

hormigón

y ACERO

n° 183

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.)

COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

- AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
- ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).**—Orense, 10. 28020 Madrid.
- ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.^a, mód. 4-7. 41007 Sevilla.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- CAMARA, S.A.**—Apartado 180. 36080 Pontevedra.
- CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.**—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
- CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
- CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX).** Gabinete de Información y Documentación.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A., C.T.T., S.A.**—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
- COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.**—Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Centro de Documentación.**—Buen Pastor, 5. 08021 Barcelona.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.**—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.**—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.**—Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.
- CONSULTECO, S.L.**—Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
- CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.**—Ayala, 42. 28001 Madrid.
- DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**—Orense, 81. 28020 Madrid.
- DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- ECHO.**—De Hoeven, 15. B-3530 Houthalen (Bélgica).
- EMESA-TREFILERIA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI).** Departamento Obras Especiales.—Padilla, 46. 28006 Madrid.
- ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.**—Cardenal Spínola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.
- ESCUELA POLITECNICA SUPERIOR DEL EJERCITO. Departamento de Infraestructura.**—Joaquín Costa, 6. 28006 Madrid.
- ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
- ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
- ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A. (EPTISA).**—Arapiles, 14. 28015 Madrid.
- EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- FERROVIAL, S.A.**—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

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.º 183

CUOTAS ANUALES

2.º trimestre 1992

	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" menores de 27 años	4.000 ptas.	--
Miembros "Personales" (personas naturales)	8.000 ptas.	60 dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas).	20.000 ptas.	125 dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	40.000 ptas.	250 dólares

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

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

APARTADO 19.002 - 28080 MADRID - ☎ 302 04 40

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

hormigón y acero n.183

índice

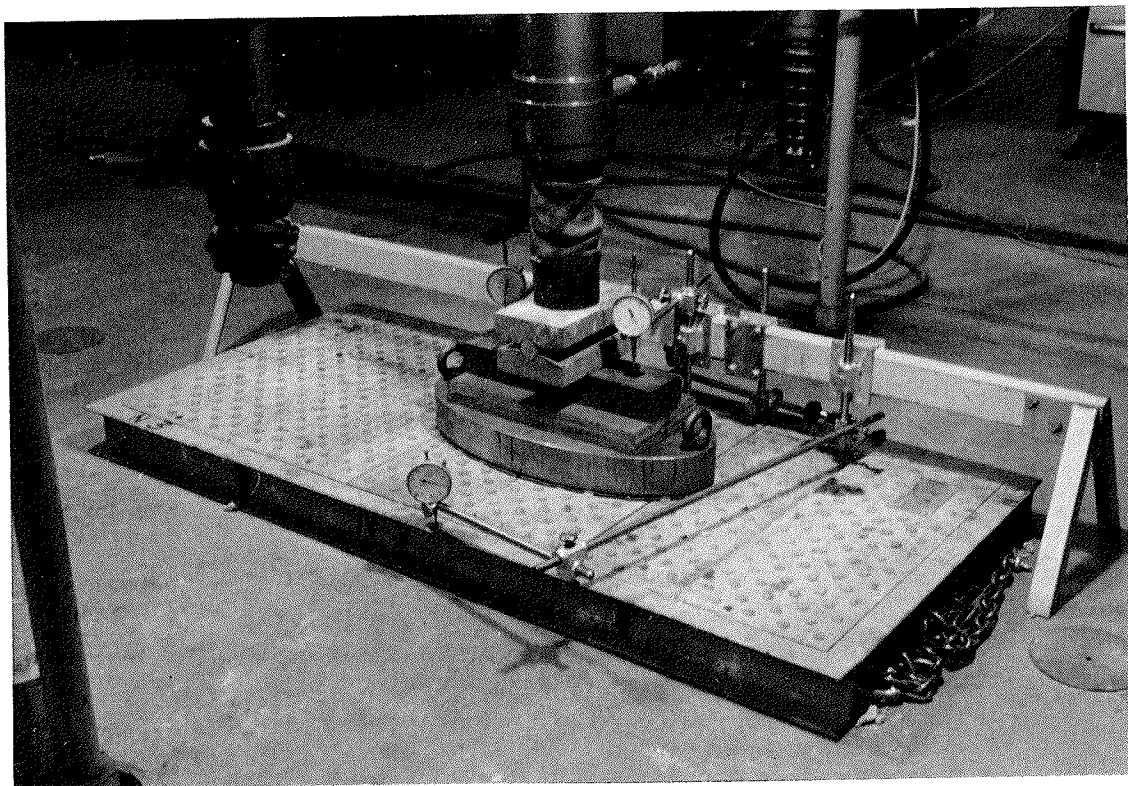
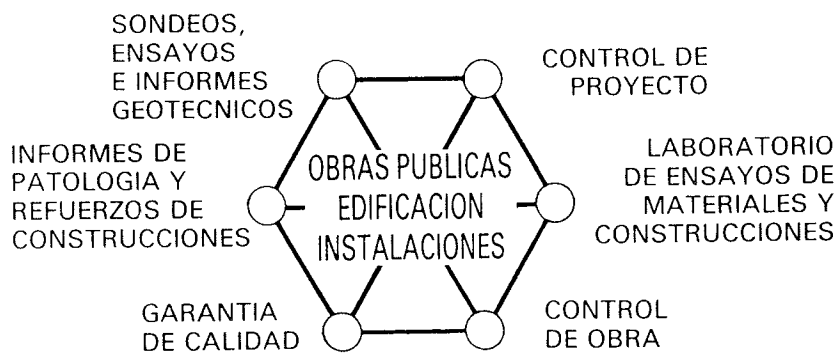
	Págs.
457-0-162 Comentarios del autor sobre el artículo "Análisis aproximado en el tiempo de secciones de hormigón armado en servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de flechas diferidas"	9-10
Commentaires de l'auteur sur l'article "Approximation au calcul différé en service des sections en béton armé. Proposée d'un nouveau facteur de calcul des flèches différées".	
Author's comments on the paper 'Analytical approach for serviceability time-dependent analysis of reinforced concrete cross-sections. Proposal of a new factor for delayed deflection calculation".	
<i>J. Murcia</i>	
457-0-170 Formulación general para la determinación de las tensiones debidas a punzonamiento en pilares rectangulares y circulares	11-18
Formules generales pour le calcul des contraintes dues au poinçonnement pour des colonnes rectangulaires et circulaires.	
General formulas for the computation of punching shear stresses in rectangular and circular columns.	
<i>H. Corres Peiretti y H. Pérez Caldentey</i>	
457-0-171 Análisis diferido en servicio de secciones en T y en cajón de hormigón armado. Factor de cálculo de flechas diferidas	19-25
Calcul différé en service des sections type T et caisson en béton armé. Facteur pratique pour le calcul des flèches différées.	
Serviceability time-dependent analysis of T and box shaped reinforced concrete cross-sections. Practical factor for obtaining delayed deflections.	
<i>J. Murcia.</i>	
457-8-165 Adherencia entre armaduras corrugadas y hormigón reforzado con fibras metálicas	27-34
L'adhérence entre les armatures à haute adhérence et le béton armé avec fibres d'acier.	
Bond between ribbed bars and steel fiber reinforced concrete.	
<i>J. Rodríguez Santiago; L.M. Ortega Basagoiti y M. Fernández Cánovas.</i>	

