisura al palpador (Emisor y/o receptor). Por otro lado, las trayectorias rectas, a la luz de estos resultados, sobreestiman la profundidad de fisuras, contando sólo con la geometría del proble-

Tabla 3

Aplicación de las formulaciones B.S.I. y R.I.L.E.M. para la estimación de fisuras

Ancho de fisura (mm)	x = 75 mm				x = 150 mm	
	p = 75 mm		p = 150 mm		p = 75 mm	p = 150 mm
	RILEM	B.S.I.	RILEM	B.S.I.	RILEM	RILEM
0,5	84	84	200	293	51	153
1,0	85	81	197	321	60	146
1,5	81	74	200	313	59	151
3,0	86	78	205	323	69	156
10,0	90	82	188	184	72	165

Tabla 4

Resultados obtenidos del tiempo de paso (en μ segundos) entre distintas bases para la probeta n.º 0 que no dispone de fisuras

Profund. fisura (en cm)	Anchura fisura (en mm)	Probeta		Edad (en días)			
		N.º	Bases	3	7	14	28
	0 Referencia	0	A1A4	98,6	90,1	86,2	84,5
			B1B4	100,1	89,8	86,5	82,3
			C1C4	98,5	90,1	86,4	84,4
			A2A3	47,3	40,0	40,8	38,2
			B2B3	46,8	40,3	40,1	38,3
			C2C3	46,9	40,7	39,5	38,6

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

ma. Si a esto le añadimos, la posible influencia de otros factores, entre ellos la variación de la anchura de fisura en profundidad, se puede explicar la dispersión que en ciertos casos se obtiene entre el valor estimado y el valor real.

La aplicación de las formulaciones más extendidas (dadas por B.S.I. y R.I.L.E.M.) sobre las mediciones presentadas en el siguiente apartado, dan lugar a las estimaciones de profundidades de fisuras contempladas en la tabla 3.

En ella puede apreciarse que, cuando la distancia del eje de fisura a los palpadores es del mismo orden (iguales en este caso) que la profundidad de la fisura, la concordancia entre el valor estimado y el valor real es buena, independientemente de la formulación empleada. Ahora bien, cuando el orden de magnitud es distinto (doble o mitad), los errores que se pueden introducir mediante ambas formulaciones son importantes (entre el 10 y el 30%) y mayores en el caso de la formulación B.S.I.

4. RESULTADOS Y ANALISIS DE LOS MISMOS

En las tablas 4, 5 y 6 se presentan los resultados obtenidos del tiempo de paso (en μ segundos) entre distintas bases de las diferentes probetas. Estas determinaciones se han hecho para cuatro edades diferentes (3, 7, 14 y 28 días) y con profundidades de fisuras de 7,5 y 15 cm y anchuras de las mismas 0,5, 1,0, 1,5, 3,0 y 10 mm. La tabla 4 corresponde a los resultados obtenidos sobre la probeta nº 0 en la que no se dispusieron fisuras. La nomenclatura de las bases dada en estas tablas es la correspondiente a la figura 3. Así las bases A1A4 representa ubicar un palpador en el punto 1 y el otro en el punto 4 de la línea A. En lo que sigue lo simplificaremos por medida larga frente a medida corta que vendría dada por las bases A2A3.

Tabla 5

Resultados obtenidos del tiempo de paso (en μ segundos) entre distintas bases de una probeta, en diferentes edades, para profundidad de fisura de 7,5 cm.

Profundidad fisura (en cm)	Anchura fisura (en mm)	Probeta	Edad (en días)				
		N.º	Bases	3	7	14	28
7,5	0,5	10	A1A4	108,4	98,3	93,5	90,1
			B1B4	107,4	98,4	92,6	87,7
			C1C4	108,6	98,8	98,9	88,5
			A2A3	79,2	74,1	71,2	67,6
			B2B3	72,5	66,9	62,5	58,3
			C2C3	71,2	65,4	61,1	57,5
	1,0	9	A1A4	109,3	99,7	94,3	90,3
			B1B4	110,6	99,9	94,2	89,2
			C1C4	113,4	101,8	95,5	90,5
			A2A3	85,2	66,5	63,3	60,2
			B2B3	88,5	68,3	62,4	58,2
			C2C3	86,3	79,9	74,4	71,0
	1,5	8	A1A4	108,7	96,6	90,8	89,3
			B1B4	113,2	98,7	92,5	89,2
			C1C4	112,4	99,4	92,6	90,1
			A2A3	86,2	64,3	59,5	57,3
			B2B3	74,0	64,4	59,7	56,2
			C2C3	73,0	64,8	60,6	57,0
	3,0	7	A1A4	113,3	100,2	93,4	92,3
			B1B4	112,0	99,5	93,1	90,6
			C1C4	112,4	100,2	93,4	92,9
			A2A3	86,5	79,1	75,3	74,1
			B2B3	88,6	65,7	59,9	58,8
			C2C3	90,5	65,7	60,4	58,8
	10,0	6	A1A4	112,9	100,4	95,4	95,5
			B1B4	113,9	100,1	94,3	91,1
			C1C4	112,4	99,7	92,6	93,9
			A2A3	73,3	64,8	62,5	61,9
			B2B3	73,9	65,3	61,6	61,2
			C2C3	73,2	63,3	59,9	59,4

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Influencia de la distancia de los transductores al borde de la pieza

De los resultados expuestos en las tablas 5 y 6, se puede obtener la influencia de la distancia de los transductores al borde de la pieza, con los siguientes matices:

—Esta influencia se refleja en las trayectorias largas, con profundidades de fisura de 15 cm y en las trayectorias cortas, con profundidades de fisura de 7,5 cm, si bien en este último caso no es tan generalizado.

—El ancho de fisura contribuye a este efecto. Así, para anchos de fisura menores a 3 mm, esta influencia existe en los casos anteriormente citados y no se manifiesta para anchos de fisura de 10 mm.

—El tiempo, asimismo, contribuye en la influencia de este parámetro. Así, para primeras edades esta influencia es menor que para edades mayores. (Véase, por ejemplo, probeta número 2, en las diferentes edades de las trayectorias largas).

A manera de ejemplo, en la figura 5 se presentan los resultados correspondientes a una anchura de fisura a = 0,5 mm y dos profundidades diferentes de las mismas p = 75 y 150 mm. En la misma puede verse que las trayectorias cortas, A2A3, con profundidad de fisura (p = 75 mm) y las trayectorias largas, A1A4, con profundidades de fisura mayores (p = 150 mm) reflejan un cierto efecto de borde. El cual puede conducir a errores máximos, en las condiciones analizadas, del 17,5% en relación al tiempo medido en la alineación central de las probetas (línea C).

Este comportamiento admite diversas interpretaciones que se comentan a continuación. Así, el hecho de que la influencia del efecto borde sea menor a primeras edades, puede ser debido a que los gradientes de humedad en las tres alineaciones, a los 3 días, no sean grandes y que estos aumenten con el tiempo (durante el perio-

Tabla 6

Resultados obtenidos del tiempo de paso (en μ segundos) entre distintas bases de una probeta, en diferentes edades, para profundidad de fisura de 15 cm.

Profundidad fisura (en cm)	Anchura fisura (en mm)	Probeta		Edad (en días)			
		N.º	Bases	3	7	14	28
15,0	0,5	5	A1A4	172,0	155,1	142,5	139,7
			B1B4	169,5	155,2	123,7	119,7
			C1C4	164,2	132,6	123,7	118,9
			A2A3	131,6	120,9	112,4	109,4
			B2B3	133,3	121,5	113,2	109,9
			C2C3	132,4	120,9	112,6	109,4
	1,0	4	A1A4	177,5	142,5	138,4	132,0
			B1B4	165,2	130,7	138,6	116,3
			C1C4	166,9	146,1	139,8	116,5
			A2A3	130,3	119,5	113,4	109,5
			B2B3	129,7	119,2	112,0	108,2
			C2C3	130,7	119,1	111,9	108,4
	1,5	3	A1A4	172,9	135,5	147,1	121,5
			B1B4	171,0	133,4	145,4	118,6
			C1C4	168,0	133,3	142,9	118,4
			A2A3	139,3	126,1	117,7	113,7
			B2B3	134,9	122,6	115,1	110,0
			C2C3	137,2	122,3	113,6	109,8
	3,0	2	A1A4	179,3	154,3	145,9	141,6
			B1B4	173,3	134,8	124,8	120,7
			C1C4	172,5	136,3	124,6	119,9
			A2A3	139,8	122,7	114,6	111,3
			B2B3	140,6	126,4	116,7	112,6
			C2C3	139,7	124,7	115,4	111,5
	10,0	1	A1A4	172,4	136,2	125,8	123,4
			B1B4	177,0	137,6	126,8	123,9
			C1C4	154,7	138,1	128,0	124,3
			A2A3	144,9	109,8	108,3	104,3
			B2B3	147,5	112,5	107,2	103,3
			C2C3	148,2	112,6	108,4	104,5

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

do que transcurre la experiencia) ya que el borde buscará más rápidamente el equilibrio higrométrico con la humedad del laboratorio.

Este factor, para anchuras de fisuras pequeñas puede tener una cierta repercusión, (como así se manifiesta), si bien para anchura de fisuras grandes (a = 10 mm) la influencia es nula ya que el equilibrio higrométrico lo alcanzará, no sólo en las caras exteriores sino también en las caras que constituyen los labios de la fisura.

El hecho de que este efecto borde se manifieste en las trayectorias en la que la distancia del eje de la fisura a los palpadores es la misma que la profundidad de fisura (ya sea ésta de 75 mm o de 150 mm) viene influido por la hipótesis de trayectoria que se realice, si bien, hasta la fecha, no existe una teoría suficientemente contrastada, por lo que, en la actualidad, estamos trabajando en esta línea.

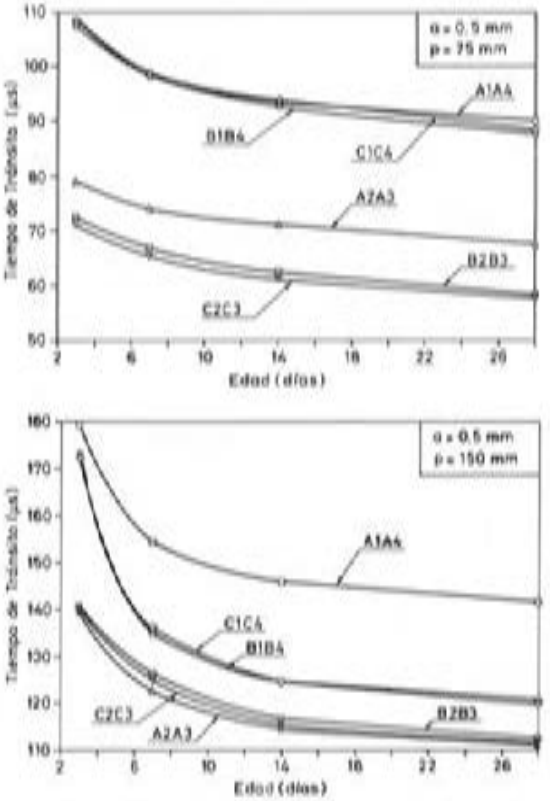


Fig. 5. Influencia del efecto de borde a distintas edades, para una anchura de fisuras (a) de 0,5 mm y dos profundidades diferentes de las mismas p = 75 y 150 mm. (Probetas núms. 5 y 10).

Influencia de la anchura de fisuras

En la figura 6 se muestra el tiempo de tránsito obtenido, en función de la anchura de fisura, para diferentes profundidades de éstas (p = 75 y 150 mm), ubicando los palpadores a distintas distancias del eje de las fisuras (x = 75 y 150 mm). La edad de las probetas en el momento referenciado es de 28 días y el tiempo de tránsito tomado es el correspondiente a la alineación central (alineación C).

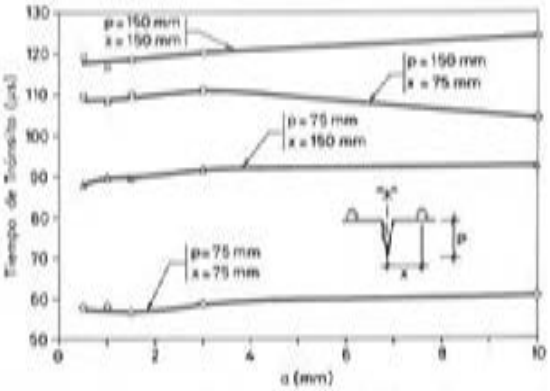


Fig. 6. Influencia de la anchura de fisura (a en mm) sobre el tiempo de tránsito (en µs).

De una observación de esta figura 6 se deduce que, dentro del rango analizado de anchura de fisura ("a" entre 0,5 mm y 10 mm), no parece manifestarse una influencia significativa, siendo las diferencias máximas encontradas (evaluadas en tiempo de tránsito) inferiores en todos los casos a un 5% del valor correspondiente a una anchura de fisura de 0,5 mm tomado como referencia.

Hay que hacer notar que los tiempos de tránsito obtenidos en el caso p = 150 mm y x = 150 mm son el doble de los obtenidos para el caso p = 75 mm y x = 75 mm. Este hecho, independiente del ancho de fisuras, viene a reflejar que, a igualdad de las características del hormigón, la trayectoria seguida en el primero de los casos tiene una longitud dos veces superior al segundo de los casos citados.

En la tabla 7 se presenta, para los distintos anchos de fisura analizados, las diferentes relaciones obtenidas entre tiempos de diversas trayectorias, tomando como referencia las relaciones obtenidas entre espacios de trayectorias elípticas. En ella puede observarse la relación próxima a 2 entre las trayectorias 4 y 1, tal como se ha dicho. Sin embargo, para la probeta de referencia (no fisurada), la relación entre estas trayectorias es de 2.186. Este valor puede indicar que las trayectorias no son homotéticas, necesitando mayor desarrollo a medida que se separan los palpadores.

Por otro lado, en la relación de trayectorias 4 y 2, existe una clara discordancia entre la relación de longitudes (supuesta trayectoria elíptica) y la relación de tiempos reales medidos.

Este comportamiento podría reflejar que la trayectoria real seguida no pasa por el borde de la fisura sino a través de ella, primando conceptos de mínimos energéticos frente a otros factores (mínimo tiempo, etc.). En este caso, la

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

anchura de fisura puede tener cierta influencia, como se manifiesta para la anchura de 10 mm frente a las otras anchuras estudiadas.

La discordancia que se produce entre las relaciones de las trayectorias 4 y 2 no se manifiesta entre la relación de las trayectorias 3 y 1, es decir cuando la profundidad de fisuras es menor o igual que la distancia del eje de fisura a los palpadores. Esta distancia se revela como un factor importante de estudio, que es necesario acotar para mostrar el campo de validez de cualquiera de las formulaciones utilizadas para estimar las fisuras.

Influencia de la edad

La edad del hormigón es un conocido factor de influencia en la determinación de la resistencia del mismo mediante ultrasonidos. Este hecho debería asimismo evidenciarse para la estimación de la profundidad de fisuras. En la fig. 7 se muestra la influencia de la edad del hormigón sobre el tiempo de tránsito, en las 4 combinaciones de p y x estudiadas. Estos resultados corresponden a las probetas nº 2 y 7 (anchura de fisura 3 mm), tomando la alineación C.

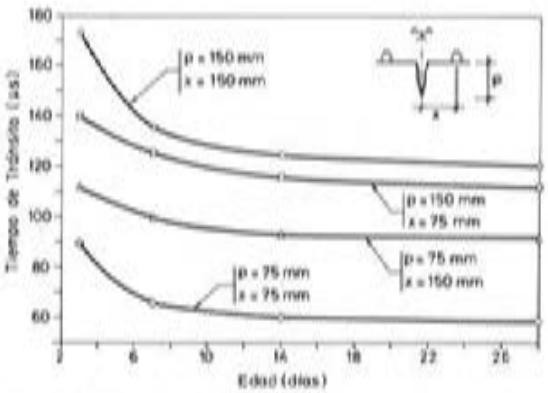


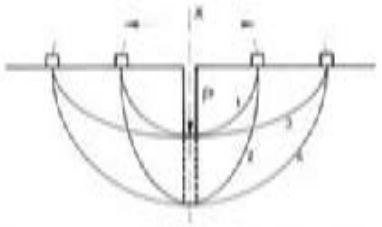
Fig. 7. Influencia de la edad en tiempo de tránsito.

En esta figura puede verse que la edad influye asimismo sobre el tiempo de tránsito para estimación de fisuras. Esta influencia puede ser importante, del orden del 30%, al pasar de 3 a 28 días, especialmente en los casos en que p y x son iguales. Por otro lado, puede observarse que para las edades analizadas (3, 7, 14 y 28 días), no se producen diferencias significativas entre 14 y 28 días, lo cual puede ser interesante cara al empleo de esta técnica en diagnóstico de forma independiente del tiempo. No obstante, entendemos que el periodo de análisis debe ser ampliado (mínimo 1 año) en distintas condiciones (tipo de cemento, humedad, etc.), para verificar la bondad de la hipótesis reflejada en este caso particular.

Tabla 7

Relación de tiempos obtenidos en diferentes trayectorias

Anchura fisura (en mm)	Relación trayectorias		
	4/1	4/2	3/1
0,5	2,0 / 2,06	1,296 / 1,087	1,543 / 1,539
1,0	2,0 / 2,00	1,296 / 1,074	1,543 / 1,554
1,5	2,0 / 2,07	1,296 / 1,078	1,543 / 1,580
3,0	2,0 / 2,04	1,296 / 1,075	1,543 / 1,579
10,0	2,0 / 2,09	1,296 / 1,189	1,543 / 1,580



Influencia de las condiciones existentes en el interior de la fisura

En la tabla 8 se muestran los resultados obtenidos para el tiempo de tránsito, rellenando las fisuras de: agua, arena, cemento, según el procedimiento descrito en el apartado 2. En esta tabla, la expresión "no cambia" quiere decir que se mantiene el tiempo de tránsito de referencia (en aire a 30 días). Asimismo, "el guión" quiere expresar que no existen datos, al no haber podido penetrar por la anchura de fisura la arena o el cemento (Corresponde a las anchuras de fisura de 0,5, 1,0 y 1,5 mm).

Relleno de agua

En esta tabla se observa que no cambia el tiempo de tránsito para las trayectorias largas (B1B4) con una *anchura de fisura de 10 mm* e independientemente de la profundidad de la misma. Ello quiere decir que la trayectoria no se modifica en relación a cuando en la fisura había aire. Ahora bien, una anchura de fisura de 10 mm, con aire (v_{aire} = 0,033 cm/μs) o con agua (v_{agua} = 0,151 cm/μs), reflejaría variaciones si la trayectoria atravesase la misma; en consecuencia la trayectoria seguida en ambos casos bordea la fisura.

Tanto si el medio existente en la fisura es agua como si es aire, el tiempo de tránsito es mayor que en la probeta de referencia sin fisuras, es decir, la fisura evidentemente modifica las tra-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

yectorias, aumentando el recorrido de las mismas.

Para las trayectorias cortas (B2B3), en estas probetas con anchura de fisura de 10 mm, la presencia de agua disminuye el tiempo de paso en relación al obtenido existiendo aire en la fisura. (Esta disminución es del orden del 30%). Este resultado puede expresar que la trayectoria se modifica o que el tiempo varía por ser el medio interpuesto diferente.

Así, si admitimos que el tiempo total sea la superposición tiempo, del transcurrido por el hormigón y por el medio fisurado

$$t_{total} = \frac{e_{hor}}{v_{hor}} + \frac{e_{medio}}{v_{medio}} \qquad (1)$$

y tomando como fijo el tiempo transcurrido por el hormigón obtenido de la probeta de referencia no fisurada ($t_{hor} = 38{,}3\ \mu s$), se obtendría que el tiempo por el medio sería

$$\text{agua: } t_{agua} = \frac{1\ cm}{0{,}151} = 6{,}62\ \mu s \qquad (2)$$

$$\text{aire: } t_{aire} = \frac{1\ cm}{0{,}033} = 30{,}30\ \mu s \qquad (3)$$

el cual, sumado al del hormigón nos daría unos tiempos totales de 44,92 μs para fisura con agua y 68,6 μs en aire, que son del mismo orden de magnitud (46,0 μs y 61,0 μs, respectivamente) que los obtenidos midiendo en la realidad.

Este resultado redunda en la hipótesis de que la trayectoria es la misma en los tres casos (sin fisurar, aire y agua en fisura), si bien ésta viene influenciada por la distancia de las bases al borde de la fisura. Así, cuando esta distancia ha sido de 75 mm, la trayectoria parece ser prácticamente la misma en todos los casos, mientras que si las bases estaban dispuestas a 150 mm del borde de fisura, la trayectoria en el hormigón sano parece algo diferente a la de los otros dos casos señalados (aire y agua en fisura). Nuevamente, la distancia del eje de fisura a los palpadores se revela como un factor importante y que precisa una profundización de su influencia, la cual se está abordando en la actualidad.

Para *anchos de fisuras inferiores* (0,5, 1,0, 1,5 y 3,0 mm) la existencia de agua en la fisura disminuye los tiempos totales, reflejando el hecho de que el medio interpuesto es diferente, si bien la influencia de la anchura de fisura en este rango es muy pequeña tal y como se evidenciaba cuando el medio interpuesto era aire (Fig. 6).

Por otro lado, la trayectoria seguida en el caso de que el medio sea agua es probablemente la misma que cuando no existe fisura (tiempos muy similares). Esta trayectoria parece diferente que la seguida con aire en la fisura ya que las diferencias obtenidas de tiempo no vienen justificadas por la distinta velocidad de estos medios.

Tabla 8

Influencia de las condiciones existentes en el interior de la fisura, sobre el tiempo de tránsito (en *μs*).

Probeta		Aire	Agua	Arena	Cemento
1	B1B4	122,2	No cambia	No cambia	No cambia
	B2B3	101,3	67	No cambia	No cambia
2	B1B4	118,0	88	No cambia	No cambia
	B2B3	111,8	41	No cambia	No cambia
3	B1B4	117,9	87	—	—
	B2B3	108,9	38	—	—
4	B1B4	116,3	85	—	—
	B2B3	106,6	40	—	—
5	B1B4	119,4	83	—	—
	B2B3	108,0	40	—	—
6	B1B4	92,0	No cambia	No cambia	No cambia
	B2B3	61,0	46	No cambia	No cambia
7	B1B4	90,8	85	No cambia	No cambia
	B2B3	59,1	40	No cambia	No cambia
8	B1B4	89,0	87	—	—
	B2B3	58,4	40	—	—
9	B1B4	89,5	88	—	—
	B2B3	61,0	44	—	—
10	B1B4	88,9	86	—	—
	B2B3	60,3	41	—	—

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

También, para estos anchos de fisura, se evidencia la influencia de la distancia de los palpadores al eje de fisuras.

Relleno de arena y cemento

Para los anchos de fisura (3 y 10 mm) en los que ha sido posible introducir sistemáticamente estos rellenos, no se han observado modificaciones del tiempo de tránsito. Ello es debido, en nuestra opinión, a que no ha existido compactación del relleno, existiendo una porosidad importante en esta zona y en consecuencia tener un comportamiento muy próximo a si existe sólo aire.

Este resultado no anula la posibilidad de que, en el caso de que pudiese existir entre fisuras relleno compacto (muy poco poroso), el resultado que se obtuviese fuese claramente diferente. Por ello entendemos debe existir una profundización de estudio en esta línea.

5. CONCLUSIONES

De los trabajos presentados en este artículo se deducen las siguientes conclusiones principales:

—Se observa la existencia de efecto borde asociado a determinada relación entre la distancia de palpadores al borde de fisura (x) y la profundidad de ésta (p). Para alineaciones distantes del borde más de 10 cm no se ha observado ningún efecto borde.

—En el rango de anchura de fisuras estudiado, no se refleja una influencia significativa de la misma sobre el tiempo de tránsito. Dentro de este comportamiento general, el mayor ancho de fisuras (10 mm) es el que refleja una influencia cuantitativa mayor.

—Edades tempranas del hormigón (menores a 7 días) influyen sobre el tiempo de tránsito, dado que se está produciendo una evolución importante de las características del hormigón. Para mayores edades (14 y 28 días) la influencia es pequeña, si bien para el empleo de esta técnica en problemas de patología sería conveniente realizar un periodo superior de análisis (mínimo de un año), en un abanico más amplio de casos.

—La existencia de rellenos en la fisura, si son continuos (p.ej.: agua), muestra una clara influencia sobre el tiempo de tránsito, mientras que si son discontinuos (p.ej.: arena, finos sin compactar), es decir, con gran cantidad de poros, el tiempo de tránsito no presenta modificaciones respecto al obtenido cuando hay aire en la fisura.

—El empleo de un tipo u otro de trayectoria y de formulación, introduce por sí mismo dispersiones no despreciables. En el caso de las formulaciones, se ha observado que la relación citada (x/p) tiene una gran importancia sobre la concordancia de las estimaciones realizadas con respecto a la realidad.

Por último, hay que señalar que, de una u otra forma, la relación existente entre la distancia de los palpadores al eje de fisura y la profundidad de ésta es un factor determinante. Ello es la razón por la que, en la actualidad, se está trabajando en esta línea.

6. BIBLIOGRAFIA

1. AMASAKI, S. and AKASHI, T. (1981). Measuring Methods of the Depth of Surface Cracks in Structural Concrete by Means of Ultrasonic Pulse Technique. Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 3, pp. 113-120.

2. BENATOV, B. y LUCEA, I. (1982). Estudio de la correlación entre los resultados de los ensayos esclerométricos, ultrasónicos y de compresión, de probetas de hormigón. Publicación de la Asociación de Investigación de la Construcción ASIC.

3. B.S.I. (1986). Recommendations for Measurement of Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete. B.S. 1881: Testing Concrete Part 203. British Standard Institute.

4. BUNGEY, J.H. (1982). The Testing of Concrete in Structures. Surrey University Press. London.

5. JONES, R. and FACAOARU, I. (1969). Recommendations for Testing Concrete by Ultrasonic Pulse Method. Materiaux et Constructions, nº 10.

6. MALHOTRA, V. (1976). Testing Hardened Concrete: Non Destructive Methods. ACI Monograph nº 9. Detroit.

7. R.I.L.E.M. (1969). Recommendations NDT-1 "Testing of Concrete by the Ultrasonic Pulse Method". Materiaux et Constructions, Vol. 2 nº 10.

8. U.N.E. (1986). Determinación de la velocidad de propagación de los impulsos ultrasónicos. Ensayos de Hormigón UNE 83-308-86.

9. ZULOAGA, S. (1989). Determinación de la profundidad de fisuras superficiales en elementos de hormigón, por el método ultrasónico. Tesina de especialidad. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Barcelona. Octubre.

RESUMEN

En este artículo, a partir de unos resultados obtenidos experimentalmente en laboratorio, se presenta, en primer lugar, un análisis de las posibles trayectorias seguidas por las ondas

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

ultrasónicas en elementos fisurados de hormigón (transmisión indirecta) y de las formulaciones usuales para la estimación de la profundidad de fisuras. Este análisis evidencia las dispersiones existentes que contribuyen a un limitado empleo de esta técnica.

En segundo lugar, se analiza la influencia en el tiempo de tránsito de distintos factores: Efecto borde, anchura de fisura, edad del hormigón, existencia de relleno de la fisura. A las interesantes conclusiones parciales que se obtienen, hay que añadir que los resultados abren vías para profundizar en la relación existente entre la profundidad de fisura y la distancia de los palpadores al eje de fisura como factor determinante.

SUMMARY

In this paper, first an analysis of the possible path followed by ultrasonic waves in cracked concrete specimens (direct transmission) is shown, together with the usual formulations to estimate the deepness of cracks. This analysis shows the existing scattering which contributes to limitate the applicability of this technique.

Second, the influence of several factors upon the transit time is analyzed: boundary effect, crack width, age of concrete and the existence of padding in the crack.

In addition to the interesting partial conclusions obtained, the results are opening ways to delve into the relationship which exists between crack deepness and the distance of the transducer to the axis of the crack as a determining factor.

* * *

INSTITUTO DE LA INGENIERIA DE ESPAÑA
Reglamento del III Congreso Nacional de Ingeniería
La organización del III Congreso Nacional, un buen proyecto de ingeniería



Seleccionar los temas que más preocupen a la sociedad civil y, a partir de ahí, centrarse en aquéllos en que los ingenieros pueden ofrecer una mayor y mejor aportación a su solución. Elegir los ponentes que con mayor autoridad profesional y prestigio social puedan abordar cada uno de esos temas. Organizar ponencias y fijar procedimientos y calendarios para luchar de raíz contra todo peligro de improvisación, pero dejando al mismo tiempo el cauce más amplio a quienes no hayan participado en las etapas iniciales del Congreso, pero tengan algo que decir y estén dispuestos a hacerlo. Todo ello —sin mencionar los importantes detalles "logísticos"— requiere, como toda gran obra, un estudiado proyecto.

Como cabe imaginar fácilmente, la organización del III Congreso Nacional de Ingeniería (Madrid, del 10 al 14 de Junio de 1991) es un asunto de indudable complejidad. Y no nos referimos aquí a los aspectos puramente "logísticos" (desplazamientos, alojamientos, etc.) que, por lo demás, están perfectamente cuidados, sino a todo aquello relacionado con los contenidos y el desarrollo del Congreso en sí: los ponentes y sus temas, las Aportaciones y Comunicaciones presentadas por congresistas que no son ponentes, el proceso de transmisión de la documentación, la organización del debate congresual y la plasmación de todo este material en una obra escrita que deje constancia de todo lo tratado. En una palabra: propiciar y organizar el flujo y el contraste de las ideas y convertirlo en documentación para su uso más fructífero a partir del mismo momento en que el Congreso cierre sus puertas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Naturalmente, los organizadores han sido desde el primer momento conscientes de esta complejidad y, como corresponde a su profesión de ingenieros, han puesto en su momento manos a la obra sobre la base de un proyecto perfectamente estudiado, desde sus grandes líneas hasta sus menores detalles.

Participación activa

En este momento en que se están poniendo ya en marcha los mecanismos de participación de los congresistas no ponentes (sobre "los ponentes y sus temas" ya hemos hablado en una información anterior), (véase "Hormigón y Acero", n.º 176), parece oportuno repasar el funcionamiento de estos mecanismos de participación, tal como se describen con detalle en el Reglamento del Congreso, y cual es el estado actual de desarrollo del proyecto.

Desde finales de enero ya se encuentran en poder de la Organización los textos de las Ponencias, de acuerdo con los temas incluidos en el Programa del que en su día dimos noticia.

Los textos de las Ponencias se están resumiendo para su distribución, durante el próximo mes de Marzo, a todos los ingenieros que se han inscrito o preinscrito como participantes en el Congreso.

Por otra parte, se han recibido hasta el momento más de 300 Comunicaciones por escrito, con una extensión media de 8 a 10 hojas. Los organizadores están sorprendidos del número de Comunicaciones recibidas hasta el momento (muy superior al total previsto) y de la fase tan temprana en que se han producido (basadas en los títulos de las Ponencias, y no en sus contenidos, puesto que éstos todavía no se han hecho públicos), lo que supone un excelente síntoma del gran interés que rodea la celebración del Congreso, y de la activa participación de los congresistas.

¿Cómo funciona el Congreso?

En las sesiones del Congreso figurarán dos Mesas: la **Mesa de Sesión,** constituida por el Presidente de la Sesión o del grupo de Sesiones (según los casos), un Vicepresidente, un Moderador y un Secretario; y la **Mesa de Ponencia,** formada por el Ponente —acompañado por sus expertos, si así lo considera oportuno— y el Relator, Mesa que tendrá a su cargo presentar y debatir cada una de las Ponencias, ya sean Generales o Específicas.

Al Presidente y Moderador corresponde la ardua tarea de conseguir que la exposición del Ponente, la actuación de Relator —resumiendo las Aportaciones y Comunicaciones referentes al tema de la Ponencia— así como la discusión y votación, si procede, no superen el tiempo previsto para cada Sesión.

Un libro para la Historia

Así pues, cada una de las Ponencias (recordemos que son nueve Ponencias Específicas y 16 Ponencias Generales, agrupadas éstas en tres grandes Capítulos) dará lugar a tres tipos de documentación: el texto de la Ponencia propiamente dicho, más todas las Aportaciones y Comunicaciones presentadas previamente y por escrito sobre el tema de cada Ponencia, más el contenido de todas las intervenciones habladas que se produzcan durante su debate en el Congreso.

Toda esta documentación, debidamente resumida, como se ha dicho, por los Relatores y cuidadosamente organizada y editada, pasará a formar parte del denominado Libro del III Congreso Nacional de Ingeniería, que se elaborará tras su celebración y será distribuido a todos los congresistas a finales del año en curso.

A estas alturas, la excepcional calidad de las Ponencias y el alto grado de participación de congresistas (no sólo como meros asistentes pasivos sino a través de Aportaciones y Comunicaciones) más la intensa participación en los debates que todo ello hace prever, permiten ya asegurar que el Libro del Congreso será una obra de singular y destacadísima importancia para entender el desarrollo tecnológico de nuestros días, su proyección hacia el futuro y su incidencia sobre los destinos de la Sociedad.

A través de las Asociaciones

Una vez superada con éxito la etapa de preinscripción, se ha puesto en marcha la inscripción de participantes, que pueden formalizar todos aquellos ingenieros interesados a través de su respectiva Asociación. Como se ha repetido muchas veces (y lo volvemos a hacer, porque la importancia de la ocasión lo merece), un alto grado de participación en el Congreso permitirá culminar con brillantez el esfuerzo de organizadores y ponentes, reforzando además la proyección de este extraordinario acontecimiento en la Sociedad, que demanda de la ingeniería una contribución vital para el enfoque y solución de muchos de sus grandes problemas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Leyes de esfuerzos para el dimensionamiento de forjados hiperestáticos de hormigón pretensado. Análisis experimental hasta rotura

José Calavera Ruiz
Hugo Corres Peiretti
Jaime A. Fernández Gómez
F. Javier León González
Dres. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

El empleo de leyes anelásticas de esfuerzos para el dimensionamiento de forjados unidireccionales de hormigón es ya antiguo y parece sancionado como aceptable por la práctica, dentro de ciertos límites. Las referencias [3], [4], [5], [6] y [7], por ejemplo, contienen diversos estudios comparativos de las leyes de esfuerzos aceptadas por diversos códigos.

Este tipo de leyes de dimensionamiento, parte de tener en cuenta el comportamiento no lineal de esta clase de estructuras, que se manifiesta al fisurarse el hormigón en algunas zonas de la estructura y alterarse la distribución de rigideces. Consiguientemente, las estructuras hiperestáticas sufren variaciones en las leyes de esfuerzos.

Sin embargo, llama la atención la escasez de resultados experimentales que permitan analizar aspectos tan importantes como el nivel de seguridad que se alcanza o la incidencia que tiene la adopción de estos criterios en el comportamiento en servicio (fisuración y flechas).

Esta situación es especialmente llamativa si se considera, por una parte, que los niveles de redistribución que llegan a admitirse en estas tipologías son notablemente mayores que en otros elementos estructurales, sin que se exijan mayores requisitos de ductilidad, comportamiento en servicio, ni se discriminen ámbitos de aplicación, etc.

Por otra parte, debe tenerse en cuenta la gran difusión que tiene en nuestro país el empleo de forjados unidireccionales, cuya fabricación, cálculo y ejecución se ha desenvuelto, en gran parte, en un ambiente destecnificado o de escasa cualificación, desde la fabricación hasta la puesta en obra, pasando por el proyecto y el control.

Aunque el hecho de que las estructuras de hormigón tienen un comportamiento no lineal es sobradamente conocido, ha existido entre los proyectistas una cierta confusión, a la que ha contribuido la laguna en la normativa existente, hasta la aparición de la Instrucción EF-88 [1], entre lo que es comportamiento propiamente dicho, análisis no lineal y criterio de proyecto (dimensionamiento).

En efecto, el *comportamiento no lineal* global de las estructuras de hormigón (fig. 1) viene caracterizado por:

—La no linealidad del comportamiento de los materiales (diagramas tensión-deformación no lineales).

—La fisuación del hormigón, que a nivel de pieza ocasiona variaciones en las distribuciones de rigidez y, si las estructuras son hiperestáticas, cambios en las leyes de esfuerzos solicitantes.

—También, la presencia de armaduras, incluso antes de la fisuración, de efectos termohigrométricos y geométricos (zonas macizadas, por ejemplo), produce ya leyes de esfuerzos distintas de las que se pueden deducir de un análisis simplificado, elástico, lineal, con rigidez constante.

El *análisis no lineal* consiste en modelizar el comportamiento de los materiales y, sobre la estructura idealizada, tratar de reproducir los fenómenos observados en la experimentación. Actualmente, se hallan disponibles diversos modelos de análisis, con diferentes grados de sofisticación, que permiten estimar la evolución de los esfuerzos, de las flechas o de la fisuración, para una hipótesis concreta y una historia de cargas también fija.

Lamentablemente, dichos modelos no están generalmente al alcance de los proyectistas de

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

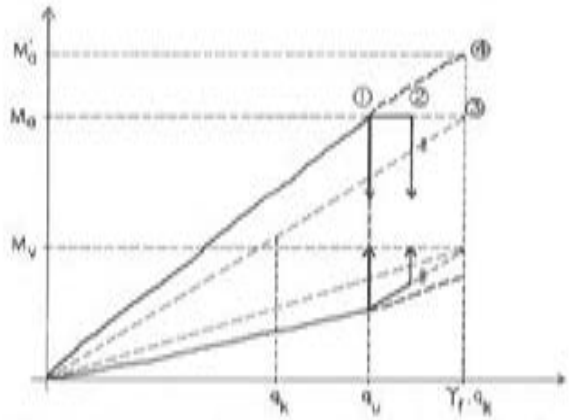


Fig. 1. Esquema del comportamiento no lineal de un forjado continuo, de dos vanos. En ordenadas se representan los valores absolutos de los momentos de centro de vano y del apoyo con continuidad. En abscisas se representan los distintos niveles de carga **q** uniformemente repartida. La evolución de los momentos en el apoyo central (trazo grueso continuo) y en el vano, sigue una trayectoria distinta de la que correspondería a un análisis elástico lineal con rigidez constante (rectas inclinadas con trazo discontinuo). Si las secciones son suficientemente dúctiles, al alcanzarse el momento de plastificación en una de las secciones (el apoyo, en la figura, punto 1), el momento en el vano aumenta más deprisa, para satisfacer las condiciones de equilibrio. El colapso sobreviene cuando la sección de vano también alcanza el momento de plastificación y el conjunto se convierte en un mecanismo. Véanse más comentarios a esta figura en 3.1.

elementos de esta tipología y, además, su propósito y campo de aplicación está enfocado hacia la comprobación y no hacia el dimensionamiento.

El proyectista se enfrenta a una cuestión distinta, en la que la cuantía de armadura (que es dato en los programas de análisis y comprobación) es aquí la incógnita del problema. Como *criterio de proyecto*, entonces, el proyectista adopta una determinada ley de esfuerzos que le permita deducir la armadura que hay que disponer. Desde este punto de vista, la elección de una ley de esfuerzos para el dimensionamiento no constituye más que un criterio de disposición de las armaduras, pero no es una previsión de esfuerzos, ni en servicio ni en agotamiento.

En este sentido, la ley "elástica" y lineal deducida en la hipótesis de rigidez constante no es más que un valor de referencia y, por consiguiente, la expresión "ley redistribuida" no significa más que "ley distinta de la de referencia".

La Instrucción EF-88 [1] propone tres leyes distintas de esfuerzos:

—Ley deducida del comportamiento elástico y lineal de los materiales, suponiendo rigidez constante.

—Ley lineal, como la anterior, pero con redistribución limitada para exigir ductilidad a las secciones (la profundidad de la fibra neutra para el momento redistribuido, hasta el 85% del lineal, no mayor que el 45% del canto útil de la sección). Esta propuesta es la contenida en la Instrucción EH-88 [2] para el caso de estructuras de hormigón armado.

—Ley redistribuida, sin condiciones explícitas de ductilidad, según las indicaciones de la fig. 2, que corresponde a la de EF-88, con una corrección en el voladizo derecho que, obviamente, no redistribuye, al ser un elemento isostático. En realidad, la figura 2 se ha tomado de la referencia [8], en la que se incluyen estas leyes de dimensionamiento a propuesta de dos de los autores de este artículo, que han participado en su redacción. Como se explica en la referencia [7], la propuesta de EF-88 es intermedia, en cuanto al grado de redistribución admitido, si se compara con otras propuestas. Además, resulta de aplicación muy sencilla.

Con el fin de estudiar el comportamiento de este tipo de forjados para distintas leyes de esfuerzo (distintos criterios de armado), se han realizado los ensayos experimentales que se describen en este trabajo con el fin de intentar dar una respuesta a las cuestiones planteadas en esta introducción.

2. DESCRIPCION DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. Definición

Cinco forjados hiperestáticos (dos vanos simétricos) han sido ensayados de forma rápida, hasta rotura, con el fin de registrar la evolución de los esfuerzos hasta el agotamiento y observar el comportamiento en servicio (flechas y fisuración).

Los forjados ensayados (véase tabla 1) han sido:

TABLA 1

Resumen de los forjados ensayados

Forjado	Carga de proyecto	Criterio de armado	Momento en apoyo $k_1 \cdot qL^2$	Momento en vano $k_2 \cdot qL^2$
PIL	750	"Elástico"	1/8	9/128
PIH 1	500	"Redistrib."	1/11,65	1/11,65
PIH 2	750	"Redistrib."	1/11,65	1/11,65
PIH 3	1.000	"Redistrib."	1/11,65	1/11,65
PIT	750	"Isostático"	M_{is}	1/8

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

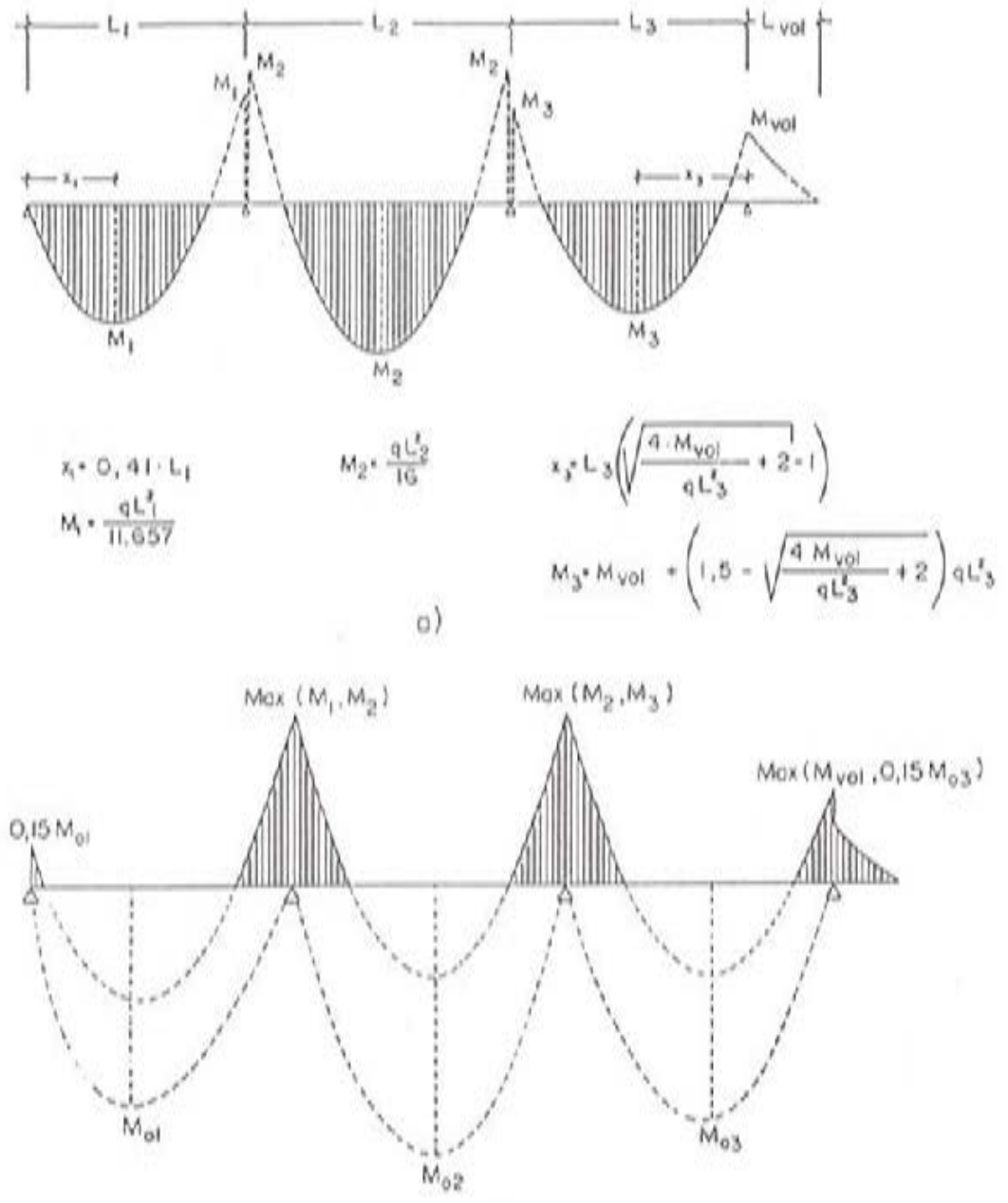


Fig. 2. Leyes de dimensionamiento de forjados, según EF-88 [1] y corregida en la referencia [8]. La corrección afecta a la ley de momentos del voladizo, que no puede tener una ley distinta de la isostática.

a) Diagrama para momentos positivos.
b) Diagrama para momentos negativos, esfuerzos cortantes y flechas.

—**PIL**: Forjado dimensionado con una ley elástica lineal, suponiendo rigidez constante.

—**PIH** 1, 2 y 3: Forjados dimensionados con arreglo a la propuesta de EF-88 [1], según se indica en la fig. 2.

—**PIT**: Forjado dimensionado suponiendo dos vanos isostáticos, yuxtapuestos, con una armadura superior de negativos en el apoyo central que, teóricamente, controle la fisuración en servicio.

Los forjados, dimensionados utilizando los materiales y criterios normalmente empleados en la práctica constructiva, se han proyectado para una carga total de 750 kp/m², repersentativa de un forjado normal de piso, en los casos **PIL**, PIH 2 y **PIT**. Con el fin de analizar la influencia para distintos niveles de carga (y por tanto de cuantía), se han estudiado los casos PIH 1 (con 500 kp/m² de carga total) representativo de un forjado de cubierta y **PIH** 3 (1000 kp/m²) correspondiente a un forjado sometido a cargas

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

importantes, como galerías comerciales, etc. La variación de cuantía (carga) se ha estudiado sobre los forjados armados con el criterio redistribuido de EF-88 [1], por ser el más extendido en la práctica.

El forjado está constituido por 2 semiviguetas pretensadas, con 0,70 m de intereje y 1,40 m de ancho total, bovedillas cerámicas, hormigón de relleno de senos y formación de la capa superior (de 3 cm, mínimo exigido por la anterior EH-82, vigente en el momento de preparar el plan de ensayos).

El canto del forjado se ha elegido de forma que, aún siendo suficientemente representativo de las esbelteces habituales en estructuras de este tipo, constituya un límite superior práctico en cuanto a esbeltez. Para una luz de 4,00 m entre ejes, se ha tomado un canto 12+3 cm, que equivale a una relación luz/canto de 26,6.

En la figura 3a) se muestra la sección transversal descrita, y en la figura 3b) se presenta el esquema de la disposición de armaduras utilizada. Finalmente, en la tabla 2 se indican las armaduras empleadas en cada forjado.

2.2. Esquema de ensayo

La figura 4 muestra un alzado del forjado hasta el eje de simetría y el esquema de ensayo utilizado, incluyendo la instrumentación. Como puede verde, la carga actuante sobre los forjados, además de la de peso propio, es la producida por un gato hidráulico en cada vano, cuya acción se distribuye por el forjado mediante una perfilería metálica de reparto, cuyo peso ha sido tenido en cuenta. El propósito es simular en lo posible la acción de una carga uniformemente repartida.

La reacción hiperestática del apoyo central se ha medido con células de carga alineadas con las viguetas e interpuestas entre el zuncho central y el bloque de apoyo. De esta forma, conociendo las cargas aplicadas y la reacción hiperestática central, es inmediato obtener las leyes reales de esfuerzos para cualquier estado de carga.

Las flechas se miden por medio de flexímetros, dispuestos en el centro de la luz, a los cuartos, junto a los apoyos y, finalmente, coincidiendo con el eje de éstos.

La fisuración se registra marcándola con un rotulador, anotándose el estado de carga y la apertura máxima leída con el medidor, tanto en la cara inferior de las viguetas como en la cara superior en la zona del apoyo central. Para el relevamiento posterior de las fisuras se ha empleado papel vegetal.

2.3. Construcción

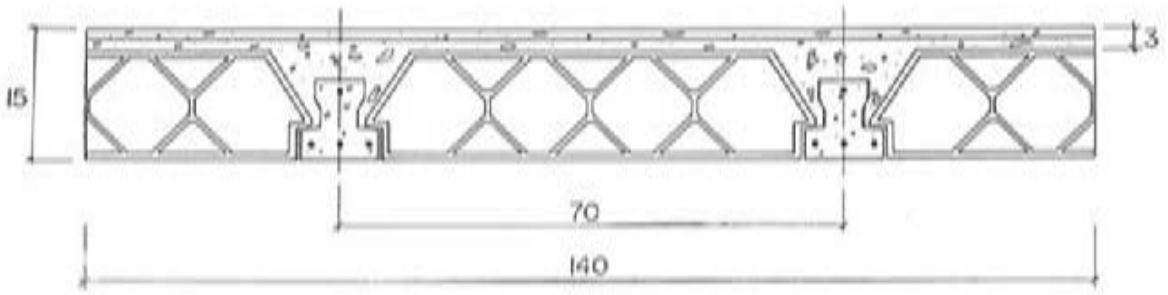
Estos forjados fueron construidos utilizando

TABLA 2

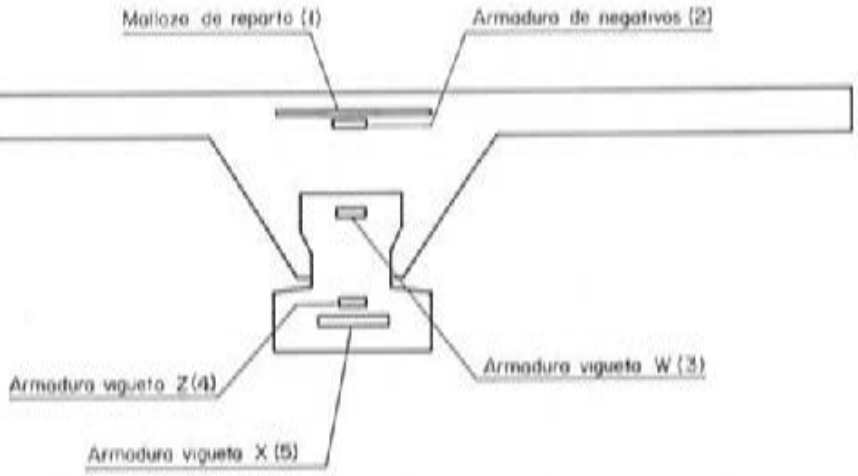
Distribución de armaduras en los forjados ensayados

Sección	Forjado	Armadura superior		Armadura de la vigueta			Tipo
		Mallazo 1	Negativos 2	W 3	Z 4	X 5	
1	PIL	3,5 R 4	—	1 R 4	—	2 R 5	V2
	PIH 1	3,5 R 4	—	1 R 4	—	2 R 5	V2
	PIH 2	3,5 R 4	—	1 R 4	—	3 R 5	V3
	PIH 3	3,5 R 4	—	1 R 5	1 R 5	3 R 5	V4
	PIT	3,5 R 4	—	1 R 5	1 R 5	3 R 5	V4
2	PIL	3,5 R 4	7 R 8	1 R 4	—	2 R 5	V2
	PIH 1	3,5 R 4	3 R 8	1 R 4	—	2 R 5	V2
	PIH 2	3,5 R 4	2 R 12	1 R 4	—	3 R 5	V3
	PIH 3	3,5 R 4	2 R 14	1 R 5	1 R 5	3 R 5	V4
	PIT	3,5 R 4	1 R 8	1 R 5	1 R 5	3 R 5	V4
3	PIL	3,5 R 4	7 R 8	—	—	—	—
	PIH 1	3,5 R 4	3 R 8	—	—	—	—
	PIH 2	3,5 R 4	2 R 12	—	—	—	—
	PIH 3	3,5 R 4	2 R 14	—	—	—	—
	PIT	3,5 R 4	1 R 8	—	—	—	—
4	PIL	3,5 R 4	7 R 8	—	—	—	—
	PIH 1	3,5 R 4	3 R 8	—	—	—	—
	PIH 2	3,5 R 4	2 R 12	—	—	—	—
	PIH 3	3,5 R 4	2 R 14	—	—	—	—
	PIT	3,5 R 4	1 R 8	—	—	—	—

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026



a) Sección transversal tipo de los forjados ensayados, en la zona de vano



b) Esquema de la posición de las armaduras, en la sección transversal

Fig. 3. Características de los forjados ensayados.

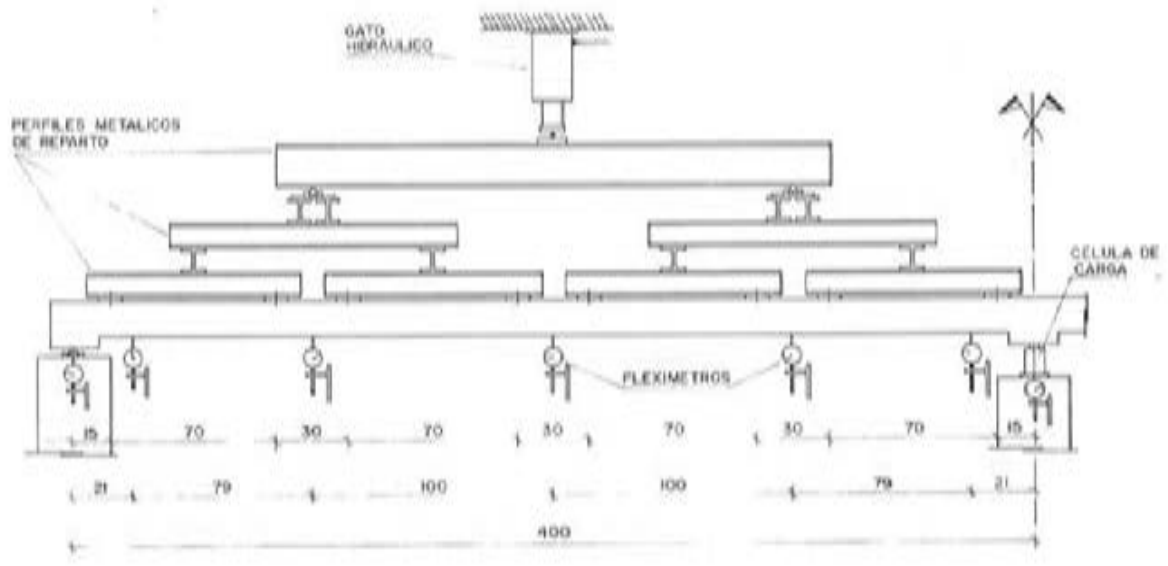


Fig. 4. Alzado general de los forjados ensayados, incluyendo el esquema de cargas y la instrumentación utilizada para la medida de flechas (fleximetros) y reacción en el apoyo central (células de carga).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

una cimbra especial "ad hoc" para que pudiese servir como tal cimbra, como puntales de apoyo intermedio a las semiviguetas durante el proceso constructivo y como soporte de los equipos de medida. El sistema empleado (husillos roscados) permite nivelar adecuadamente viguetas y paneles de encofrado y, además, realizar suavemente el descimbrado y registrar la flecha de peso propio al descimbrar.

El sistema constructivo empleado es el habitualmente utilizado en la práctica. El hormigonado de los forjados se realizó con hormigón procedente de central.

2.4. Proceso de ensayo

La historia de las cargas aplicadas se esquematiza en la figura 5. El ensayo, cuya duración total es de unas 8 horas, consta de las siguientes etapas:

a) Lectura de fleximetros y células de carga inmediatamente antes de descimbrar. Registro de la fisuración inicial.

b) Descimbrado a los 14 días de edad. Lectura inicial de fleximetros para determinar la flecha instantánea de peso propio. Lectura de las células de carga y medida de la reacción central. El descimbrado se realiza haciendo descender primero los husillos centrales de la cimbra y, a continuación, los extremos.

c) Lectura de fleximetros y células de carga durante los 14 días siguientes. Se registran también la humead relativa y la temperatura ambiente.

d) Replanteo de la perfilería metálica de reparto y montaje de la misma, a los 28 días de edad del forjado. El peso de estos elementos se considera ya como primer escalón de carga, adicional al del peso propio, evidentemente.

e) Aplicación de la carga en escalones equivalentes al 10 ó 15% de la carga total o de servicio.

f) Lectura de flechas, registro de la fisuración (caras superior e inferior) y lectura de células de carga, para cada etapa de carga.

g) Descarga del forjado después de alcanzar la carga de servicio y efectuar las medidas correspondientes. Nuevas lecturas en el estado de peso propio más perfilería de reparto.

h) Reanudación del proceso de carga, como en las etapas e) y f).

i) Flechas y fisuras se miden hasta que ello no constituye riesgo importante para personas y equipo. En los forjados PIL y PIH fue posible medir flechas y fisuración hasta más allá de 1,80 veces la carga de servicio. En el forjado PIT se midió hasta 1,4 veces la carga de servicio.

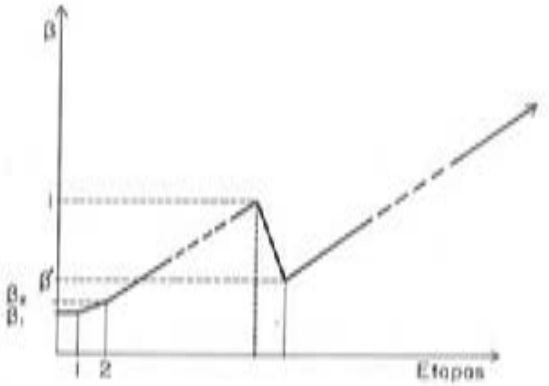


Fig. 5. Esquema de aplicación de los escalones de carga. El valor β del eje de ordenadas representa la fracción de carga total o de servicio (ambas expresadas como uniformemente repartidas).

j) Se considera que se ha producido el colapso del forjado, cuando el servomecanismo del equipo de presión hace retornar el aceite, al producirse un aumento rápido de la deformación sin aumento de carga.

k) En el estado de rotura se anota la forma y localización de la sección de agotamiento, calcándose las fisuras sobre papel vegetal.

l) Después de roto, se procede al pesado del forjado con un anillo dinamométrico. De esta forma, conociendo el peso propio, quedan determinadas todas las acciones sobre el forjado.

2.5. Características de los materiales empleados

Con el fin de caracterizar los materiales empleados en la construcción de los forjados, se han realizado ensayos del hormigón de las semiviguetas, del vertido "in situ" y de las armaduras.

Los ensayos del hormigón han sido:

—Compresión simple sobre probetas 15x30 (UNE 7242 [9]).

—Tracción indirecta o ensayo brasileño (UNE 83306-85 [10]).

—Módulo de deformación longitudinal secante (ASTM C469-81 [11]).

Del acero se han ensayado muestras a tracción simple, según UNE 7262-73 [12].

Los resultados de los ensayos se muestran en las tablas 3 y 4 correspondientes a los hormigones y a los aceros, respectivamente.

3. CRITERIOS DE DISTRIBUCION DE ARMADURAS

3.1. Identificación de las secciones críticas

La adopción de una ley de esfuerzos de

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

TABLA 3

Características de los hormigones empleados

Sección	Forjado	$f_{c,ns}$ [kp/cm²]	$f_{c,med}$ [kp/cm²]	$E_{c,med}$ [kp/cm²]
Semiviguetas	PIL	400	433	323.787*
	PIH 1	400	433	323.787*
	PIH 2	400	458	369.408
	PIH 3	400	419	302.292*
	PIT	400	419	302.292*
"In situ"	PIL	175	204	199.078
	PIH 1	175	268	276.790
	PIH 2	175	268	276.790
	PIH 3	175	251	217.220
	PIT	175	204	199.078

(*) Valores extrapolados.

dimensionamiento, como se explica en la introducción, equivale a elegir la forma de distribuir la armadura. Dicha elección no es completamente arbitraria, sino que debe ajustarse al cumplimiento de las condiciones de servicio (fisuración y flechas) y, obviamente, a un mínimo nivel de seguridad. Para cuantías estrictas, dicho nivel está condicionado por la capacidad de rotación de las zonas críticas, que han de redistribuir los esfuerzos hacia las zonas menos solicitadas, manteniéndose el equilibrio global.

Si la armadura es estricta, y la rotura no se produce antes por cortante o fallo de adherencia o anclaje, la condición necesaria y suficiente para garantizar un mínimo nivel de seguridad global

$$\gamma = \frac{q_u}{q_k}$$

(q_u y q_k son las cargas de agotamiento y de servicio, respectivamente) es que las secciones críticas tengan también una ductilidad mínima.

La figura 1 muestra cualitativamente este aspecto. Supóngase que las secciones de apoyo tienen ductilidad nula. Al alcanzar el punto 1, la sección de apoyo pierde completamente su capacidad resistente; el momento en el vano aumenta rápidamente, tratando de satisfacer el equilibrio, hasta que también esta sección se agota sobreviniendo el colapso.

Si las secciones de apoyo tienen una cierta ductilidad, pero ésta no es suficiente, el momento de la sección más solicitada se mantendrá constante hasta el punto 2 (correspondiente a cierta situación equilibrada y compatible, con curvatura igual a la de agotamiento). Como en el caso anterior, la sección de apoyo queda agotada y la rotura se produce al agotarse también, de forma instantánea, la sección del vano.

En consecuencia, las secciones de apoyo (suponiendo que son las críticas en este ejemplo) deben tener, como mínimo, la ductilidad necesaria para alcanzar el punto 3.

Si la cuantía dispuesta no es la estricta correspondiente a la ley de dimensionamiento elegida, sino que se produce un sobrearmado por redondeos, disposiciones constructivas, etc., el momento último pasa de M_a a M_a' en la sección de apoyo. En tal caso, el comportamiento de la estructura puede representarse según las líneas gruesas de trazos. El ejemplo de la figura 1 se ha forzado para mostrar un caso extremo en el cual la sección de apoyo, sobrearmada, no necesita tener comportamiento dúctil para satisfacer el nivel de seguridad γ preestablecido.

Se puede concluir que, para un armado estricto, es condición necesaria y suficiente asegurar una ductilidad adecuada para garantizar un mínimo nivel de seguridad predeterminado.

Si la pieza está sobredimensionada en alguna de sus zonas críticas, la exigencia de ductilidad puede ser parcial o incluso nula.

La figura 6 esquematiza el tramo izquierdo de cualquiera de los forjados ensayados, con la ley de momentos flectores solicitante, la ley de momentos flectores resistente y las secciones críticas en las que se centra este análisis.

La *sección 1* del vano corresponde a una T compuesta por la semivigueta pretensada inferior y el hormigón vertido "in situ". Desde el

TABLA 4

Características de las armaduras

Armadura	Diámetro [mm]	$f_{y,ns}$ [kp/cm²]	$f_{y,real}$ [kp/cm²]	f_s (rotura) [kp/cm²]	E_s [kp/cm²]	Alargamiento [%]
Pasiva	4	5.100	7.202	7.337	2.030	10,5
	8	4.100	5.511	6.963	2.040	30,2
	10	4.100	4.889	6.461	2.060	25,4
	12	4.100	5.151	6.640	2.070	27,7
	14	4.100	4.807	6.425	2.090	28,5
Activa	4	15.500	18.144	18.873	2.170	7,5
	5	15.500	17.791	18.241	2.150	8,5

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

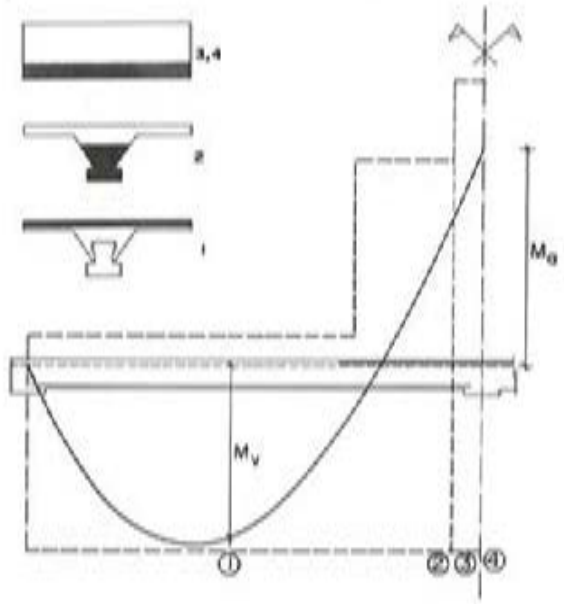


Fig. 6. Esquema explicativo de las secciones críticas de los forjados de este tipo. De trazo continuo se representa la ley de momentos solicitantes y de trazo discontinuo la ley de esfuerzos resistidos. La sección 1 corresponde a una cualquiera del vano con momentos positivos. Las secciones 2 y 3 corresponden a las secciones no maciza da y maciza da adyacentes al zuncho de apoyo, respectivamente, con momentos negativos. La sección 4 corresponde al eje del apoyo central y tiene siempre momentos negativos.

punto de vista del comportamiento en flexión (solicitación preponderante en esta zona del forjado) estas secciones presentan un excelente comportamiento por su gran ductilidad, con cuantías pequeñas, en general. Consiguientemente, la profundidad de la fibra neutra en agotamiento es pequeña y grande la inclinación del plano de deformaciones (curvatura). El agotamiento se produce al alcanzar el acero el alargamiento de rotura en tracción.

La *sección 2* corresponde a la vigueta en su encuentro con la zona maciza da. Es una T invertida en la que el efecto del pretensado, aunque reducido, es nocivo desde el punto de vista de las tensiones normales, puesto que comprime al hormigón ya comprimido por la existencia del momento negativo.

Considerada como una sección de hormigón armado, las profundidades de la fibra neutra, al dimensionar, son del orden del 60% del canto útil, por lo que resulta frágil y con escasa capacidad de redistribución.

Frente a tensiones tangenciales, esta zona resulta también crítica, pues en ella se producen los cortantes mayores. Su interacción con el momento flector actuante, afecta en forma poco o nada estudiada a la capacidad de redistribución en esa zona ([13], [14], [15]). Sin duda alguna, esta sección constituye el talón de Aquiles del sistema.

Las *secciones 3 y 4*, macizadas, tienen siempre armadura superabundante, puesto que viene determinada por la sección 2, mucho más exigente. No presentan problemas ni en flexión ni en cortante.

Finalmente, cabe decir que, mientras en las secciones del vano sometidas a momentos positivos siempre resulta posible encontrar armaduras (semiviguetas) tales que el momento último sea muy semejante al máximo solicitante, en las secciones 2, 3 y 4 la armadura suele ser siempre sobreabundante y, en consecuencia, notablemente mayores también los momentos de agotamiento que los solicitantes.

En consecuencia, debido al sobredimensionamiento comentado, es posible esperar un comportamiento suficientemente seguro, aun cuando la ductilidad de las secciones 2 (fig. 6) sea reducida.

3.2. Ley elástica lineal, de rigidez constante

El forjado PIL se ha dimensionado con la ley de momentos correspondiente a la hipótesis de rigidez constante y comportamiento elástico lineal. No se han tenido en cuenta posibles alternancias de sobrecarga.

En estas condiciones, los momentos de dimensionamiento, que son los indicados en la tabla 1, están equilibrados, es decir, se cumple la condición:

$$\frac{1}{2} \cdot |M_a| + M_v = M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

donde:
M_a : momento en el eje del apoyo central;
M_v : momento en el centro del vano; y
M_0 : momento isostático en el centro del vano, que para una carga uniforme vale $q \cdot L^2/8$.

3.3. Ley redistribuida según EF-88 [1]

Este tipo de ley, ya comentada, es la más utilizada en el proyecto de forjados de esta tipología. Por esa razón se han ensayado aquí tres forjados, con distintas cuantías, según se resume en la tabla 1. Esta ley de dimensionamiento resulta equilibrada, en el sentido expuesto en 3.2.

Se llama la atención aquí sobre el hecho de que, para otras configuraciones estructurales, la ley utilizada puede ser sobreabundante, es decir:

$$\frac{|M_{a1}| + |M_{a2}|}{2} + M_v > M_0$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

En todo caso, como señala la referencia [9], el empleo de leyes redistribuidas de esfuerzos tiene el peligro de que, si el comportamiento real de la estructura es tal que los momentos en los apoyos son mayores que los supuestos con la ley elegida, los esfuerzos cortantes son también mayores que los deducidos de la ley redistribuida. Eventualmente, este efecto puede ser de importancia.

3.4. Leyes isostáticas yuxtapuestas, más armadura de fisuración

Esta ley de esfuerzos representa el caso más drástico posible de redistribución de esfuerzos en el apoyo y fue sugerida por el código británico CP-110 [17], como se explica con detalle en la referencia [7].

Consiste en dimensionar los dos vanos independientemente, como isostáticos simplemente apoyados, disponiendo sobre los apoyos una cantidad de armadura tal que el ancho de fisura que se produzca en servicio no sea superior a 0,4 mm.

La adopción de un criterio de este tipo conlleva la incertidumbre de que no se conocen los esfuerzos sobre la zona de apoyo para las cargas de servicio y, en consecuencia, resultan inciertos el nivel de tensiones y el ancho de fisura estimado, por ejemplo, con la formulación de la Instrucción EH-88 [2]. De acuerdo con este modelo, la obtención de la armadura (cuantía y diámetro) es el resultado de un proceso de tanteos sucesivos.

En el caso del forjado ensayado, se ha supuesto que el comportamiento del forjado es como el que se muestra cualitativamente en la figura 7. Como puede verse, se ha admitido un comportamiento elástico lineal del forjado, antes de la fisuración de la capa superior del forjado en la zona del apoyo central. Dicha fisuración se produce siempre antes en el apoyo central que en el vano, cuando se utilizan viguetas o semiviguetas pretensadas.

Desde el instante de la fisuración en adelante, se admite que el momento en el apoyo se "congela" hasta la carga de servicio. Por coherencia con el dimensionamiento en estado límite último elegido, se ha supuesto una transición lineal entre la carga de servicio y la de agotamiento (fig. 7).

Se puede comprobar también que la armadura resultante de la aplicación de este criterio viene a equivaler a la cuantía mecánima mínima que hay que disponer, al menos en el caso ensayado. Así, el momento absorbido por la armadura dispuesta sobre el apoyo central equivale al 18% del momento isostático de vano, y viene a coincidir también con las propuestas en la bibliografía ([3], [8]).

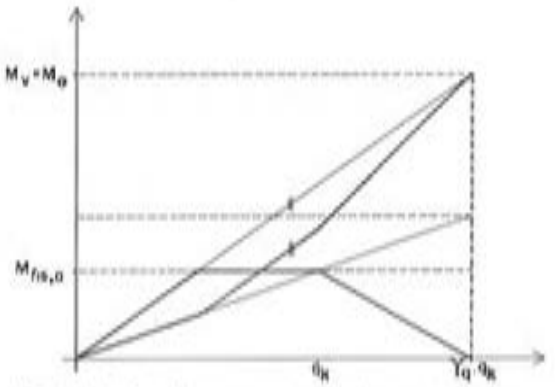


Fig. 7. Evolución supuesta de los momentos en eje de apoyo y centro del vano del forjado PIT totalmente redistribuido. Con este criterio se ha dimensionado la armadura superior sobre el apoyo, con $M_{servicio} = M_{fisuración}$ y $W_{k,max} = 0{,}4$ mm.

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES. ANALISIS E INTERPRETACION

4.1. Descripción de los resultados

Los resultados experimentales de flechas, fisuración y esfuerzos, se presentan en forma de tablas y gráficos, que se analizan e interpretan con detalle en 4.2, 4.3 y 4.4. Si bien las flechas y la fisuración no constituyen el objetivo fundamental de este artículo, se muestran aquí estos resultados porque la observancia de estos estados límites de servicio constituye también un condicionante del proyecto.

En los diagramas que se describen de forma genérica a continuación, se ha tomado como abscisa común la carga q uniformemente repartida por unidad de superficie. Todas las escalas están referidas a los valores máximos, para que los distintos gráficos puedan resultar comparables.

Diagramas momento-carga

Las figuras 8 a) hasta e) muestran los diagramas momento carga de los forjados ensayados. En el eje de abscisas se representa la carga q uniformemente repartida por unidad de superficie, correspondiente al peso propio y a la suma de la acción de los perfiles de reparto y carga de los gatos, dividida por el área total de forjado ensayado. Este valor **q** se ha utilizado como valor de referencia en la representación, pero los esfuerzos correspondientes se han obtenido para las cargas realmente actuantes. En todo caso, con el sistema de cargas elegido para el ensayo, las diferencias entre los esfuerzos reales y los obtenidos con la carga uniforme equivalente q son muy pequeñas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

En el eje de ordenadas se han representado los valores absolutos de los momentos flectores de las secciones centrales de ambos vanos y de eje del apoyo central. Con ellos se han representado también los momentos teóricos en las mismas secciones, en la hipótesis de comportamiento elástico y lineal, con rigidez constante. Asimismo, como puede verse en las figuras 8 a) hasta e), se ha trazado la línea de cierre, que es la correspondiente a la satisfacción del equilibrio de momentos

$$\frac{1}{2} \cdot |M_a| + M_v = M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

para uno de los dos vanos. Las pequeñas diferencias que se observan entre la línea de cierre y la recta correspondiente al momento flector en el apoyo central, en la hipótesis de comportamiento elástico lineal, con rigidez constante, se deben al efecto ya comentado de que la línea de cierre está obtenida con las cargas reales y la otra con la carga equivalente **q**. Tan pequeña diferencia es muestra de que el sistema de cargas utilizado representa suficientemente bien el efecto de la carga uniformemente repartida, como se pretendía.

Puede observarse también la práctica coincidencia entre los momentos flectores en ambas secciones centrales de vano. Este resultado muestra que la carga suministrada por ambos gatos es sensiblemente igual.

Diagramas flecha-carga

Las figuras 9 a) hasta e) presentan los diagramas flecha-carga de los forjados ensayados. En el eje de abscisas se representa, como en el caso anterior, el valor de la carga **q** uniformemente repartida, equivalente, y en el eje de ordenadas se muestra la flecha experimental medida en el centro de cada uno de los vanos ensayados. Se ha considerado la flecha en la sección central, aunque no es la máxima, como el valor de referencia convencionalmente aceptado. La línea vertical del gráfico corresponde a la carga de servicio.

La flecha representada para cada vano es la semisuma de las flechas medidas en ambas viguetas de la misma sección transversal. En todo caso, dichos valores corresponden a la flecha total, es decir, a la suma de las instantáneas de descimbrado y posteriores escalones de carga y la flecha diferida de peso propio desde el

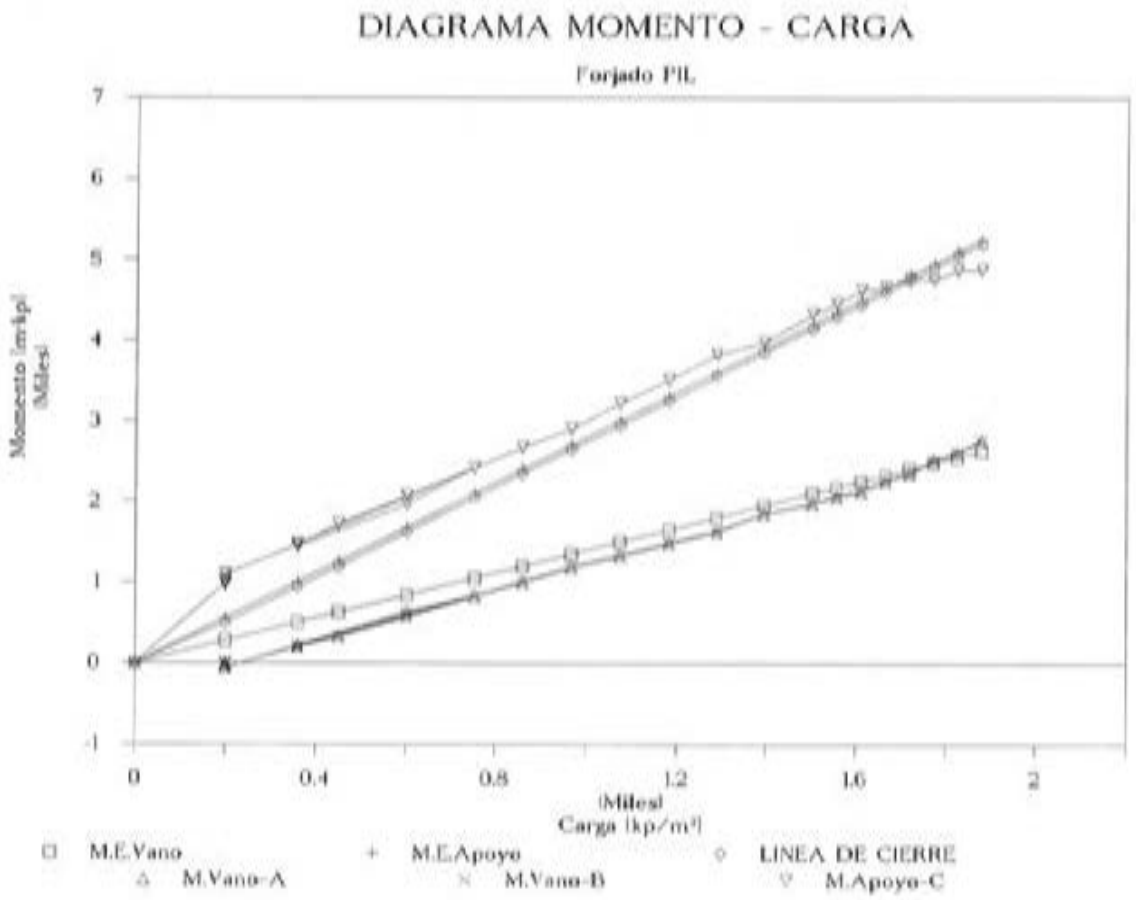


Fig. 8a.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

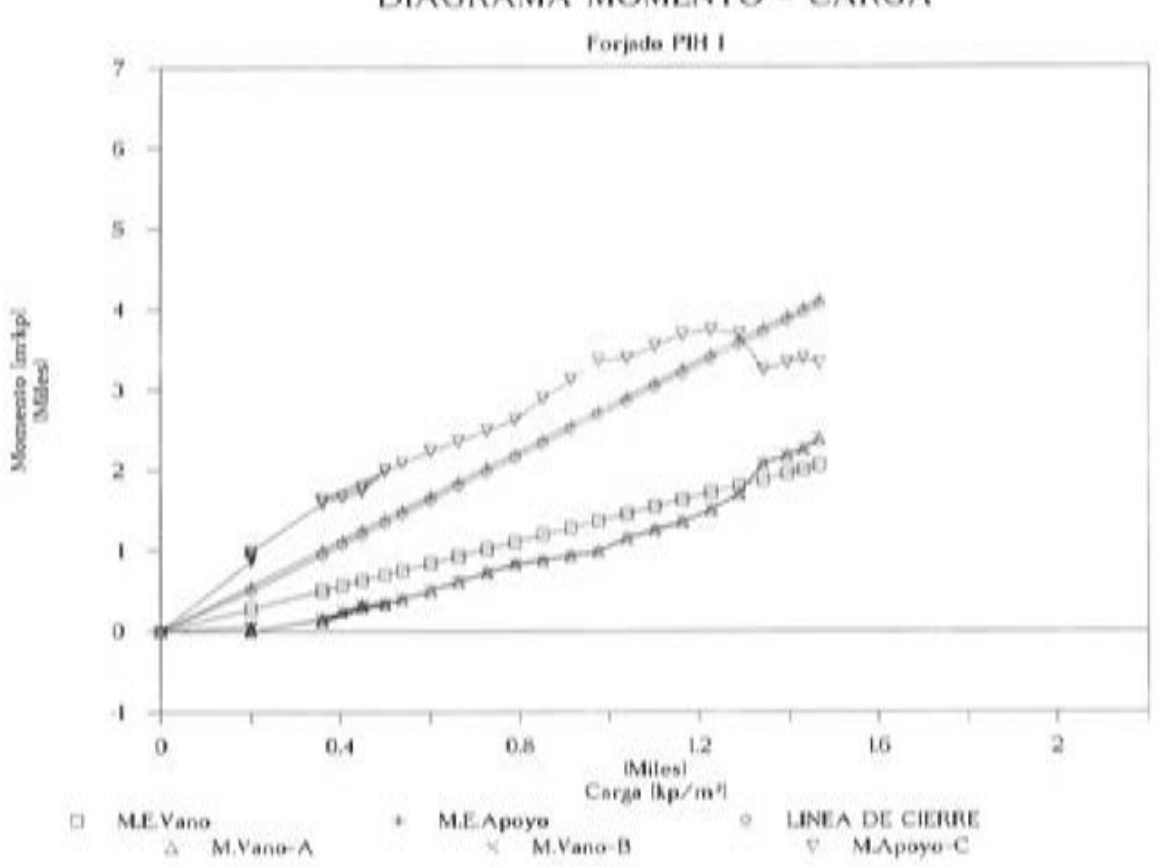


Fig. 8b.