- 591-2-243 Algunas ideas sobre el predimensionamiento de puentes empujados: empuje con torre provisional de atirantamiento y nariz metálica corta** **35-47**
 Quelques idées sur le prédimensionnement des ponts poussés: poussage à l'aide de mat de haubannage provisoire et avant-bec métallique.
 Some ideas about launched-bridges previous design: launching with provisional cable-stayed tower and short steel nose.
C. Iglesias.
- 591-2-244 Proyecto de construcción del puente del Alamillo. Sevilla (España)** **49-64**
 Projet de construction du pont de l'Alamillo. Seville (Espagne).
 Construction projet of the Alamillo Bridges. Sevilla (Spain).
C. Alonso; J.R. Atienza y A.C. Aparicio.
- 591-2-245 Sustitución de dos antiguas obras de fábrica para paso de ferrocarril sobre carretera, por puentes con tablero de hormigón pretensado** **65-77**
 Substitution de deux anciens ouvrages d'art pour le passage du chemin de fer sur la route, par deux ponts avec tablier en béton précontraint.
 Substitution of two railway overpasses by two bridges with prestressed concrete decks.
J.A. Llombart.
- 685-0-24 Hormigones de alta resistencia. Experiencia regional. Córdoba. Argentina** **79 a 99**
 Les bétons du haute resistance. Experience regionale. Cordoba. Argentina.
 High strength concrete. Regional experience. Cordoba. Argentina.
G. Durán y H. Cuneo.
- 685-0-25 Análisis de la variación de la capacidad de unión entre hormigones compactados, en función de su dosificación, madurez, consistencia y tratamiento superficial** **101 al 108**
 Analyse de la variation de la capacité d'union des bétons compactés au rouleau en fonction de leur dosage, maturité, consistance et traitement superficiel.
 Analysis of the variation in the junction capacity of compacted concretes as a function of their mix design, maturity, workability and surface treatment.
J.A. Polanco Madrazo; J. Díez-Cascón Sagrado y R. García de Arriba.
- 685-9-1 Los materiales compuestos en el sector de la construcción. I. Materiales con matriz de cemento** **109-118**
 Les matériaux composites pour le bâtiment et le génie civil. I. Matériaux a matrix de ciment.
 Composite materials for building and public works. Cementitious materials.
V. Sánchez Gálvez y M. Laura Sánchez Paradela.



INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



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.ª-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)

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.
ALTRESA, S.A.—Aranda de Duero (Burgos).
ASOCIACION ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
ASOCIACION DE INVESTIGACION DE LAS INDUSTRIAS DE LA CONSTRUCCION.—
Paterna (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 "CONSULTING E INGENIERIA INT., S.A.".—La Coruña.
CINSA-EP.—Lasarte-Oria (Guipúzcoa).
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.
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.
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORIA DE
ESTRUCTURAS.—Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y
Puertos. Universidad Politécnica. Madrid.
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 (Bar-
celona)
ENAGA, S.A.—Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Biblioteca.—La Coruña.
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 ARQUITECTURA TECNICA.—Granada.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.—León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Alicante.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Barcelona.
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.
FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Valencia.
FORJADOS DOL.—Esquivias (Toledo).
FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.—Barcelona.
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.—Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
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).
INGENIERIA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.—Madrid.
INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A.—Centro de Documentación.—
Madrid.
INGENIERIA FLORS, S.A.—Grao de Castellón.
INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.—Zaragoza.
INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.—Murcia.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.—Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigüeiro (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 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 TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL DE
CARRETERAS. DEMARCACION CASTILLA-LEON.—Valladolid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL DE
CARRETERAS. SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL PARA
LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA, SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA
BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. SUBDIRECCION GENERAL
DE INFORMES ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.—Madrid.
PLACAS DE HORMIGON, S.A.—Lliga d'Amunt (Barcelona).
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 PARA NAVES Y VIVIENDAS, S.A.—Zaragoza.
PREFABRICADOS POUASA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
RUBIERA, S.A.—León.
S.C.N., S.A.—Madrid.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Burgos.
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. (TYPASA).—Madrid.
UNIVERSIDAD CASTILLA-LA MANCHA.—Albacete.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.—Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. Biblioteca Universitaria.—Santander.