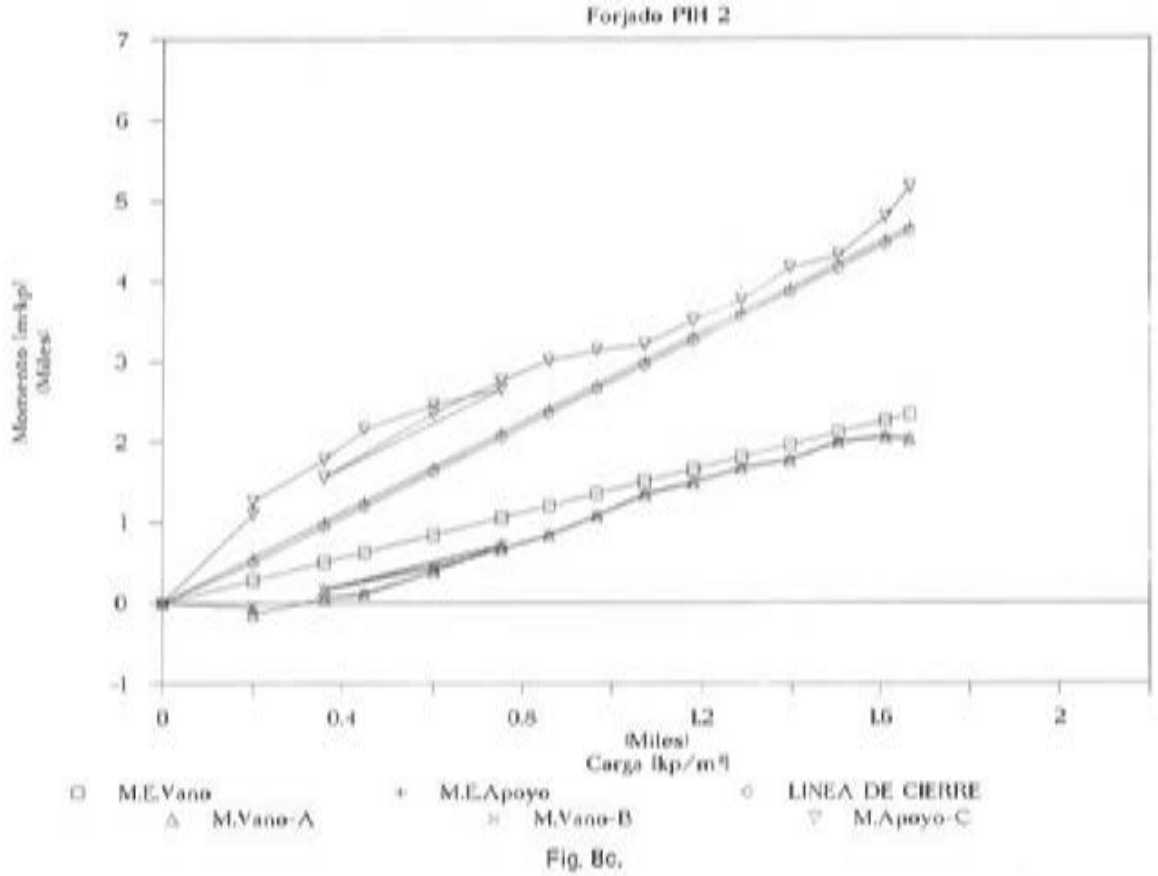


Fig. 8c.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

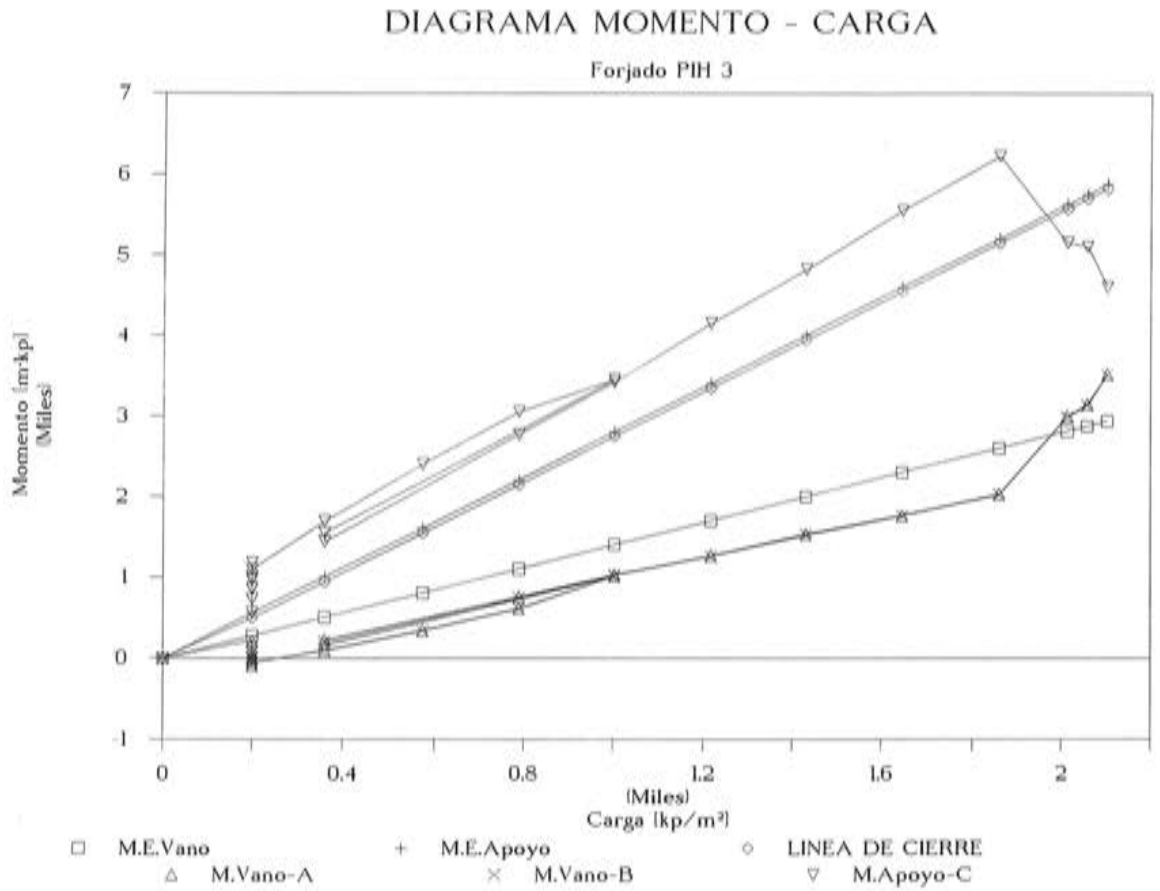


Fig. 8d.

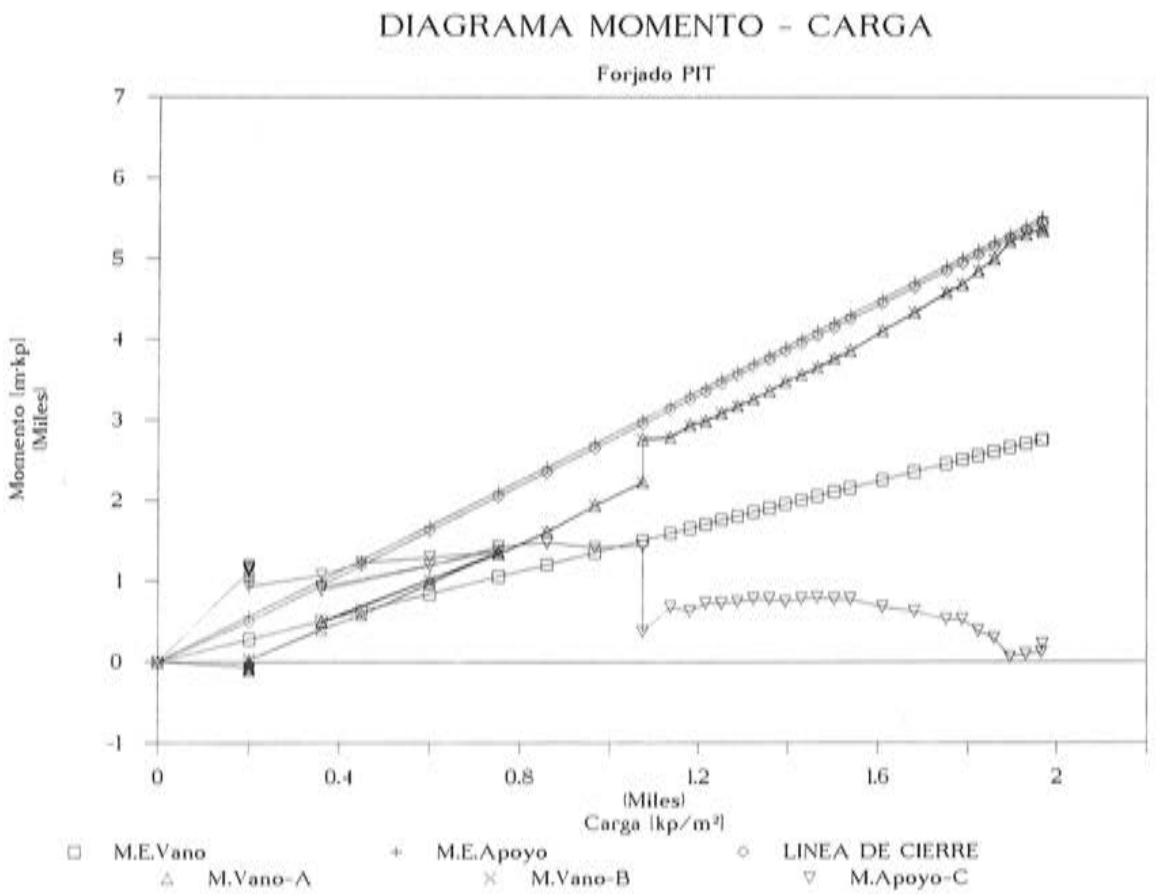


Fig. 8e.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

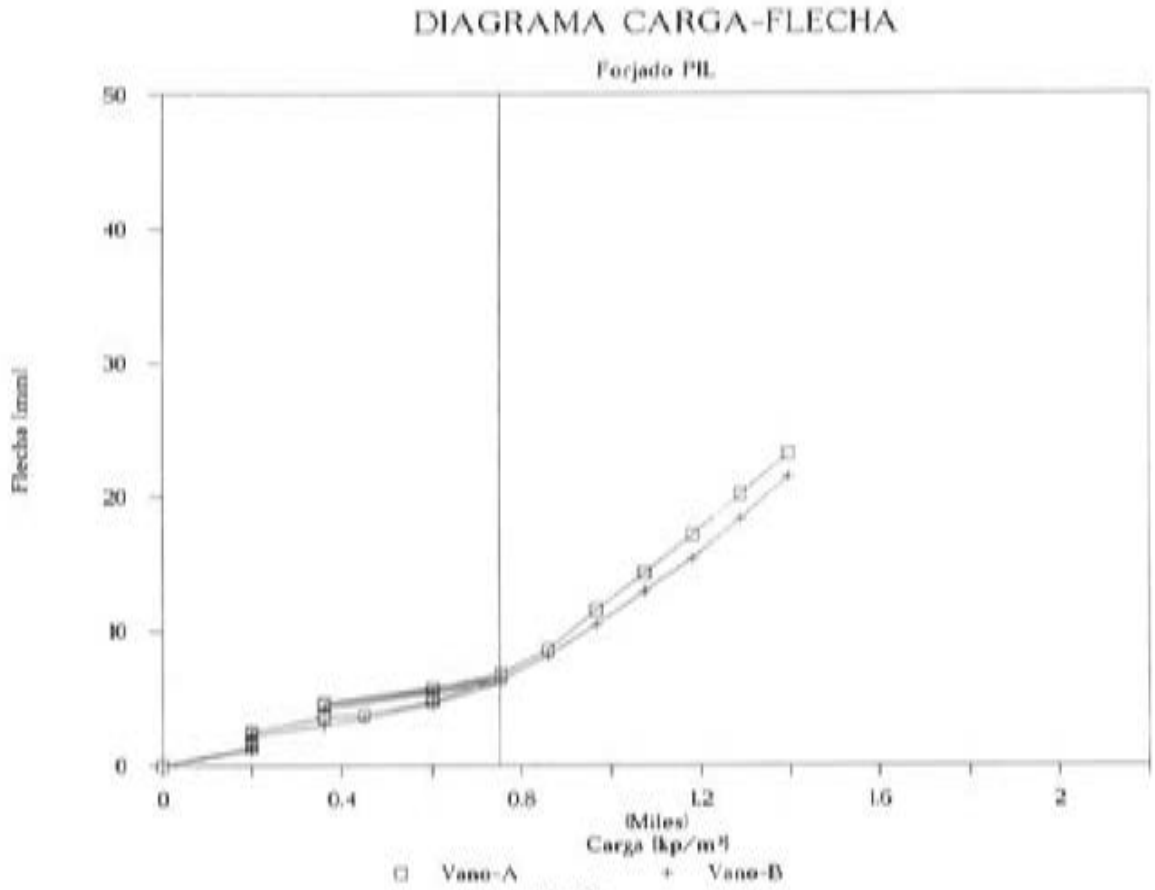


Fig. 9a.

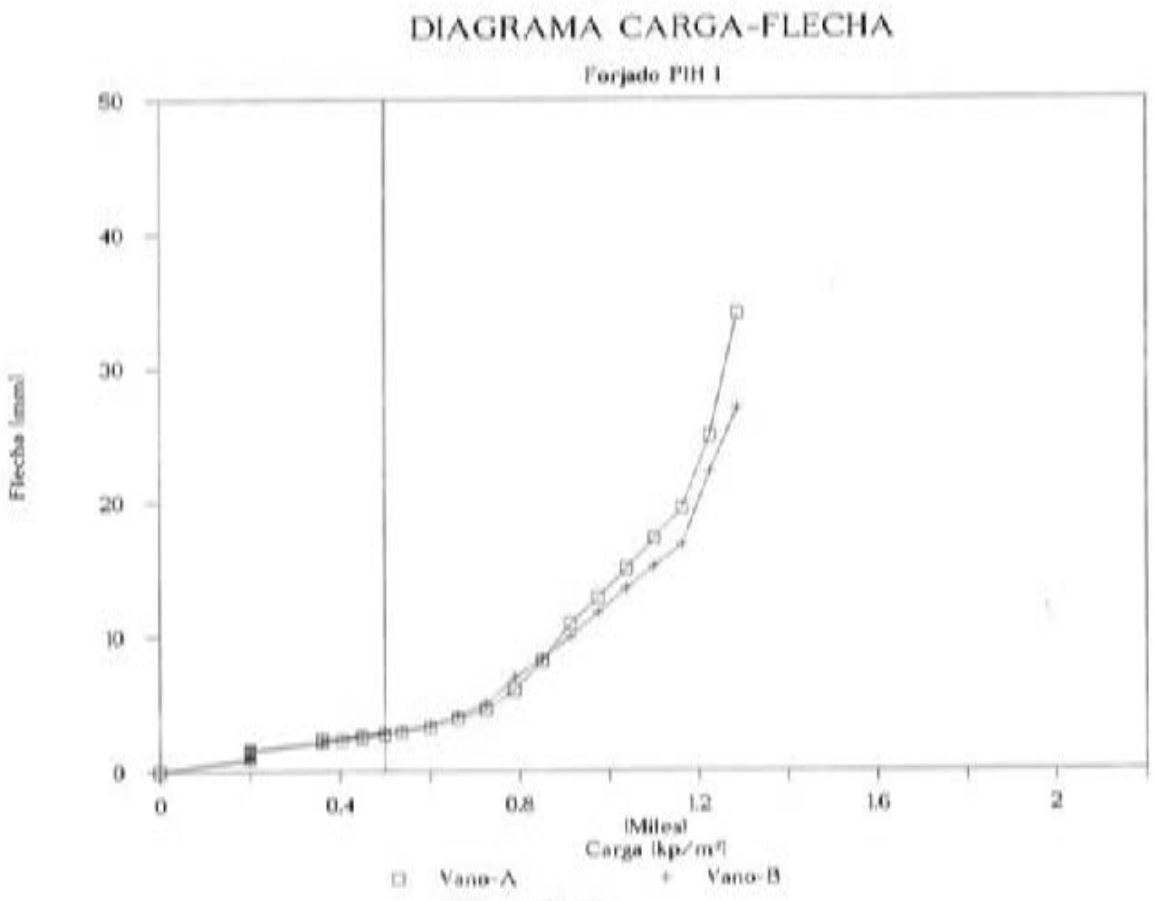


Fig. 9b.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

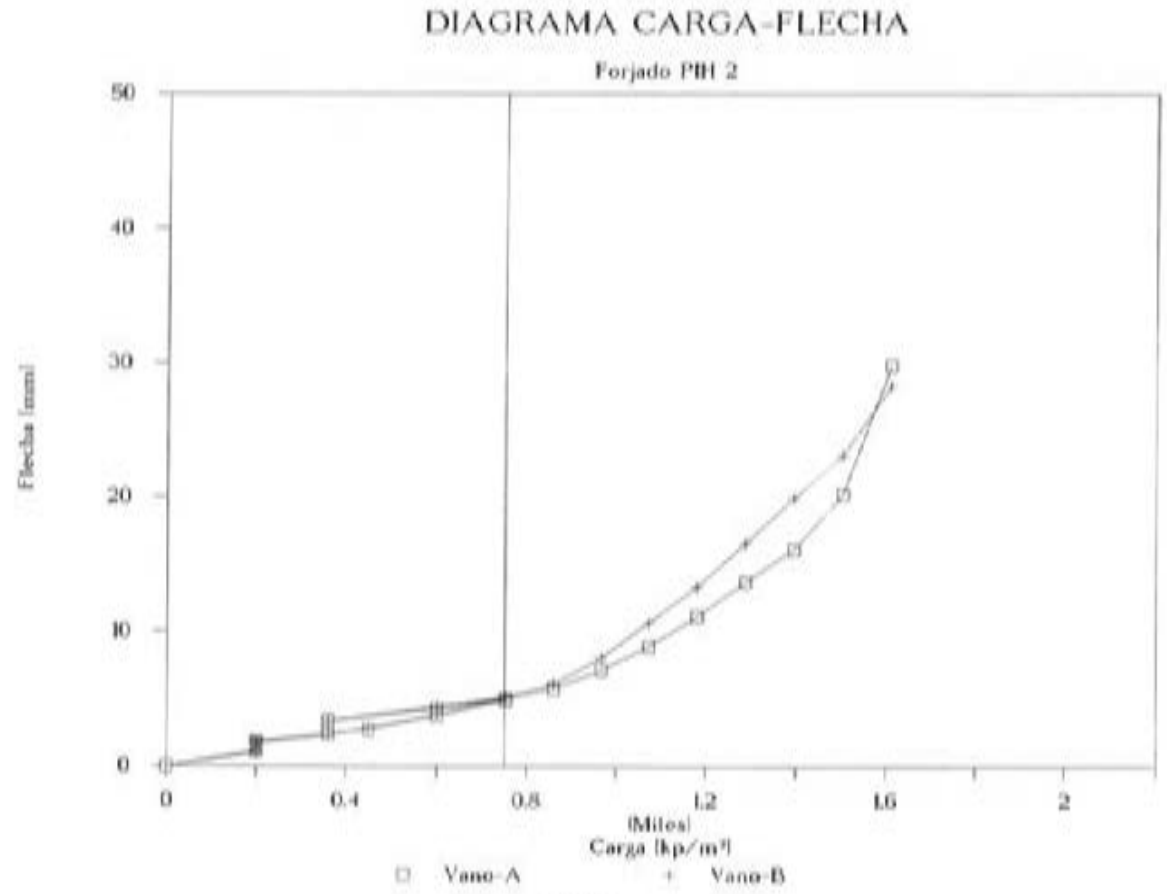


Fig. 9c.

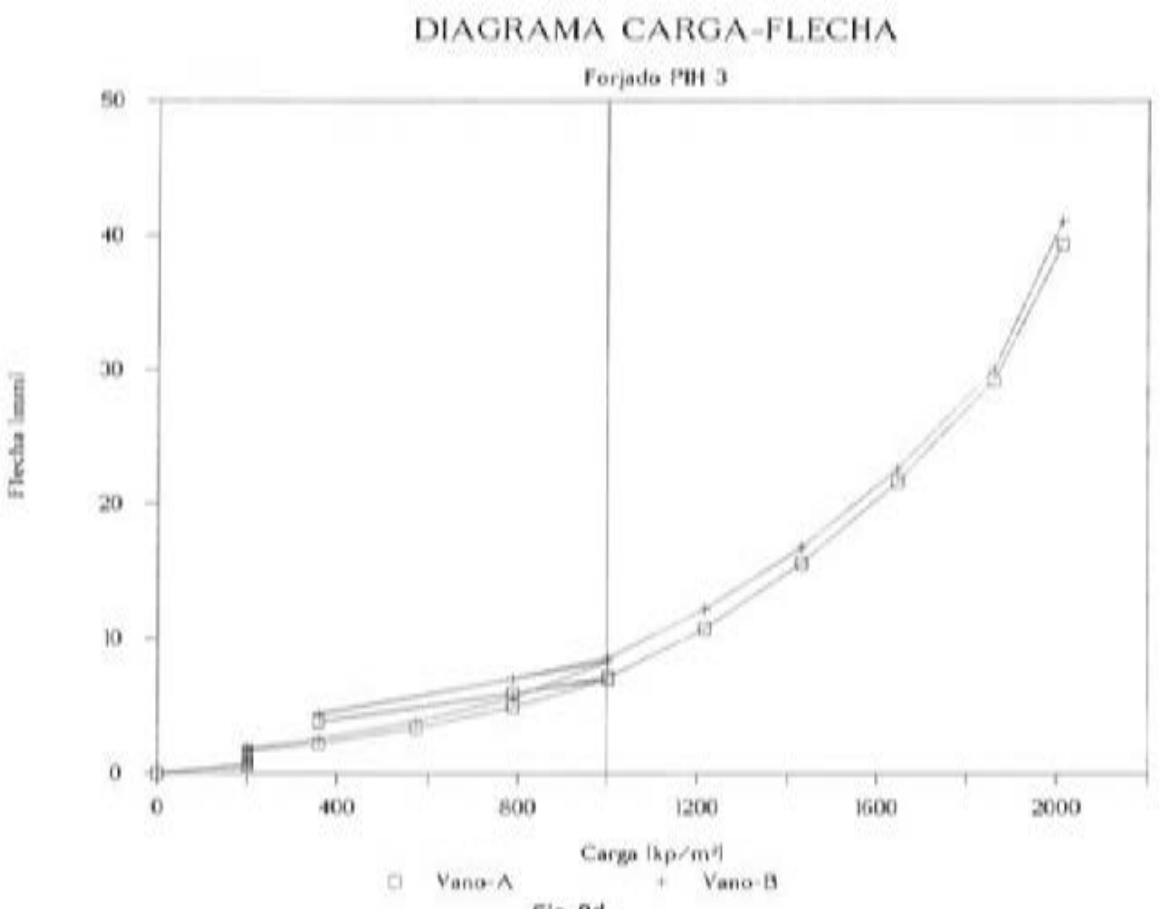


Fig. 9d.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

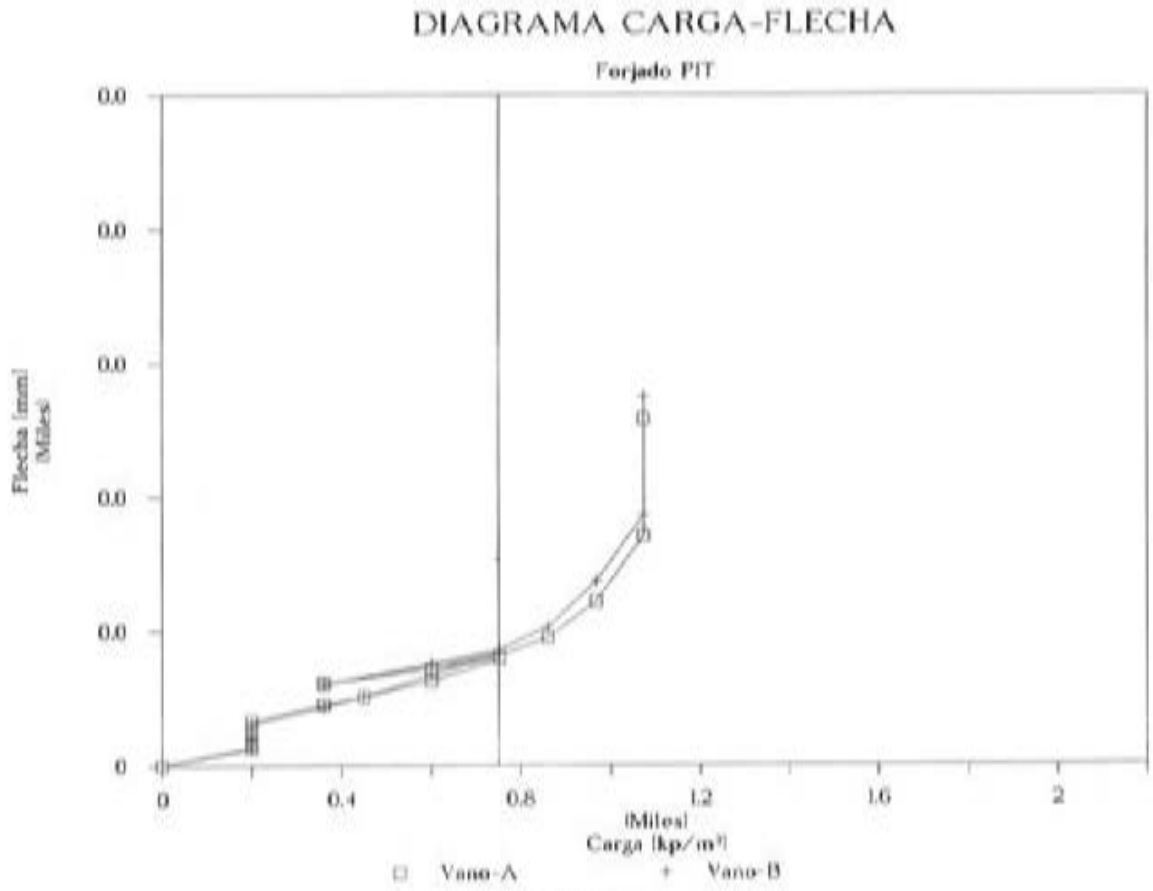


Fig. 9e.

descimbrado hasta el comienzo del ensayo propiamente dicho.

Como puede observarse, las flechas en servicio se corresponden con un comportamiento aún lineal, excluyendo la flecha diferida de peso propio entre el instante de descimbrado y la instalación de la perfilería de reparto. Este efecto se aprecia también en los diagramas momento-carga [fig. 8 a) hasta e)], en los que los momentos en servicio se parecen razonablemente a los que se obtendrían con un cálculo lineal de rigidez constante.

Para cargas superiores a las de servicio, el diagrama se incurva, creciendo las flechas más deprisa que las cargas. En algunos forjados (PIH 1, PIH 2 y PIT) el crecimiento de las flechas para cargas cuasi constantes constituyó un indicio, reflejado también en los diagramas momento-carga, de la rotación plástica de las secciones del apoyo cental.

Diagramas ancho de fisura-carga

Finalmente, se presentan en las figuras 10a) hasta e) los diagramas de evolución del ancho de fisura con la carga. En el eje de abscisas se representa, como en los casos anteriores, la carga q equivalente. El eje de ordenadas corresponde a la máxima apertura de fisura apreciada en el forjado, tanto en la cara inferior (semiviguetas) como en la superior (zona del apoyo central). La línea vertical del gráfico corresponde a la carga de servicio.

Mientras la evolución del ancho de fisura en las semiviguetas evoluciona de forma lineal con la carga (al menos en el tramo registrado), el ancho de fisura en la zona superior, sobre el apoyo central, crece más despacio y, en algunos forjados, tiende a estabilizarse para ciertos incrementos de carga. La única excepción la constituye el forjado PIT, en el cual la apertura de fisura en la zona del apoyo central crece muy deprisa, si bien el número de fisuras es muy reducido.

4.2. Comportamiento inicial

En todos los forjados ensayados, con excepción del PIH 3, los momentos flectores iniciales, correspondientes al descimbrado del forjado, son mayores que los teóricos deducidos suponiendo rigidez constante y comportamiento elástico y lineal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026



Fig. 10a.



Fig. 10b.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026



Fig. 10c.

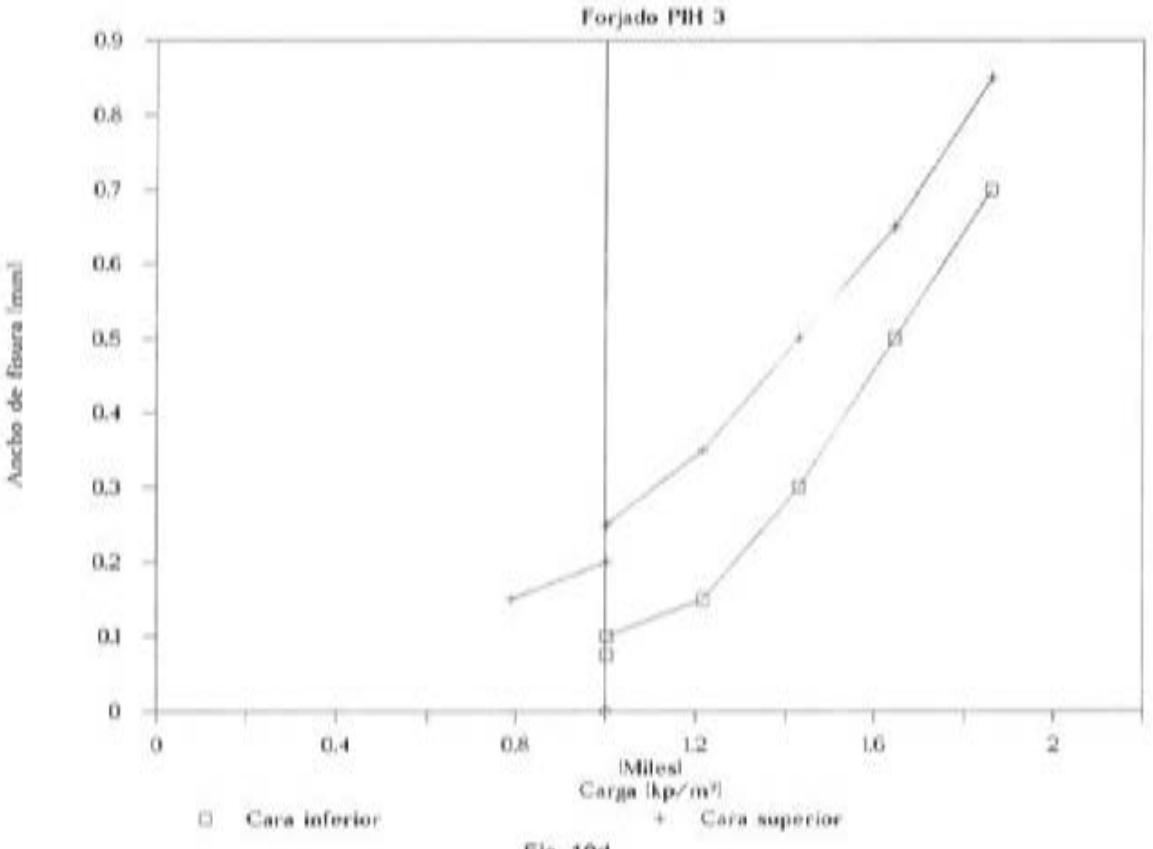


Fig. 10d.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026



Fig. 10e.

Por una parte, este fenómeno es debido a que la rigidez no es constante, al existir en el forjado zonas macizadas en los apoyos. Este efecto llega a suponer un incremento de hasta el 10% en el momento del apoyo central.

Por otra parte, el efecto de la retracción diferencial entre las caras superior e inferior del forjado, que haría aparecer por sí sola una curvatura y una flecha si no existiese el apoyo central, hace que el momento negativo en dicha zona crezca con el tiempo, si no se fisura. El incremento del momento sobre el de peso propio vale

$$M = \frac{P_s \cdot (2 \cdot L)}{4}$$

siendo P_s la reacción en el apoyo central debida a la retracción en cada instante, es decir, la fuerza vertical hacia arriba que habría que aplicar en dicho punto para imponer la condición de flecha nula (compatibilidad). En la expresión anterior, L es la luz de cada vano. En todo caso, esta explicación debe entenderse más bien como mecanismo de comportamiento, pues la evaluación afinada de las curvaturas de retracción es sumamente compleja, especialmente en forjados de esta tipología, y cae fuera del objetivo de este artículo. Además, este efecto no tiene repercusión alguna sobre el comportamiento en el estado límite último, ya que una vez fisurada la zona del apoyo, las tensiones inducidas por los efectos termohigrométricos se relajan y desaparecen.

Durante el tiempo que permanece el forjado sometido a la acción del peso propio, al efecto incremental de la retracción se une también el de la fluencia diferencial, especialmente importante en estas primeras edades del hormigón de la capa superior. Dicho efecto tiene la misma explicación cualitativa que la comentada para la retracción.

En los diagramas momento-carga (fig. 8 a) hasta e)] puede apreciarse que el momento en el apoyo central crece sistemáticamente desde el descimbrado hasta el instante de aplicación de la perfilería metálica de reparto. La única excepción está constituida por el forjado PIT, en el que se produce, sin embargo, la misma tendencia hasta que el momento en el apoyo iguala al de fisuración. Producida ésta y liberada la coacción termohigrométrica en la zona del apoyo, se ve alterada también la distribución de rigideces y el momento en el apoyo comienza a descender. En el diagrama flecha-carga se aprecia, asimismo, que la flecha diferida en el forjado PIT es mayor

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

TABLA 5

Flechas de peso propio a 14 y 28 días

Forjado	Flecha a 14 días (mm)	Flecha a 28 días (mm)	$\frac{f_{28}}{f_{14}}$	$\frac{f_{dif}}{f_{inst}}$
PIL	1,22	2,32	1,90	0,9
PIH 1	0,87	1,43	1,64	0,64
PIH 2	1,06	1,75	1,65	0,56
PIH 3	0,64	1,49	2,33	1,33
PIT	1,3	3,19	2,45	1,45

que en los demás forjados, debido precisamente a la pérdida de rigidez en la zona del apoyo.

En los diagramas flecha-carga, el comportamiento general es de aumento de las deformaciones desde el instante del descimbrado hasta el de comienzo del ensayo, debido a la fluencia y la retracción. En la tabla 5 se recogen los valores de las flechas correspondientes a dichas situaciones, para los forjados ensayados. Como puede verse, la relación entre las flechas de peso propio a 28 y 14 días, oscila entre 1,64 y 2,45.

La relación entre la flecha diferida y la instantánea de peso propio oscila, a su vez, entre 0,64 y 1,45. Estos valores del coeficiente multiplicador de la flecha instantánea para obtener la diferida (utilizando la terminología introducida en la Instrucción EH-88 [2]) son muy elevados si se comparan con los valores proporcionados por la Instrucción. A tenor de estos resultados, parece deducirse que no deben ser utilizados dichos coeficientes con hormigones tan jóvenes.

En cuanto a la fisuración, el único forjado cuya cara superior no se fisuró (aparentemente) antes de alcanzar la carga de servicio fue el PIH 1, que tiene una carga de servicio menor. Las semiviguetas no presentaron fisuras hasta cargas en torno a las de servicio, en ningún caso [fig. 10 a) hasta e)].

4.3. Comportamiento en servicio

La evolución de los momentos de apoyo entre la aplicación de los primeros escalones de carga y la carga de servicio [fig. 8 a) hasta e)] es bastante semejante en los forjados ensayados, a excepción del PIT (totalmente redistribuido). Se mantiene mayor el momento en el apoyo que el teórico con rigidez constante y, correlativamente, menor el momento en el vano.

Para las cargas de servicio respectivas, los momentos flectores se asemejan suficientemente a los deducidos suponiendo rigidez constante, por lo que parece aceptable que se consideren éstos para la estimación de flechas y control de la fisuración. Incluso estos momentos son conservadores pues los valores reales son, en negativos, mayores y, en positivos, menores que los teóricos de rigidez constante. La única excepción es la del forjado PIT, que en servicio presenta unos momentos prácticamente iguales, en valor absoluto, en vano y en apoyo. Este hecho coincide, casualmente, con la propuesta de EF-88 [1] para los esfuerzos que se deben considerar en la evaluación de flechas, cuando se utiliza una ley redistribuida de dimensionamiento.

TABLA 6

Flechas y anchos de fisura, en servicio

Forjado	Flechas (*) (mm)	Luz/canto	$w_{máx}$ superior (mm)	$w_{máx}$ inferior (mm)
PIL	5,46	733	0,05	0,07
PIH 1	2,18	1.835	—	—
PIH 2	4,28	935	0,10	—
PIH 3	6,56	610	0,25	0,10
PIT	6,54	612	0,55	—

(*) Flechas totales, menos diferidas de peso propio.

Al alcanzar la carga de servicio, todos los forjados se han fisurado (al menos de forma aparente) en la cara superior de la zona del apoyo central (excepto el forjado PIH 1), alterándose la distribución de rigideces y variando, por consiguiente, las ramas de descarga-recarga con relación al diagrama noval. En el diagrama flecha-carga [fig. 9 a) hasta e)], se puede observar cómo los incrementos de flecha parecen guardar una relación lineal con las cargas. La razón de proporcionalidad corresponde a la rigidez global (si se puede hablar de tal) más baja alcanzada por el forjado hasta entonces.

La tabla 6 presenta, resumidamente, los valores de las flechas y aberturas de fisura máximas registradas. Como puede verse, los anchos de fisuras presentan valores aceptables, a excepción, quizá, del forjado PIT en la cara superior, cuya armadura (véase pie de la fig. 7), se determinó con la condición de que el ancho de fisura fuese 0,4 mm como máximo.

Si bien este resultado podría conducir al rechazo del criterio utilizado para el forjado PIT, es preciso tener en cuenta que el efecto del diámetro, posición y recubrimiento de las armaduras puede ser determinante en este aspecto, como se indica en la referencia [18].

4.4. Comportamiento en rotura

En la tabla 7 se resumen los valores obtenidos de carga de rotura, relación entre ésta y la carga

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

TABLA 7

Resumen de resultados en agotamiento

Forjado	Carga de rotura [kp/m²]	Carga de servicio [kp/m²]	$\frac{q_{rot.}}{q_{ser}}$	Momento en vano [m.kp]	Momento en apoyo [m.kp]	Cortante en apoyo [kp]	Forma de rotura
PIL	1.877	750	2,50	2.755	4.873	6.385	Flexión
PIH 1	1.467	500	2,93	2.380	3.323	4.847	Flexión
PIH 2	1.665	750	2,22	2.020	5.153	5.915	Cortante-flexión
PIH 3	2.100	1.000	2,10	3.515	4.603	6.942	Cortante-flexión
PIT	1.968	750	2,62	5.335	223	5.477	Cortante-flexión

Estos valores corresponden al ancho total del forjado: 1,40 m.

de servicio, esfuerzos en las secciones críticas y forma de rotura. Por otra parte, las figuras 8 a) hasta c) muestran la evolución de los momentos en esta zona final.

El forjado PIL, que se había comportado de forma muy próxima a la ley deducida suponiendo rigidez constante (precisamente la utilizada en el dimensionamiento), comenzó a perder rigidez en la zona del apoyo central. Como puede verse en la fig. 8a), la velocidad de crecimiento de los momentos en el apoyo se hace cada vez menor, aumentando correlativamente los momentos en el vano.

La rotura sobrevino al agotarse bruscamente la armadura de tracción de la semivigueta (con flechas muy grandes, en todo caso). Al romperse totalmente la sección, el tramo extremo se desprendió y el tramo interior, hacia el apoyo central, comenzó a trabajar en voladizo. La ausencia de armadura suficiente en la cara superior, provocó una nueva rotura en la sección en que se cortaba la armadura superior de negativos sobre el apoyo. La fotografía nº 1 muestra la apariencia del forjado una vez roto.

El forjado PIH 1 se rompió también por flexión en uno de los vanos, con una plastificación muy importante en la zona del apoyo central. Como puede verse en la figura 8b), para un estado de cargas ya avanzado se produjo una caída del momento en el apoyo, debida a la rotura de la armadura del mallazo de reparto. El momento en el vano aumentó entonces de forma rápida hasta que se produjo el colapso en el vano, con flechas tan grandes que fue preciso apartar parcialmente la cimbra para impedir que el forjado se apoyara en ésta.



Foto 1.

El forjado PIH 2 alcanzó el agotamiento de una forma distinta. Después de una pérdida de rigidez [fig. 8c)] en la zona del apoyo, que hizo que las leyes de momentos se aproximasen a las de rigidez constante, las secciones de vano comenzaron también a perder rigidez. Consiguientemente, las secciones de apoyo vieron aumentar, tanto el momento flector como el esfuerzo cortante. La rotura se produjo, finalmente, por el efecto conjunto del aplastamiento del hormigón de la zona inferior de la semivigueta y de la biela comprimida de cortante, inclinada unos 30º.

En cuanto al forjado PIH 3, si bien la forma final de rotura (flexión-cortante) fue prácticamente idéntica a la del PIH 2, la evolución de los esfuerzos fue diferente, como se aprecia en la fig. 8d). Una vez alcanzado el máximo momento negativo, el hormigón de la cabeza inferior de la vigueta se aplastó, rotando, al tiempo que disminuía el esfuerzo. La rotura física se produjo cuando la fisura de cortante alcanzó a toda la sección, desprendiéndose el tramo de vano del forjado. La fotografía nº 2 muestra esta zona de rotura.

Finalmente, el forjado PIT, que presentó una evolución de esfuerzos muy semejante a la indicada en la figura 7 de forma cualitativa, se dió por roto cuando se habían alcanzado enormes deformaciones y la sección de encuentro de la vigueta con el zuncho quedó completamente agotada, con el hormigón agotado y fisurado por cortante. El brusco salto de momentos que se aprecia para una carga algo superior a 1000 kp/m², corresponde a la rotura de la armadura

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

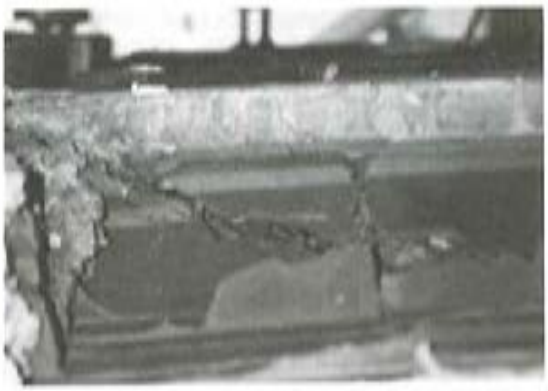


Foto 2.

del mallazo, por alargamiento plástico excesivo.

Como se resume en la tabla 7, la relación entre la carga de rotura y la carga de servicio fue siempre mayor que 2, con un valor máximo de 2,93 para el forjado PIH 1, de menor carga. Los valores más bajos de esa relación corresponden a los forjados en los que la rotura se produjo por cortante-flector. En todo caso, es evidente que el resultado puede considerarse satisfactorio y, en consecuencia, aceptables las leyes de dimensionamiento utilizadas y, sobre todo, la armadura dispuesta.

Finalmente, como colofón, se presenta en la tabla 8 una comparación entre los esfuerzos últimos teóricos y experimentales en las secciones 1 (de vano) y 2 (de encuentro de la semivigueta con el zuncho central), como se indica en la figura 6. En dicha tabla se presentan los esfuerzos de cálculo utilizados en el dimensionamiento, M_d y V_d. También, los esfuerzos teóricos de agotamiento, con las armaduras realmente utilizadas y adoptando unas resistencias medias para los materiales (según las tablas 3 y 4), $M_{t,m}$ y $V_{t,m}$. Por último, se presentan los esfuerzos experimentales máximos registrados, $M_{e,máx}$ y $V_{e,máx}$.

Las conclusiones confirman lo señalado en 3.1 al analizar las secciones críticas. Así, tanto en la sección 1 como en la 2 se puede observar que tanto los esfuerzos teóricos como los experimentales son mayores que los adoptados en el dimensionamiento.

En la sección 1 de vano el sobredimensionamiento, utilizando semiviguetas pretensadas, es mayor que el que se obtiene con semiviguetas armadas (ref. [7]). Este efecto contribuye a aumentar el nivel de seguridad (relación carga última/carga de servicio), como se explica en 3.1.

En la sección 2, punto débil del sistema desde el punto de vista del dimensionamiento, los resultados de la tabla 8 permiten apreciar que el sobredimensionamiento de esa sección conduce a momentos de agotamiento muy superiores a los de dimensionamiento estricto, lo que justifica una mayor tolerancia en cuanto a las exigencias de ductilidad en esa zona, como se explica en 3.1.

En cuanto al esfuerzo cortante en la zona de la sección 2, los resultados de la tabla 8 muestran claramente que la formulación utilizada para el dimensionamiento es muy conservadora, como es sabido desde hace tiempo. Esta conclusión debe ser considerada con prudencia, pues existen otras circunstancias (presencia de momentos flectores, esfuerzos rasantes, adherencia y anclaje, etc.) que no permiten afinar más las fórmulas de proyecto en el estado actual de conocimiento sobre el tema.

TABLA 8

Comparación de esfuerzos últimos teóricos y experimentales

Sección	Forjado	M_d [m.Mp]	$M_{t,m}$ [m.Mp]	$M_{e,máx}$ [m.Mp]	V_d [Mp]	$V_{t,m}$ [Mp]	$V_{e,máx}$ [Mp]
1	PIL	1,68	1,98	2,76	—	—	—
	PIH 1	1,54	1,89	2,38	—	—	—
	PIH 2	2,21	2,90	2,02	—	—	—
	PIH 3	3,08	3,57	3,52	—	—	—
	PIT	3,36	3,60	5,34	—	—	—
2	PIL	—2,94	—3,60	—4,24	3,93	3,58	6,39
	PIH 1	—1,22	—1,59	—2,84	2,49	3,42	4,85
	PIH 2	—1,91	—3,36	—4,57	3,75	3,75	5,92
	PIH 3	—2,44	—3,05	—3,91	4,98	4,48	6,94
	PIT	—	—	0,32	3,28	4,28	5,48

Estos valores corresponden al ancho total del forjado: 1,40 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Como *conclusión final* del análisis del estado límite último de este tipo de forjados, hay que decir que el empleo de leyes cualesquiera de dimensionamiento (equilibradas) conduce a resultados que se manifiestan suficientemente seguros, aún cuando la ductilidad de las secciones tipo 2 (encuentro de la vigueta con los zunchos o vigas en las zonas de continuidad) puede ser insuficiente para armadura estricta. El comportamiento satisfactorio observado es debido, entonces, al sobrearmado de las secciones críticas, especialmente de las del tipo 2.

De la conclusión anterior se deriva la necesidad de abordar una investigación que permita estimar la incidencia cuantitativa del sobrearmado en el margen de seguridad (relación carga última/carga de servicio) y cubrir así la laguna que se produce en la normativa, no sólo española, que permite utilizar leyes redistribuidas sin exigencias de ductilidad y que, contradictoriamente, puede conducir a secciones frágiles e inseguras en el dimensionamiento.

5. CONCLUSIONES

—Desde el punto de vista experimental, los forjados ensayados se comportan en servicio con unas leyes de esfuerzos que se aproximan a las deducidas suponiendo rigidez constante.

—De lo anterior se deduce que las leyes de esfuerzos obtenidas admitiendo rigidez constante, se pueden utilizar en proyecto para analizar los estados límites de servicio (fisuración y flechas).

—Los forjados dimensionados con leyes isostáticas yuxtapuestas, se comportan en servicio con un momento, sobre los apoyos con continuidad, aproximadamente igual al de fisuración. La satisfacción del estado límite de fisuración exige el empleo de configuraciones de armado adecuadas, como mallas.

El nivel de seguridad de los forjados ensayados se ha mostrado excelente, pero debido al sobrearmado general y, en particular, al de la sección crítica de encuentro de la vigueta con el zuncho.

—La conclusión anterior conduce a la necesidad de definir cuantitativamente las exigencias de sobrearmado cuando, como es el caso, la ductilidad de ciertas secciones con armadura estricta es insuficiente para garantizar un nivel de seguridad predeterminado.

—La casi total ausencia de casos de patología por causa de la falta de ductilidad de las secciones críticas, se explica, entonces, por el efecto comentado del sobrearmado, inevitable en estructuras de este tipo.

—La extrapolación de estas conclusiones a otras tipologías (estructuras aporticadas de hormigón armado y pretensado, por ejemplo) con otros condicionantes geométricos o constructivos, justifica la necesidad de estudiar la incidencia del sobrearmado como complemento indispensable al empleo de leyes de esfuerzos de dimensionamiento arbitrariamente elegidas por el proyectista.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo, continuación del que fue financiado por la comisión Asesora de Investigación Científica y Técnica (C.A.I.C.Y.T.) del Ministerio de Educación y Ciencia con el título "Investigación teórica y experimental de fórmulas para el cálculo de deformaciones en forjados de hormigón", se ha desarrollado en el Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

El plan experimental ha sido posible merced a la inestimable y desinteresada ayuda de HYMPSA, suministradora del hormigón; BRIGON, que ha proporcionado las semiviguetas pretensadas; las casas AZMA, TECROSA y MALLACERO, que han suministrado el acero; CUATROPALOMAS, que ha contribuido con las bovedillas; INTEMAC, que ha realizado los ensayos de control; así como ALVISA, con materiales diversos.

7. REFERENCIA

[1] EF-88. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado". Comisión Permanente del Hormigón. MOPU. Madrid, 1988.

[2] EH-88. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado". Comisión Permanente del Hormigón. MOPU. Madrid, 1988.

[3] CALAVERA, J. "Cálculo, construcción y patología de forjados de edificación". Cuarta edición. Intemac. Madrid, 1988.

[4] THONIER, H. "La redistribución des moments d'une poutre continue en béton armé. Etude des réglements BAEL 80, ACI 318-77 et CP-110. Etude grace a un programme de calcul de l'influence de la fissuration sur le calcul des moments sur appuis". Annales de l'I.T.B.T.P, nº 402, fevrier, 1982.

[5] LEON, F.J. "Comportamiento teórico y experimental, en servicio y en agotamiento, de forjados unidireccionales de hormigón armado". Tesis doctoral dirigida por Hugo Corres Peiretti y presentada en la E.T.S. de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Septiembre, 1987.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

[7] CALAVERA, J.; CORRES, H.; FERNANDEZ, J.; LEON, J. "Forjados unidireccionales de semiviguetas de hormigón armado. Comportamiento hasta rotura de forjados isostáticos e hiperestáticos". Monografía nº 396. Instituto de la Construcción y del Cemento "Eduardo Torroja". Madrid, 1989.

[8] F.I.P. Féderation Internationale de la Précontraitre. "Manual on beam-block floor systems". Commission on Prefabrication. 1989.

[9] UNE 7242.

[10] UNE 83306-85.

[11] ASTM C469-81.

[12] UNE 7262-73.

[13] DILGER, W. "Veranderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluß auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch umbestimmter Lagerung." DAfStb, Heft 179. Berlin, W. Ernst und Sohn, 1966.

[14] LIPPOTH, W. "Theoretische Untersuchung des Spannungs- und Verformungszustands von Stahlbetonträgern in Biegeschubbriβbereich." Dissertation, Universitat Stuttgart, 1973.

[15] LEONHARDT, F. "Estructuras de hormigón armado", Tomo IV. Verificación de la capacidad de uso. Ed. El Ateneo. Buenos Aires, 1985.

[16] MACCHI, G. "Ductility condition for simplified design without check of compatibility". CEB Bulletin Nr 105. París, 1974.

[17] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. "Code of Practice for the Structural use of Concrete". CP-110. November, 1972.

[18] CALAVERA, J., FERNANDEZ GOMEZ, J.A. "Estudio experimental de las condiciones de apoyo de los forjados prefabricados". Hormigón y Acero, nº 157, 4º trimestre de 1985.

RESUMEN

En este trabajo se presentan los resultados de un plan experimental de análisis del comportamiento hasta rotura de forjados hiperestáticos, con semivigueta pretensada, dimensionados con distintas leyes de esfuerzos.

Si bien el nivel de seguridad alcanzado es aceptable, se pone en evidencia la necesidad de analizar con detalle la incidencia del sobrearmado de las secciones críticas cuando, proyectadas éstas con cuantía estricta, resultan tener una ductilidad insuficiente para garantizar el nivel de seguridad preestablecido.

SUMMARY

Results of up to failure tests on statically undetermined slabs made up of precast prestressed joists, ceramic blocks and "in situ" topping are described. Three different design bending moment laws were analyzed.

Although the security level (ultimate load vs. service load) was acceptable, the necessity of analyzing the influence of superabundant reinforcement in critical sections, when insufficient ductility is provided by strict design, is also pointed out.

* * *

Bases de Datos CSIC

El Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC) pone a disposición de la comunidad científica sus Bases de Datos ISOC, ICYT, IME y los Catálogos Colectivos de sus Bibliotecas (CIRBIC-Libros y CIRBIC-Revistas), en línea y en soporte CD-ROM.

CARACTERISTICAS:

ISOC: Base de Datos referencial que ofrece el acceso a la literatura publicada en más de 1.200 títulos de revistas españolas en todos los campos relativos a las Humanidades y Ciencias Sociales. Se subdivide, según las distintas áreas temáticas en:

- ECOSOC (Economía-Sociología-Política).
- ISOC-ARTE (Bellas Artes).
- ISOC-DC (Documentación Científica).
- HISTORIA (Historia-Ciencias Auxiliares).
- JURIDOC (Ciencias Jurídicas).
- LIN-LIT (Lingüística y Literatura).
- PSEDISOC (Psicología-Ciencias de la Educación).
- URBISOC (Urbanismo-Geografía).

Volumen: 120.262 Referencias.

Crecimiento anual: 18.300 Referencias.

ICYT: Base de Datos referencial que recoge los trabajos de investigación extraídos de la literatura científica y técnica en cerca de 500 publicaciones periódicas españolas, dentro de los campos de Agronomía, Astronomía, Astrofísica, Ciencias de la Vida, Ciencias de la Tierra y el Espacio, Farmacología, Física, Matemáticas, Química y Tecnología.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Volumen: 56.473 Referencias.

Crecimiento Anual: 6.500 Referencias.

IME: Base de Datos referencial que recoge y analiza más de 300 revistas médicas españolas.

Volumen: 128.650 Referencias.

Crecimiento Anual: 10.500 Referencias.

CIRBIC: Catálogo Colectivo de Libros y Revistas existentes en las bibliotecas del CSIC. Su temática es multidisciplinar.

Volumen Libros: 119.188 Referencias.

Volumen Revistas: 29.248 Referencias.

ACCESO: Las Bases de Datos del CSIC se encuentran cargadas en un ordenador VAX 6100 y son accesibles a través de la Red Iberpac y Red Telefónica Conmutada. Los lenguajes de recuperación son: BASIS para las Bases ISOC, ICYT e IME, y ALEPH y CCL para CIRBIC.

DISTRIBUCION: El **Servicio de Distribución de Información** le proporcionará el asesoramiento necesario para un óptimo rendimiento de las consultas, así como las modalidades de acceso, contratos, tarifas y precios de suscripción. Para ello, deberá dirigirse a:

Servicio de Distribución de Información
C/Pinar, 19. 28006 MADRID
Teléfonos: 261 67 11 - 261 66 88.
Fax: 261 61 93.

* * *

SEMINARIOS TORROJA
Tecnología de la Construcción y de sus Materiales
Ciclo nº 8: Primavera de 1991

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del sector.

Estos Seminarios se celebran en la Sala de Conferencias del Instituto, situado en la calle Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo Soria frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12,00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el octavo ciclo, correspondiente a la primavera de 1991, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
11 Abril	Fernando AGUIRRE DE YRAOLA	Tendencias en la actividad y en la investigación de la construcción.
25 Abril	Carlos BARREDO	Trenes guiados monovía no convencionales.
9 Mayo	Carlos VENTURA	Instrumentación y Control Sísmico de Estructuras.
23 Mayo	Antoni GONZALEZ MORENO-NAVARRO	La restauración de monumentos a las puertas del siglo XXI.
6 Junio	Pilar LUXAN	Directrices actuales en la futura Norma Europea sobre Cenizas Volantes.
20 Junio	Alejandro LOPEZ DE ROMA	Protección de Estructuras de Madera.

* * *

Feria Iberoamerica Sevilla

Comunicamos que la fecha para la próxima Edición del Certamen, CONSTRUCCION'91, Feria Internacional de Edificación, Obras Públicas y Equipamiento Urbano, será del 2 al 6 de octubre de 1991, con un horario ininterrumpido de 11,00 h. a 21,00 h.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Medida de la velocidad de corrosión de armaduras en estructuras de hormigón: Desarrollo y evaluación de un corrosímetro portátil (LG-ECR) adaptable a distintas técnicas electroquímicas

V. Ausín
F. Jiménez Padilla
y J.A. Bolaño
(GEOCISA)
S. Feliu
y J.A. González
(CENIM - C.S.I.C.)
M.C. Andrade
e I. Rodríguez Maribona
(I.E. Torroja - C.S.I.C.)

1. INTRODUCCION

El número de construcciones de hormigón armado situadas en medios agresivos que presentan problemas de corrosión de sus armaduras, crece de día en día.

Este grave problema se debe a que la función protectora habitual del hormigón frente al acero, se degrada de manera importante cuando la agresividad del medio ambiente sobrepasa ciertos límites, como son los conocidos casos de la presencia de cloruros o del CO_2 en la atmósfera (problemas típicos de contaminación en nuestra civilización actual).

La disminución de capacidad portante de una estructura con armaduras metálicas corroidas, plantea la necesidad de su reparación, para lo cual el problema principal es la imposibilidad de observación directa de las citadas armaduras, condición necesaria para poder establecer las zonas degradadas y el grado de deterioro de las mismas.

No existen, actualmente, técnicas no destructivas que permitan obtener información fiable, desde el exterior de la estructura, sobre el estado de corrosión de las armaduras; la habitual medida del "potencial de corrosión" es meramente cualitativa. Un método indirecto de establecer la velocidad de corrosión en armaduras es medir la "intensidad de corrosión" en las mismas mediante alguna técnica electroquímica adecuada. La Fig. 1 adjunta presenta un diagrama de evolución en el que puede verse cómo va disminuyendo la sección útil de una barra de refuerzo, de diámetro inicial 20 mm, en función del tiempo, según sea la "intensidad de corrosión"; esto permitiría conocer la vida útil residual de la estructura, a partir del momento de la despasivación de las armaduras.

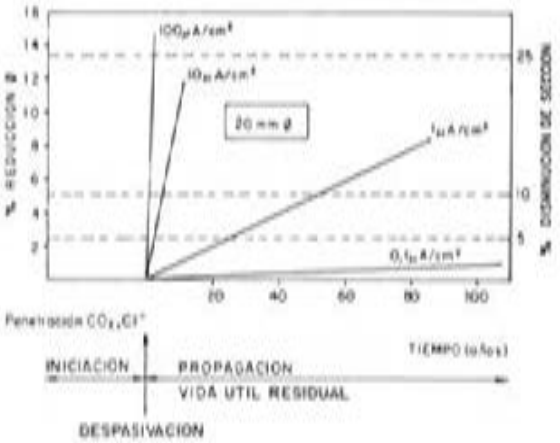


Fig. 1. Velocidad de corrosión en función de la intensidad de corrosión en barras de refuerzo de 20 mm de ϕ.

Existen métodos electroquímicos para medir la denominada "intensidad de corrosión" de forma no destructiva y cuantitativa en laboratorio; pero su aplicación en grandes estructuras exige delimitar o calcular el área metálica sobre la que se extiende el campo de polarización eléctrico aplicado en la técnica electroquímica utilizada, lo cual es un problema de complicada resolución a escala real.

A pesar de ello, y dado el gran interés económico de la resolución del problema, en países

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

con gran número de estructuras deterioradas (USA, Canadá, Japón, etc.), existen líneas de investigación específicas que tienen como objetivo prioritario la puesta a punto e implantación en campo, de una técnica operativa y fiable para determinar la citada velocidad de corrosión en armaduras despasivadas.

Dos grupos de investigadores del C.S.I.C., pertenecientes al CENIM y al I.E. Torroja, han conseguido, después de un trabajo continuado de varios años, implantar métodos no destructivos y eficaces de medida de la velocidad de corrosión, basados en técnicas electroquímicas de polarización continua que confinan el área metálica afectada por el campo eléctrico o bien proceden a su evaluación indirecta por vía de medida experimental (1), (2), (3), (4); se mide por esos métodos la denominada "Resistencia de polarización" real (no sólo la aparente) en base a las teorías de "Stern et all" (5), (6); el conocimiento del área metálica afectada permite, finalmente, dar la resistencia de polarización por unidad de superficie metálica (ohmios · cm^2).

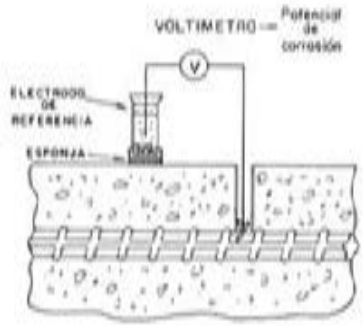
El Laboratorio Geocisa, basándose en los métodos propuestos por los investigadores del CENIM y del I.E. Torroja, ha desarrollado un corrosímetro portátil que permite la ejecución en campo de este tipo de medidas de velocidad de corrosión, de una manera operativa y altamente fiable. El equipo, denominado LG-ECR "Electrochemical Corrosion Ratemeter"), está siendo objeto de evaluación por parte de los organismos citados, describiéndose a continuación la configuración del mismo y recogiéndose los primeros resultados de evaluación obtenidos.

El desarrollo de esta técnica de medida ha sido objeto de un proyecto Eureka (EU-401 Eurocare-Concrete) en conjunción con el Swedish Cement and Concrete Research Institute (7).

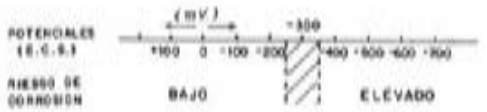
2. TECNICAS DE MEDIDA ELECTROQUIMICA DE LA CORROSION EN ARMADURAS

2.1. Medida del potencial de corrosión

Esta técnica, consistente en medir el potencial electroquímico de las barras de refuerzo respecto a un electrodo de referencia, es la utilizada habitualmente desde hace años. La Fig. 2 muestra un esquema de ejecución de esta medida, junto con un diagrama que intenta ser una evaluación aproximada del riesgo de corrosión en función del potencial de corrosión de las barras medidas. La técnica es meramente cualitativa y poco fiable, no ofreciendo más que información aproximada sobre el estado pasivo o de corrosión activa de las armaduras.



A) EVALUACION DEL POTENCIAL DE CORROSION



B) RIESGO DE CORROSION EN FUNCION DEL POTENCIAL DE CORROSION

Fig. 2 Evaluación cualitativa del estado de corrosión de armaduras.

2.2. Medidas de velocidad de corrosión

Como ya se ha indicado en el punto 1, estas técnicas permiten, en base a las teorías de "Stern et all" (5), (6), medir la *resistencia de polarización* o la intensidad de polarización de las barras de refuerzo, mediante la aplicación de técnicas electroquímicas que inducen un campo eléctrico continuo o alterno entre la superficie del hormigón y las armaduras; el estado pasivo o activo de éstas, condiciona la cantidad de corriente que se drena a través suyo, lo cual se traduce en una resistencia determinada al paso de corriente, lo que se conoce como "resistencia de polarización".

La ejecución práctica de estas técnicas implica la aplicación de un potencial eléctrico, entre un electrodo situado en la superficie del hormigón y las barras de refuerzo, de tal modo que se produzca un incremento del orden de (10-20 mV en el potencial de corrosión de dichas barras, que se ha medido previamente (potencial de reposo) con un electrodo de referencia. El cociente entre el incremento del potencial de corrosión (Δ E) y la intensidad de corriente que la polarización induce en las barras de refuerzo (I_0) es lo que se conoce como "resistencia de polarización" ($R_p = \Delta E/I_0$), siendo esta R_p inversamente proporcional a la intensidad de corrosión: $I_{corr} = B/R_p$, donde B es un parámetro que puede variar entre 13 y 52 mV.

En principio, la técnica es muy simple y la dificultad de su aplicación radica en el descono-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

cimiento del alcance del campo de polarización en estructuras reales con dimensiones "cuasi-infinitas", dato que condiciona la significación de las medidas en términos de corrosión, puesto que el parámetro directamente ligado con la misma es la intensidad de corrosión por unidad de superficie de armadura afectada por la polarización de campo.

La solución hallada a este problema en trabajos previos, sigue 2 líneas distintas que en principio conducen a resultados similares: imposición de una condición de contorno experimental que confina el campo eléctrico aplicado y delimita por tanto el área de armadura afectada; y determinación indirecta mediante cálculo de la denominada longitud crítica (L_c) o alcance efectivo de la polarización en un campo disperso (no confinado).

2.1.1. Confinamiento eficaz y sensorizado del campo de polarización

El fundamento de esta técnica de medida es fijar, mediante una condición externa (anillo de guarda o electrodo externo), la zona de la estructura en la que se produce la polarización de campo. La Fig. 3 presenta un croquis simplificado de esta situación, indicando en 3 a) la situación habitual de dispersión de campo cuando la polarización se produce desde un único contraelectrodo central (CE-C), no contrarrestado por un contraelectrodo externo (CE-E) o anillo de guarda, situación que se presenta en 3 b); en el centro del CE-C se indica la presencia del electrodo de referencia (ER) con el que se mide el incremento de potencial electroquímico (Δ E) inducido por la polarización de campo.

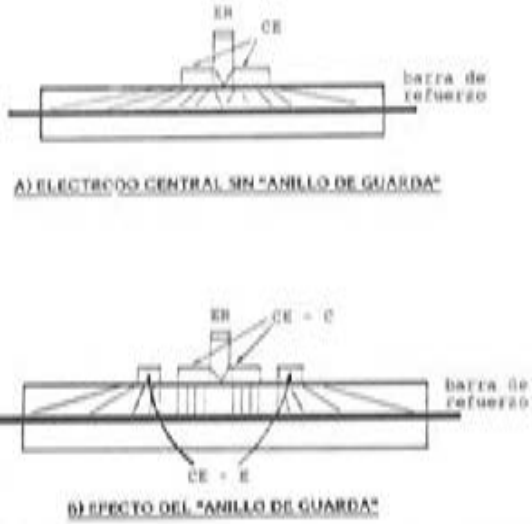


Fig. 3. Dispersión del campo eléctrico en grandes estructuras y confinamiento del mismo mediante anillo de guarda o electrodo externo (condición de contorno).

Una manera de garantizar que el campo eléctrico de polarización se confina en una zona determinada, consiste en forzar la condición experimental de que el potencial entre los sensores S1-S2 se mantenga en el mismo valor previo a la polarización producida por el contraelectrodo central (CE-C), lo cual se consigue controlando la polarización opuesta que se induce por el anillo de guarda (CE-E); en estas condiciones parece cierto que la zona afectada por la polarización del CE-C alcanza hasta la línea divisoria entre los 2 sensores (S1-S2), lo que se indica como línea de puntos en las Figs. 4 y 5.

Como traducción práctica de lo indicado, la Fig. 4 recoge un diagrama de la técnica de

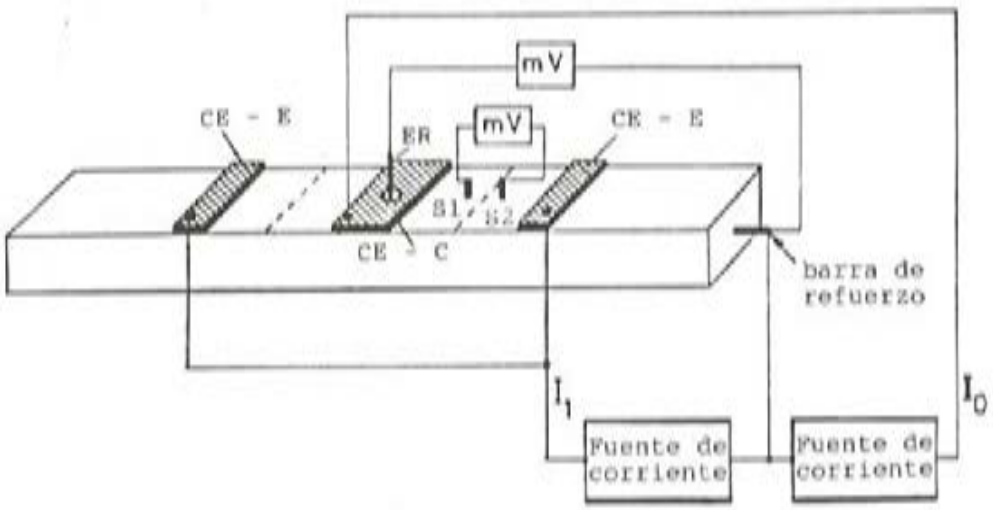


Fig. 4. Técnica de medida galvanostática con el método de "confinamiento eficaz y sensorizado del campo eléctrico": disposición de electrodos en una geometría unidimensional (viga hormigón reforzado).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

medida galvanostática con este método de "confinamiento eficaz y sensorizado del campo eléctrico", en el caso de una geometría unidimensional como puede ser una viga de hormigón reforzado; pueden verse en la misma los electrodos de polarización (CE-C) y de confinamiento (CE-E), el electrodo de referencia (ER) y los sensores S1-S2, así como las 2 fuentes de corriente utilizadas y las medidas de potencial que se realizan.

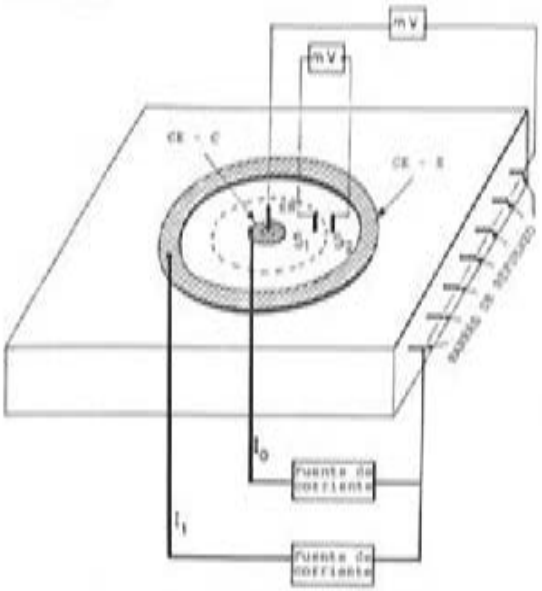


Fig. 5. Técnica de medida galvanostática con el método de "confinamiento eficaz y sensorizado del campo eléctrico"; disposición de electrodos en una geometría bidimensional (placa o tablero de hormigón reforzado).

En la Fig. 5 se presenta la misma técnica galvanostática de confinamiento sensorizado de campo, para el caso de una geometría bidimensional (tablero de hormigón reforzado, por ej.); se modifica la forma de los electrodos pero se mantienen el mismo número y disposición de elementos indicados en el caso anterior.

En la Ref. (8) puede verse una descripción más pormenorizada de esta técnica.

2.2.2. Técnicas electroquímicas galvanostáticas y potenciostáticas que determinan la longitud crítica (L_c) de alcance efectivo de la polarización en un campo no confinado

En este caso no se confina el campo de polarización pero se utilizan dispositivos de medida que, en conjunción con un tratamiento matemático adecuado, permiten obviar el conocimiento necesario de un conjunto de parámetros (área de armadura metálica y volumen de hormigón afectados por la polarización, espesor y resistividad del hormigón) para determinar finalmente un valor fiable de la longitud crítica (L_c).

Una de estas técnicas es la denominada "electrodos de tamaño creciente" de la que se da una representación en la Fig. 6 adjunta; se representa en la misma la utilización de 3 contraelectrodos centrales (CE-C), de áreas sucesivamente crecientes, indicándose en cada caso la longitud crítica (L_c) asignada a la dispersión de campo. Con cada uno de los 3 contraelectrodos se efectúa la polarización continua de campo y se efectúa una medida individual. El trabajo de J.A. González y otros (9) permite ver los detalles de esta técnica y el tratamiento matemático de la misma.

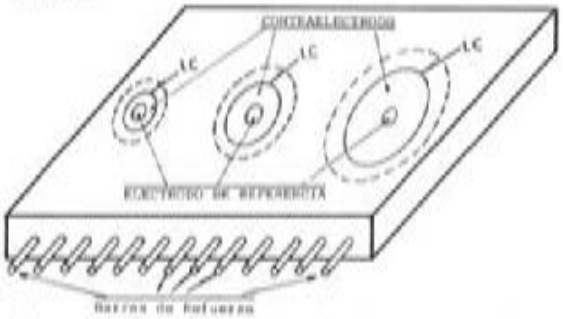


Fig. 6. Representación de la longitud crítica de la dispersión de campo, en el caso de contraelectrodos de superficie creciente.

Otra técnica de este tipo, también de uso habitual e igualmente desarrollada por los investigadores de los Institutos CENIM y E. Torroja (1), (2), (4), es la de "corrección de la resistencia de polarización aparente", también denominada "de potenciales de referencia decrecientes". El elemento fundamental de esta técnica es la utilización de 3 o más electrodos de referencia (ER) que se colocan a distancias predeterminadas de uno inicial situado en el centro del contraelectrodo central (CE-C); la atenuación del potencial de referencia medida con este conjunto de ER, permite obtener el coeficiente de atenuación con la distancia del campo de polarización aplicado (α), y a partir de ahí se obtiene la resistencia de polarización verdadera (R_p) y la longitud crítica (L_c), mediante las ecuaciones:

$$R_p = R_p^* \cdot K_1/\alpha$$

$$R_p = R_p^* \cdot K_2 \cdot L_c$$

donde K_1 y K_2 son 2 constantes de valores conocidos, y R_p^* es la resistencia de polarización aparente ($R_p = \Delta E/I_0$), como ya se ha indicado en el punto 2.2).

3. EQUIPO DE DESARROLLO INCORPORADO A UN ORDENADOR PERSONAL (PC) PARA EJECUCION DE DISTINTAS TECNICAS ELECTROQUIMICAS DE MEDIDA DE CORROSION

Basándose en las experiencias descritas anteriormente y con las indicaciones expertas de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

equipos de investigadores en corrosión de armaduras ya citados, el Laboratorio Geocisa ha desarrollado un equipo de medidas que permite la ejecución en laboratorio de un amplio espectro de técnicas galvanostáticas y potenciostáticas para medidas de corrosión, y entre ellas las citadas en los puntos 2.1.1 y 2.2.2 anteriores. El equipo está constituido por una circuitería de diseño específico que se integra en un PC-AT comercial a través de su "bus" de comunicaciones, desarrollándose programas de aplicación para dicho PC, que permiten la ejecución, en modos de control automático y manual, de un considerable número de técnicas electroquímicas de medida de la corrosión; estos programas permiten la adquisición continua de las variables de medida, su representación gráfica en tiempo real y su memorización para análisis posterior de la evolución de la medida; evidentemente, permiten el uso de las prestaciones habituales de un PC: cálculos, memorización de datos, salida por impresora, comunicación por línea RS-232 con otros sistemas informáticos, etc.

Los elementos básicos de la circuitería de este equipo son los siguientes:

a) 3 Fuentes de tensión continua controladas digitalmente, con resolución 0,02% de su rango.

b) 3 Convertidores tensión/corriente con 4 escalas controlables digitalmente, que permiten rangos crecientes de intensidad continua de polarización entre ± 10 μA y ± 10 mA (resolución 0,02% del rango).

c) 2 Convertidores analógico/digitales para medidas de tensiones en rangos de ± 100 mV y ± 500 mV (resolución 0,01% del rango).

d) 1 Microamperímetro con rangos entre ± 10 μA y ± 10 mA seleccionables digitalmente (resolución 0,01% del rango).

e) Circuito potenciostático controlable mediante las fuentes de tensión A), con sistema de medida de resistencia óhmica por corte de corriente, y técnica de realimentación positiva.

Los distintos programas de aplicación desarrollados incluyen, entre otras, las siguientes capacidades lógicas principales:

A.— Guía y ayuda al usuario (programa tipo "menú" autoexplicativo).

B.— Ejecución de medidas con distintas técnicas galvanostáticas, potenciostáticas y combinadas (variantes en que se combinan elementos galvanostáticos y potenciostáticos); las medidas pueden hacerse de modo manual o automático, controlando en este caso, el equipo, los parámetros de ejecución de la medida (tipo de técnica que se va a utilizar, tipo y nivel de polarización que se va a usar, etc.).

C.— Realización de cálculos finales de velocidad de corrosión.

D.— Posibilidad de funcionamiento remoto de este equipo, conectado mediante línea RS-232 a otro ordenador principal que controla el proceso, y del cual el equipo descrito se convierte en esclavo.

Con equipos de este tipo se han ejecutado numerosas medidas en los Institutos CENIM y E. Torroja, recogiéndose algunas de las mismas en el punto 5 de este trabajo.

4. CORROSIMETRO PORTATIL LG-ECR: "ELECTROCHEMICAL CORROSION RATEMETER"

Partiendo de la circuitería específica diseñada para el corrosímetro de laboratorio integrado en "PC" descrito en el punto 3, y con la experiencia derivada de las medidas realizadas con el mismo, el Laboratorio Geocisa ha desarrollado un primer prototipo de corrosímetro portátil denominado LG-ECR: "Electrochemical Corrosion Ratemeter".

La Fig. 7. presenta un diagrama de bloques de dicho corrosímetro en el que pueden verse los elementos principales y sistemas auxiliares que lo constituyen. Pueden verse, en el mismo, los elementos de la circuitería específica del corrosímetro descrito en el punto 3, que ha sido complementada con un conjunto de elementos nuevos para suplir la ausencia del "PC" sin rebajar drásticamente las prestaciones del corrosímetro del laboratorio informatizado.

El centro del equipo lo constituye una "C.P.U." (Unidad Central de Proceso) dotada de 32 kb de memoria RAM de datos (no volátil) y 16 kb de memoria PROM en la que residen los programas de ejecución y control de medidas, así como los de cálculo, presentación y almacenamiento de resultados. Esta CPU controla los convertidores D/A que a su vez dan lugar a las fuentes de tensión corriente controladas con resolución de 12 bits, así como los circuitos potenciostáticos y el sensor (aplicado sobre la estructura objeto de medida, que figura en la parte central-inferior del diagrama).

Como circuitos complementarios pueden verse el teclado (con un conmutador auxiliar para control del nivel de polarización, tanto en tensión como en corriente), y un *display* para acceso al "Menú" del Programa y visualización de datos, la interfase RS-232, el control de carga de batería y un indicador acústico auxiliar.

Una fuente de alimentación con baterías recargables (no indicada en la Fig. 7) asegura las tensiones eléctricas necesarias para el funcionamiento de toda la circuitería, tanto en su conexión a red como en modo autónomo (campo).

El equipo LG-ECR permite la ejecución de las técnicas de medida descritas en los puntos 2.2.1

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

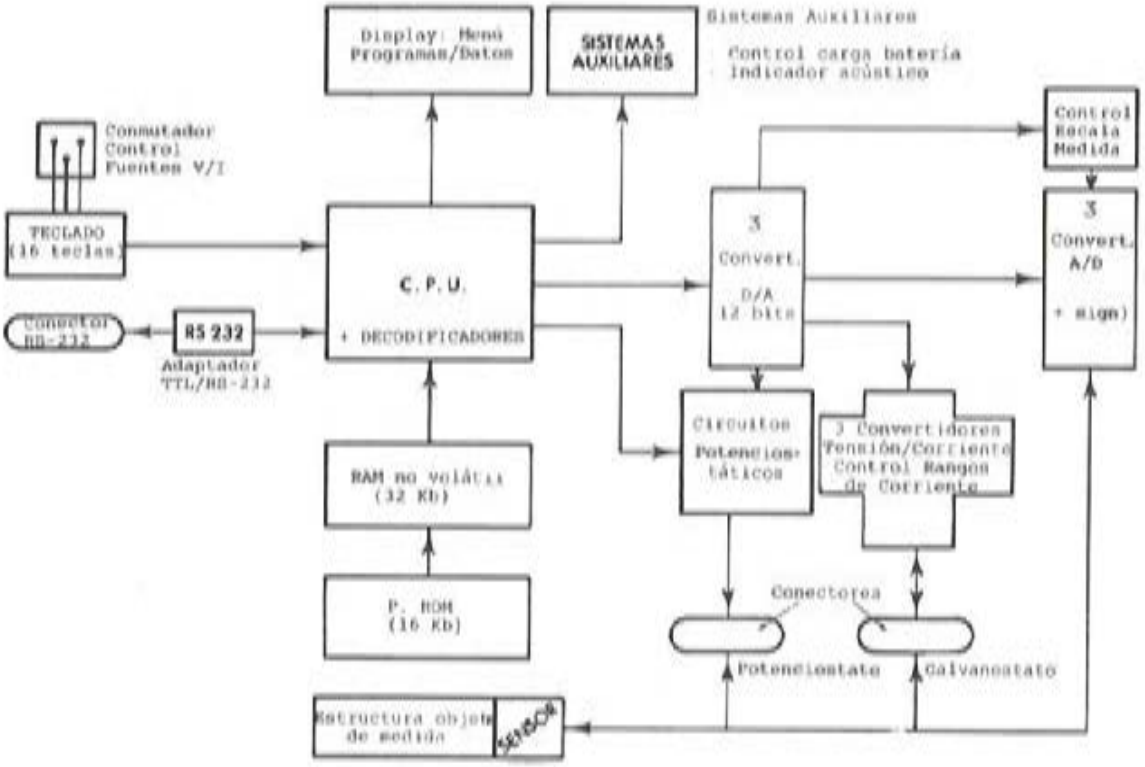


Fig. 7. Diagrama de bloques del "corrosimetro portátil" LG-ECR (Electrochemical Corrosion Retemeter).

(confinamiento sensorizado y eficaz del campo de polarización) y 2.2.2 (electrodos de superficies crecientes, y corrección de la resistencia de polarización aparente); posteriormente, permite analizar las medidas y calcular los parámetros eléctricos de interés, la resistencia de polarización y la intensidad de corrosión real. Los datos de interés pueden almacenarse en la memoria no volátil del equipo y ser transmitidos por línea RS-232 a un ordenador auxiliar, para proceso posterior de los mismos.

El equipo LG-ECR tiene un peso de 7 kgs, sus dimensiones son de 15 x 25 x 31 cm, y tanto su fuente de alimentación como su memoria no volátil de datos le permiten una autonomía de más de 12 h. de trabajo continuo en campo (estructuras reales).

Este equipo está preparado para trabajar en estrecha conjunción con sensores de diseño específico para cada una de las técnicas de medida descritas, disponiendo en su parte trasera de conectores individuales para caa uno de

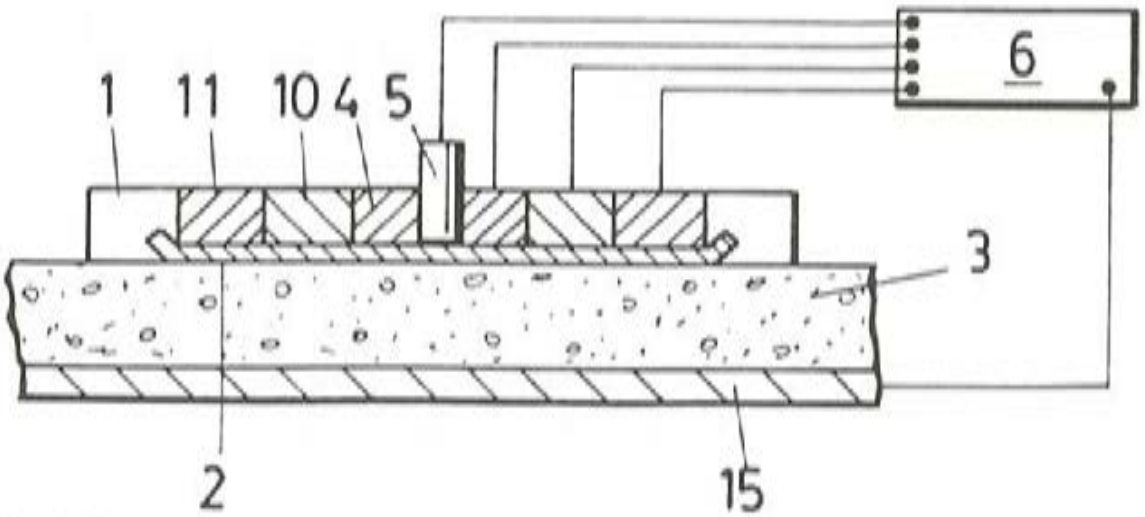


Fig. 8. Esquema de aplicación del sensor y el corrosímetro LG-ECR en el método de "confinamiento eficaz y sensorizado del campo eléctrico".

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

ellos. La Fig. 8 presenta un esquema de aplicación del corrosímetro LG-ECR en conjunción con un sensor diseñado específicamente para la ejecución de la "técnica de confinamiento eficaz y sensorizado del campo eléctrico". Pueden verse en el diseño del sensor sus elementos principales: CE-C (nº 4); ER (nº 5) S1-S2 (nº 10), y CE-E (nº 11).

5. MEDIDAS DE CONTRASTE REALIZADAS EN LABORATORIO CON EL CORROSIMETRO LG-ECR

Utilizando el corrosímetro LG-ECR descrito en los puntos anteriores, se han realizado, en los Institutos CENIM y E. Torroja, numerosas medidas sobre estructuras experimentales preparadas especialmente para que sus armaduras incluyan situaciones de corrosión conocidas. Se presentan aquí algunas de estas medidas realizadas con el objeto de contrastar la bondad de respuesta del nuevo equipo LG-ECR diseñado.

5.1. Condiciones de ejecución de las medidas

Las medidas se han realizado sobre 2 tableros de hormigón armado, de 140 x 140 cm² de superficie, uno fabricado con cloruros y otro sin este elemento generador de corrosión. Como medidas de referencia se han utilizado las realizadas sobre estos mismos tableros con la técnica denominada de "distribución uniforme de campo eléctrico sobre una barra de refuerzo aislada", de la cual la Fig. 9 presenta un esquema simple. Se trata de situar, en la dirección de la barra de refuerzo aislada, un contraelectrodo (CE) longitudinal que abarque toda su longitud (lo cual sólo puede realizarse en estructuras experimentales en que la longitud es reducida y se conoce perfectamente la situación y dirección de la barra de refuerzo); el campo de polarización aplicado entre CE y la barra se confina por este procedimiento sobre esa única barra, de manera que la aplicación de una técnica potenciostática simple permite obtener sin ambigüedades la resistencia de polarización por unidad de superficie de la barra en cuestión, valores que tomaremos aquí como "medidas de referencia".

Las medidas realizadas con el equipo LG-ECR y presentadas aquí, corresponden a la técnica de medida de "confinamiento sensorizado y eficaz de campo", habiéndose ejecutado varios bloques de medidas de modo automático y de modo manual; en el modo automático la polarización aplicada varía entre 5,6 y 8,4 mV, y la corriente I_0 entre 9,7 y 14,8 μA mientras que en el modo manual ΔE varía entre 6,2 y 12 mV e I_0 varía entre 10,7 y 21,2 μA.