UNIVERSIDAD DE LA LAGUNA. Departamento Ingeniería de la Construcción. Cátedra Materiales de Construcción.—La Laguna (Tenerife).
UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.—Oviedo.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
VIGUETAS MUBEMI.—Torrente (Valencia).
VISANFER, S.A.—Totana (Murcia).
VORSEVI, S.A.—Ingeniería y Control de Calidad.—Sevilla.

EXTRANJERO

ABCP/LIBRIS.—EBSCO.—Río de Janeiro (Brasil).
ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DEL DIPARTIMENTO DI ENGEENNERIA STRUTTURALE.—Politécnico d'Torino: Torino (Italia).
COLTENSA, S.A.—Santa Fé de Bogotá, D.C. (Colombia).
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).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE.—Lisse (Holanda).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).

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.

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 tamaño 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 incompreensión. 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.

**Comentarios del autor sobre el artículo
“Análisis aproximado en el tiempo de secciones de hormigón
armado en servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de
flechas diferidas”, por Juan Murcia, publicado en Hormigón y
Acero nº 181 (pp. 9-17), 1991.**

1. En la página 11 aparece una errata continuada (pero fácil de detectar): el término $(\sigma_s - \sigma_{s0})$ que multiplica de forma sucesiva al factor A'_s , y más tarde sale despejado, ha de ser evidentemente $(\sigma'_s - \sigma'_{s0})$.

2. Al incluir el efecto de la retracción (página 12), existe un error en un desarrollo intermedio, que precisamente conduce a que no exista un total paralelismo con la fluencia, en lo obtenido en principio, aunque más tarde se llegue también al resultado correcto.

El incremento de tensión diferido en el hormigón, debido a dicha deformación no es el que figura, esto es,

$$\Delta\sigma_{cr} = -\varepsilon_r \cdot \frac{A'_s \cdot E_s}{2 \cdot b \cdot d' + n \cdot A'_s}$$

En efecto, si ε_r es el valor de la retracción que influye en la curvatura (básicamente, la que se da desde que la sección entra en carga y se fisura), y $\Delta\sigma'_{sr}$ y $\Delta\sigma_{cr}$ ($\Delta\varepsilon_{cr}$) son, respectivamente, los incrementos de tensión (deformación) diferidos de la armadura y del hormigón en la zona comprimida, debidos a la primera, se tiene

$$A'_s \cdot \Delta\sigma'_{sr} + 2 \cdot b \cdot d' \cdot \Delta\sigma_{cr} = 0$$

y

$$\Delta\sigma'_{sr} = E_s \cdot \Delta\varepsilon_{cr} = E_s \cdot \left[\varepsilon_r + \frac{\Delta\sigma_{cr}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi) \right],$$

al establecer el equilibrio y la compatibilidad en dicha zona.

De las dos anteriores se deduce ya el incremento en cuestión, esto es,

$$\Delta\sigma_{cr} = -\varepsilon_r \cdot \frac{A'_s \cdot E_s}{2 \cdot b \cdot d' + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

Con este $\Delta\sigma_{cr}$ (de tracción), es posible ya considerar el efecto conjunto de la retracción y de

la fluencia, incorporándolo al $\sigma_c - \sigma_{c0}$ obtenido antes sólo para la fluencia, de modo que

$$\begin{aligned} \sigma_c - \sigma_{c0} = & \\ & 2 \cdot A'_s \cdot E_s \cdot \frac{d-d'}{d} \\ = - & \left[\varepsilon_{c0} \cdot \varphi \cdot \frac{\phantom{2 \cdot A'_s \cdot E_s \cdot \frac{d-d'}{d}}}{b \cdot x_0 + 2 \cdot n \cdot A'_s \cdot \frac{d-d'}{d} \cdot (1 + k \cdot \varphi)} + \right. \\ & \left. + \varepsilon_r \cdot \frac{A'_s \cdot E_s}{2 \cdot b \cdot d' + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)} \right], \end{aligned}$$

lo que evidencia el paralelismo entre la fluencia y la retracción.

Por tanto, siguiendo el camino del artículo, se tiene

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{c0}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}} = \frac{\varepsilon_{c0} \cdot \varphi + \varepsilon_r + \frac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}}$$

que, al sustituir en ella el incremento anterior y tener en cuenta que $x_0 = \frac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}} \cdot d$, se convierte

al final en

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = x_0 \cdot$$

$$\frac{b \cdot x_0 \cdot \varphi + 2 \cdot b \cdot d' \cdot \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}} \right) \cdot \frac{b \cdot x_0 + 2 \cdot n \cdot A'_s \cdot \frac{d-d'}{d} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}{2 \cdot b \cdot d' + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)}}{b \cdot d \cdot x_0 + 2 \cdot n \cdot A'_s \cdot (d-d') \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

Evidentemente, esta última expresión equivale, de forma muy aproximada, a

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = b \cdot x_0^2 \cdot \frac{\varphi + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_{c0}}}{b \cdot d \cdot x_0 + 2n \cdot A'_s \cdot (d - d') \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

$$= \left(\frac{x_0}{d}\right)^2 \cdot \frac{\varphi + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_{c0}}}{\frac{x_0}{d} + 2n \cdot \frac{A'_s}{b \cdot d} \cdot \frac{d - d'}{d} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

Por tanto, el factor λ correcto es el más simple de los propuestos en el artículo, esto es,

$$\lambda = \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_{c0}}}{1 + 2n \cdot \frac{A'_s}{b \cdot d} \cdot \frac{d - d'}{x_0} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

el cual, por otra parte, refleja una vez más el gran paralelismo entre la fluencia y la retracción.