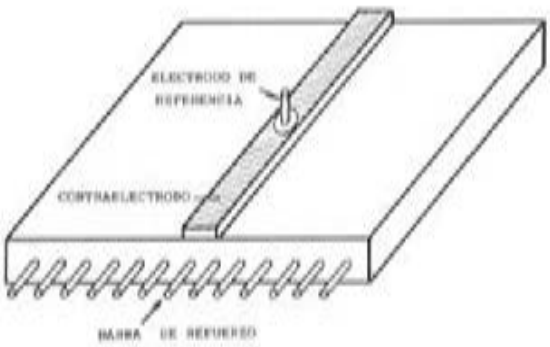


Fig. 9. Esquema de medida electroquímica para obtener una distribución uniforme de campo eléctrico en una barra de refuerzo del hormigón aislada: medidas de referencia para contraste con otros métodos electroquímicos.

5.2. Resultados de las medidas

El cuadro 1 adjunto recoge el resumen del conjunto de medidas realizadas con el equipo LG-ECR en el tablero con cloruros, así como los resultados obtenidos con otros 3 métodos de medida:

a) Las denominadas "medidas de referencia" (columna 7), cuya significación y modo de ejecución se han explicado en el punto anterior (5.1).

b) Medidas con el método de los "electrodos crecientes" (columna 8), extrapolando a 1.000 cm².

c) Medidas con un método en el que se calcula la resistencia de polarización aparente (columna 9), sin someterla a ninguna corrección por la resistenica óhmica propia del hormigón; este método es actualmente usado por grupos de investigadores en otros países (USA y Japón, entre ellos).

Las medidas con el equipo LG-ECR presentadas, corresponden al método de "confinamiento sensorizado" (2.2.1) y el significado de los parámetros medidos que aparecen en el cuadro es el siguiente:

ΔE : Incremento de potencial medido en el electrodo de referencia (ER) al producir la polarización de campo el contraelectrodo central (CE-C) en condiciones de confinamiento eficaz.

R_p' : Resistencia de polarización aparente ($R_p' = \Delta E / I_0$).

R_Ω : Resistencia óhmica del hormigón, medida con la técnica de corte de corriente con el propio equipo LG-ECR.

R_T : Resistencia de polarización, por cm² de armadura

$$R_T = (R_p' - \Omega) \cdot S_A$$

(S_A es la superficie de armadura polariza-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

da, que depende del sensor utilizado, y que en este caso se estima en 66 cm²).

V_m : Potencial de referencia diferencial entre los sensores S1 y S2, que sirve de condición (valor constante) para la ejecución de las medidas en modo manual.

I_0 : Corriente de polarización que circula por el circuito que une el contraelectrodo central con la barra de refuerzo.

En el modo manual, la R_Ω no se mide, estimándose su valor en 370 Ω en base a las medidas de este parámetro realizadas en el modo automático.

El cuadro 2 recoge los mismos tipos de medidas realizadas en el caso del cuadro 1, pero aplicadas en este caso al tablero *sin cloruros*. El modo de presentación y significación de los parámetros es idéntica al cuadro 1, salvo que en este caso se han realizado 4 grupos de medidas con el equipo LG-ECR, en vez de 3 que recogía el cuadro 1; la técnica de electrodos crecientes extrapola, en este caso, hasta 10.000 cm².

5.3. Análisis de los resultados

La Fig. 10 recoge un diagrama comparativo de las medidas de resistencia de polarización (R_T) obtenidas con el equipo LG-ECR y las correspondientes a los otros 3 métodos de medida recogidos en los cuadros 1 y 2. Los valores de R_T se representan en escala logarítmica, correspondiendo la numeración de barras utilizadas, a los casos siguientes:

Técnica de medida	Numeración de barra según tipo de tablero	
	Con cloruros	Sin cloruros
Resistencia polarización aparente	1	5
LG-ECR	2	6
Medida de referencia	3	7
Electrodos crecientes	4	8

La observación de esta figura y de los datos de los cuadros 1 y 2 permite hacer las siguientes anotaciones:

a) El método habitualmente utilizado en la actualidad en otros países (USA, Japón) para medir la resistencia de polarización aparente (sin corrección por resistencia óhmica del hormigón) está lejos de ser una medida aceptable, puesto que su comparación con las medidas de referencia indica que obtiene valores entre (10-20) veces inferiores en el caso de armaduras activas (tablero con cloruros) y entre (30-50) veces inferiores si se trata de armaduras pasivas (tablero sin cloruros).

b) Las medidas con el equipo LG-ECR suministran valores notablemente reproducibles (σ_{n-1} entre el 5 y el 10%, lo cual en medidas de corrosión tiene la consideración de exactitud notable) y en concordancia entre la técnica de ejecución automática y manual; el punto de referencia, hasta ahora, eran medidas manuales, por no disponer de equipos con controles que fuesen capaces de automatizar las medidas, como lo hace el LG-ECR. Vista la buena concordancia entre ambos métodos es aconsejable realizar las medidas con el método automático del LG-ECR, puesto que elimina el factor personal del operador, origen de bastantes discrepancias y errores de medida.

c) La concordancia entre las medidas LG-ECR y las de referencia, puede considerarse como aceptablemente buena puesto que los valores obtenidos son del orden de 2/3 de las medidas de referencia; téngase en cuenta que en medidas de corrosión las escalas comparativas son más bien

Cuadro 1
Medidas con equipo LG-ECR y con otros métodos, en un tablero de 140 x 140 cm² con cloruros

Parámetro medido	Medidas con equipo LG-ECR					Medidas con otros métodos		
	Modo automático							
	1	2	3	σ_{n-1}	V_m			
Δ E (mV)	5,6	8,4	5,8					
R'_E (Ω)	574	566	598					
R_Ω (Ω)	369	324	371					
R_T (kΩ . cm²)	13,5	16,0	15,0	1,25	14,8			
MODO MANUAL								
Δ E (mV)	6,2	12,0	7,4			Medidas de referencia	"Electrodos crecientes"	Resist. de polarizac. aparente
V_m (mV)	16,6	26,8	19,8					
I_0 (μA)	10,75	21,17	13,75					
R_T (kΩ . cm²)	13,6	13,0	11,1	1,3	12,6	22,8	7,5	1,5

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Cuadro 2

Medidas con equipo LG-ECR y con otros métodos, en un tablero de 140 x 140 cm² sin cloruros

Parámetro medido	Medidas con equipo LG-ECR						Medidas con otros métodos		
	Modo automático								
	1	2	3	4	σ_{n-1}	V_m			
Δ E (mV)	15,4	15,6	8,2	8,6					
R'_p (Ω)	1.547	1.584	1.708	1.810					
R_Q (Ω)	362	386	375	463					
R_T (kΩ . cm²)	78,2	79,1	88,0	88,9	5,7	83,6			
MODO MANUAL									
Δ E (mV)	10,0	18,4	27,0	29			Medidas de referenc.	"Electrodos crecientes"	Resist. de polarizac. aparente
V_m (mV)	1,0	0,8	1,3	1,2					
I_a (μA)	5,5	10,7	15,8	15,8					
R_T (kΩ . cm²)	95,6	89,6	88,4	96,7	4,2	92,6	230	150	4,0

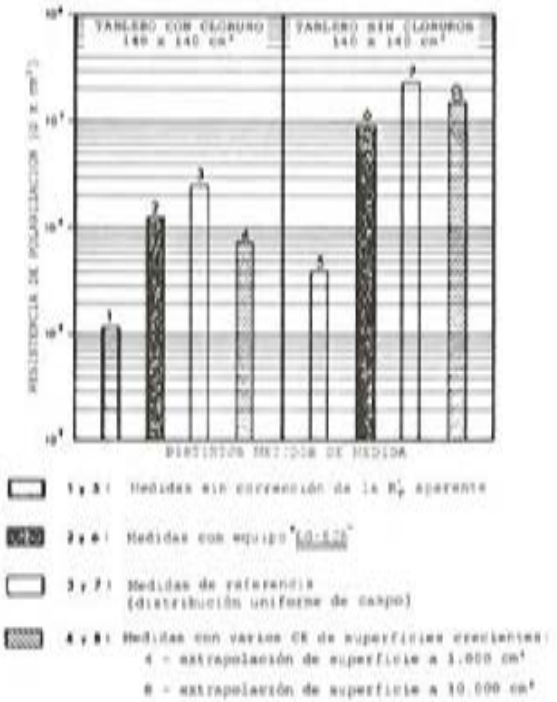


Fig. 10. Diagrama comparativo de medidas de resistencia de polarización, obtenidas con el equipo E.C.R. y otras técnicas de medida.

logaritmicas que lineales. En cualquier caso, el equipo LG-ECR y las técnicas de medida que utiliza, suministran medidas considerablemente más fiables que las obtenidas con otros métodos actualmente en uso, como el indicado en 5.3 a).

d) Se pueden conseguir con el LG-ECR valores más cercanos a los de referencia, si se afinan las condiciones óptimas de utilización y se aplican sensores con geometrías y dimensiones mejores que los actuales, todo lo cual es sólo cuestión de tiempo y experiencia.

e) Las medidas con "electrodos crecientes" dan también valores considerablemente buenos, siendo mejores en el caso de estructuras pasivas; operativamente, la utilización de esta técnica es más compleja y lenta que la de "confinamiento sensorizado" con el equipo LG-ECR.

6. CONCLUSIONES

6.1. El estado del arte actual de las medidas de velocidad de corrosión de armaduras en estructuras de hormigón por técnicas electroquímicas, permite obtener valores aceptablemente fiables en las medidas de Laboratorio pero que distan considerablemente de la realidad cuando se aplican a estructuras reales de dimensiones "cuasi-infinitas" (respecto a la escala de laboratorio) y con configuraciones de refuerzo complejas. La fiabilidad, en estos casos, exige conocer con cierta exactitud la longitud crítica (L_c) o alcance de la polarización de campo aplicada o bien confinar el mismo sobre una zona delimitada y conocida.

Existen técnicas de medida electroquímicas, desarrolladas por los Institutos de Investigación CENIM y E. Torroja, que permiten ejecutar medidas de velocidad de corrosión fiables en estructuras reales. Para ello, utilizan configuraciones de medida y modelos de cálculo desarrollados por los mismos, que confinan el campo de polarización (Técnica de "confinamiento sensorizado y eficaz del campo de polarización"), calculan la longitud crítica (técnica de la "corrección de la resistencia de polarización aparente") o bien obvian este cálculo mediante medidas complementarias (técnicas de los "contraelectrodos de tamaño creciente").

6.2. La ejecución de medidas con técnicas que no tienen en cuenta la dispersión de campo ni introducen correcciones por tal hecho (caso de la técnica de resistencia de polarización aparente

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

usada en USA y Japón, entre otros) conduce a la obtención de valores de corrosión que se alejan de los reales un factor entre 10 y 50, tanto peores cuanto más pasiva sea la estructura. Estas técnicas, en general, dan valores de intensidad de corrosión más altos que los reales en estructuras muy activas y considerablemente más altos (hasta 100 veces) en estructuras pasivas, siendo por tanto técnicas extremadamente "conservadoras" y en general "alarmistas".

6.3. El corrosímetro LG-ECR desarrollado por Geocisa está concebido para poder ejecutar, tanto en laboratorio como en campo, las técnicas de medida electroquímicas puestas a punto por los Institutos CENIM y E. Torroja (véase punto 6.1) obteniéndose con el mismo resultados altamente reproducibles y fiables. Los valores de resistencia de polarización obtenidos con el equipo LG-ECR son del orden de 0,65 veces los de "referencia", sin estar aparentemente afectados por el estado pasivo o activo de las armaduras. Los resultados que suministra son, hoy por hoy, mucho mejores que los obtenidos con las técnicas al uso en otros países, a las que se alude en 6.2; se tienen fundadas esperanzas de mejorar notablemente la fiabilidad del equipo LG-ECR, afinando las condiciones óptimas de utilización usando sensores de diseño más adecuado, campo en el que debe trabajarse intensamente para mejorar la operatividad y precisión en la ejecución de medidas en campo.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

(1) FELIU, S. et all: "On-site Determination of the Polarization Resistance in a Reinforced Concrete Beam"; Corrosion, Vol. 44, Nº 10, pp. 761-765 (1988).

(2) FELIU, S. et all: "Determining Polarization Resistance in Reinforced Concrete Slabs"; Corrosión Sci, Vol. 29, Nº 1, pp. 105-113 (1989).

(3) FELIU, S. et all: "Possibilities of the "Guard Ring" for the Confinement of the Electrical Signal in Polarization Measurements of Reinforcements"; Corrosión, 89, NACE, N. Orleans, Louis. - April - 1989, Paper Nº 623, 11 p.

(4) FELIU, S. GONZALEZ, J.A. and ANDRADE, C: "Polarization Resistance Measurements in Large Concrete Speciments' Mathematical Solution for a Unidirectional Current Distribution"; Mat. Structures, 1989, 22, pp. 199-205.

(5) STERN, M. and GEARY, A.L.: "Electrochemical Polarization: A Theoretical Analysis of the Shape of Polarization Curves", J. Electrochemical Soc. V. 104, Nº 1, Jan. 1957, pp. 56-63.

(6) STERN, M. and WEISERT, E.D.: "Experimental observations on the relation between polarization resistance and corrosion rate", Proc. Am. Soc. Mat. 59 (1959), pp. 1280-1290.

(7) RODRIGUEZ, J. y AUSIN, V.: "Medida *in situ* no destructiva de la velocidad de corrosión de las armaduras del hormigón". EU-401; Jornada Eurocare; CDTI, Madrid 21-12-89.

(8) FELIU, S. et all: "Sensorized Confinement of Electrical Signals for in situ Measurement of Polarization Resistance in Reinforced Concrete"; (aceptado para publicación en el ACI Material Journal, en diciembre de 1989).

(9) GONZALEZ, J. et all: "On Site Auscultation of Corrosion in Reinforced Concrete Structures" (enviado para su publicación a Matériaux et Constructions, en Marzo de 1990).

RESUMEN

Actualmente se carece de métodos de medida cuantitativos y fiables para establecer la velocidad de corrosión en estructuras reales. Los métodos electroquímicos de resistencia de polarización, al uso hoy en día, carecen de fiabilidad por ignorar los efectos de dispersión del campo de polarización en estructuras de gran tamaño.

Los Institutos CENIM y E. Torroja han puesto a punto técnicas electroquímicas nuevas que solucionan, de manera efectiva, las limitaciones de su aplicación a estructuras reales; en base a las mismas, se ha desarrollado el corrosímetro portátil LG-ECR que permite la ejecución de esas técnicas en campo, de manera rápida, sencilla y fiable, suministrando valores de los parámetros de corrosión muy cercanos a los denominados de "referencia".

Con este equipo se abre la posibilidad de una tecnología eficaz de auscultación de grandes estructuras, para su mantenimiento preventivo y patológico.

SUMMARY

Nowadays there are no quantitative and trustworthy measurement methods for setting the corrosion rate of real structures. The electrochemical methods of polarization resistance used nowadays are no trustworthy because they ignore the disperssion effects in the polarization field for big structures.

The CENIM and E. Torroja Institutes have developed new electrochemical technics that solve effectively its application limits on real structures; consequently there has been developed the LG-ECR portable corrosion meter which allows the performance of those technics for field in a fast, easy and trustworthy way, giving corrosion parameter values very close to those called of "reference".

With this equipment we face the posibility for an effective technology for big structures auscultation and for its preventive and pathological maintenance.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Pérdidas diferidas en elementos de hormigón pretensado. Resultados experimentales

José Romo Martín
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingeniería
Hugo Corres Peiretti
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

La evaluación de las pérdidas diferidas en elementos de hormigón pretensado, es fundamental para un diseño ajustado de los mismos, así como para conocer la evolución de su estado tensodeformacional a lo largo del tiempo.

Efectuar una valoración exacta de las pérdidas diferidas es bastante complejo, ya que éstas son debidas al efecto combinado de la fluencia y retracción del hormigón, y a la relajación del acero. Por ello, las diversas normativas existentes proponen métodos aproximados para la evaluación de estas pérdidas, teniendo en cuenta los distintos fenómenos independientemente y valorando el efecto de interacción entre ellos, mediante un término corrector.

Cualquier método ajustado, para la determinación de las pérdidas, no sólo debe recoger modelos apropiados para la determinación de la fluencia y retracción del hormigón y la relajación del acero, sino que debe adoptar también un procedimiento que permita estudiar la interacción entre los diversos fenómenos.

Los resultados experimentales que se presentan seguidamente, corresponden a un programa experimental y teórico sobre el tema, que constituye parte del trabajo de tesis doctoral del primer autor.

Los objetivos planteados son: el estudio experimental del fenómeno, teniendo en cuenta las variables y magnitudes más frecuentes en la práctica; el desarrollo y contrastación de un modelo general, y, finalmente, la propuesta de fórmulas simplificadas que permitan la evaluación rápida del problema.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental consta de dos grupos de ensayos.

El primero de ellos consiste en seis probetas prismáticas, de hormigón armado, de las que cinco se postesan, y una permanece como probeta de referencia, sin carga.

El segundo grupo, incluye los ensayos complementarios necesarios para estimar las diferentes características mecánicas de los materiales, hormigón y aceros, utilizados en el primer grupo de ensayos.

2.1. Ensayos de las probetas postesadas

Se han ensayado seis probetas prismáticas, de 0,25 x 0,25 m de base y 1,50 m de altura.

Estas probetas se hormigonaron con un cilindro hueco en su interior, de 75 mm de diámetro y generatriz paralela a la mayor dimensión de la probeta, por el que se aloja posteriormente la armadura activa no adherente. (Figura 1).

Las distintas probetas se diferencian entre sí, por la magnitud de la carga de pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026



Fig. 1.

aplicada y por la cuantía de armadura pasiva dispuesta.

Las características de los materiales, previstas para estas probetas fueron:

Hormigón: H-450
Armadura activa: f_y = 1500 Mpa
Armadura pasiva: f_{max} = 1700 Mpa
Armadura pasiva: acero AEH-400 N.

En la tabla 1 se indican las características de las probetas utilizadas.

Las tensiones medias de trabajo del hormigón y de la armadura activa, así como las cuantías de armadura pasiva dispuestas, se han escogido de manera que estuviesen incluidas dentro de los rangos usuales de estas variables en las estructuras de hormigón pretensado proyectadas en la práctica.

Las dos magnitudes fundamentales cuya evolución en el tiempo se miden, respecto a un programa preestablecido, son la fuerza de pretensado y las deformaciones tanto del hormigón de la probeta como de las armaduras activa y pasiva.

El valor de la fuerza de pretensado se mide mediante células de cargas dispuestas en cada una de las probetas postesadas, conectadas a un sistema de adquisición de datos.

Las deformaciones en el hormigón se miden utilizando dos sistemas diferentes complementarios.

El primero de ellos, consiste en efectuar 24 mediciones en las diversas caras de la probeta, mediante un extensómetro mecánico (Figura 2).

El segundo se realiza empleando dos captadores inductivos por probeta, situados en las caras adyacentes a las que contienen las bases de medida para el extensómetro mecánico.

Las deformaciones en las armaduras pasivas y

Tabla 1

Características de las probetas ensayadas

Nomenclatura probeta	Carga inicial aproximada de pretensado (Mp)	Armadura pasiva longitudinal AEH 400 N	Armadura activa f_{sp} = 1.500 (MPa)	Tensión inicial aproximada en el hormigón (MPa)	Cuantía armad. pasiv. longitudinal (Kg/m³)	Tens. inicial aprox. en la armad. activa (MPa)
00PR20	0	4 D 20	—	0	170	—
25PR12	25	4 D 12	6 D 7	4,1	61	1.150
25PR20	25	4 D 20	6 D 7	3,9	170	1.150
50PR12	50	4 D 12	12 D 7	8,3	61	1.150
50PR20	50	4 D 20	12 D 7	7,7	170	1.150
75PR12	75	4 D 12	17 D 7	12,4	61	1.150

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

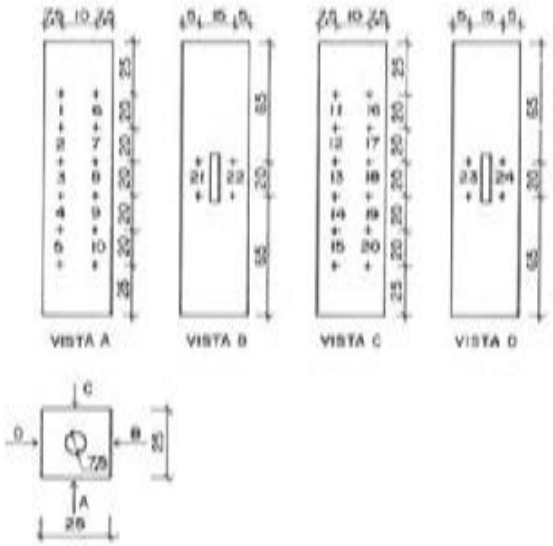


Fig. 2.

activas se miden utilizando bandas extensométricas pegadas a las mismas.

El registro de los captadores inductivos y las bandas extensométricas, se realiza con el sistema de adquisición de datos.

Las probetas fueron puestas en carga, a la edad de 35 días, pretensando la armadura activa a una tensión inicial $\sigma_o = 0{,}75\ f_{max}$, aproximadamente.

2.2. Ensayos complementarios del hormigón y los aceros

Tal y como se ha comentado anteriormente, para poder estimar teóricamente las pérdidas, es necesario conocer con precisión las características resistentes y tensodeformacionales del hormigón y de los aceros.

En la tabla 2 se muestra el plan de ensayos previstos para el hormigón y las armaduras utilizadas en el ensayo.

Tabla 2

Material	Características resistentes	Caracterist. tenso-deformacionales
Hormigón	Compresión, tracción indirecta y módulo de deformación a distintas edades	Fluencia Retracción
Armaduras activas	Tracción simple	Relajación
Armaduras pasivas	Tracción simple	

Los ensayos previstos para la determinación de las características resistentes son los normalizados de tracción para las armaduras y de compresión, tracción indirecta y módulo de deformación para el hormigón. A los efectos de evaluar la evolución con el tiempo de las características del hormigón, estos ensayos se realizan a nueve edades diferentes.

Para la determinación de las características tenso-deformacionales de los materiales, se han realizado ensayos de fluencia y retracción para el hormigón, y de relajación para el acero.

En el caso del hormigón, los ensayos se han realizado en condiciones ambientales no controladas, es decir, en condiciones idénticas a las de las probetas postesadas. Asimismo, para ambos ensayos, se ha utilizado una probeta con un espesor ficticio similar al de las probetas postesadas ensayadas.

Los ensayos de fluencia se realizaron utilizando unos bastidores especialmente diseñados para mantener la carga constante a lo largo del tiempo. Una descripción detallada de la metodología de ensayo así como del equipo utilizado se presenta en las referencias (1), (2) y (3).

En este programa experimental se han ensayado 4 probetas, dos en cada bastidor, puestas en carga a 35 días y con tensiones de 5 MPa y 10 MPa, respectivamente. Estos valores de tensión resultan próximos a los teóricos previstos de las probetas postesadas.

Los ensayos de relajación a longitud constante de las armaduras activas, se realizaron de acuerdo con la Normativa vigente, para tensiones iniciales iguales a 0,6, 0,7 y 0,8 de f_{max}, respectivamente.

3. RESULTADOS

En las figuras siguientes se muestra la evolución de la fuerza de pretensado y de las deformaciones de las probetas ensayadas durante el tiempo transcurrido desde la puesta en carga (Figuras 3 a 6).

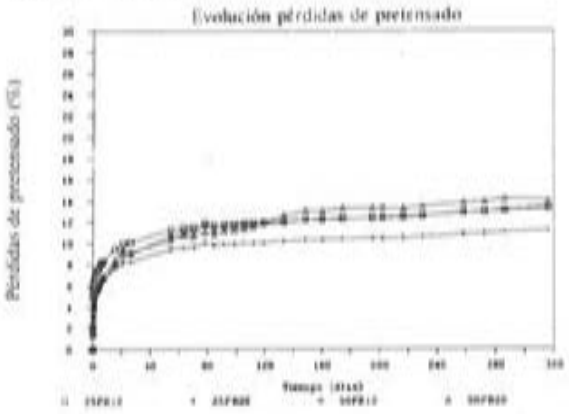


Fig. 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

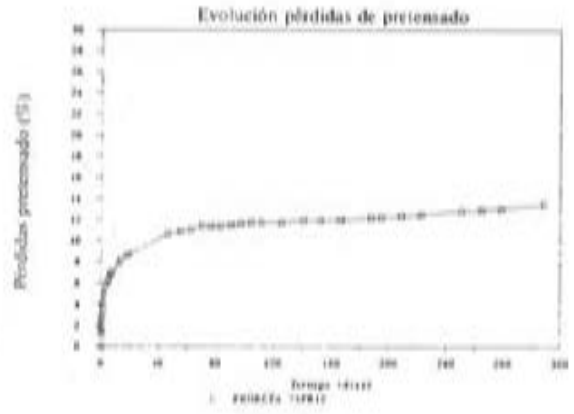


Fig. 4.

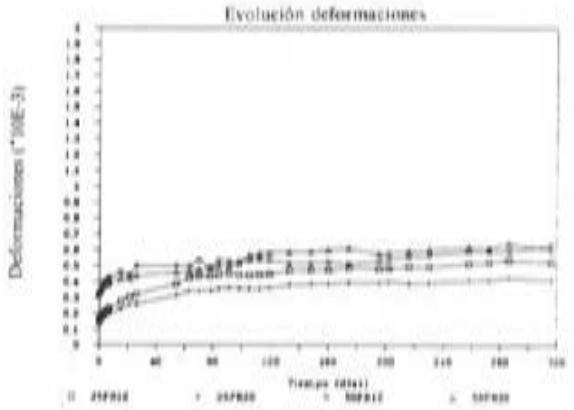


Fig. 5.

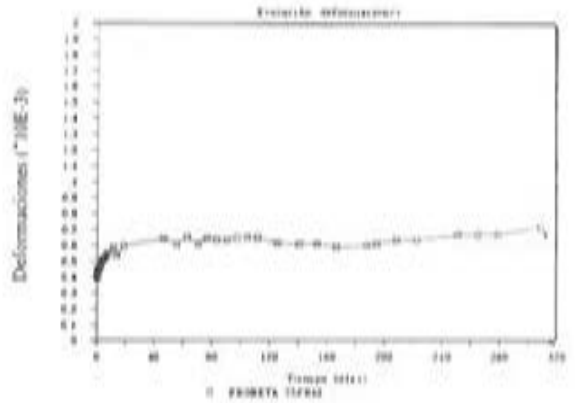


Fig. 6.

4. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido realizado a través de un convenio financiado por la Dirección General de Carreteras del MOPU.

Asimismo, han participado proporcionando distintas e inestimables colaboraciones, las siguientes empresas e instituciones: ALVISA, en la ejecución y transporte de las probetas postesadas; BBR, en el suministro y tesado de los anclajes y armadura activa; INTEMAC, en la realización de distintos ensayos de caracterización del hormigón; Dpto. de Física de Materiales de la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de la U.P.M., en la realización de ensayos de los aceros y Nueva Montaña-Quijano, en la realización de los ensayos de relajación de los aceros.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. RODRIGUEZ, R. "Estudio Teórico y Experimental de Deformaciones en Vigas Pretensadas de Puentes". Tesis Doctoral. E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. 1989.

2. CORRES, H.; RODRIGUEZ, R.; TORRICO, J. "Estudio Teórico y Experimental de Deformaciones Diferidas en Vigas Pretensadas de Tableros de Puentes". Convenio de Investigación con la Dirección General de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

3. CORRES, H.; ROMO, J.; TORRICO, J. "Estudio Teórico y Experimental de Pérdidas Diferidas en Elementos de Hormigón Pretensado". Convenio de Investigación con la Dirección General de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

4. AGUADO, A.; ALCAYDE, A.; VELASCO, J. "Informe Relativo al Programa de Ensayos de las Propiedades Mecánicas del Hormigón del Edificio de Contención de la Central Nuclear de Vandellós, Grupo II". Universidad Politécnica de Cataluña. 1985.

RESUMEN

En este trabajo se presentan algunos de los resultados experimentales obtenidos en un trabajo de investigación teórico y experimental, que se lleva a cabo en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de la Universidad Politécnica de Madrid, sobre pérdidas diferidas en elementos de hormigón pretensado.

SUMMARY

Experimental results concerning time dependent losses in presstressed concrete elements is presented. These results have been provided through a theoretical and experimental research programme which is being carried out at the Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos of the Universidad Politécnica de Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Protección catódica de tuberías de hormigón pretensado, de grandes diámetros

J. L. Fominaya
Ingeniero Industrial
Instituto Español de Corrosión y Protección, Madrid

INTRODUCCION

Hoy día, para la conducción de agua potable desde los lugares de captación hasta los de distribución, sobre todo en America, se tiende a sustituir las tuberías de acero o de fundición por tuberías de hormigón, pretensadas con un acero de alta resistencia dispuesto a modo de zuncho del tubo de hormigón. Este hormigón ha de ser de gran calidad para evitar en lo posible las porosidades del mismo, evitando así que el agua pueda llegar a contaminar el acero, que es quien realmente va a absorber los esfuerzos mecánicos generados.

Hay muchas razones por las cuales se esta extendiendo esta tendencia; una de ellas es por economía, ya que en las tuberías de grandes diámetros, superiores a 60 "ϕ, de acero o fundición, aparte de la dificultad física de su construcción, el material que se utiliza, ya sea acero o fundición, es caro. Por el contario, construir una tubería de hormigón de 78 "ϕ de diámetro y zuncharla con acero de alta resistencia es relativamente sencillo y por supuesto bastante más barato.

La única desventaja importante del tubo de hormigón respecto del de acero es que la conexión entre tubos no es soldada sino que se hace por medio de retaque de mortero o de alguna resina impermeable al agua (Fig. 1).

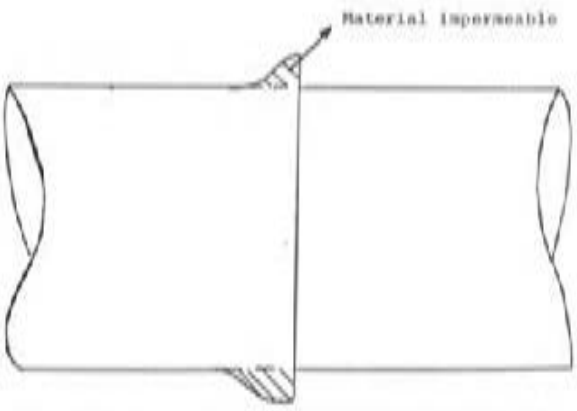


Fig. 1. Retaque y sellado de dos tubos de hormigón.

El esquema genérico de un tubo de hormigón pretensado con acero de alta resistencia, viene dado en la Fig. 2.

Como se puede apreciar, la distancia entre las espiras del zunchado con acero de alta resistencia es muy pequeña en la actualidad, aun siendo variable, dependiendo de los esfuerzos que deba aguantar. Se puede tomar una medida de 1,5-2 cms entre espiras, como una distancia normal.

Un tubo de estas características, tiene una longitud de alrededor de 6 m y un diámetro no inferior a 70 "ϕ; lo que nos conduce a que, disponiendo de un alambre de 3 mm de diámetro, dicho tubo puede llegar a tener más de 2.000 m de alambre de pretensado.

Como vemos, es mucho el material susceptible de sufrir corrosión; a pesar de esto, el área expuesta es mucho menor que la de un tubo de acero o de fundición.

El hormigón, aun siendo relativamente poroso, (no hay hormigón sin poros), se puede tomar como un recubrimiento de muy buena calidad para el acero; desde luego muy superior a los recubrimientos que hoy día se aplican a un tubo de acero. Los de fundición se entierran sin recubrimiento o impregnados ligeramente de una resina sintética.

La masa de cemento sólido, ya fraguado, esta recorrida por una red de poros capilares, llenos de una solución acuosa saturada de hidróxido cálcico procedente de las reacciones de la hidratación del cemento.

Como vemos, el acero se encuentra prácticamente rodeado de una solución saturada de hidróxido cálcico a pH-11-12, es decir, un medio fuertemente alcalino.

Si observamos el diagrama de Pourbaix, nos dice que el acero se encuentra dentro del nivel de pasivación, con lo cual este acero se recubre de una capa de un compuesto totalmente aislante y muy adherente, que evita que la corrosión del acero progrese. Mientras el acero se encuentre dentro de la zona de pasivación del diagrama de Pourbaix, no

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

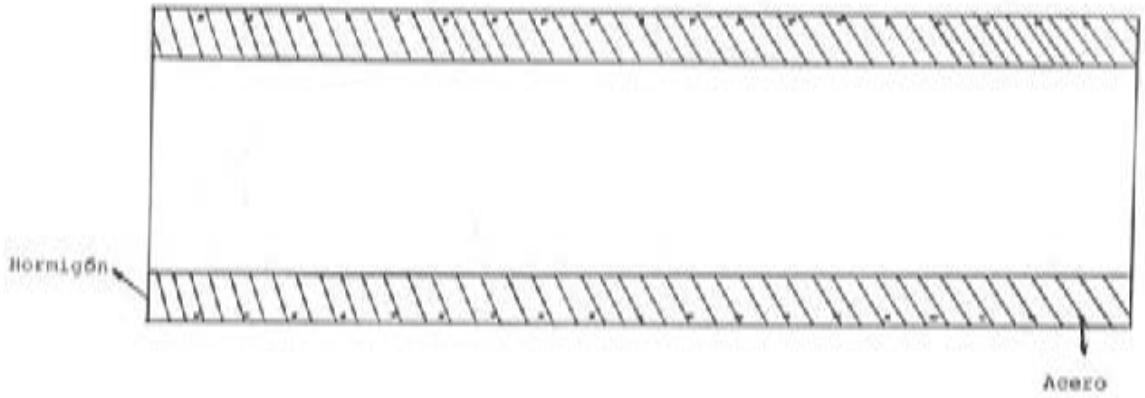


Fig. 2. Corte transversal de un tubo.

sufrirá ningún daño por procesos electroquímicos de corrosión.

POTENCIALES NATURALES DEL ACERO EMBEBIDO EN HORMIGON

Ya hemos comentado anteriormente que el hormigón es un dieléctrico muy bueno y de superior calidad a todos los recubrimientos convencionales. Desgraciadamente, el hormigón no es un recubrimiento inerte, por el contrario es activo y sus características electroquímicas son variables, debido a causas muy diferentes que no vamos a enumerar.

Al ser variables las características electroquímicas del entorno del acero embebido en el hormigón, el potencial, respecto del electrodo de referencia de Cu/SO_4Cu, también será variable, por lo que será conveniente discernir cuándo el acero está en la zona de pasivación del diagrama de Pourbaix y cuándo habrá salido de ella y se encuentra en niveles de corrosión.

Se admite que, cuando el potencial del acero embebido en hormigón está en valores positivos o valores negativos de cero a −200 mV, la probabilidad de que el acero se encuentre fuera de la zona de pasivación es del 0 por 100; es decir, se encuentra totalmente pasivo.

Entre −200 mV y −400 mV, se encuentra en la zona activa-pasiva y su probabilidad de que sufra corrosión es del 50 por 100.

De −400 mV-500 mV, la probabilidad es del 80 por 100. A partir de −500 mV, la probabilidad es superior al 80 por 100, con lo que prácticamente se puede asegurar que el acero se está corroyendo, más o menos rápidamente.

Como se puede deducir, se debe tener un control de calidad del hormigón armado, antes de que éste sea enterrado, con unas simples medidas de potencial, que por otro lado no son destructivas.

La instalación en zanja de un tubo de estas características, viene reflejada en la figura 3. A excepción de 30 cms en la parte alta del tubo, en el cual se compacta por medios mecánicos, el relleno del resto se hace a volteo.

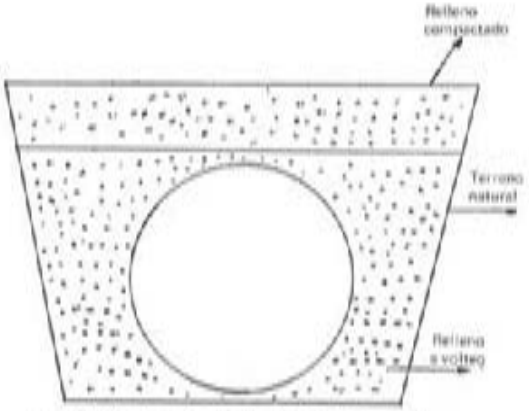


Fig. 3. Esquema de un tubo enterrado.

En la parte compactada se evitan toda clase de piedras que puedan dañar el recubrimiento, alcanzándose muy altos grados de compacidad.

El tubo objeto de este trabajo es de 82"ϕ x 33 kms y corresponde a la captación y conducción de aguas de la ciudad de Tijuana, en México.

Esta conducción atraviesa, normalmente, zonas de cultivo, en donde la pluviometría, por ser zona tropical, es alta en los meses estivales.

Como se puede apreciar, se tomaron todas las medidas posibles para evitar que la humedad llegase al tubo. A pesar de todo, ésto no se logró y 3 años después de enterrar el tubo, al hacer las pruebas de estanqueidad se detectaron fugas que, en principio, se pensó que estaban originadas por pequeños fallos en los rellenados entre tubo y tubo; es decir, que en algún sitio los retaques habían saltado. Se procedió a descubrir los tubos para ver los daños. Todos los desperfectos eran por asentamientos del terreno, puesto que habían saltado los retaques. Al seguir abriendo los laterales para calzar los tubos, se observaron manchas de óxido que atravesaban el hormigón y salían hasta el exterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Se procedió, cuidadosamente, a levantar el hormigón, sin dañar el alambre, observándose una corrosión de éste que, en muchos de los casos, ya había desaparecido como tal metal y tan solo quedaba material degradado.

¿Qué había sucedido para que en un espacio de tiempo tan corto el acero se hubiese corroído totalmente?

Ya hemos dicho que con valores de −200 mV y a rangos de pH de 11-12, el acero está pasivo, es decir, se recubre el metal de hidróxido ferroso, muy resistente, con una estructura cristalina semejante a la del metal base, con lo que no hay roturas de esta película.

Esta capa crece lo suficiente para impedir que se produzca la migración de iones metálicos; con lo que la corrosión se detiene y la capa de hidróxido ferroso no aumenta. Aun así, debe hacerse notar que el espesor de esta capa aislante es de Amstrongs, es decir muy pequeña.

Es lógico suponer que hubo una despasivación del acero.

CAUSAS DE LA ACTIVACION DEL ACERO

Cloruros

Los iones Cl^- que alcanzan por difusión el alambre de pretensado, rompen la capa pasivante localmente, generando lo que conocemos como corrosión por picadura, muy difícil de controlar ya que está muy localizada y es difícil de detectar.

Como es lógico, el proceso de corrosión por picadura es un proceso de corrosión por diferencias de áreas anódicas y catódicas. Las zonas anódicas son muy inferiores a las catódicas, por lo que la densidad de corriente de corrosión es muy grande y la pérdida de masa por unidad de tiempo es alta. Por tanto, la perdida de características mecánicas de esa zona del acero es muy rápida.

Estos cloruros pueden venir del exterior, como sucede en las zonas cercanas al mar, o del interior, ya sea del agua, arenas mal lavadas o adición de acelerantes para el rápido fraguado del mismo. No se debe utilizar cloruro de calcio en el hormigón pretensado.

Sulfatos

Sabemos que los cementos normales contienen Aluminato tricalcico y Cal libre, con lo que si este hormigón se entierra en suelos cuyo contenido en sulfato es superior al 0,2 por 100 ya se tienen los tres elementos necesarios para la formación de sulfoaluminato de calcio, que es muy expansivo, produciendo las consiguientes grietas en el hormigón, el cual acabará disgregándose.

Corrientes vagabundas

Diversos equipos e instalaciones de corriente continua, originan corrientes vagabundas que circulando por la tierra pueden ser recogidas por algunas zonas de nuestro tubo y transportadas a través de él, por las partes metálicas, hasta otros puntos por donde la corriente abandona la tubería. Por los puntos por donde entra esta corriente, se rebaja su potencial, tendiéndose a la protección, (zonas catódicas). Por el contrario, por donde la corriente va a salir, el potencial se hace más positivo, rompiéndose localmente la capa de hidróxido ferroso y despasivando, por tanto, localmente el metal, (zona anódica).

Cerca del trazado del tubo que nos ocupa, existe una central geotérmica. Midiendo campos eléctricos en los alrededores de esta central, se midieron hasta 100 mV/m con dos electrodos de referencia de Cobre/Sulfato de Cobre y un voltímetro de alta impedancia de entrada. Estos valores nos indujeron a pensar en la existencia de corrientes vagabundas, que se podían canalizar por la tubería. Nuestro siguiente paso fué realizar registros de potencial, para determinar ésto. Los gráficos resultantes vienen dados en la figura 4. Como se puede apreciar en los mismos, los potenciales tubo-suelo son muy variables, denotando inequívocamente la existencia de corrientes erráticas intensas, pues se observan puntos en los que el tubo se hace positivo, con lo que en ese momento el tubo está perdiendo masa metálica. Recordemos que las espiras no suelen tener más de 5 mm de diámetro, a altas tensiones; con lo que una pérdida de masa de una de ellas puede llevar a la rotura en cortos períodos de tiempo.

Hemos de hacer constar que cuando una de estas espiras rompe, la rotura de las adyacentes es inevitable, con la consiguiente destrucción de la capacidad de resistencia a tracción del tubo.

Proyecto

Una vez que se decidió poner remedio a este problema tan grave, el primer paso que había que dar era realizar una toma de contacto con el terreno, para intentar diseñar un sistema de protección catódica, pues era el único sistema capaz de detener el proceso de degeneración por corrosión que estaban sufriendo los tubos.

Trabajos realizados

El primer paso fué tomar resistividades a lo largo de la línea y, en donde éstas fuesen bajas, tomar una muestra del suelo para un posterior análisis, sobre todo, para la determinación de sulfatos y cloruros.

Los pasos siguientes fueron:

Medir campos eléctricos para, en donde éstos

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

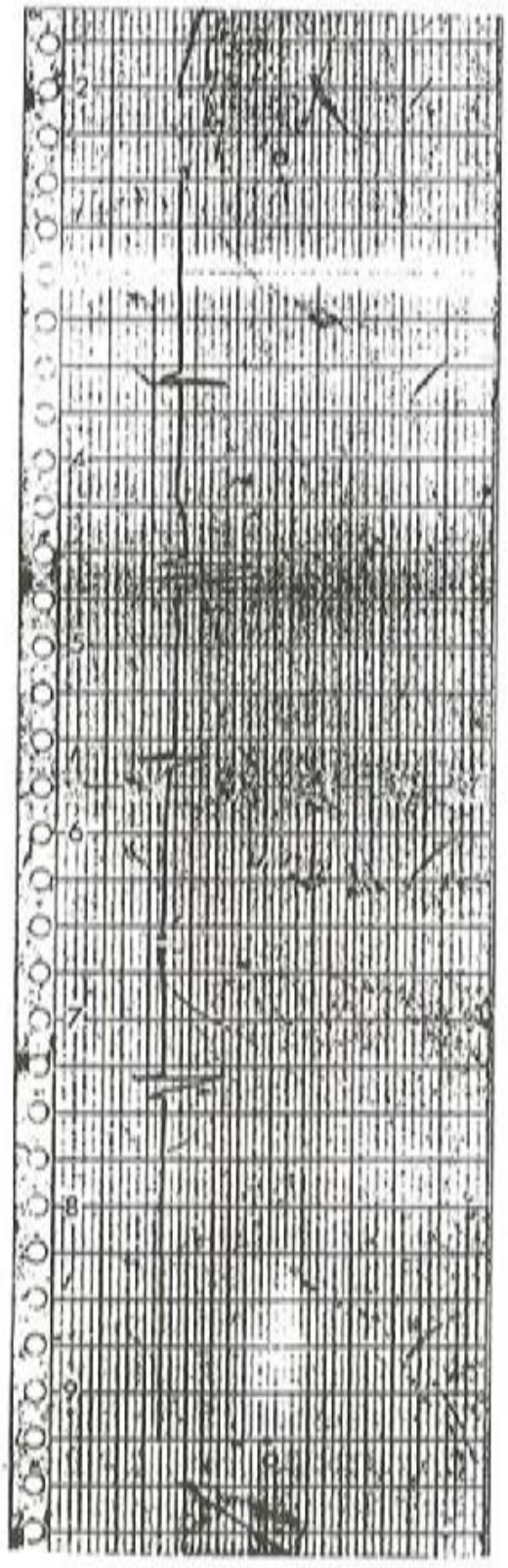


Fig. 4.

fuesen significativos, realizar un registro continuo de potencial, con una duración de 24 horas;

Realizar, en todas las clases de suelos, sensiblemente distintos unos de otros, pruebas de corriente para determinar densidades de corriente de protección, polarización de los alambres de pretensado y alcance de la corriente, una vez puenteados los tubos.

Criterios de Protección Catódica para el acero de pretensado en el hormigón

Hoy día, para el hormigón se aceptan dos criterios: el primero y más conocido es el de rebajar el potencial del cátodo a valores de −850 mV, respecto del electrodo de Cu/SO_4Cu; y el segundo, el de rebajar 400 mV el potencial natural del tubo.

Los potenciales naturales del tubo estaban todos por debajo de −350 mV, lo cual nos daba una probabilidad de corrosión alta. En las zonas en donde el alambre había roto, los potenciales eran del orden de −500 mV.

Para nuestro trabajo aceptamos ambos criterios, puesto que los dos estan suficientemente contrastados y, por tanto, son altamente fiables. Aun así, a la inmensa mayoría del tubo se le aplicó el criterio de los −850 mV, y en las zonas de potenciales del orden de −500 mV se alcanzaron valores de −950 mV, como mínimo.

Ya hemos comentado que esta tubería es de agua potable, siendo el movimiento de la misma por diferencia de alturas. Por tanto, apenas en 3 puntos se podía disponer de energía eléctrica en baja tensión; con lo que diseñar un sistema de protección catódica por corriente impresa era muy problemático. A parte de esta razón, aceptamos como bueno el criterio de no pasar de −1,2 V en ningún punto del cátodo, para evitar el desprendimiento de H_2 en las zonas catódicas, criterio muy riguroso pues, en nuestra opinión, se puede llegar a −1,4 V sin ningún problema. Pero como coeficiente de seguridad, se aplicó este criterio, aunque no hay nadie que crea que para potenciales de −1,2 V puede haber riesgo de fragilidad, por efecto del hidrógeno, en el alambre.

Como es lógico pensar, y así sucedió, en las pruebas de corriente realizadas con un sistema de corriente impresa en el punto de conexión del negativo del rectificador, el potencial fué más bajo de −1,2 V. Por ello, se desechó la solución de usar un sistema de corriente impresa.

Tan solo nos quedaba hacer pruebas con ánodos de sacrificio de Magnesio, de 32 lbs., ya que los ánodos de Zinc, aun siendo muy buenos por tener un potencial, a circuito abierto, de −1,1 V, tenían el inconveniente de que su peso era muy grande, superior a 30 kgs, para poder sacar 4050 mA por unidad, que era la corriente necesaria para proteger el tubo. Por eso, pasamos a realizar pruebas de corriente con los ánodos de sacrificio de Magnesio, de 32 lbs, que no son pesados y son relativamente fáciles de instalar. Se había previsto el caso de que el potencial sobrepasase el límite de −1,2 V, inter-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

calando resistencias en serie en el circuito, cuando ésto fuese necesario.

En la propia construcción de la conducción de agua (Fig. 1) se aprecia claramente que los tubos están aislados eléctricamente unos de otros. Debíamos de afrontar un problema que hoy día está muy de moda, y siempre expuesto a debate, que es el siguiente: puentear los tubos para igualar los potenciales o no puentearlos. Nuestra decisión fué puentearlos.

Vamos a explicar el por qué de esta decisión.

Inicialmente, antes de hacer los ensayos de protección catódica, el que estuviesen aislados los tubos eléctricamente unos de otros favorecía la no conducción, a través de ellos, de las corrientes vagabundas. Por tanto, estos tubos se comportaban muy negativamente ante la corriente, presentando una resistencia eléctrica considerable, por lo que esta corriente tendía a no entrar en los tubos. A pesar de ello, había tubos que sufrieron corrosión por este fenómeno, como ya hemos visto.

Al instalar la protección catódica tubo por tubo, se puentearon estos con objeto de que si algún tubo, por cualquier efecto, sufría descensos de potencial mayores de −1,2 V, esa corriente vagabunda o la que generaba el ánodo, se pudiese transmitir a los tubos contínuos de mayor potencial y evitar de esa manera que ese tubo permaneciese largos períodos de tiempo en niveles de protección inferiores al de −1,2 V que fue el que se consideró como barrera que en ningún tubo podía saltarse.

Para hacer un muestreo representativo en los P.K.O, P.K. 10, P.K. 20 y P.K. 30, se descubrieron 12 tubos, instalándose el sistema de protección catódica diseñado y cuyo esquema viene dado en las figs. 5 y 6.

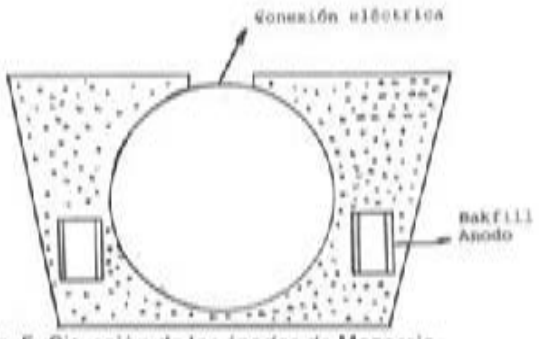


Fig. 5. Situación de los ánodos de Magnesio.

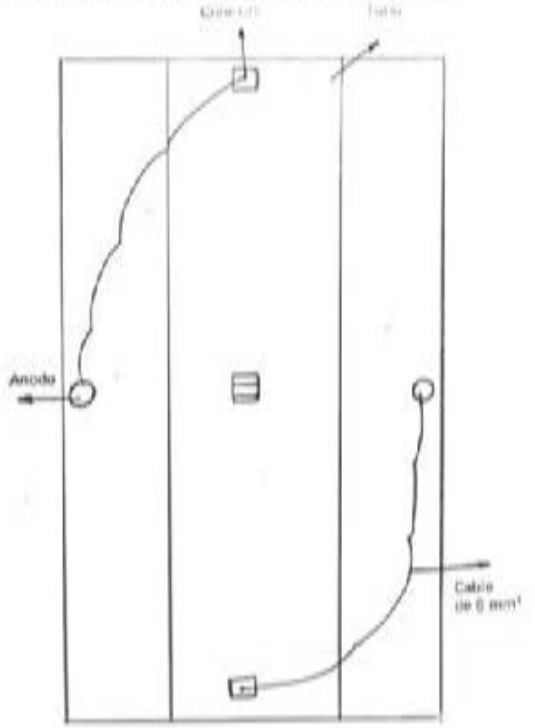


Fig. 6. Instalación general. Distancia entre ánodo y tubo: 2-3 metros.

Tabla I

P.K 0 + 000

Tubo	Potenciales P.N.			P.F.		
1	−373	−345	−323	−875	−823	−895
2	−415	−403	−408	−913	−875	−915
3	−180	−200	−175	−1010	−903	−1115
4	−100	− 97	−145	−1213	−1015	−1222
5	−225	−275	−305	−824	−80.	−845
6	−345	−338	−322	−802	−798	−857
7	− 88	−101	− 94	−1143	−1023	−1078
8	−215	−242	−231	−848	−834	−878
9	−312	−324	−318	−826	−803	−818
10	−278	−269	−280	−775	−743	−797
11	−373	−348	−364	−812	−823	−870
12	−427	−403	−418	−878	−900	−778

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Dos días después de haberse instalado los ánodos en los tubos, se tomaron potenciales en los alambres centrales, como puntos más desfavorables por apenas tener medio por donde cerrarse las líneas de corriente y, por tanto, ser los puntos más críticos mientras el tubo permaneciese prácticamente al descubierto en la parte más alta.

La conexión eléctrica del cable del ánodo y el alambre de pretensado, se hizo mediante soldadura de plata de bajo punto de fusión; de esa forma el aporte de calor al alambre no era peligroso para su estructura, con lo que, de esta manera, se evitaba el riesgo de rotura por calentamiento.

Como es lógico pensar, hubo puntos de algún tubo en los que no se alcanzó el nivel total de protección, por lo que se decidió dejar el sistema funcionando, tapando los cables y la generatriz inferior del tubo, y volviendo a hacer medidas 2 meses después.

Los resultados, pasados estos 60 días, vienen expresados en la Tabla I.

Como se puede observar, a excepción de algunos valores, muy pocos, todos los tubos estan en niveles de protección, ya sea aplicando el criterio de los −850 mV, o el de los −400 mV.

Tan solo dos valores pasaban de la frontera del −1,2 V. A este tubo se le instaló una resistencia en serie, de 5 Ω y 10 W de potencia, que hizo subir el potencial a valores de protección, pero sin rebasar el valor del −1,2 V.

Este sistema de prueba estuvo funcionando durante seis meses, pasados los cuales se procedió a instalar el mismo sistema a lo largo de los 33 kms del tendido de la tubería.

Los materiales usados vienen dados en la Tabla II y supusieron un coste del 2 por 100 del valor total de la obra.

Tabla II

Materiales empleados

Excavación	330.000 m³
Tapado	330.000 m³
Anodos de Magnesio de 32 lbs.	7.837 pza.
Bakfill	112.000 kgs.
Cable de 6 mm²	24.800 m.l.
Electrodos de Plata	6 kgs.
Cintas Aislantes	400 pza.
Oxígeno	6 botellas
Acetileno	15 botellas
Cemento	1.000 kgs.

RESUMEN

En el presente artículo se trata de dar una visión parcial de los problemas que hoy día están atravesando las conducciones de agua de hormigón pretensado, de grandes diámetros, en cuanto a la corrosión de los alambres se refiere.

Una vez que el acero de alta resistencia ha sufrido perdidas de masa por la acción de la corrosión, sus características mecánicas decrecen rápidamente, siendo grande el peligro de rotura.

Hay que tener en cuenta, además, que cuando una espira rompe, las demás lo hacen "por simpatía", dando lugar a roturas catastróficas muy espectaculares. En este artículo se detalla cómo, a base de un sistema de protección catódica por ánodos de sacrificio, se pudieron parar los procesos de corrosión de los alambres, pudiéndose salvar la tubería de conducción de agua de una ciudad muy importante del norte de México.

Se detallan también, tanto los problemas técnicos a los que hubo que encontrar solución, como el coste aproximado del trabajo, en comparación con la inversión realizada para llevar a cabo la totalidad de la obra.

El sistema se instaló en el año 1982, a partir del cual las múltiples averías que esta conducción sufría, decrecieron rápidamente, cesando totalmente después de seis meses de finalizados los trabajos.

En la actualidad, sigue funcionando a entera satisfacción.

SUMMARY

The present work submitted to the ATEP XIII National Technique meeting, celebrated in Alicante, mark out a corrosion problem solution in 33 kms longness and 78 diameter inches prestressed concrete pipeline for potable water.

This pipeline had severe corrosion problems on prestressed steel; for this problem has been necesary to reemplace several 6 m pipes.

The problem has been solved for application cathodic protection system with magnesium sacrifice anodes.

The project design and the works realization has been made in 8 month instalating 7837 magnesium anodes, 15 kgs with activator mix, bridging all the pipes to homogenize the potentials, not surpassing —1,2 V in points, in reference to copper-sulfate electrode.

The system was applied in 1982, 4 years after pipeline instalation.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

591-5-25

Investigación teórica y experimental sobre el comportamiento de losas postensadas con tendones no adherentes para edificación. Planteamiento, objetivos, descripción de los ensayos y análisis estructural previo

Antonio R. Marí Bernat
Dr. Ingeniero de Caminos
Juan Murcia Vela
Dr. Ingeniero de Caminos
Pere Roca Fabregat
Dr. Ingeniero de Caminos
Albert Vives Escuder
Ingeniero Civil
Joan C. Adell Torrelles
Ingeniero de Caminos

1. INTRODUCCION

En la actualidad se está desarrollando, en el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universitat Politecnica de Catalunya (Escuela T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona), un proyecto de investigación teórica y experimental encaminado a conocer con detalle el comportamiento de una tipología de forjados a base de losas, macizas o aligeradas, de hormigón pretensado con tendones no adherentes.

Dicho proyecto está siendo financiado, en parte, por el Ministerio de Educación y Ciencia a través de la CICYT (Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología) de manera que, gracias a los fondos a él destinados, es posible adquirir en gran medida los sistemas de carga y aparatos de medida e instrumentación necesarios para la realización de los ensayos. Sin embargo, los costes derivados de la construcción de los propios modelos (cimbras, encofrados, ferralla, hormigonado, etc.) no quedan totalmente cubiertos por la financiación conseguida.

El proyecto de investigación que nos ocupa se planteó por el convencimiento de sus autores del interés que tiene esta tipología de forjados, corroborado por su extensa utilización en países tecnológicamente avanzados. En nuestra opinión, es un hecho inevitable que, a corto o medio plazo, esta tipología se irá imponiendo en nuestro país, sobre todo en edificios singulares o en aquéllos que, como los aparcamientos, bancos, edificios de oficinas u otros, requieran resistir grandes cargas o salvar luces importantes dejando espacios diáfanos, con la necesidad de limitar los cantos del forjado.

En definitiva se trata de utilizar una tipología que puede competir ventajosamente frente a las tipologías actuales de hormigón armado, sustituyendo las labores artesanales actuales por métodos constructivos tecnológicamente más avanzados.

De hecho, hace algunos años se construyeron en nuestro país algunos edificios con forjados postensados, aunque dicha tipología no se prodigó apenas. Muy recientemente se ha construido un edificio, y existen varios otros en proyecto, con forjados a base de losas postesas, lo que indica que, como es natural, nuestras soluciones tienden hacia las utilizadas en otros países de un nivel tecnológico similar o superior al nuestro.

Es evidente que conviene estar preparados para poder proyectar y construir este tipo de obras con el nivel de tecnología adecuado que permita a las empresas españolas competir con el mercado internacional en un futuro breve.

De esta opinión participan totalmente algunas instituciones y empresas privadas que se han adherido, en principio, a llevar adelante este proyecto con el fin de introducir esta tipología en España y facilitar su proyecto y construcción a través de la elaboración de manuales o recomendaciones prácticas. Entre ellas cabe citar a la ATEP (Asociación Técnica Española del Pretensado), el ITEC (Institut de Tecnología de la Construcció de Catalunya), las empresas de pretensado CTT (Centro de Trabajos Técnicos), BBRV, Freyssinet y Diwidag, la empresa constructora Fomento de Obras y Construcciones, S.A. y la empresa Toledo Española, S.A. de instrumentación. Dichos organismos, de una forma u otra, están dispuestos a prestar su apoyo poniendo a disposición de este proyecto de

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

investigación sus medios tecnológicos o su capacidad de difusión y convocatoria (ATEP, ITEC).

El objeto de esta comunicación es, por una parte, presentar brevemente la tipología de que se trata, examinando sus antecedentes, ventajas y aplicaciones; por otra, se pretende describir los objetivos del proyecto así como mostrar los ensayos experimentales que se van a llevar a cabo. En un próximo artículo se publicarán los resultados de los ensayos, su comparación con las predicciones teóricas y las conclusiones de la investigación.

2. BREVE DESCRIPCION DE LA TIPOLOGIA ESTUDIADA

Los forjados objeto de este estudio consisten en losas de hormigón ejecutado "in situ", bien macizas (de espesor constante o con capiteles en la zona de pilares) o bien aligeradas (formando nervios en una o dos direcciones), pretensadas con tendones no adherentes (y entonces, claro está, postesos).

El encofrado consiste en una placa de fondo y costeros en el borde de la losa y, en su caso, de los casetones correspondientes.

Antes del hormigonado se colocan los cordones de acero (normalmente de 0,5" ó 0,6") engrasados y embutidos en tubos o vainas de PVC, dispuestos en las dos direcciones (bien uniformemente distribuidos, bien concentrados sobre la banda de pilares), cuyo perfil en alzado es parabólico, como cualquier tendón de pretensado en una viga continua. En los bordes de la losa se colocan los anclajes activos o pasivos.

La armadura pasiva requerida es tremendamente reducida pues, normalmente, sólo hace falta colocar barras superiores frente a momentos negativos sobre los apoyos y un mallazo superficial muy delgado para limitar la fisuración por retracción y efectos térmicos.

Una vez colocado el acero pasivo y los cordones, se hormigona y en un plazo muy breve (48 horas aproximadamente) se da tensión a los cordones mediante un gato alevín, fácilmente manejable, con lo que puede retirarse el encofrado y procederse a ejecutar la planta superior.

También cabe la posibilidad de realizar un proceso constructivo más sofisticado, como el denominado "lift slab", consistente en ejecutar todos los forjados en la misma planta e ir elevándolos sucesivamente.

Los cantos que pueden conseguirse con esta tipología son muy reducidos, llegando, para cargas moderadas o medias de explotación, a 1/48 ó 1/40 de la luz, respectivamente. Así, por ejemplo, un edificio para oficinas, con luces de 8,00 m, puede resolverse con una placa maciza de 20 cm de espesor.

3. ANTECEDENTES, VENTAJAS Y ESTADO ACTUAL DE LOS FORJADOS A BASE DE LOSAS CON TENDONES NO ADHERENTES

Los primeros ejemplos de construcción de forjados a base de losas continuas de hormigón pretensado, datan de 1955. Desde entonces este sistema estructural se ha venido utilizando con profusión en numerosos países tecnológicamente avanzados, como Estados Unidos, Canadá, Nueva Zelanda, Reino Unido, Suiza y otros. Las razones para ello son múltiples, tanto bajo un punto de vista técnico como económico. Por una parte, la introducción del pretensado mejora las condiciones de servicio, reduciendo la deformabilidad frente a cargas permanentes y anulando prácticamente la fisuración. Ello, además, permite reducir el canto del forjado y, consecuentemente, las cargas debidas al peso propio. La alta relación resistencia/coste del acero de pretensado, junto a la reducción del tiempo de desencofrado y la posible utilización de métodos constructivos especiales (como el "lift-slab") convierten a estas estructuras en soluciones económicamente competitivas en edificación. Además, la técnica del pretensado no adherente evita la costosa y tediosa operación de inyección lo que, unido a la ausencia de vainas, permite menores recubrimientos y un mayor aprovechamiento del canto útil de la placa.

Bajo el punto de vista del usuario, todas estas ventajas contribuyen a la calidad de la estructura, lo que se manifiesta en una ausencia de patologías posteriores (fisuraciones en tabiquerías, revestimientos, etc.) muy usuales en otros tipos de forjados.

En nuestro país han sido tímidos los intentos de introducir esta tecnología, con algunos ejemplos ya construidos, muy prometedores [8]. Por diversas razones históricas y coyunturales, nunca técnicas ni económicas, el pretensado no adherente no ha acabado de encontrar la utilización que merece en edificación. A este respecto cabe decir que, a medida que el nivel tecnológico de nuestro país crece, con él aumenta el coste relativo de mano de obra, respecto del de los materiales y tecnología avanzada. Por ello cabe esperar que, en un futuro relativamente próximo, la tecnología del pretensado se introduzca progresivamente en el campo de la edificación, con las ventajas ya mencionadas.

En la actualidad existen diversas normas y códigos nacionales [1] y recomendaciones internacionales [2] para el proyecto y construcción de placas de hormigón con armaduras postesas, fruto de la experiencia constructiva e investigadora en los respectivos países. Entre los trabajos más destacados están los llevados a cabo en Suiza por Thürlimann, y otros [4], [9], en los que se estudian diversas posibilidades de trazados de cables, recomendando el uso de tendones agrupados sobre la banda de pilares (Würthrich,

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

congreso de la FIP). En la Universidad de Austin, en Texas, entre 1975 y 1978 [3] se llevó a cabo una importante campaña de ensayos de laboratorio para estudiar el comportamiento en rotura de placas postesadas con tendones no adherentes, con pretensado parcial y total, abordando así mismo el problema del punzonamiento en las proximidades de la conexión placa-columna.

La mayoría de las investigaciones realizadas abordan experimentalmente el estudio de estas estructuras, proponiendo fórmulas simplificadas para el dimensionamiento de las mismas [5], [6], [7], en función de resultados experimentales y de modelos muy simples. Existe, por tanto, una carencia en relación a modelos rigurosos de análisis que contemplen el comportamiento estructural en su conjunto, incluyendo los fenómenos de no linealidad del material (importante a partir de la fisuración y sobre todo en estado límite último), y la evolución de las tensiones y deformaciones de los tendones bajo niveles de carga creciente, a lo largo de todo su trazado, y la distribución de tensiones y esfuerzos en el hormigón, en rotura. Los trabajos más relevantes en este campo se basan en el método de los elementos finitos [11], aunque las formulaciones desarrolladas para tendones no adherentes son excesivamente simples y no están contrastadas experimentalmente. El proyecto propuesto pretende cubrir esta laguna y desarrollar una potente herramienta que, una vez contrastada experimentalmente, sirva para simular ensayos con una gran variedad de casos de carga, geometría, materiales y armaduras.

Por último, tanto a nivel de normativa como de literatura teórica en general, se echa enormemente en falta documentación en castellano sobre el proyecto y construcción de estas estructuras.

4. OBJETIVOS CONCRETOS DEL PROYECTO E INTERES DE LOS MISMOS

El objetivo global del proyecto es el estudio del comportamiento en servicio y evolución hasta rotura de estructuras de hormigón pretensado con armaduras postesas no adherentes y su aplicación al caso de losas continuas, construidas *in situ*, para forjados de edificación. Concretamente se pretende estudiar:

—Distribución idónea, en planta, de los tendones de pretensado en las losas de edificación.

—Influencia de la relación longitud del tendón/canto útil en el comportamiento último.

—Distribución de tensiones y deformaciones en el hormigón y en los tendones de pretensado, en su evolución hasta rotura (en particular, el ΔP sobre la fuerza de pretensado en situación permanente, muy práctico para proyecto).

—Cuantía y disposición óptima de la armadura pasiva, en función del grado y disposición del pretensado.

—Grado de aproximación de los modelos analíticos de cálculo lineal y no lineal para estructuras de hormigón pretensado.

Como objetivo final, se plantea facilitar la introducción de la tipología estructural objeto de este estudio en el campo de la construcción de edificios en nuestro país, a través del desarrollo y difusión de unas recomendaciones para el proyecto y ejecución de forjados pretensados con tendones no adherentes.

Por supuesto, es muy importante tener una idea previa, lo mejor posible, del comportamiento, a base de modelos de análisis, para ahorrar ensayos, siempre complicados y costosos; los ensayos sirven para validar dichos modelos y para conocer aspectos que los anteriores no consideran o no lo hacen adecuadamente. Para ello, se están desarrollando, tanto aproximaciones analíticas de base como un modelo numérico de análisis no lineal para elementos bidimensionales de hormigón armado y pretensado. En ese sentido, por ejemplo, se conocen bastante bien los parámetros que influyen en el mencionado ΔP (sobre la fuerza de pretensado en situación permanente) en las distintas fases, y en qué sentido lo hacen [12].

Pero existen otros aspectos, no muy bien conocidos, sobre los cuales la propia realización de este proyecto puede ayudar, de forma tal vez más indirecta, a dar luz; por ejemplo:

—coeficientes de rozamiento en el tesado y el destesado,

—esfuerzos hiperestáticos de pretensado para diversas disposiciones de los tendones (teniendo en cuenta el hiperestatismo bidimensional de las losas),

—e, incluso, grado de pretensado más adecuado en función de la armadura pasiva y otros factores.

Por otra parte, se sabe ya que, en alguno de los aspectos de interés, hay que hacer entrar otros parámetros, además de los previstos en principio; por ejemplo, la armadura pasiva óptima, de cara sobre todo a obtener una fisuración admisible en servicio y a colaborar con la activa en rotura, también depende de la relación canto/luz.

Además, aparecen otros factores de interés, además de los considerados inicialmente, como, por ejemplo, la armadura pasiva mínima que debe disponerse, en ciertas condiciones, para asegurar que la fisuración (hormigón agotado a tracción) y la rotura (hormigón agotado a com-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

presión), locales ambas en principio, no se producen a la vez o son muy cercanas, lo que implica un modo frágil de comportamiento último, normalmente no deseable; o, enunciado ya en general, la armadura pasiva mínima para que se dé una relación prefijada (por ejemplo, entre sus correspondientes momentos) suficiente para conseguir una adecuada seguridad [12].

Como es natural, no todo ello es posible conseguirlo y, de hecho, la propia marcha del proyecto ya ha impuesto una selección, especialmente sobre aquéllos con una incidencia más directa en los ensayos que hay que realizar. Así, se ha optado finalmente por no llevar a cabo unos ensayos previstos sobre vigas, que hubieran permitido, entre otras cosas, estudiar los valores de los coeficientes de rozamiento para tesado y destesado; de hecho, se piensa que no vale demasiado la pena tratar de ajustarlos mucho, dado su muy bajo valor para tendones engrasados (los que se suelen emplear en estas estructuras), frente a otros aspectos más importantes.

5. BREVE DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS QUE SE VAN A REALIZAR

Los ensayos que se van a realizar tienen, como objetivos concretos, conocer algunos aspectos del comportamiento de estas losas que aún no están suficientemente acotados. Entre ellos (ya citados algunos en los objetivos) están:

—Distribución idónea de tendones (concentrados sobre los pilares en ambas direcciones, repartidos uniformemente en ambas direcciones, o combinaciones de estas soluciones).

—Armadura pasiva mínima necesaria para garantizar un nivel de seguridad y controlar la fisuración en servicio, caso de producirse.

—Valor del incremento de tensión en los tendones no adherentes, frente a incrementos de la sobrecarga, necesario para conocer el momento último respuesta de las secciones críticas.

Para ello se ha planeado ensayar cuatro placas, a escala 2/3, sobre un prototipo que se describe a continuación.

Prototipo

La placa que se pretende simular (o prototipo) es un forjado constituido por una losa rectangular, de 15 m x 12 m, con un canto de 21 cm, apoyada en nueve apoyos puntuales, constituidos por ocho pilares rectangulares en el contorno y uno en el centro. De esta forma queda una cuadrícula de 2 vanos en cada dirección, con luces de 7,50 y 6,0 m, respectivamente.

La armadura activa longitudinal consiste en 23 tendones de 0,6" y la armadura activa transversal consiste en 18 tendones de 0,6". La armadura pasiva consiste, en la dirección longitudinal, en barras de 16 mm de diámetro, separadas 8 cm, extendida a una zona de 0,6 m a ambos lados de la línea central de pilares y a un sólo lado de las líneas de pilares de borde. Transversalmente se colocan, también sobre pilares, barras de 16 mm, separadas 10 cm y extendidas a una anchura de 1,3 m sobre los pilares. La losa está empotrada a los pilares, los cuales tienen una longitud de 3,00 m y están empotrados en su base.

Modelos

Los modelos que se quiere construir se plantean a escala 2/3 del anterior prototipo. Así, las luces serán de 5,00 m en la dirección longitudinal y 4,00 m en la transversal, siendo la superficie total de la placa 10x8 = 80 m^2. El canto de los modelos será de 14 cm.

El pretensado longitudinal consiste en 13 tendones de 0,5", siendo el transversal 14 tendones de 0,5", cuya distribución depende del modelo de que se trate. La armadura pasiva está constituida por barras de 16 mm, en la cara superior y ambas direcciones, sobre los apoyos.

Los pilares son de 40 x 40 cm y se empotran a la losa. La longitud de los mismos es de 0,75 m, apoyándose en su parte inferior sobre unos macizos de hormigón que reciben las cargas transmitidas.

Proyecto del primer modelo

El primero de los cuatro modelos que se van a ensayar presenta una distribución de tendones típica en estos forjados, esto es, concentrados sobre las bandas de pilares en la dirección de mayor luz y uniformemente distribuidos en la dirección perpendicular. En la figura 1 se indican las características geométricas de la losa que se va a ensayar.

Las características de los materiales adoptadas en el proyecto han sido las siguientes: Hormigón H-350, f_{ck} = 350 Kp/cm^2, acero para armaduras pasivas AEH-500-N con límite elástico f_{yk} = 5100 kp/cm^2, acero para tendones de pretensado con límite elástico convencional f_{p1k} = = 17.000 kp/cm^2 y tensión de rotura $f_{p\,max}$ = 19.000 kp/cm^2. Se utilizan tendones de 0,5" de acero superestabilizado, engrasados y embutidos en vaina de plástico.

El criterio de predimensionamiento del canto de la losa, ha sido resistir los esfuerzos de flexión con la armadura activa y con armadura pasiva tan sólo en apoyos (sin necesidad de colocar armadura de vano) y, sobre todo, resistir el punzonamiento sin necesidad de armadura incli-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

nada alrededor de los soportes, sin disposición de capiteles, abacos ni pilares excesivamente gruesos. Ello ha hecho que el canto sea algo superior al estrictamente necesario por flexión, proporcionando una relación canto/luz de 1/35,7.

Las acciones consideradas en el proyecto han sido:

—Peso propio de la losa (350 kp/m²).

—Carga muerta (175 kp/m²).

—Sobrecarga uniformemehte repartida de 450 kp/m² en cualquier posición.

—Cargas debidas al pretensado.

La carga muerta de 175 kp/m² tiene su razón debido a la necesidad de mantener invariante, entre el prototipo y los modelos, las unidades de presión, ya que el hormigón utilizado y las calidades de los aceros son constantes en ambos. Así pues, la losa prototipo, de 21 cm de espesor, pesa 525 kp/m², y el modelo tan sólo 350 kp/m², debiendo, por tanto, complementarse con 175 kp/m², los cuales deberán introducirse simultáneamente con el peso propio de la losa modelo.

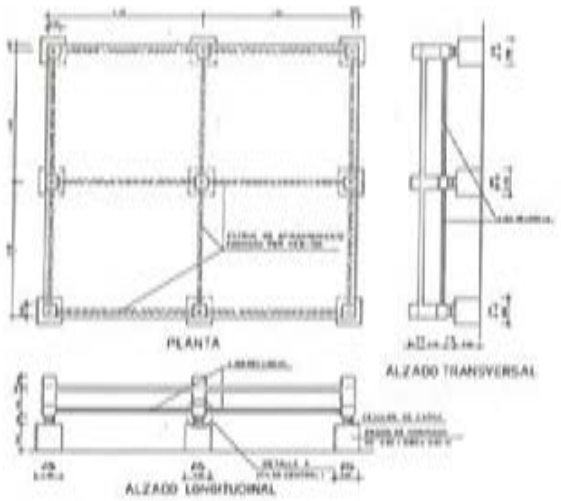


Fig. 1. Geometría del modelo.

Los coeficientes de seguridad adoptados son los valores medios propuestos por la normativa EP-80.

Las armaduras activas se han calculado según los criterios habituales en esta tipología, esto es, tratando de compensar una parte de las cargas exteriores, que en este caso constituye la mitad de la carga total.

El trazado en alzado de los tendones está muy normalizado, dado el escaso margen de maniobra que permite un canto tan reducido, y debiendo mantener unos ciertos recubrimientos mínimos por razones de resistencia al fuego; además, conviene situar el punto de inflexión, por razones de punzonamiento, entre 1/10 y 1/20 de la luz. Conocido el trazado (y por tanto los puntos de inflexión y flechas de las parábolas), se calcula la fuerza de tesado T que proporciona la fuerza ascensional deseada. En este caso concreto, longitudinalmente se necesitan 20 t/m y transversalmente 19 t/m. Ello conduce a un total de 13 tendones longitudinales y 14 tendones transversales. Los longitudinales se agrupan sobre las bandas de pilares (3+7+3) y los transversales se disponen uniformemente repartidos, con separación de 80 cm, colocando siempre 2 tendones sobre la banda central de pilares. El trazado y disposición en planta de los tendones se muestran en la figura 2.

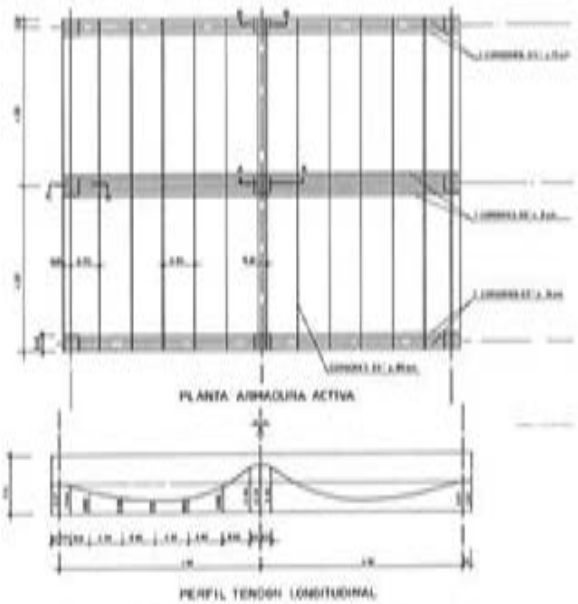


Fig. 2. Armadura activa.

Todos los tendones presentan un anclaje activo y otro pasivo, colocados alternadamente de un tendón a otro. Los tendones longitudinales, se disponen muy concentrados sobre la banda del pilar central, para mejorar la resistencia al punzonamiento; por ello, los anclajes deben colocarse con el lado mayor de la placa en posición vertical, de forma que quepan todos ellos sin necesidad de modificar el trazado rectilíneo en planta de los tendones.

Otras características adoptadas para el proyecto han sido:

Coeficiente de fluencia del hormigón $\phi = 2$.
Coeficiente de retracción final $\varepsilon = -0{,}0003$.
Coeficiente de rozamiento en curva $\mu = 0{,}12$.
Coeficiente de rozamiento parásito $k = 0{,}003\ m^{-1}$.
Recubrimiento mecánico mínimo r = 2 cm.
Tensión máxima del acero activo $\sigma_{p\,max} = 0{,}75\ f_{p\,max}$.
Penetración de cuña = 5 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

La armadura pasiva se ha obtenido de forma que se satisfaga el estado límite último de agotamiento por flexión, complementando a la armadura activa, en las secciones críticas, en las dos direcciones.

Se ha adoptado el valor del incremento de tensión en la armadura activa proporcionado por la FIP [2], siendo aquél función de la luz y el canto de la losa, obtenido a partir de la hipótesis de que, en rotura, la flecha existente es de 1/50 de la luz.

Los esfuerzos en las secciones críticas se han obtenido mediante el método de los pórticos virtuales. En este cálculo se han ignorado, deliberadamente, los efectos hiperestáticos del pretensado, por considerarlos muy reducidos y por tratar de seguir los criterios establecidos en las diversas recomendaciones existentes para el proyecto de losas postesas.

Posteriormente, se ha comprobado la satisfacción de las condiciones de servicio de la estructura y la condición de cuantía mínima, según diversas normativas.

La disposición y cuantía de armaduras pasivas se muestra en la figura 3. Como se observa, no se dispone más armadura que la superior sobre apoyos, tal y como se había previsto al predimensionar el canto de la losa. No se dispone armadura de piel por considerarla innecesaria y para estudiar precisamente el efecto que su ausencia puede tener.

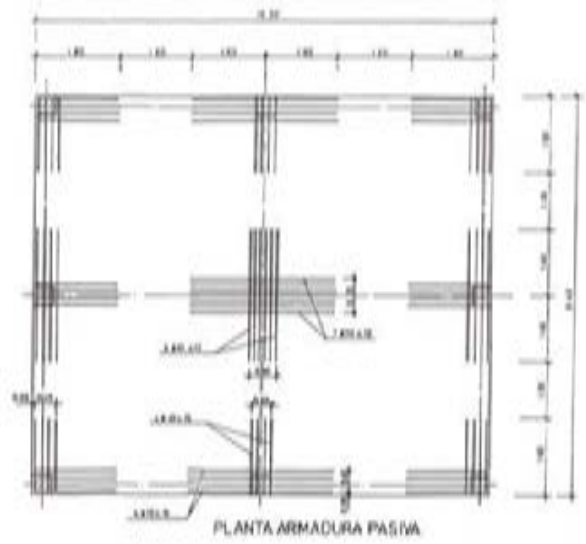


Fig. 3. Armadura pasiva.

Los pilares dispuestos, que se empotran en la losa, sobresalen 30 cm por su parte superior, para facilitar el anclaje de sus armaduras y para tratar de reproducir el estado triaxial de tensiones que se produce realmente en los nudos de estas estructuras.

La longitud de los pilares se ha establecido de forma que, estando articulados en su parte inferior, proporcionen a la losa la misma rigidez que un pilar, empotrado en el forjado inferior, de 3 m de longitud. Ello ha conducido a pilares de 0,75 m de longitud.

En este ensayo es esencial medir las reacciones en todos los pilares, para conocer las distribuciones de esfuerzos bajo cada hipótesis de carga y, sobre todo, bajo niveles importantes de carga, en fase fisurada y de prerrotura.

Dado que las células de carga requieren para su correcto trabajo solicitaciones sensiblemente verticales, los pilares de apoyo han debido arriostrarse de forma que los tirantes recojan la reacción horizontal, nada despreciable, de la articulación, y transmitan únicamente reacciones verticales a los apoyos.

El atirantamiento, como se observa en la figura 1, consiste en perfiles metálicos que van de pilar a pilar, fijándose a unos elementos metálicos construidos que sirven de base y molde en los arranques de los pilares.

Estos elementos se apoyan en las células de carga que a su vez descansan en dados de hormigón de 0,80 x 0,80 x 0,80 m (figura 5).

Sistema de carga

La experimentación se llevará a cabo en el Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. Ingenieros de Caminos de Barcelona. Dicho laboratorio dispone de una losa de carga, de 9,50 x 27 m en planta, sobre la que se colocarán los modelos que se van a ensayar. La losa de carga, de hormigón armado, de 1,20 m de canto, es visitable inferiormente y presenta puntos de anclaje cada 80 cm, permitiendo la aplicación de hasta 80 t en cada uno de ellos.

Ello permite introducir la carga sobre la losa que se va a ensayar, tirando desde la parte inferior de la losa de carga, con un gato, sin necesidad del montaje de un pórtico de carga que, en este caso, sería de grandes dimensiones.

En la figura 4 se muestra un esquema del sistema de carga planteado. Como se observa, en cada uno de los cuatro paneles de 4,00 x 5,00 m en que se puede dividir la losa, se aplican 16 cargas idénticas, puntuales, cada una de las cuales actúa sobre una zona de 1,25 m^2, aproximadamente, por lo que puede considerarse una carga uniformemente repartida.

Estas 16 cargas se consiguen a partir de un solo punto de tiro desde la losa de carga, colocado en el centro geométrico del panel en planta, desde el cual van repartiéndose las cargas isostáticamente a través de una estructura metálica arbórea que cuelga de la propia losa de ensayo (figura 4).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

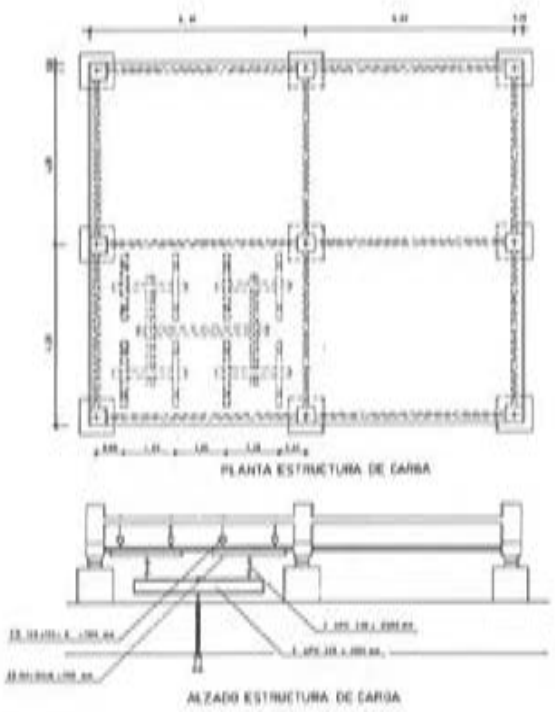


Fig. 4. Estructura de carga.

Cada uno de los 64 puntos (16 por panel) de suspensión de la estructura metálica inferior, introduce la carga sobre el paramento superior de la losa postesa, gracias a un sistema de placa de anclaje y vástago hembra que atraviesa el canto de la losa y al que se rosca un macho con una eslinga. La conexión entre elementos metálicos se realiza mediante tornillería, de forma que se garantiza el isostatismo total del sistema y, por tanto, un reparto de cada carga en dos mitades muy aproximadamente.