* * *

Seminarios Torroja Tecnología de la Construcción y de sus Materiales Ciclo nº 13: Invierno de 1992

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 de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, situado en la c/Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo

Al anterior se suman sus simplificaciones prácticas, como la indicada en el artículo; pero no la otra expresión que en éste figura, a saber,

$$\lambda = \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_{c0}} \cdot \left[1 - \frac{n \cdot A'_s}{b \cdot d'} \cdot (1 + k \cdot \varphi)\right]}{1 + 2n \cdot \frac{A'_s}{b \cdot d} \cdot \frac{d - d'}{x_0} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

ni sus derivaciones prácticas.

3. En fin, una precisión: en la página 15 (segundo párrafo anterior al comienzo del apartado de conclusión), al mencionar el posible gráfico de una parte de la norma, similar al que se muestra antes, las cuatro curvas citadas serían evidentemente otras tantas rectas horizontales (dicho factor depende de la cuantía de armadura de compresión, pero no de la de tracción).

El autor aprovecha estos comentarios para agradecer la sugerencia recibida de su buen amigo y compañero Luis Albajar.

21 Enero	M ^a Carmen HERNANDEZ LUCENDO Dra. en Ciencias Físicas, Facultad Físicas, UCM
04 Febrero	Miguel HERRAIZ SARACHAGA Dr. en Ciencias Físicas Instituto Eduardo Torroja
18 Febrero	Juan Manuel MORON GARCIA Dr. Ingeniero de Caminos, Dragados y Construcciones
04 Marzo	Manuel FERNANDEZ CANOVAS Dr. Ingeniero en Construcción, Escuela Ingenieros de Caminos, UPM
18 Marzo	Julián SALAS SERRANO Dr. Ingeniero Industrial, Instituto Eduardo Torroja

Tema

Métodos de prospección geofísica aplicados a estudios en yacimientos arqueológicos

Aspectos humanos y técnicos de la autoconstrucción en Arequipa (Perú)

Investigación y Desarrollo en el Sector de la Construcción

Hormigones de Alta Resistencia

La vivienda en los países en vías de desarrollo

Formulación general para la determinación de las tensiones debidas a punzonamiento en pilares rectangulares y circulares

Alejandro Pérez Caldentey

Ingeniero de Caminos

Hugo Corres Peiretti

Dr. Ingeniero de Caminos

Departamento de mecánica de medios continuos y teoría de estructuras

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

Aunque el estado límite de punzonamiento está incluido en la mayoría de las normas y manuales de hormigón armado, éstos suelen contemplar los casos más sencillos y proporcionar unas formulaciones incompletas.

La EH-91 [1], por ejemplo, sólo contempla pilares rectangulares sometidos a un solo momento flector y no proporciona ninguna expresión de los momentos de inercia combinados de la superficie de punzonamiento.

Quizás una de las formulaciones más completas se encuentre en el libro del Prof. J. Calavera, "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios" [2], aunque tampoco allí se exponen las fórmulas para la deducción de los ejes principales de la superficie de punzonamiento.

Sin embargo, en la práctica de todos los días, el ingeniero tiene que enfrentarse habitualmente a pilares de esquina y de borde, rectangulares y circulares, cuya formulación completa, como ya se ha indicado, no suele estar disponible y cuya deducción puede ser engorrosa.

Este artículo se publica por lo tanto con la idea de suplir esta deficiencia y proporcionar a los proyectistas una formulación más general que responda a las exigencias de la práctica.

Las fórmulas que se exponen a continuación han sido deducidas con motivo de la próxima publicación del "Prontuario Informático del Hormigón" [3].

2. ALGUNAS DEFINICIONES

El estado límite de punzonamiento es un estado límite de rotura por tensiones tangenciales de un elemento de hormigón bidimensional tipo losa sometido a la acción de una carga concentrada. Dicho estado límite es particularmente importante debido a que se trata de una rotura frágil y su estudio se plantea con mucha frecuencia en la práctica, en particular en forjados bidireccionales, losas de cimentación y zapatas.

Se define como superficie crítica de punzonamiento aquella superficie de paramentos verticales cuyo perímetro rodea a la superficie de aplicación de la carga concentrada, a una distancia constante igual a medio canto útil de la losa.

Dicha definición está inspirada en los ensayos que demuestran que la superficie de rotura por punzonamiento tiene forma tronco-piramidal (o tronco-cónica en el caso de pilares circulares) con fisuras que nacen en el perímetro de la superficie de aplicación de la carga (en general el perímetro del pilar) y se propagan en el canto de la losa con una inclinación de 45 grados.

La superficie de punzonamiento atraviesa por lo tanto la superficie de rotura en su punto medio.

Para simplificar la redacción del presente artículo se define a continuación la notación utilizada en las fórmulas y en el texto.