La carga en cada panel se introduce, desde la parte inferior de la losa de carga, mediante un gato hidráulico, hueco, de simple efecto, de 60 t de carga máxima y 155 mm de recorrido, el cual tira de una barra de acero roscada que atraviesa el gato, la losa de carga y se ancla en la viga metálica principal del entramado de carga que cuelga de la losa postesa. Dicha barra es de diámetro 32 mm y acero de alta resistencia (carga de rotura 1030 N/mm^2).

La colocación de un puente metálico y una tuerca entre el gato y la cara inferior de la losa de carga, permite anclar la barra a aquélla y así recuperar, si es necesario, el gato o bien dejar fija la carga sin que el gato esté actuando.

Todo el sistema hidráulico de carga está alimentado por una central de presión de 700 bares (presión máxima) y caudal 3,3 l/minuto, cuya manguera de salida llega a un distribuidor del que parten 4 mangueras (una por cada gato). Cada una de estas ramas dispone de una válvula (apertura total o cierre total) y de un manómetro. De esta forma es posible cargar independientemente cada uno de los cuatro paneles y simular así hipótesis de carga en uno, dos, tres o los cuatro cuadrantes.

Para introducir los 175 kp/m^2 de incremento de peso propio por el factor de escala, antes del tesado de los tendones, se han barajado diversas posibilidades (arena suelta o en sacos, bloques de hormigón, bidones o cubetas apilables llenas de agua, etc.).

Sin embargo, se ha decidido finalmente cargar con agua, por ser un método mucho más sencillo y fiable. Para ello se colocan unos tablones junto a los bordes de la losa, formando una piscina de 20 cm de profundidad. La estanqueidad se confiere a un plástico que cubre totalmente la superficie de la losa y los tablones de borde.

La fuerza de tesado de cada tendón no adherente de 0,5" (aproximadamente 14.000 kp) se introduce mediante un gato alevín, desde el anclaje activo del tendón.

Para evitar la incomodidad que supondría mantener la aplicación de la sobrecarga con la presencia de 18 cm de altura de agua sobre la losa, se procederá a andar las 4 barras de tiro, mediante la tuerca inferior, a la losa de carga y se vaciará el agua. Así, cuando la estructura postesada intente recuperarse, la estructura metálica inferior, anclada a la losa de carga, se lo impedirá ejerciendo la misma acción que el agua.

Proceso constructivo y desarrollo del ensayo

Una vez construidos los nueve macizos de apoyo, se ancla a cada uno de ellos, superiormente, una célula de carga sobre la que se apoyará la caja metálica que sirve de pedestal a los pilares, como indican las figuras 5 y 6.

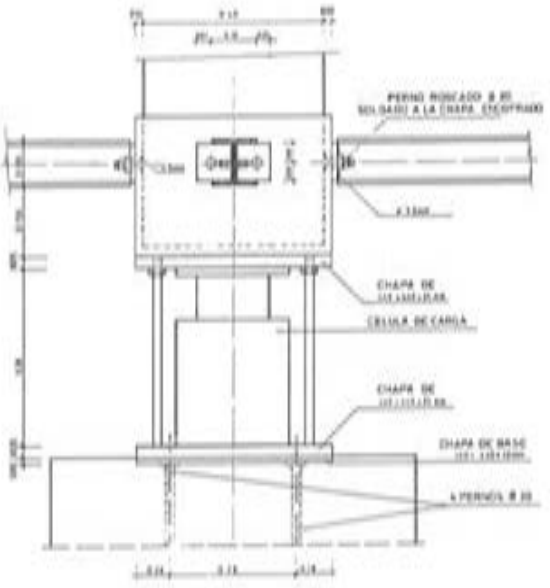


Fig. 5. Detalle de apoyo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026



Fig. 6. Células de carga de 45.000 kp (2 unidades) en el pilar central.

Se construyen los nueve pilares de 40x40 cm y se unen sus bases mediante los tirantes conectados a sus pedestales metálicos (figura 7). Posteriormente, se encofra la placa, colocando la armadura pasiva y la activa con sus anclajes y con separadores cada 80 cm (figuras 8 y 9); las tolerancias establecidas en la disposición de los tendones son de 3 mm en vertical y 5 mm en horizontal. Se disponen asimismo las placas de acero para la suspensión de la estructura de carga, las cuales enrasarán con el paramento superior de la losa (figura 10).



Fig. 7. Losa encofrada. Se observan los macizos de apoyo y la estructura de atirantamiento de la base de los pilares.

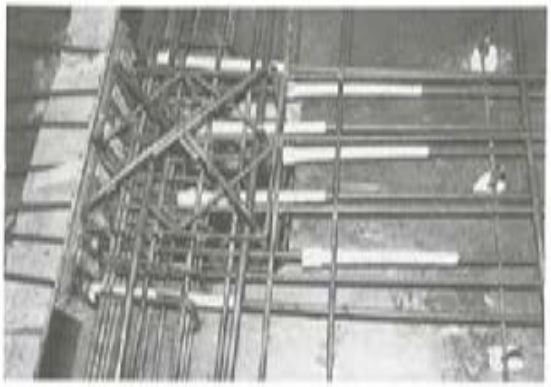


Fig. 8. Armadura pasiva y activa en zona de anclaje.



Fig. 9. Armadura activa y pasiva sobre soporte central. Obsérvese la escasez de armadura pasiva y la ligera curvatura de los tendones.

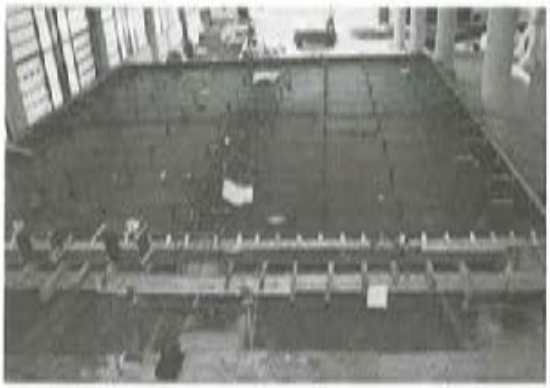


Fig. 10. Vista general de la losa antes de hormigonar, con los elementos para introducción de la carga inferior.

A continuación se hormigona la losa; dado el reducido canto del modelo, se utiliza hormigón de 12 mm de tamaño máximo de árido, con un descenso en el cono de Abrams entre 6 y 9 cm. La resistencia característica establecida es de 350 kp/cm² a los 28 días. La tolerancia en el espesor de la losa es de 6 mm. La compactación se hace por regla vibrante en la losa y vibrador de aguja en pilares y zonas más armadas.

Cuando el hormigón haya alcanzado presumiblemente la resistencia de 350 kp/cm² (lo que se sabe a través de probetas que se irán ensayando a diversas edades) se procede al tesado de los tendones, de forma que se realice simétricamente respecto de los dos ejes de simetría en planta de la losa.

Posteriormente se procede al descimbrado y desencofrado, con lo que entran en carga las células de medida de reacciones, que incluyen el peso propio de la estructura y los efectos hiperestáticos del pretensado.

A continuación se suspenderá de la losa la estructura metálica de reparto de carga, las barras de tracción que atraviesan la losa de carga y el sistema inferior constituido por la placa de anclaje, puente, tuerca y gato. Se dará al conjunto una pequeña tracción para ponerlo en tensión

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

y se fijará la tuerca inferior. Se vaciará el agua superior y, a partir de este momento, se estará en condiciones de introducir la sobrecarga.

La sobrecarga se aplicará en su valor característico (450 kp/m²), esto es, 9.000 kp en cada panel, según las 9 hipótesis de carga indicadas en la figura 11, retirándola posteriormente.

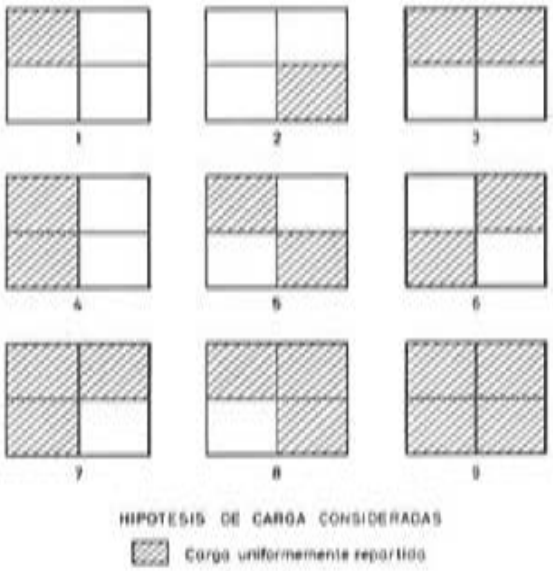


Fig. 11.

Con la hipótesis de carga número 9 (esto es, carga en los cuatro paneles) se aplicará la sobrecarga hasta alcanzar una fuerza por unidad de superficie igual a la máxima de cálculo ($\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q = 1{,}6 \cdot 975$ kp/m² = 1560 kp/m²) lo cual significa introducir una fuerza adicional total de (1560 — 525) · 80 = 82.800 kp (20.700 kp/panel).

En esta última hipótesis se introducirá la carga gradualmente por escalones de 2.000 kp por panel incrementos de 100 Kp/m²), y en cada uno de ellos se medirán, aparte de la carga aplicada, las reacciones en los 9 apoyos, desplazamientos verticales en 16 puntos, deformaciones en acero y hormigón, y fuerza en los extremos de dos tendones. Además, se observará y medirá la fisuración bajo cada nivel de carga. Por último, se incrementará la carga simultáneamente en los 4 paneles hasta alcanzar la rotura (figura 12).

Instrumentación

Será necesario efectuar un control de las acciones o cargas que se vayan a introducir y de los efectos o respuesta estructural.

Para conocer lo anterior se dispondrá de:

—Medidor de volumen de agua, para controlar la carga muerta introducida.

—Manómetro, antes de cada cilindro hidráulico, para medir la fuerza que se introduce.



Fig. 12. Losa postensada preparada para realizar los ensayos.

—Manómetro, en cada gato de pretensado, para conocer la fuerza de pretensado.

—Células de carga en dos anclajes pasivos y dos activos, uno en un tendón longitudinal y el otro en uno transversal, para conocer la fuerza que llega al final de cada tendón y conocer así las pérdidas instantáneas y la evolución de la fuerza en anclaje, a medida que la carga exterior se va aplicando y se va deformando la estructura (figura 13).



Fig. 13. Célula de carga en extremo de un tendón para medida de la fuerza en anclajes durante los ensayos.

—10 células de carga (dos en el centro) para conocer las reacciones y, de forma global, la carga total aplicada.

—Flexímetros para medida de desplazamientos verticales, en los centros de las caras externas de los 4 paneles (esto es, en 8 puntos), donde es fácil el acceso para la lectura.

—LVDT's en los centros de los lados internos de los cuatro paneles y en los centros de los mismos (o puntos próximos), totalizando 8 puntos internos de medida de flechas, donde el acceso es difícil.

—Galgas extensométricas para medida de deformaciones tanto en el acero pasivo

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

(sobre el pilar central, en ambas direcciones, sobre pilares de centro de cara y sobre pila de esquina), como en los tirantes inferiores (para conocer las reacciones horizontales).

—Galgas extensométricas, para medida de deformaciones en el hormigón, fundamentalmente en la cara inferior.

—Extensómetro mecánico, para medida de deformaciones en el hormigón, fundamentalmente en la cara superior.

Se marcará la fisuración que aparezca y se medirá el ancho de fisura.

Los datos procedentes de las células de carga, LVDT y galgas extensométricas, se registrarán a través de un sistema de adquisición de datos de 100 canales, conectado a un microordenador.

Análisis efectuados

Como ya se ha mencionado con anterioridad, los esfuerzos necesarios para el dimensionamiento de la armadura pasiva, de los pilares, de la estructura de atirantamiento inferior y para la comprobación a punzonamiento, han sido obtenidos mediante el método de los pórticos virtuales. No obstante, se han realizado diversos cálculos de la losa, mediante el método de los elementos finitos, para tratar de obtener resultados más ajustados al comportamiento real de la estructura.

El primer cálculo por elementos finitos se realiza en régimen lineal (sin fisuración). Con este primer análisis se pretende detectar la carga de fisuración así como establecer comparaciones entre los resultados procedentes de análisis por pórticos virtuales y por asimilación a losa, entre sí y con los resultados experimentales.

El segundo análisis consiste en el cálculo de la losa en régimen no lineal, bajo carga incremental uniformemente repartida en toda la losa hasta el agotamiento, según el modelo de análisis desarrollado por P. Roca [11] para este tipo de estructura. El citado análisis permite detectar el comportamiento estructural más allá de la fisuración. De esta manera se pretende cubrir uno de los objetivos importantes de este proyecto, como es la verificación experimental del modelo de análisis no lineal desarrollado.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de investigación se está llevando a cabo gracias a la ayuda económica proporcionada por la Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología (CICYT), a través del proyecto PB87/0851. Los autores desean agradecer asimismo la colaboración de la empresa Centro de Trabajos Técnicos (CTT), que ha proporcionado la tecnología de pretensado en este primer ensayo, diversos elementos del sistema de carga y la experiencia, en particular, de los Ingenieros de Caminos Juan B. Ripoll y Rafael de la Sotilla; de Fomento de Obras y Construcciones, que construye los modelos, y de Toledo Española, S.A., que ha proporcionado las células de carga. D. Javier Rui-Wamba y ESTEYCO, S.A. han aportado su inestimable apoyo a través de sus opiniones y experiencias en este campo.

REFERENCIAS

[1] British Standard Code of Practice, Part 1 - CP110, ACI-ASCE Committee 423 "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates", 1974.

[2] FIP "Recommendations for the Design of Flat Slabs in Post-tensioned Concrete (using unbonded and bonded tendons)", 1980.

[3] HEMAKOM, R. "Strength and Behaviour of Post-tensioned Flat Plates with Unbonded Tendons". Tesis Doctoral. University of Austin, Texas, 1975.

[4] THURLIMANN, B., P. MARTI y P. RITZ. "Behaviour of Post-tensioned Flat Slabs with Unbonded Tendons". IABSE Surveys S-1/77, 1977.

[5] YONG, P., COOKE, N. "The Use of Unbonded Tendons in Design of Prestressed Concrete Beams and Slabs". University of Canterbury, Nueva Zelanda, 1982.

[6] BIJAN O. AALAMI. "Design of Postensioned Floor Slabs". Concrete International, June 1989.

[7] POST-TENSIONING INSTITUTE. "Design of Post-tensioned Slabs". Phoenix, 1977.

[8] BLANCO, E. "Forjados postensados con tendones no adherentes". Hormigón y Acero, Nº 107-108, 1073.

[9] GOMIS RODRIGUEZ, R. "Losas planas postensadas". Hormigón y Acero, Nº 119-120, 1976.

[10] RUI-WAMBA, J. "El uso del postensado en estructuras de edificación". Hormigón y Acero, Nº 170, 1989.

[11] ROCA, P. "Un modelo de análisis no lineal para el estudio del comportamiento de estructuras laminares de hormigón armado y pretensado". Tesis Doctoral. ETSICCP-Barcelona, 1987.

[12] MURCIA, J. "Análisis no lineal y comportamiento hasta rotura de estructuras de hormigón pretensado con tendones no adherentes". Hormigón y Acero, Nº 176, 1990.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

RESUMEN

Esta comunicación tiene por objeto, por una parte, presentar el planteamiento y objetivos del proyecto de investigación teórica y experimental actualmente en desarrollo en la E.T.S.I. Caminos de Barcelona, titulado "Losas postesas con tendones no adherentes para forjados de edificación: Análisis, experimentación y criterios de proyecto" y, por otra, presentar el programa experimental previsto para la consecución de los objetivos del proyecto. Se incluye la descripción del primer ensayo, ya en marcha, de una losa continua de 10 m x 8 m x 0,14 m, apoyada sobre nueve pilares, que constituye un modelo a escala 2/3 de una losa real, describiendo los criterios para su proyecto, construcción, sistema de carga, instrumentación y las características específicas del laboratorio donde se va a realizar. Se describen asimismo brevemente, los análisis desarrollados para predecir la respuesta en servicio y la evolución hasta rotura de la estructura en el ensayo.

SUMMARY

The purpose of this paper is to present the objectives of the theoretical and experimental research project on "Flat slabs with unbonded tendons", wich is currently being developed at the E.T.S.I. Caminos of Barcelona, as well as to present the experimental program which is planned to be carried out. A description of the first specimen consisting on a slab of 10m x 8m x 0,14m supported on 9 columns is made, explaining the criteria used for its design, construction, loading and measuring systems, as well as the specific characteristics of the laboratory where the tests are being carried out. Some comments relative to the analytical model used to predict the experimental results are also made.

* * *

COMUNICADO DEL CENTRO INFORMATIVO DE LA CONSTRUCCION

El Centro Informativo de la Construcción, fundado en 1960, celebra este año su 30 aniversario, y lo hace lanzando al mercado un nuevo servicio de información: Ibercic.

Con Ibercic basta una simple llamada telefónica para que los profesionales y técnicos de la construcción de toda España, y próximamente de toda Europa, accedan al Banco de Datos Ibercic a cualquier hora del día y consigan todas aquellas informaciones que precisen, las cuales se irán visualizando en la pantalla de su ordenador o en un terminal de videotex normalizado.

Ibercic es un servicio exclusivo del Centro Informativo de la Construcción (CIC) integrado en la red Ibertex, que es la denominación comercial bajo la cual el servicio público videotex se ha implantado en España. Ibercic, pues, es posible gracias al sistema Ibertex, el sistema telemático más avanzado del mercado que combina la red telefónica básica con la red Iberpac (red pública de transmisión de datos) para ofrecer las principales ventajas de cada una de ellas.

De este modo, desde su propio despacho, a cualquier hora del día, el usuario del nuevo servicio Ibercic conecta mediante una llamada telefónica normal con el Centro de Acceso Ibertex y a través de él con el Banco de Datos Ibercic, el más completo de España con 26.000 marcas, 16.000 industrias y 7.000 productos. A través de su ordenador personal o de un terminal de videotex normalizado, las informaciones que el profesional necesite se irán visualizando en su pantalla, alternándose de forma interactiva páginas de texto y gráficos.



Ibercic es el primer servicio de este tipo que una empresa ofrece en el sector de la construcción, y su proyección de futuro es extraordinaria, pues permite al profesional un ahorro de tiempo y dinero importante y ofrece una comodidad y una operatividad considerable. Las empresas, marcas y productos que configuran el Banco de Datos Ibercic, el más completo de

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

España, están con este nuevo servicio informativo en conexión más directa que nunca con los técnicos y profesionales del sector.

Ibercic, además, pone fin al aplazamiento de un proyecto, un informe o un estudio para el día siguiente porque falta una determinada información para concluirlo. Durante las 24 horas del día, el usuario de Ibercic podrá tener acceso a ese completo Banco de Datos donde va a encontrar aquella información que le hace falta.

El Centro Informativo de la Construcción, por otra parte, ha llegado a un acuerdo con el Grupo Santander para conseguir una mayor accesibilidad del profesional al nuevo servicio Ibercic. De esta forma, la entidad bancaria colabora con CIC prestándole un importante apoyo comercial a la vez que subvenciona a los futuros usuarios la posibilidad de disponer de este innovador servicio informativo a un precio muy asequible.

El Centro Informativo de la Construcción, en definitiva, da con Ibercic un nuevo paso al frente en su deseo de mantenerse y consolidarse en esa privilegiada posición de vanguardia informativa que ocupa dentro del sector.

* * *

COMUNICADO DEL CENTRO INFORMATIVO DE LA CONSTRUCCION, S.L.

El Centro Informativo de la Construcción (CIC) ha recibido el año 1991 con la inauguración de una nueva delegación en el Estado español: CIC Bilbao.

CIC nació hace más de 30 años, concretamente en 1960, en Barcelona. Posteriormente, en la década de los 80, el Centro se implantó físicamente en dos puntos geográficos vitales de la economía nacional, como son Madrid (1987) y Valencia (1989). Ahora, con la llegada de los 90, CIC ha visto la necesidad de ofrecer su amplia gama de servicios al sector de la construcción situado en la zona norte española, finalidad con la cual nace CIC Bilbao.

El Centro Informativo de la Construcción, cabe recordarlo, es una empresa de servicios del sector de la construcción, consolidada a nivel nacional, cuyo objetivo fundamental es informar a los técnicos y profesionales del sector. CIC dispone para ello de numerosos medios: exposición física de productos y servicios, departamento de información, publicaciones técnicas, Catálogo Informativo de la Construcción, departamento de mailing, IBERCIC.

En un principio, la actividad de CIC Bilbao, delegación que está dirigida por Begoña Azpillaga, se centra, como oficina comercial, en la oferta y la contratación de todos los servicios que actualmente ofrece el Centro.

CIC Bilbao se encuentra situado en Las Mercedes, 25-6.º Dpto. 2, Edificio Abra 2, 48930 Las Arenas (Vizcaya). Tel.: (94) 480 03 69. Fax: (94) 480 08 54.

* * *

DEUTSCHER BETONTAG 1991

Durante los días 25 al 27 de abril del presente año 1991, se va a celebrar en el Palacio Internacional de Congresos de Berlín, el "Deutscher Betontag 1991", con arreglo al siguiente programa:

Jueves 25 de abril
Mañana: Ceremonia de Apertura
Tarde: Sesión Técnica
Noche: Concierto por la Orquesta Sinfónica de Berlín.

Viernes 26 de abril
Mañana: Visitas Técnicas
Tarde: Sesión Técnica

Sábado 27 de abril
Mañana: Sesión Técnica

En el curso de las Sesiones Técnicas, se presentarán 28 Comunicaciones relativas a los siguientes temas:

—Puentes
—Viviendas
—Edificios industriales y administrativos
—Obras marítimas
—Túneles
—Investigaciones

Simultáneamente con el Congreso se celebrará una exposición industrial bajo el lema "Ultimos Avances en la Construcción de Estructuras de Hormigón".

Están programados también, pases de películas técnicas, visitas a obras, un programa especial para acompañantes y varios Actos Sociales.

Los interesados en participar en este Congreso o recibir información suplementaria, deberán dirigirse a:

DEUTSCHER BETON-VEREIN E.V.
Postfach 21 26
6200 WIESBADEN 1,
Teléfono: + 49-611-1403-0
Fax: + 49-611-1403-50

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

La construcción de losas postensadas con cables no adherentes

J.A. Esteban
J. Osorio
Dragados y Construcciones, S.A.

1. BREVE PRESENTACION DE LA OBRA

Durante el año 1989, Dragados y Construcciones ha construido dos edificios para oficinas, mediante losas postensadas con cables no adherentes.

Los edificios constan de 20.000 m^2 de aparcamiento bajo rasante, realizados con forjado reticular, así como 30.000 m^2 sobre rasante, destinados a oficinas y realizados mediante losas postensadas.

Cada planta consta de tres octógonos, de 600 m^2, unidos por un lado, lo que hace un total de 1.800 m^2 por planta.



Fig. 1.

Cada losa octogonal tiene un canto de 25 cm, una cuantía de 10,4 kg/m^2 de armadura pasiva y 5,7 kg/m^2 de armadura activa. Las luces máximas son de casi 10 m y los cables, en cada losa, se distribuyen en dos direcciones ortogonales y una perimetral.

2. DESCRIPCION DEL SISTEMA

Se trata, mediante tendones de acero de 0,6", engrasados y enfundados, colocados en la losa como antifunicular de las cargas, anular el peso propio y toda o parte de las sobrecargas y, consecuentemente, transmitir éstas, a través de los cables, a los pilares.

Así, se consigue disminuir el espesor de la losa, aumentar la separación entre pilares, disminuir las cargas en cimientos y reducir las flechas.

Además, como ventajas del sistema, se pueden mencionar las mayores posibilidades de modulación en arquitectura, la impermeabilidad de la losa, la rapidez de ejecución, la facilidad de control y la mejora en la resistencia al fuego.

En ejecución, existía la incógnita de los rendimientos y costes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

3. RITMOS DE EJECUCION

El ritmo adoptado fue de una planta cada nueve días; por tanto, una losa octogonal cada tres. Como la ejecución de una losa duraba nueve días, el solape fue de tres días. De esta forma se adoptó:

1	2	3	4	5	6	7	8	9				
E	M	C	C	F	H	P	P	T				
		E	M	C	C	F	H	P	P	T		
				E	M	C	C	F	H	P	P	T

Por lo tanto, el ritmo de ejecución adoptado fue de 200 m²/día. Es necesario resaltar, a efectos de plazo y continuidad de equipos, la importancia de contar con varias zonas de trabajo simultáneo, pudiéndose pensar que tres sería el número idóneo.

4. PROCESO DE EJECUCION DE LA LOSA

Para el proceso de ejecución de la losa, se realizaron del orden de 35 operaciones simples, como puede ser la pintura de las silletas, su acopio, el lanzamiento y corte de cables, la colocación del mallazo inferior, etc. Mencionaremos aquí brevemente las más interesantes.



Fig. 2.

4.1. Fabricación de silletas en taller

Las silletas están formadas por tacos de hormigón, de 7 x 7 x 3 cm, con un redondo de ferralla del diámetro 6 y de diferentes alturas. Se utilizan para atar el cable a ellas y dar la cota necesaria en cada punto.

Analizadas las diferentes cotas del proyecto, se optó por realizar 10 tipos de silletas, identificando cada una de ellas por un color. Además, cuando por la misma cota pasan varios cables paralelos y cercanos, se pensó en utilizar una silleta múltiple, formada por tres silletas simples soldadas por un redondo a la cota necesaria.

En las obras se utilizaron unas 60.000 silletas simples y 17.000 múltiples, e iban colocadas aproximadamente a 0,80 m una de otra.

4.2. Preparación de cables en taller

El cable se suministra a obra en bobinas de unos 2.000 kp, engrasado y envainado en polietileno.

Sus características son:

—Diámetro: 0,6".
—Sección nominal: 140 mm².
—Resistencia nominal: 1.860 N/mm².
—Carga de rotura: 267,4 KN.
—Módulo de elasticidad: 192,3 KN/mm².
—Peso de acero desnudo: 1,102 Kg/ml.
—Peso acero + grasa + protección: 1,190 Kg/ml.

Los anclajes están constituidos por una placa metálica, de 14 x 7 cm, una cuña y la correspondiente protección contra la corrosión.

En la obra se utilizaron unos 154 km de cable y 12.750 unidades de anclaje.

Analizadas las diferentes longitudes de cables, se optó por reducir éstos a 10 tipos, identificados por colores.

En taller se realizó el corte de los cables con radial y la colocación de anclajes pasivos.

Los anclajes pasivos se pretensaban a una tensión de 19 t con un gato Twin y una central hidráulica tipo B-1. Posteriormente, se enrollaban y pasaban al acopio correspondiente.

4.3. Encofrado de losas con mesas

Se dispuso de 3 juegos de mesas, uno por octógono, que suponen unos 2.100 m² de encofrado, para barrer una superficie útil de 1.800 m². La superficie de las mesas estaba comprendida entre 25 y 60 m².

El ciclo de trabajo comenzaba desencofrando las mesas del ciclo anterior, subiéndolas a la planta superior, colocándolas y nivelándolas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Conviene mencionar que las mesas llevaban pintadas los puntos de las silletas, por lo que su posición debía ser igual a la que ocupaba anteriormente.

La unión de mesas se sellaba con cinta adhesiva de empaquetar.

4.4. Colocación de cables y silletas

Al ir entrelazados los cables entre sí, es necesario estudiar el orden de colocación de los mismos. Esto se refleja en planos de cosido que indican el orden en un conjunto de fases.

Según el orden de ejecución previsto para la colocación de los cables, en primer lugar se colocan los cables agrupados en la zona de pilares y después los que van repartidos. Para la colocación de los primeros, se sitúan las sillas múltiples.

Apoyándose en ellas, se van desenrrollando y extendiendo los cables, situando primeramente el anclaje pasivo.

Para situar el anclaje activo se pela la punta del cable, se coloca un tubo de plástico para proteger el cable de la lechada y se sitúa el anclaje y el tapón de plástico ("pocket former") que hace de negativo para la posterior colocación del gato.

Después, se enfila el cable y se aloja el tapón de plástico en el hueco de la tabica. Se clavetea el anclaje a la tabica y se amarra con alambre de atar.

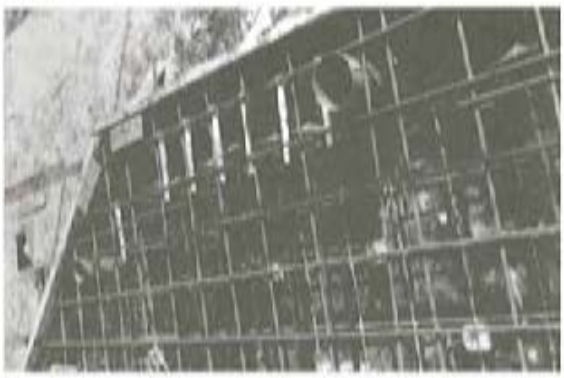


Fig. 3.

Por último, se procede a atar el cable a las silletas y a dar grasa al tapón de plástico para poder recuperarlo con facilidad.

4.5. Hormigonado de la losa

Se tienen, en cuanto al hormigón, dos tipos de condicionantes; por un lado ha de ser fluido, por la dificultad de vibrado, y por otro, ha de alcanzar alta resistencia inicial, para poder tesar lo antes posible. Se utilizó fluidificante, consiguiendo conos de 19 cm en el vertido.

Para el hormigón, con 300 kp/cm² de resistencia de proyecto, se usó PA-450 con 400 kg de cemento por m³ y relación A/C de 0,39.

4.6. Tesado de cables

El día anterior a producirse el tesado de cables (período de curado de la losa), se realiza una serie de operaciones, como son:

—Desencofrado de tabicas.
—Quitar tapones de plástico.
—Colocar cuñas en los anclajes activos.
—Pintar cables. Esta operación nos permite medir, después del tesado de los cables, su alargamiento. Los obtenidos en esta obra son de 7 mm/ml, como estaba previsto.

Realizadas las operaciones anteriores y obtenida la resistencia pedida de 225 kp/cm² en probeta, se acometía el tesado. Esta operación se realizaba con un orden preestablecido, con objeto de equilibrar las tensiones de la losa.

La fuerza de tesado por cable es de 21 t y se realiza con un gato tipo Alevín y una central hidráulica tipo B-1.



Fig. 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

En el lado de unión de octógonos se deja una junta, de 1 m de ancha, que deja sitio para poder tesar los cables. Una vez transcurrido el tiempo suficiente para que se hayan producido la mayor parte de las deformaciones diferidas del hormigón, se procede a su hormigonado.

5. CONTROLES DE EJECUCION

Con el sistema de colores utilizado para la colocación de los cables, tenemos asegurada, con una simple supervisión, el cumplir con las tolerancias marcadas, de 0,5 cm en vertical y 10 cm en horizontal.

Visualmente, también se detectan posibles fallos en el tendido de las parábolas que forman los cables.

Adicionalmente al control del tesado mediante manómetro patrón, la tensión en los cables es contrastada con la medida de los alargamientos de los cables.

RESUMEN

La comunicación que se presenta recoge la experiencia de construcción de un importante Edificio para Oficinas en Madrid, utilizando la técnica de losas postensadas con cables no adherentes.

Se hace una descripción del proceso constructivo, poniendo especial énfasis en los ritmos de ejecución, sistema de colocación de cables, control de ejecución, etc...

SUMMARY

The present paper summarize the experience of construction of an important office building in Madrid. In this work, the technique of postensioned slabs with unbonded tendons was used.

It is described the construction process, pointing up the execution rates, system of tendons put in place, quality control and so on.

* * *

Control de calidad en la edificación

El Instituto de Tecnología de la Construcción de Catalunya - ITEC, en su línea fundacional de proporcionar al sector instrumentos eficaces orientados a facilitar y mejorar la tarea de construir, acaba de publicar la segunda edición completa, revisada y actualizada, de la obra **CONTROL DE CALIDAD EN LA EDIFICACION,** en 7 volúmenes y más de 2.000 páginas.

En construcción, la calidad debe ser total, por lo cual existen sistemas de control global que permiten estimar el grado de confianza de la calidad que es su objetivo. La Dirección Facultativa, en las distintas fases del proceso de obra, ha de tener a su alcance los instrumentos adecuados para poder realizar un muestreo rápido que le permita estimar el grado de confianza de un elemento de obra, de un material, etc.

El ITEC ofrece estos siete volúmenes, estructurados en fichas perfectamente clasificadas y estructuradas, que estudian a fondo todos los controles posibles, de recepción de materiales, de ejecución y de proceso de obra, que permiten elaborar un plan de control necesario para esperar unas óptimas condiciones de uso y de durabilidad de la construcción. Además, menciona una serie de puntos críticos que son una importante ayuda en el momento de estimar la bondad de un elemento de obra concreto.

La obra tiene presente la Normativa de obligado cumplimiento y la Normativa recomendada respecto de cada material y de cada elemento de obra.

El precio de la obra completa es de 35.000 ptas. + 6% IVA = 37.100 ptas., y está a la venta en las librerías técnicas o en el mismo ITEC.

Para cualquier consulta o aclaración, los interesados deberán dirigirse a:

Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña.
Wellington, 19,
08018 Barcelona.
Teléfono: 309 34 04, Ext. 223.
Fax: 300 48 52.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Aplicación de los hormigones de altas prestaciones, a los componentes pretensados para la edificación

Francisco Cabrera
Miguel Casaponsa
Guy Chardin
José Luis Delauzun
SARET-PPB

La fabricación industrial de los componentes de hormigón pretensado por armadura adherente, utilizada en la edificación, evoluciona rápidamente hacia una utilización importante de los hormigones de altas prestaciones.

Esta comunicación tiene por objeto comentarles sucintamente la experiencia industrial del Grupo SARET-PPB en sus fábricas.

El Grupo PPB fabrica viguetas y semilosas para forjados, vigas para la edificación y puentes y cerramientos industriales.

1. EL PRETENSADO POR ARMADURAS ADHERENTES

El principio del pretensado por armadura adherente, consiste en tesar las armaduras de pretensado de alta resistencia (alambres grafilados o cordones). Todo ello se realiza anclándolas sobre elementos independientes a las piezas así fabricadas, antes del vertido del hormigón en los encofrados, dentro de los cuales se alojan las armaduras. Después del fraguado del hormigón, los esfuerzos de tensión de las armaduras se transmiten al hormigón, al destesar, desolidarizando estas armaduras de los elemeatos independientes. Las armaduras, rodeadas por el hormigón desde los extremos de la viga, en su intento de volver a su longitud original, por su adherencia al hormigón realizan el pretensado de la viga.

La tecnología que se desprende de este principio es bien conocida. Consiste en tesar las armaduras fijando sus extremos en las cabezas de anclaje, que permanecen fijas en el momento del tesado de las mismas, lo que se realiza, con gatos para armaduras individuales en las vigas, y con cabeza de tracción para el conjunto de armaduras de un banco de viguetas o semilosas.

Después del vertido y fraguado del hormigón en los moldes, las cabezas de anclaje (ahora libres) pivotan hacia las vigas, destesando así las armaduras, lenta y progresivamente.

2. EL HORMIGON DE ALTAS PRESTACIONES EN LA PREFABRICACION

La utilización del HAP (hormigón de altas prestaciones) modifica los medios y los métodos de fabricación, los procedimientos de dimensionado de los componentes y los sistemas constructivos derivados. No sería juicioso por nuestra parte, cambiar en las fábricas PPB, los tipos de hormigón para todos los componentes PPB: viguetas, semilosas y vigas.

Hemos optado por empezar nuestro estudio realizándolo sobre el pequeño componente, es decir la vigueta.

3. EL COMPONENTE VIGUETA

Este componente "Vigueta", asociado con bovedillas de hormigón, cerámica o poliestireno y con el hormigón vertido en obra, permite la ejecución de forjados cuyas utilizaciones más importantes son la construcción de casas individuales y obras de renovación (Fig. 1). Este mercado es muy competitivo. Era pues necesario que la utilización del HAP no se limitase solamente a la explotación de su elevada resistencia característica a compresión, sino también a la explotación de renovar nuestra gama de productos, pasando así a ser todavía más competitiva en el mercado del forjado con viguetas.

Hemos aprovechado para solicitar, a los proveedores de armaduras, poder disponer de armaduras grafiladas ϕ 4 y ϕ 5, de clases superiores a las utilizadas habitualmente:

ϕ 4 clase 1860 en lugar de 1770.
ϕ 5 clase 1770 en lugar de 1670.

Características de las armaduras

	A m/m²	Fprg KN	Fpeg KN	P % 1.000 h
ϕ4-1860-TBR	12,6	23,4	21	2,5
ϕ5-1770-TBR	19,6	34,7	31	2,5

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

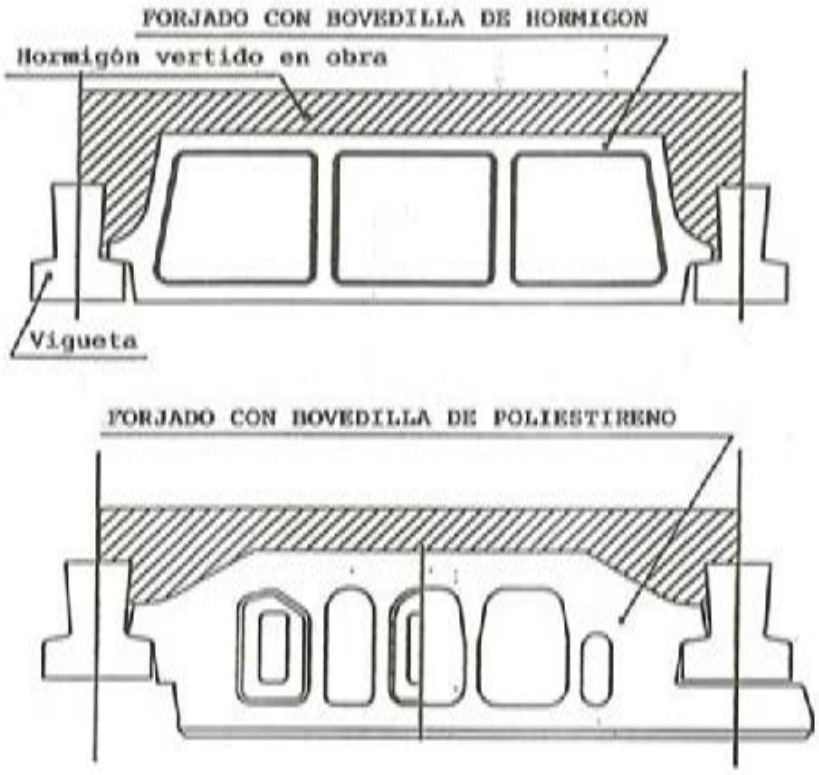


Fig. 1.

En efecto, los HAP pueden admitir armaduras con tensiones superiores durante el tesado, sin aumento de su longitud nominal de anclaje.

3.1. Primer estudio de la vigueta

Nuestro primer estudio ha sido sobre la vigueta PPB 110, ancho del talón 10 cm, ancho del alma 5 cm, altura 11 cm, pretensada con ϕ 4-1770 - TBR (Fig. 2).

La utilización del HAP nos permite disminuir el ancho de esta vigueta a 8,5 cm en el talón, y a 4 cm el ancho del alma, manteniendo su altura de 11 cm, y utilizar el ϕ 4 - 1860 - TBR. Con esta nueva vigueta, obtenemos:

—Prestaciones mecánicas en flexión prácticamente idénticas a las de la vigueta existente, durante las fases de vertido de la losa superior del forjado, con o sin apeo.

—Prestaciones mecánicas del forjado en flexión y respecto al esfuerzo cortante, igualmente idénticas a las de los antiguos forjados.

—Un ahorro de peso propio de la vigueta y

—Un aumento importante en la productividad del banco de prefabricación.

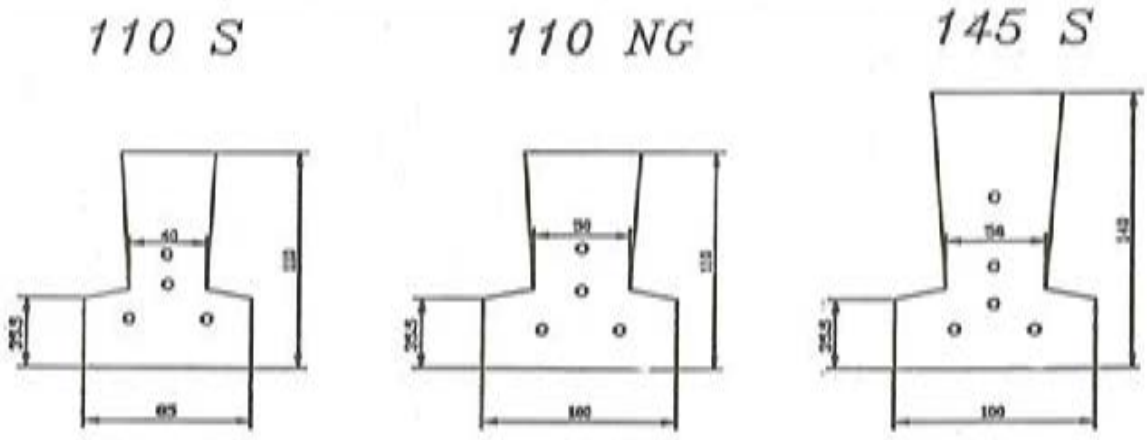


Fig. 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

3.1.1. PRESTACIONES EN FLEXION

La utilización del HAP, a pesar de la reducción del ancho de la vigueta, nos ha permitido obtener momentos resistentes idénticos a los de las antiguas viguetas. Estos momentos se tienen en cuenta para el cálculo de las distancias límites de apuntalamiento o para las luces límites sin apeo.

Momentos resistentes en daN.m

Altura de la vigueta y número del ϕ	Vigueta 10 cm de base, ϕ 4-1770-TBR. Hormigón normal	Vigueta 8,5 cm de base, ϕ 4-1860-TBR. Hormigón A.P.
112	290	270
113	330	325
114	360	350

Estos valores de momentos deben estar garantizados en cuanto a los procedimientos de control de fabricación al 80%, con una probabilidad del 95%.

No hemos tenido en cuenta la alta resistencia a compresión del HAP, para pretensar las viguetas a unas tensiones elevadas, mejorando así las prestaciones del Estado Límite de Servicio de los forjados. No es necesario, ya que para los forjados de viguetas, la verificación del Estado Límite Ultimo es casi siempre preponderante. Las nuevas viguetas tienen tensiones de pretensado del mismo orden que las antiguas.

Gracias a la mayor resistencia a la rotura de la nueva armadura, se consigue un ligero aumento de prestación del forjado; pero esto es una consecuencia que no está ligada directamente al HAP de la vigueta (el hormigón vertido en obra es un hormigón normal).

3.1.2. PRESTACION AL ESFUERZO CORTANTE

Para la vigueta de 4 armaduras, con más prestación en flexión a pesar de la reducción del alma de la misma, el HAP nos permite obtener resistencias al esfuerzo cortante, para un forjado dado, del mismo orden que con la antigua vigueta.

La tensión admisible del hormigón normal (vigueta de 10 cm) es, en general, de 9 bars; el obtenido con el HAP, utilizado por SARET (vigueta de 8,5 cm) es de 13 bars.

3.1.3. PRESTACION EN PESO

La vigueta de 10 cm de base pesa 18,3 daN/ml; la de 8,5 cm de base pesa 15,3 daN/ml. La disminución de peso es del 16%, mejorando así su manutención y manejabilidad por dos obreros, lo cual implica una gran ventaja en las obras de restauración y para los pequeños contratistas.

3.1.4. PRODUCTIVIDAD

Mientras que antes se podía fabricar en el banco de 2,5 m de ancho 22 viguetas de 10 cm de base, ahora se pueden fabricar 26 viguetas de 8,5 cm de base, con un aumento de productividad del 18%.

3.2. Segundo estudio de la vigueta

Nuestro segundo estudio se ha realizado sobre la vigueta PPB 140, ancho del talón 10 cm, ancho del alma 5 cm, altura 14 cm, pretensada con ϕ 5-1670-TBR (Fig. 2).

Esta vigueta responde a las exigencias de los forjados cuyas viguetas deben ser colocadas sin apeo (caso de los forjados de saneamiento, donde no es posible apear, así como en los forjados colocados a un nivel elevado respecto al suelo).

No hemos modificado la forma de la vigueta; el HAP, por su resistencia a compresión y a tracción, asociado a la utilización del ϕ 5-1770-TBR, nos permite aumentar las prestaciones sin apeo de la vigueta y las de los forjados a esfuerzo cortante.

3.2.1. PRESTACION EN FLEXION

La utilización del HAP permite aumentar los momentos resistentes de las viguetas solas, tenidos en cuenta para el cálculo de las luces límite sin apeo.

Momentos resistentes en daN.m

Altura de la vigueta y número del ϕ	Vigueta 14 cm de base, ϕ 5-1670-TBR. Hormig. normal	Vigueta 14 cm de base, ϕ 5-1770-TBR. Hormigón A.P.
145	790	935

Este aumento del momento resistente permite aumentar, para un forjado dado, las luces límite sin apeo, 9% aproximadamente.

3.2.2. PRESTACION AL ESFUERZO CORTANTE

El aumento de tensión admisible de 9 bars a

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

13 bars (HAP), desplaza el límite de las luces para las cuales hay que añadir armaduras transversales en las viguetas, con lo que se mejora la calidad global del producto.

3.2.3. PRESTACION DE DEFORMACION

En los dos estudios, la utilización del HAP conlleva la disminución de la contraflecha de las viguetas, con lo que se mejora la calidad global del producto.

3.3. Material de producción

Sin embargo, para conseguir las ventajas que acabamos de enumerar, ha sido necesario efectuar modificaciones del material de moldeado de las viguetas, así como algunas mejoras de dicho material de producción, exigidas por la utilización del humo de sílice, para evitar que el hormigón se pegue al molde.

3.4. El hormigón y el curado

Los HAP utilizados están compuestos por áridos calcáreos o silíceos, rodados y/o machacados, según las fábricas, gravilla de 6/12 máximo, arena, cemento HR o HPR, humo de sílice densificado y aditivos superplastificantes.

Las formulaciones del HAP con humo de sílice, procedentes de los resultados de laboratorios ajenos a nosotros, no son totalmente aplicables a los pequeños componentes industriales fabricados con molde deslizante y cuyas producciones son sometidas al proceso de curado, lo que implica un estudio específico y un "saber hacer".

Igualmente, SARET ha efectuado en su laboratorio un estudio completo sobre los HAP sometidos a un proceso de curado y ha conseguido un hormigón de base, utilizando el humo de sílice y aditivos, que responde a la vez a todos los criterios específicos al procedimiento de fabricación por moldeado, que tolera el curado y que permite obtener las resistencias requeridas al destesar, a los 7 días y 28 días, para las viguetas en cuestión.

Tal como ocurre con los hormigones normales, los HAP curados tienen, a los 28 días, una resistencia ligeramente inferior a los mismos hormigones no curados.

Con los áridos que cada fábrica utiliza, SARET ha definido, a partir de su composición de base, una específica, para cada una de ellas.

El HAP nos permite obtener fácilmente resistencias elevadas al destesar, es decir, unas 10 horas después del comienzo de la fabricación, con lo que prácticamente se tiene la seguridad de obtener la resistencia necesaria. Puesto que no hemos aumentado las tensiones de las viguetas, disponemos pues de un cierto "confort" en la producción.

Cuadro de resistencias, en MPa, en probeta cúbica de 10 x 10 (Hormigón curado)

	Al destesar (media de 3 probetas) Edad: 10 h	A 7 días (Resistencia garantizada según un gran número de probetas)	A 28 días (Resistencia garantizada según un gran número de probetas)
Vigueta 110 4 ϕ 4-1860	31	50	55
Vigueta 140 5 ϕ 5-1770	34	60	65

3.5. La producción industrial

Todas las fábricas PPB francesas, fabrican estas nuevas viguetas que han obtenido, en Julio de 1989, el Avis Technique de grupo especializado nº 3, de la Comisión Ministerial del C.S.T.B. (Centro Científico y Técnico de la Edificación). Utilizando el HAP, la producción representará, en un año, alrededor de 8 a 9 millones de metros lineales, sobre una producción total de 12 millones de metros de viguetas.

4. LOS COMPONENTES SEMILOSAS Y VIGAS

La continuación de este estudio se refiere al HAP utilizado en la fabricación de semilosas y vigas. Para estos productos las orientaciones son diferentes:

4.1. Las semilosas

Para estos componentes queremos utilizar la alta resistencia a compresión a corto plazo, para:

—A resistencias iguales, disminuir la duración de los ciclos de fabricación, o

—Con una resistencia más elevada, para un ciclo dado, aumentar el número de armaduras en la semilosa, y por lo tanto aumentar las prestaciones del forjado terminado.

4.2. Las vigas

Para estos componentes hay que considerar dos casos:

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

4.2.1 LAS VIGAS AUTORRESISTENTES, CORREAS Y VIGAS DE ESTRUCTURA

En este caso podemos tener en cuenta eficazmente las características del HAP, en los cálculos de resistencia, sea para reducir la sección de las vigas de igual prestación o, para una viga determinada, poder colocar en la sección más armaduras de pretensado.

En el caso de reducción de sección hay ahorro de hormigón y, por lo tanto, de peso y de precio. En el caso de armaduras suplementarias, tenemos un aumento de la prestación de las vigas.

4.2.2. VIGAS UTILIZADAS EN LAS SECCIONES COMPUESTAS, ES DECIR, CON LOSA DE COMPRESION VERTIDA EN OBRA

En estas secciones, la verificación en el ELU de la sección completa es, a menudo, preponderante y está limitada por el acortamiento último del hormigón vertido en obra. Asimismo, la prestación de esta sección sólo se variará un poco con una viga hiperferrallada, utilizando plenamente las características del HAP, pero con hormigón vertido en obra, normal.

Para poder beneficiarse totalmente de las ventajas del HAP utilizado en la fabricación de vigas, es necesario que la losa de compresión sea también de HAP. Esta eventualidad será posible, en una primera fase, para la Obra Pública y para las obras de edificación ejecutadas por las grandes empresas; y en una segunda fase, en todas las obras, cuando el suministro del HAP, por las centrales de hormigón preparado, se haya generalizado en Francia.

5. CONCLUSION

Para las viguetas PPB, la utilización del HAP nos ha aportado la posibilidad de concebir una nueva vigueta más ligera, pero teniendo las mismas prestaciones que las antiguas viguetas, mejorando la productividad de los materiales de fabricación y, por último, aumentando la prestación sin apeo de una nueva vigueta de la gama PPB.

Para finalizar perfectamente la utilización del HAP, hay estudios pendientes de concluir, tanto en producción como en investigación de las prestaciones, en todos los otros productos PPB.

Como conclusión, entendemos que, entre todas las posibilidades de utilización del HAP, un segmento importante lo ocupan los componentes de hormigón pretensado para la edificación.

RESUMEN

La fabricación industrial de los componentes de hormigón pretensado por armadura adherente, utilizada en la edificación, evoluciona rápidamente hacia una utilización importante de los hormigones de altas prestaciones.

Para la vigueta, la utilización del HAP (hormigón de alta prestación) y de una armadura de características mejoradas, permite reducir las secciones incluso manteniendo las prestaciones en flexión y a esfuerzo cortante. Esto nos lleva a un ahorro en el peso propio de la vigueta y un incremento importante de la productividad. Además, a igual sección, el HAP permite aumentar las prestaciones sin apeo de la vigueta y las de los forjados a esfuerzo cortante.

Para las losas semirresistentes, la utilización de la alta resistencia a compresión permite disminuir la duración de los ciclos de fabricación y aumentar las prestaciones del forjado terminado.

Para las vigas de sección importante, la utilización del HAP sólo tiene interés cuando el hormigón vertido en obra es igualmente de altas prestaciones.

Así pues, entre todas las posibilidades de utilización del HAP, los componentes de hormigón pretensado ven como, con esta técnica, se amplía su aplicación a numerosas utilizaciones.

SUMMARY

The industrial manufacturing of concrete components prestressed by bonded wires, used in building, quickly advances towards an important use of high performances concretes.

For the floorbeam, the use of HPC along with a wire of improved characteristics allows a reduction of the sections while still keeping the performances in bending and in shearing strength. This leads us to saving in the floorbeam weight and also to an important improvement of the productivity. On the other hand, at an identical section, the HPC allows an increase in the performances of the floorbeam without propping as well as of floorings to shearing effort.

For the floorbeams, the use of the high resistance in compression allows a reduction of the manufacturing shifts and an increase in the performances of the achieved floor.

For the beams of important section, the use of the HPC is only interesting if the cast in situ concrete is also a high performances concrete.

As a result, among all the possibilities of use of the high performances concrete, the prestressed concrete components, thanks to this technic, have numerous uses.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

CUBRIMOS TODO EL PAÍS

PPB le ofrece la gama para cubrir todas sus necesidades. Una amplia gama de componentes de hormigón pretensado con la tecnología más evolucionada, con la garantía de miles de obras en todo el mundo y con el servicio de asesoramiento para resolver cualquier proyecto de construcción u obra pública. Las fábricas de PPB cubren todo el territorio nacional para ofrecerle, esté donde esté, el apoyo que usted necesita: el apoyo del primer fabricante de componentes de hormigón pretensado del país.



La potencia para cubrir todo el país



PPB
LICENCIA SARET
Componentes de Hormigón Pretensado

GRUPO PPB

PRETALUNYA, PPB, S.A.
Catalunya. Tel. 977 - 84 11 00

D.O.L. S.A. Centro
Tel. 925 - 52 00 50

GAZTEIZ, S.A. P.Vasco
Tel. 945 - 28 57 66

PRECASA Galicia
Tel. 981 - 60 50 53

DOLAPBE, S.A. Andalucía Occidental. Tel. 95 - 457 73 80

DOLCAN, S.A. Canarias
Tel. 928 - 75 35 54

PRETASUR, S.A. Andalucía Oriental. Tel. 957 - 59 17 23

ICTT- SARET EN ESPAÑA
Barcelona. Tel. 93 - 210 89 50

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

Innovación en la construcción de aparacamientos subterráneos, gracias al pretensado

Carlos de la Fuente
FREYSSINET

INTRODUCCION

El postensado empezó a emplearse en edificación, de forma notable, hacia mediados de los años 60, principalmente en Estados Unidos.

Las primeras aplicaciones se hicieron de manera bastante rudimentaria: consistían en cordones engrasados, envueltos con papel embreado, embebidos directamente en el hormigón, y su primer objetivo fue el de aligerar las losas de forjado del sistema "lift-slab". Rápidamente se extendió el procedimiento a todo tipo de edificios, y se perfeccionó la tecnología, llegándose al producto industrial actual que es el cordón engrasado, revestido en fábrica con vaina de plástico, así como a los diversos procedimientos de anclajes monocordones y accesorios, y maquinaria de puesta en obra.

En ciertos países, como Australia, el postensado en edificación se impuso en la versión de cables adherentes, con inyección final de lechada de cemento en el interior de una vaina. Se desarrollaron allí los sistemas para cables de varios cordones, hasta cuatro, dispuestos, tanto en los anclajes como en las vainas, horizontalmente, unos junto a otros, con el fin de aumentar la excentricidad del cable y mejorar su eficacia.

Hoy en día, el postensado en edificios sigue empleándose a escala gigantesca en Estados Unidos (unas 35.000 toneladas de acero anuales), y, más modestamente, en otros muchos países, como Canadá, Australia, Tailandia, Brasil, Países Bajos y Reino Unido. En este último se está aplicando el postensado masivamente en los nuevos proyectos de la zona que se está remodelando en los antiguos muelles de Londres, tales como el complejo "Harbour Exchange", con alrededor de 70.000 m² de forjados postensados, con cordón engrasado.

Los aparcamientos de varias plantas, elevados o subterráneos, independientes o formando parte de edificios dedicados a otros usos, fueron desde el principio estructuras en las que el postensado ofrecía claras ventajas:

Es evidente que al permitir el aumento de luces, sin incrementar el canto de los forjados, la disminución del número de soportes que ello supone, ofrece mayor comodidad para los usuarios y, sobre todo, procura un aumento de la capacidad de aparcamiento sin incremento, en la mayoría de los casos, del coste total.

El postensado ofrece también una garantía considerable de durabilidad en estas estructuras que son, las más de las veces, sensibles a diversas formas de degradación y corrosión si no se toman las medidas necesarias.

Entre otros aspectos se puede citar, por ejemplo, el que frecuentemente se trata de edificios con fachadas abiertas, o con ventilación de aire exterior sin acondicionar. Las variaciones de temperatura de los aparcamientos pueden así seguir, sensiblemente, las variaciones de temperatura del aire ambiente. Como se trata a menudo de estructuras de gran superficie en

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

planta, quedan sometidas a mayores efectos debidos al cambio de volumen, que los que se producen en estructuras que permanecen en un ambiente más uniforme de temperatura y humedad.

El estudio de los detalles estructurales es muy importante en los aparcamientos, para evitar la fisuración debida a deformaciones incompatibles con las grandes variaciones de volumen, o con el acortamiento debido al pretensado, en presencia de marcos rígidos, escaleras, ascensores, chimeneas de ventilación, rampas de acceso, etc...

Hay que tener, además, en cuenta la frecuente presencia de agua, nieve e incluso sales de deshielo, introducidos por los vehículos, que pueden provocar la corrosión de las armaduras y las degradaciones que ello lleva consigo.

Por estas razones nos ha parecido interesante evocar y describir un tipo bien particular de aparcamiento subterráneo, de gran sencillez estructural. El postensado en los forjados permite darles una gran esbeltez, y suprimir por completo los soportes interiores. Constituyen, a nuestro parecer, una innovación interesante, con un bello porvenir.

DESCRIPCION DE LOS APARCAMIENTOS

El tipo de aparcamiento subterráneo que nos ocupa, no tiene esqueleto. Sus componentes son los siguientes (véase la Fig. 1).

- Un muro pantalla periférico, en toda la profundidad del aparcamiento.
- Una losa de hormigón armado, que constituye el forjado del último sótano.
- Una losa de hormigón armado, apoyada en la coronación del muro pantalla, que hace de cubierta.
- Una serie de forjados intermedios, de hormigón pretensado, que son, con el forjado inferior, las plantas de aparcamiento. Estos forjados, de tipo losa con nervios, se interrumpen longitudinalmente en las zonas de empalme con las rampas de acceso, que son de hormigón armado. Los forjados intermedios se conectan con los muros pantalla, sin jácenas ni empotramiento, mediante barras de armadura rectas en un lado, y mediante un dispositivo especial deslizante, en el otro.

Hasta la fecha, se han construido, en Francia, dos aparcamientos de este tipo.

Ambos están situados debajo de vías públicas. El primero, destinado a aparcamiento de la Prefectura de Versalles, queda bajo el patio de la misma y parcialmente bajo una gran avenida.

Consta de dos estructuras como la descrita, yuxtapuestas longitudinalmente; es decir, que hay un muro pantalla central, con plantas a cada lado, decaladas en medio piso. Tiene una capacidad de 215 vehículos. La luz de los forjados es de 15,50 m.

El segundo aparcamiento, propiedad de la Villa de París, tiene una capacidad de 600 pla-

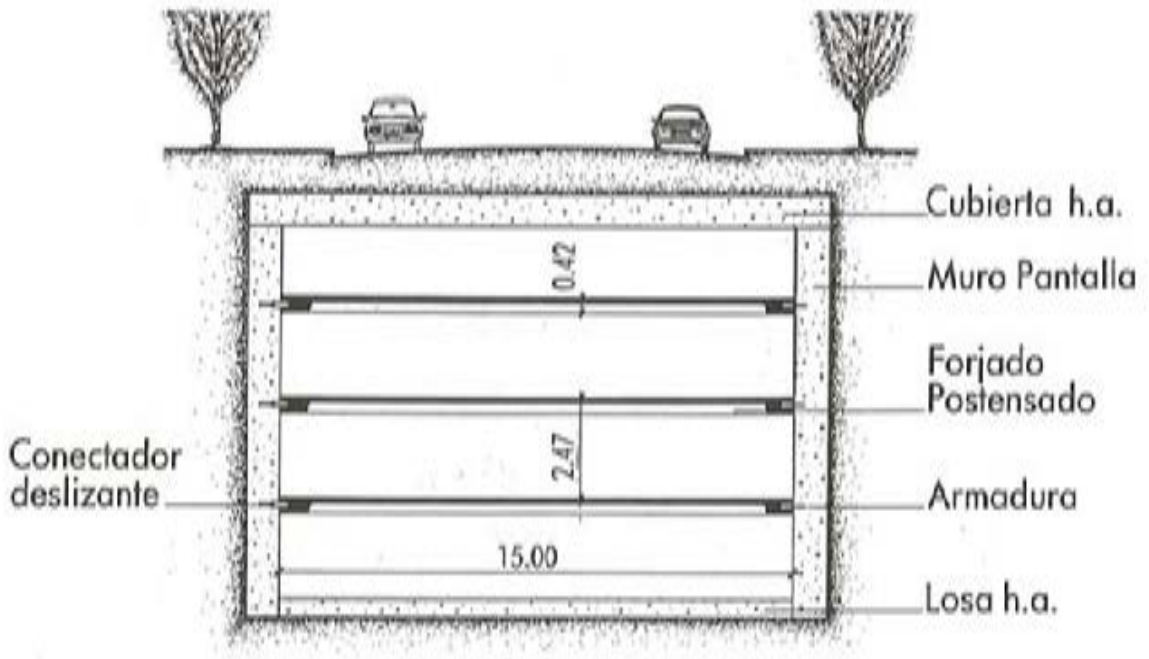


Fig. 1. Sección transversal del aparcamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

zas, repartidas en cuatro plantas. Su longitud total es de 179 m y su anchura de 16,10 m, de los que 15 corresponden a la luz del forjado. Está situado bajo el Boulevard de la Bastilla.

Estos dos aparcamientos estaban previstos, en los proyectos de origen, con forjados de hormigón armado, y ya iniciada la ejecución de los muros pantalla, se propusieron soluciones con forjados postensados con cordón engrasado, que ofrecían netas ventajas:

El aparcamiento de Versalles tenía prevista una fila de soportes intermedios, que se pudo suprimir. Además, gracias a la disminución del canto de los forjados pudo elevarse el nivel de la última planta de sótano, cuya losa quedaba entonces apoyada en capas de arena arcillosa y evitar así la excavación de las margas duras subyacentes.

La ventaja ofrecida por el postensado en el aparcamiento de la Bastilla fue más espectacular, puesto que la reducción del espesor de forjado de 60 a 40 cm, permitió ganar una planta entera sin aumento de la altura del muro pantalla, pasando la capacidad de 450 a 600 turismos.

FORJADOS

Los forjados son losas con nervaduras unidireccionales, postensadas con cordones engrasados. Sus dimensiones son muy parecidas en ambos aparcamientos, y nos contentaremos por tanto con describir el forjado de 15 m de luz total (Fig. 2).

Dos problemas principales se planteaban en la concepción del forjado: por una parte, llevar el mayor esfuerzo de pretensado posible cerca de los muros pantallas, aún cuando era difícil colocar los anclajes con la suficiente holgura para tesar, por encima del forjado, y por otra parte, asegurar una conexión horizontal del forjado con el muro pantalla, de tal modo que los acortamientos instantáneos y diferidos producidos por el postensado no ejerzan tracciones excesivas en el muro pantalla.

Para resolver el primer punto se optó por una disposición de cordones engrasados formando un bucle, cerrado en un extremo, y abierto en el otro, lo que permite colocar los anclajes con su eje en un plano vertical, inclinado 45º con respecto a la superficie vertical del muro pantalla, y disponer así de espacio para tesar con un gato monocordón.

Los anclajes quedan en cajetines, situados en la cara superior del forjado, que se sellan. Por supuesto, para alojar los bucles se añadieron dos bandas, de unos 75 cm de anchura, y de la misma altura que el forjado, a lo largo de los muros pantalla.

El postensado de cada nervio consiste así en 4 cordones de 15,2 mm de diámetro nominal, con un esfuerzo en servicio de 168 KN cada uno. Estos 4 cordones forman parte de los dos bucles invertidos, comunes a un nervio y a su vecino de la derecha, y los otros dos, comunes a su vecino de la izquierda.

En las interrupciones de extremidad de forjado, y en las juntas de dilatación longitudinal

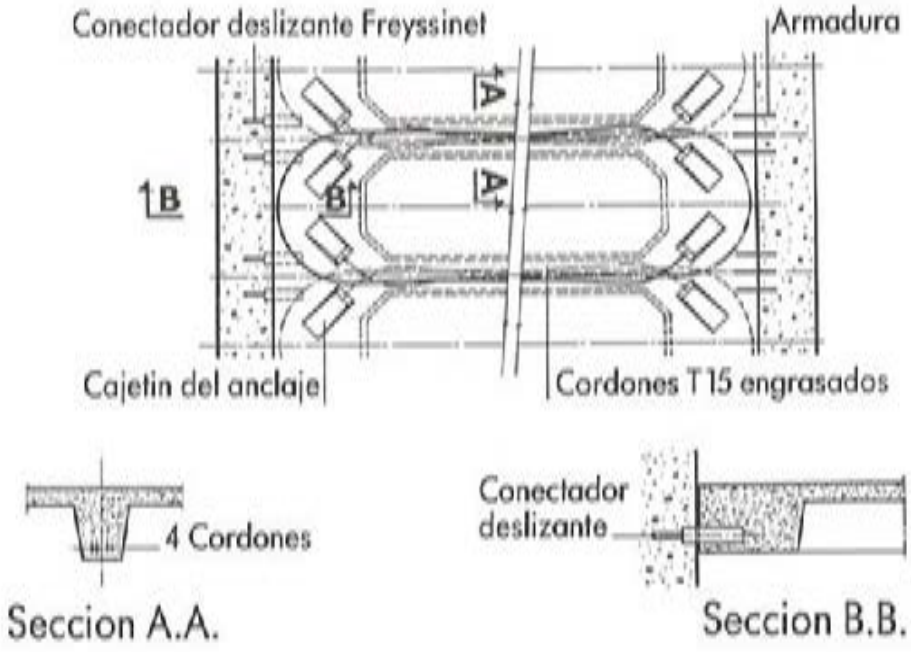


Fig. 2. Detalles del forjado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

(alrededor de cada 40 m) se reemplaza el bucle por un anclaje muerto formado por un manguito extruido.

La losa tiene un espesor de 10 cm, y para fijar el canto total hubo que tener en cuenta el recubrimiento necesario para garantizar una resistencia al fuego de 1,5 horas. En espera de la adopción del nuevo reglamento que fija los valores del recubrimiento en función de la resistencia al fuego, se adoptó un valor de 7 cm, lo que es bastante conservador.

La sobrecarga de explotación es de 250 Kg/m², con una carga localizada de 10 KN sobre 10 x 10 cm, en cualquier punto.

La resistencia característica del hormigón a los 28 días es de 30 MPa.

EL CONECTADOR DESLIZANTE

El segundo problema que se ha mencionado, es decir, la contracción transversal del forjado, se ha resuelto mediante un dispositivo patentado, ensayado y puesto a punto por Freyssinet, que es un conectador deslizante y que constituye el apoyo del forjado en un extremo.

Se trata, en esencia, de empotrar una barra de acero de alto límite elástico en el muro pantalla, y en el forjado, de modo que este último sea deslizante.

Como el diámetro de la barra, 26 mm, es insuficiente para ofrecer un apoyo correcto en el muro pantalla, se aumenta la superficie de apoyo embebiendo parcialmente la barra dentro de un tubo metálico de mucho mayor diámetro, que contiene un mortero de alta resistencia. El tubo metálico queda, en parte, directamente empotrado en el muro pantalla, y en parte en el forjado, con interposición de una capa de grasa, confinada bajo un film de plástico.

El conectador se instala en el muro pantalla, después de hacer los taladros necesarios, mediante sellado con resina. El forjado se hormigona directamente sobre las partes sobresalientes de los conectadores. Se colocan dos conectadores por nervio. El coeficiente de seguridad resultante es cercano de 2.

En el extremo opuesto de la luz, el forjado queda soportado por 2 barras de armadura de alto límite, de 16 mm de diámetro, en la parte baja de cada nervio, y una barra de 12 mm en la parte alta. Estas barras se instalan, como el conectador deslizante, mediante taladro y sellado con resina en el muro pantalla, y hormigonado directo del forjado.

El postensado de los cordones produce un desplazamiento horizontal del forjado, al nivel de los conectadores, de unos 3 mm. Esta pequeña junta se sella posteriormente de manera clásica.

METODOS DE CONSTRUCCION

El proceso constructivo de este tipo de aparcamiento se puede, para terminar esta presentación, resumir como sigue:

- Con objeto de no interrumpir el tráfico por completo en la vía bajo la que se situará el aparcamiento, se ejecuta, en primer lugar, uno de los muros pantalla longitudinales, con los medios retornos. Paralelamente se construye también la mitad (en sentido longitudinal) de la losa de cubierta, directamente sobre el muro pantalla y sobre el terreno, que se ha preparado tras una ligera excavación.

Mientras tanto, el tráfico continúa en la otra media calzada.

- Una vez terminadas la mitad del muro pantalla y la mitad de la losa, se procede a construir las otras dos mitades. Durante este período, el tráfico se hace sobre la primera losa.

- Se procede, a continuación, a la excavación y vaciado del aparcamiento, mientras el tráfico continúa sobre la cubierta.

La excavación y vaciado se hicieron, en los dos ejemplos citados, de forma diferente:

- En el aparcamiento de Versalles se excavó en "topo", es decir que se vació primero el terreno correspondiente a la primera planta de sótano, y se coló el forjado con los encofrados reposando directamente sobre el terreno. A medida que el forjado era autoportante se vaciaba, por la rampa de acceso, el terreno bajo él, y se hormigonaba el forjado de la segunda planta. De este modo se continuó la secuencia, hasta la construcción de la losa sobre el terreno de la última planta.

- En el aparcamiento de la Bastilla se optó por el vaciado total del terreno en toda la altura del muro pantalla, al que se añadieron, en la base, tirantes pretensados provisionales.

La construcción de los forjados de este último aparcamiento tuvo que hacerse, por razones de plazo, con la misma velocidad con que se hubiese construido en hormigón armado, a pesar de que el tesado necesitaba una espera de siete días.

Para ello, se avanzaba, con un decalaje de una mesa de encofrado (tres nervios de anchura), en las tres plantas a la vez (véase la Figura 3). Al día siguiente de hormigonar las tres plantas en una banda de 4,45 m, se bajaban y desplazaban las mesas de encofrado e inme-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

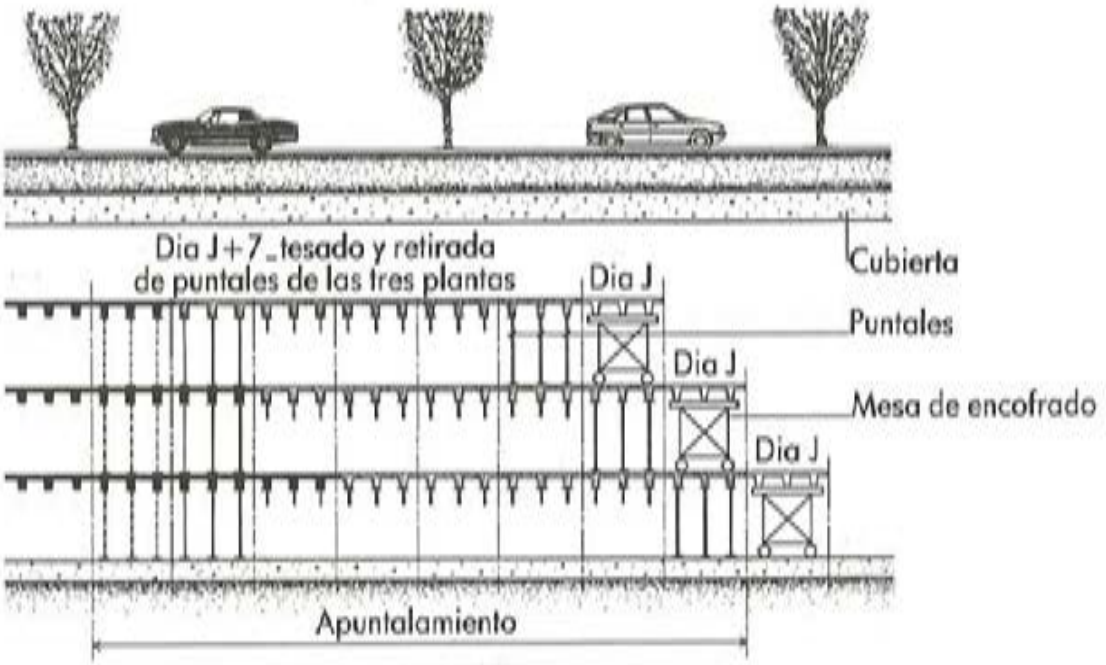


Fig. 3. Esquema de construcción de los forjados.

diatamente después se colocaban dos puntales metálicos intermedios bajo los nervios. Se adelantaban las mesas para proceder a la construcción diaria de 4,15 m.

Al cabo de 7 días se procedía al pretensado de los nervios y se quitaban los puntales, que pasaban a ocupar posición en el frente de construcción.

Las rampas de acceso y los conductos de ascensores y ventilación se construyeron en hormigón armado, de manera tradicional.

CONCLUSION

Nuestro propósito, al presentar estas realizaciones en esta Asamblea Técnica es, por supuesto, mostrar el interés de la aplicación del postensado en la edificación, en el que creemos firmemente, fruto, irreemplazable por el momento, del ingenio de un gran constructor. Pensamos también que ellas son una buena solución al problema del estacionamiento en las grandes ciudades, en las que todavía quedan libres, por debajo solamente, algunas calles y avenidas.

RESUMEN

El postensado se empleó, desde un principio, en los aparcamientos, por las ventajas que ofrece: aumento de luces, supresión de soportes, simplificación, durabilidad.

Esta comunicación describe un nuevo tipo de aparcamiento subterráneo, de gran sencillez estructural, que se compone de un muro pantalla periférico, coronado por una losa armada; de una losa de fondo que reposa sobre el terreno, y de una serie de forjados intermedios postensados, soportados, sin jacenas, por el muro pantalla.

Los forjados constituyen una innovación en este tipo de estructuras: son forjados nervados, de 15 m de luz, postensados con monocordones protegidos, que forman bucles alternados, alojados en bandas longitudinales. Se describen los detalles tecnológicos del postensado y del soporte de los forjados por conectadores deslizantes especiales, así como los métodos constructivos empleados, en Francia, en dos aparcamientos recientes de este tipo, construidos en plazos idénticos a los que estaban previstos para su construcción en hormigón armado.

RESUMEN

Post-tensioning was, from the first days, used on car parks, as it offered many advantages: larger spans, less columns, strenght and durability of structures.

The paper describes a new type of underground car park of great structural simplicity, composed of a peripherical diaphragm wall covered with a reinforced concrete slab, a bottom slab on ground an several intermediate

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

post-tensioned floors supported, without edge beams, by the diaphragm wall.

The intermediate floors are an innovation in this type of structures: they are joist floors, with 15 m span, post-tensioned by unbonded strands which are alternatively looped in end strips. The various post-tensioning details are described, as well as the end support by special sliding connectors, and the construction methods used, in France, for two recent car parks, which have been built within the same period as originally scheduled for reinforced concrete construction.

* * *

COLOQUIOS de directores y técnicos de fábricas de cemento organizados por CEMENTO-HORMIGON, Revista Técnica con la colaboración de la Agrupación de Fabricantes de Cemento de España - OFICEMEN

Barcelona, 5, 6 y 7 de noviembre de 1991

PRESENTACION

La industria del cemento española está permanentemente actualizando sus instalaciones para optimizar el rendimiento de las mismas y para dotarlas de los medios más apropiados que aseguren una total regularidad en la calidad de los distintos tipos de cemento que el mercado solicita y marchar siempre por delante de las necesidades de la demanda.

En los últimos tiempos esta actualización atraviesa una etapa de gran actividad, soportada por altos niveles de inversión, al coincidir la implantación de algunas nuevas líneas de producción y la transformación de otras, con la adopción de los últimos avances en equipos de fabricación y la finalización de la total automatización del proceso y de los laboratorios de control del mismo.

De una encuesta realizada entre los directores técnicos de la práctica totalidad de las compañías del sector y de varias reuniones mantenidas con los mismos, surgió la idea de organizar unos COLOQUIOS DE DIRECTORES Y TECNICOS DE FABRICAS DE CEMENTO, en los que se pusiera de manifiesto el estado del desarrollo de la actualización de las instalaciones de producción y dieran lugar a mantener un amplio cambio de impresiones sobre la extensa y variada experiencia acumulada por el sector cementero español en la aplicación de los avances tecnológicos que aportan los departamentos de investigación y desarrollo de las firmas especializadas en maquinaria y equipos para la fabricación del cemento.

CEMENTO-HORMIGON, recogiendo la citada iniciativa, proyecta organizar en el mes de noviembre de 1991 en Barcelona, unos COLOQUIOS DE DIRECTORES Y TECNICOS DE FABRICAS DE CEMENTO bajo el epígrafe **"La actualización de las instalaciones de la industria del cemento española"**, tema al que dedicará su Número Extraordinario 1991, que se incluirá en la documentación de los Coloquios.

Los **Cuatro Temas Principales de los Coloquios,** coincidiendo con los objetivos que se propone la industria del cemento en el programa de actualización de sus instalaciones, serán los siguientes:

1. Gestión de la Energía, para la máxima reducción del consumo de energía eléctrica.

2. Nuevas tecnologías para ahorro de consumo calorífico.

3. Automatización, para el aumento de la productividad, la seguridad de marcha y la calidad y regularidad del producto.

4. Mantenimiento, para el incremento y optimización de los períodos de funcionamiento.

PROGRAMA PRELIMINAR

Correspondiendo a los Cuatro Temas Principales, los Coloquios se desarrollarán a lo largo de Cuatro Sesiones, comenzando cada una de ellas por la presentación de una **Ponencia** en la que se planteará el estado actual de cada cuestión en términos generales, a la que seguirá la exposición de las distintas **Comunicaciones**. Cada Sesión concluirá con una **Discusión** de los temas tratados en la que podrán intervenir todos los asistentes.

1.ª Sesión:

Ponencia sobre Gestión de la Energía

Comunicaciones sobre: Contratación eléc-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

trica; reducción del consumo eléctrico; ahorro energético en las diversas secciones del proceso; organización del control de la energía; últimos avances en Gestión de la Energía; resultados obtenidos.

Discusión.

2.ª Sesión:

Ponencia sobre Nuevas Tecnologías para ahorro del consumo calorífico

Comunicaciones sobre: Precalcinación; modificaciones en precalentadores; reducción de pérdidas por radiación; avances en quemadores; mejoras en enfriadores de satélites y de parrilla; aprovechamiento de los contenidos en calor en gases y materiales de salida; empleo de combustibles no convencionales; resultados obtenidos.

Discusión.

3.ª Sesión:

Ponencia sobre Automatización

Comunicaciones sobre: Automatización del proceso; comparación entre distintos sistemas; rentabilidad de la automatización; Sistemas Expertos; Automatización de laboratorios; resultados obtenidos.

Discusión.

4.ª Sesión:

Ponencia sobre Mantenimiento

Comunicaciones sobre: Sistemas de mantenimiento preventivo y predictivo; etapas de introducción; control de vibraciones; resultados obtenidos.

Discusión.

SEDE

Todos los actos relacionados con estos Coloquios se celebrarán en el Auditorium de la Banca Catalana, sito en la Avenida Diagonal 662, de Barcelona.

PUBLICACION DE LAS PONENCIAS Y COMUNICACIONES

Las Ponencias y Comunicaciones quedarán en propiedad de la Revista CEMENTO-HORMIGON, que las irá publicando a partir de la terminación de los Coloquios.

IDIOMA

El idioma de los Coloquios será exclusivamente el castellano.

* * *

Los interesados en participar en estos Coloquios deberán ponerse en contacto con:

CEMENTO-HORMIGON, Revista Técnica
Tels.: 284 43 18 - 284 41 78. Telefax: 210 80 82
Maignón, 26. 08024 Barcelona (España).

* * *

SIMPOSIO DE LA FIP

En septiembre del año actual, se va a celebrar en Pekín, China, el Simposio Internacional de la FIP correspondiente a 1991.

Con este motivo, se está organizando para los días 31 de agosto a 14 de septiembre, un viaje colectivo para los miembros de la ATEP, en el que se piensa incluir, además de la semana de trabajo en Pekín, un recorrido por algunos de los lugares de mayor interés de Tailandia y la India.

El programa de este viaje es el siguiente:

31 de agosto	Madrid	Salida en BA 457 a las 10,15 horas destino Londres. Llegada a las 11,25 horas. Cambio de avión y salida en BA 027, a las 14,30 horas, destino Pekín.
1 septiembre	Pekín	Llegada a las 15,55 horas. Traslado al Hotel "Great Wall Sheraton". Alojamiento.
2 al 6 septiembre	Pekín	Estancia en régimen de alojamiento y desayuno americano. En estos días se visitará: Tumbas de la Dinastía Ming, La Gran Muralla, Palacio Imperial, Palacio de Verano y Templo del Cielo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026

7 septiembre	Pekín	Desayuno y traslado al aeropuerto para salir en KA 329 a las 13,20 horas destino Hong Kong. Llegada a las 15,30 horas. Cambio de avión y salida en CX 709 a las 16,55 horas, destino Bangkok.
7 septiembre	Bangkok	Llegada a las 18,30 horas. Traslado al Hotel "Oriental". Alojamiento.
8 septiembre	Bangkok	Desayuno y visita de la Ciudad y sus Templos. Alojamiento.
9 septiembre	Bangkok	Desayuno y visita del Palacio Real. Tiempo libre hasta la hora del traslado al aeropuerto, para salir en TG 914, a las 23,45 horas, destino Delhi.
9 septiembre	Delhi	Llegada a las 2,05 horas. Traslado al Hotel "Maurya Sheraton". Alojamiento (noche del 9 al 10).
10 septiembre	Delhi	Desayuno y visita de la ciudad. El antiguo y el nuevo Delhi. Alojamiento.
11 septiembre	Delhi	Desayuno y traslado al aeropuerto para salir en IC 407, a las 11,00 horas con destino Agra.
11 septiembre	Agra	Llegada a las 11,30 horas. Traslado al Hotel "Mughal Sheraton". Visita de la ciudad y el Taj Mahal. Alojamiento.
12 septiembre	Agra	Desayuno y salida en autocar hacia Jaipur, visitando en ruta la antigua ciudad de Fatherpur Sikri.
12 septiembre	Jaipur	Llegada al Hotel "Jai Mahai". Alojamiento.
13 septiembre	Jaipur	Desayuno y visita de la ciudad. Traslado al aeropuerto para salir en IC 123 a las 20,50 horas, con destino Delhi.
13 septiembre	Delhi	Llegada a las 21,25 horas. Conexión con el vuelo BA 036. Salida a las 0,30 horas destino Londres. Llegada a las 5,25 horas. Cambio de aeropuerto y salida en BA 458, a las 9,20 horas, destino Madrid.
14 septiembre	Madrid	Llegada a las 12,35 horas. FIN DEL VIAJE.

PRECIO POR PERSONA EN HABITACION DOBLE ..... **416.000 pesetas.**

Este precio incluye:

—Avión, clase turista, vuelo regular.
—Hoteles de lujo en China e India y Gran Lujo en Bangkok.
—Estancia en régimen de alojamiento y desayuno americano.
—Traslados aeropuerto/hotel/aeropuerto.
—Visitas que se detallan en el itinerario.

Este precio no incluye tasas de aeropuerto, ni la tramitación de visados, necesarios para China e India.

Precio calculado con las tarifas en vigor en febrero de 1991, y sujeto a posibles modificaciones por subidas de tarifas aéreas y hoteleras, así como por variaciones en los cambios de moneda.

Los horarios y días de operación de los vuelos, están igualmente sujetos a posibles modificaciones.

Los interesados en participar en este viaje, deberán ponerse en contacto, durante el actual mes de abril, con la Secretaría de ATEP, Apartado 19.002, 28080 Madrid, teléfono: 302 04 00; Fax: 302 07 00.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026



asociación técnica
española del pretensado

depósito legal m. 177

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2026