- u, v: Coordenadas referidas a los ejes principales de la superficie de punzonamiento.
- x, y: Coordenadas referidas a ejes paralelos a los ejes principales del pilar y cuyo origen es el centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.
- J_u, J_v : Momentos de inercia combinados de la superficie de punzonamiento, referidos a los ejes uv.
- J_x, J_y : Momentos de inercia combinados de la superficie de punzonamiento, referidos a los ejes xy.
- H_{xy} : Momento de inercia combinado cruzado de la superficie de punzonamiento, referido a los ejes xy. Este momento será distinto de cero cuando los ejes uv y xy no coincidan.
- A_c : Area de la superficie de punzonamiento.
- N_d : Carga concentrada mayorada que tiende a provocar una rotura por punzonamiento (en general, el axil mayorado actuante en el pilar).
- M_{du} : Momento actuante según el eje principal u de la superficie de punzonamiento, que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad de cortante.
- M_{dv} : Momento actuante según el eje principal v de la superficie de punzonamiento, que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad de cortante.
- M_{dx} : Momento total mayorado actuante según la dirección x, referido al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.
- M_{dy} : Momento total mayorado actuante según la dirección y, referido al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.
- α_x : Fracción del momento M_{dx} , que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad de cortante.
- α_y : Fracción del momento M_{dy} , que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad de cortante.

3. CALCULO DE LA TENSION EN LA SUPERFICIE CRITICA DE PUNZONAMIENTO

Para determinar si se requiere o no armadura de punzonamiento, es necesario calcular la máxima tensión tangencial a que está sometida la superficie crítica de rotura.

Para ello se utiliza la siguiente expresión general:

$$\tau_{pd} = \frac{N_d}{A_c} - \frac{M_{du} v}{J_u} + \frac{M_{dv} u}{J_v} \quad \text{ec. 1}$$

siendo:

τ_{pd} : Tensión tangencial mayorada actuante en el punto (u, v) del perímetro crítico de punzonamiento.

Como puede verse, esta fórmula es válida siempre y cuando las constantes J_u y J_v , así como las coordenadas u y v y los momentos M_{du} y M_{dv} estén referidos a los ejes principales de la superficie de punzonamiento.

Sin embargo, los ejes principales de la superficie de punzonamiento no siempre coinciden con los ejes principales de la superficie de aplicación de la carga. En particular, ello no es así en el caso de los pilares de esquina.

Por lo tanto, para poder aplicar la ec. 1, es necesario determinar previamente los ejes principales de la superficie de punzonamiento y referir a estos ejes los momentos de inercia combinados así como las coordenadas del punto en el que se quiere determinar la tensión y los momentos M_{du} y M_{dv} .

En el siguiente apartado se exponen las fórmulas que permiten resolver este problema a partir de los valores J_x, J_y y H_{xy} de los momentos de inercia combinados referidos a ejes paralelos a los principales del pilar y con origen en el centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

4. DETERMINACION DE LOS EJES PRINCIPALES

Supuestos conocidos los valores de J_x, J_y y H_{xy} se puede determinar el ángulo θ que forman los ejes principales uv con los ejes xy mediante aplicación de la siguiente fórmula:

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan \frac{2H_{xy}}{J_y - J_x} \quad \text{ec. 2}$$

Como puede verse, esta fórmula es válida siempre y cuando se cumpla que $J_y - J_x < > 0$. En caso contrario, si $H_{xy} < > 0$, entonces θ será igual a 45° (-45° si $H_{xy} < 0$) y sino igual a cero.

Conocido θ se pueden determinar los momentos de inercia combinados J_u y J_v en función de J_x, J_y y H_{xy} , las coordenadas u y v en función de x e y, y los momentos M_{du} y M_{dv} en función de M_{dx} y M_{dy} que serán, en general, los valores de que disponga el proyectista.

Las expresiones son las siguientes:

$$J_u = J_x \cos^2 \theta + J_y \sin^2 \theta - H_{xy} \sin 2\theta \quad \text{ec. 3}$$

$$J_v = J_x \sin^2 \theta + J_y \cos^2 \theta + H_{xy} \sin 2\theta \quad \text{ec. 4}$$

$$u = x \cos \theta + y \sin \theta \quad \text{ec. 5}$$

$$v = -x \sin \theta + y \cos \theta \quad \text{ec. 6}$$

$$M_{du} = \alpha_x M_{dx} \cos \theta + \alpha_y M_{dy} \sin \theta \quad \text{ec. 7}$$

$$M_{dv} = -\alpha_x M_{dx} \sin \theta + \alpha_y M_{dy} \cos \theta \quad \text{ec. 8}$$

Conocidos estos valores se puede, por lo tanto, determinar la tensión tangencial en cualquier punto de la superficie de punzonamiento y comprobar que ésta no excede el valor admisible.

Sin embargo, como se indicó en la introducción, la deducción de J_x , J_y y H_{xy} puede ser engorrosa, particularmente en el caso de pilares circulares. Por ello, en el siguiente apartado se dan estas expresiones para los casos de pilares circulares y rectangulares, centrados, de borde y de esquina.

5. EXPRESIONES DE J_x , J_y Y H_{xy} PARA PILARES RECTANGULARES Y CIRCULARES

La notación utilizada en las fórmulas que se exponen a continuación viene explicada, en su mayor parte, por las figuras 1 (para un pilar rectangular) y 2 (para un pilar circular).

Sin embargo, para simplificar la notación en las fórmulas, se utilizan algunas variables auxiliares tales como el momento estático combinado de la superficie de punzonamiento respecto de un eje determinado, o la distancia del centro de gravedad de dicha superficie a su borde, por lo que el significado de dichas variables se explica oportunamente.

Además, se dan los valores de α_x y α_y para cada uno de los casos considerados.

Pilar rectangular centrado

Estas fórmulas son las más conocidas y figuran en cualquier libro o norma que haga referencia al estado límite de punzonamiento y se exponen en este artículo exclusivamente con el afán de evitar que el lector tenga que buscarlas en otro lugar.

$$A_c = 2d [c_1 + c_2 + 2d] \quad \text{ec. 9}$$

$$J_x = \frac{d (c_1 + d) \left[\frac{d^2 + (c_1 + d)^2}{3} + (c_1 + d) (c_2 + d) \right]}{2} \quad \text{ec. 10}$$

$$J_y = \frac{d (c_2 + d) \left[\frac{d^2 + (c_2 + d)^2}{3} + (c_1 + d) (c_2 + d) \right]}{2}$$

$$+ (c_1 + d) (c_2 + d)] \quad \text{ec. 11}$$

$$H_{xy} = 0 \quad \text{ec. 12}$$

Como puede observarse, al ser paralelos los ejes principales del pilar y de la superficie de punzonamiento, H_{xy} vale cero ($\theta = 0$).

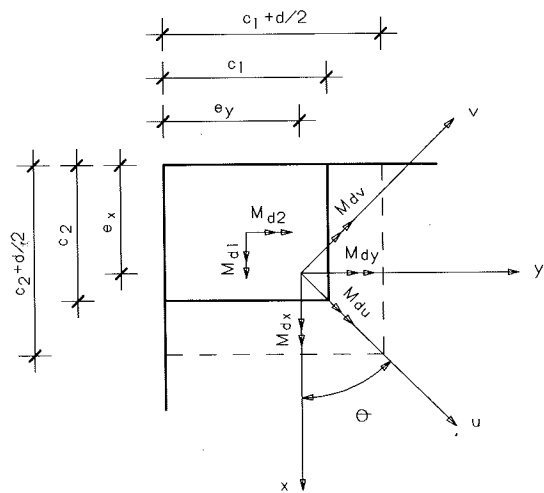
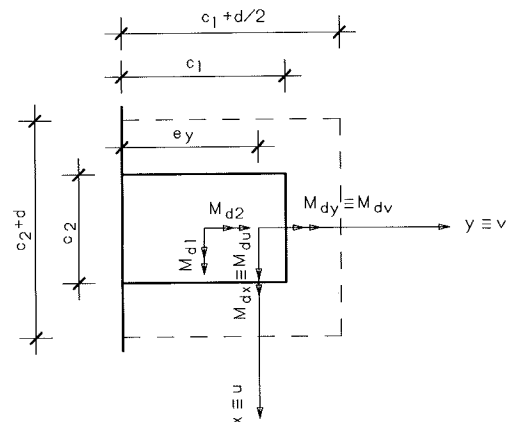
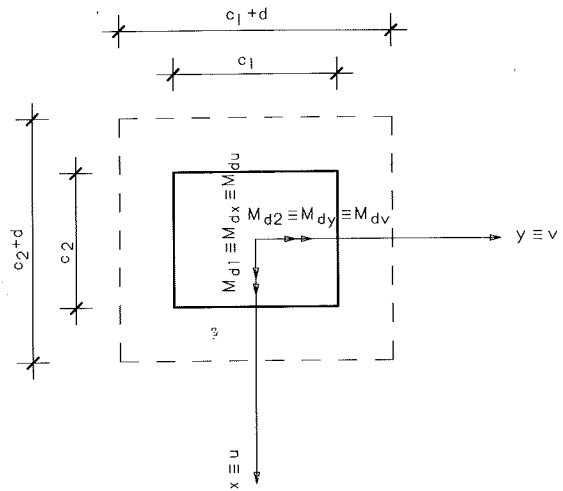


Fig. 1

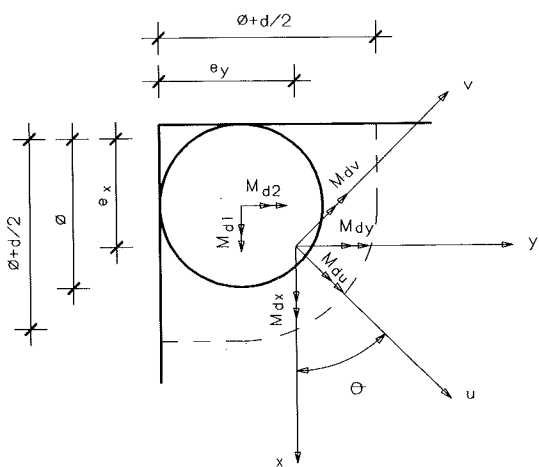
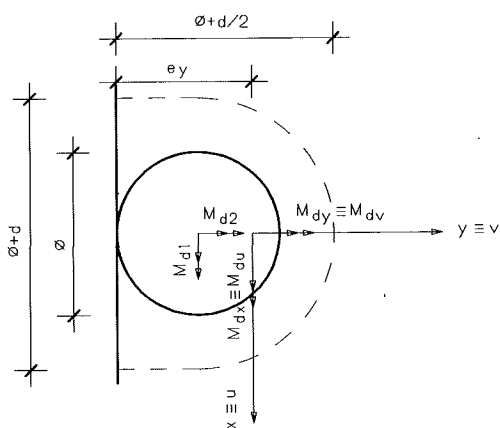
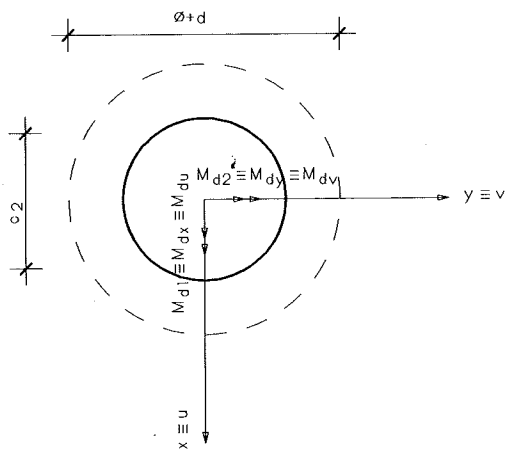


Fig. 2

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad \text{ec. 13}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_2 + d}{c_1 + d}}} \quad \text{ec. 14}$$

Pilar rectangular de borde

En el caso de un pilar de borde, el centro de gravedad de la superficie crítica de punzonamiento no coincide con el centro de gravedad del pilar, sino que se produce una traslación del mismo perpendicularmente al borde de la losa.

En las expresiones que siguen se denomina e_y a la distancia del borde de la losa a dicho centro de gravedad. El valor de e_y será además útil cuando sea necesario referir los momentos M_{dx} y M_{dy} al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento, como se verá en el apartado 6.

$$A_c = [2c_1 + c_2 + 2d] \quad \text{ec. 15}$$

$$e_y = \frac{(c_1 + \frac{d}{2})(c_1 + c_2 + \frac{3}{2}d)}{2c_1 + c_2 + 2d} \quad \text{ec. 16}$$

$$J_x = d(c_1 + \frac{d}{2}).$$

$$\left[\frac{d^2}{6} + \frac{(c_1 + \frac{d}{2})^2}{6} + 2 \left(\frac{c_1 + \frac{d}{2}}{2} - e_y \right)^2 \right] + d(c_2 + d)(c_1 + \frac{d}{2} - e_y)^2 \quad \text{ec. 17}$$

$$J_y = \frac{d(c_2 + d)}{2} \left[\frac{d^2 + (c_2 + d)^2}{6} + (c_1 + \frac{d}{2})(c_2 + d) \right] \quad \text{ec. 18}$$

$$H_{xy} = 0 \quad \text{ec. 19}$$

Al igual que en el caso anterior, los ejes principales de la superficie de punzonamiento y del pilar son paralelos, por lo que no es necesario aplicar las fórmulas del apartado 3.

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad \text{ec. 20}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_2 + d}{c_1 + d}}} \quad \text{ec. 21}$$

Pilar rectangular de esquina

En el caso del pilar rectangular de esquina, el

centro de gravedad de la superficie de punzonamiento queda trasladado perpendicularmente a ambos bordes respecto del centro de gravedad del pilar. Por lo tanto, es necesario definir dos variables auxiliares e_x y e_y que definen la distancia del primero de los citados centros de gravedad a los bordes correspondientes de la losa.

$$A_c = [c_1 + c_2 + d] \quad \text{ec. 22}$$

$$e_y = \frac{\left[c_1 + \frac{d}{2} \right] \left[\frac{c_1}{2} + c_2 + 0,75 d \right]}{c_1 + c_2 + d} \quad \text{ec. 23}$$

$$e_x = \frac{\left[c_2 + \frac{d}{2} \right] \left[\frac{c_2}{2} + c_1 + 0,75 d \right]}{c_1 + c_2 + d} \quad \text{ec. 24}$$

$$J_x = d \left(c_1 + \frac{d}{2} \right) \left[\frac{d^2 + \left(c_1 + \frac{d}{2} \right)^2}{12} + \left(\frac{c_1}{2} + \frac{d}{4} - e_y \right)^2 \right] + d \left(c_2 + \frac{d}{2} \right) \left(c_1 + \frac{d}{2} - e_1 \right)^2 \quad \text{ec. 25}$$

$$J_y = d \left(c_2 + \frac{d}{2} \right) \left[\frac{d^2 + \left(c_2 + \frac{d}{2} \right)^2}{12} + \left(\frac{c_2}{2} + \frac{d}{4} - e_x \right)^2 \right] + d \left(c_1 + \frac{d}{2} \right) \left(c_2 + \frac{d}{2} - e_x \right)^2 \quad \text{ec. 26}$$

$$H_{xy} = \frac{d}{2} \left[\left(c_2 + \frac{d}{2} - e_x \right) \left(c_1 + \frac{d}{2} - 2e_y \right) \left(c_1 + \frac{d}{2} \right) + \left(c_1 + \frac{d}{2} - e_y \right) \left(c_2 + \frac{d}{2} - 2e_x \right) \left(c_2 + \frac{d}{2} \right) \right] \quad \text{ec. 27}$$

Como puede verse, en este caso H_{xy} es distinto de cero. En particular, en el caso de un pilar cuadrado, se cumplirá que $J_y = J_x$ y θ será igual a 45° .

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2c_1 + d}{2c_2 + d}}} \quad \text{ec. 28}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2c_2 + d}{2c_1 + d}}} \quad \text{ec. 29}$$

A continuación se exponen las fórmulas para pilares circulares. Los comentarios hechos para pilares rectangulares son igualmente aplicables a las expresiones que siguen, por lo que sólo se dan las fórmulas sin más explicaciones.

Pilar circular centrado

$$A_c = 2 \pi \left(\frac{\phi + d}{2} \right) d \quad \text{ec. 30}$$

$$J_x = J_y = \pi \left(\frac{\phi + d}{2} \right)^3 d + \frac{1}{3} \left(\frac{\phi + d}{2} \right) d^3 \quad \text{ec. 31}$$

$$H_{xy} = 0 \quad \text{ec. 32}$$

$$\alpha_x = \alpha_y = 0,4 \quad \text{ec. 33}$$

Pilar circular de borde

$$A_c = \left[\left(2 + \pi \right) \frac{\phi}{2} + \pi \frac{d}{2} \right] d \quad \text{ec. 34}$$

$$M_{e,x} = \pi \frac{\phi + d}{2} d \left(\frac{2}{\pi} \cdot \frac{\phi + d}{2} + \frac{\phi}{2} \right) + \frac{\phi^2}{4} d \quad \text{ec. 35}$$

$$e_y = \frac{M_{e,x}}{A_c} \quad \text{ec. 36}$$

$$J_x = \frac{\pi}{2} \left(\frac{\phi + d}{2} \right)^3 d + \frac{1}{6} \left(\frac{\phi + d}{2} \right) d^3 + \pi \frac{\phi + d}{2} d \cdot \left[\left(\frac{\phi}{2} + \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\phi + d}{2} - e_y \right)^2 - \left(\frac{2}{\pi} \cdot \frac{\phi + d}{2} \right)^2 \right] + \left(\frac{\phi}{2} \right)^3 \frac{d}{6} + \phi \frac{d^3}{12} + \phi d \left(\frac{\phi}{4} - e_y \right)^2 \quad \text{ec. 37}$$

$$J_y = \frac{\pi}{2} \left(\frac{\phi + d}{2} \right)^3 d + \frac{1}{6} \left(\frac{\phi + d}{2} \right) d^3 + \phi d \left(\frac{\phi + d}{2} \right)^2 \quad \text{ec. 38}$$

$$H_{xy} = 0 \quad \text{ec. 39}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{\phi + \frac{d}{2}}{\phi + d}}} \quad \text{ec. 40}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{\phi + d}{\phi + \frac{d}{2}}}} \quad \text{ec. 41}$$

Pilar circular de esquina

$$A_c = \left[\left(2 + \frac{\pi}{2} \right) \frac{\phi}{2} + d \frac{\pi}{4} \right] d \quad \text{ec. 42}$$

$$M_{e,x} = M_{e,y} = \frac{\pi \phi + d}{2} d \left(\frac{2\phi + d}{\pi} \frac{\phi + d}{2} + \frac{\phi}{2} \right) + \frac{\phi^2}{8} d + \frac{\phi}{2} d \left(\phi + \frac{d}{2} \right) \quad \text{ec. 43}$$

$$e_x = e_y = \frac{M_{e,x}}{A_c} \quad \text{ec. 44}$$

$$J_x = J_y = \frac{\pi}{4} \left[\frac{\phi + d}{2} \right]^3 d + \frac{1}{12} \left(\frac{\phi + d}{2} \right) d + \frac{\pi \phi + d}{2} d$$

$$\cdot \left[\left(\frac{\phi}{2} + \frac{2\phi + d}{\pi} - e_x \right)^2 - \left(\frac{2\phi + d}{\pi} \right)^2 \right] + \frac{\phi}{24} d^3 + \frac{d}{12} \left[\frac{\phi}{2} \right]^3 + \frac{\phi}{2} d \left[\frac{\phi}{4} - e_x \right]^2 + \frac{\phi}{2} d \left[\phi + \frac{d}{2} - e_y \right]^2 \quad \text{ec. 45}$$

$$H_{xy} = \frac{d}{2} \left(\frac{\phi + d}{2} \right)^3 + \frac{\pi \phi + d}{2} d \cdot \left[\left(\frac{\phi}{2} + \frac{2\phi + d}{\pi} - e_x \right)^2 - \left(\frac{2\phi + d}{\pi} \right)^2 \right] + \phi d \left(\phi + \frac{d}{2} - e_x \right) \left(\frac{\phi}{4} - e_y \right) \quad \text{ec. 46}$$

$$\alpha_x = \alpha_y = 0,4 \quad \text{ec. 47}$$

6. ACERCA DE LOS MOMENTOS M_{dx} y M_{dy}

Es conveniente recordar al proyectista que los momentos M_{dx} y M_{dy} que intervienen en las expresiones anteriores están referidos al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

Sin embargo, los esfuerzos que se obtienen de un cálculo matricial están normalmente referidos al centro de gravedad del pilar. Por lo tanto, si llamamos M_{d1} y M_{d2} a estos últimos, para determinar los momentos M_{dx} y M_{dy} será necesario aplicar las siguientes expresiones:

$$M_{dx} = M_{d1} + N_d (e_y - e_{py}) \quad \text{ec. 48}$$

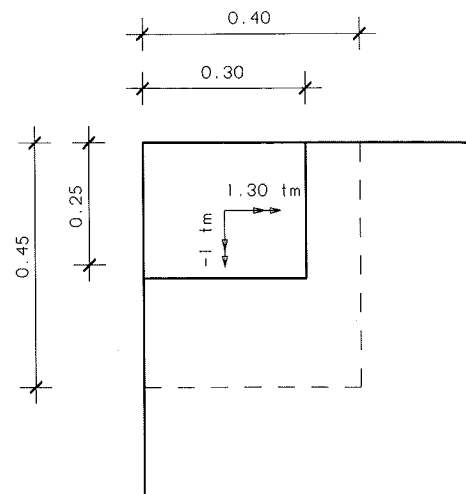
$$M_{dy} = M_{d2} - N_d (e_x - e_{px}) \quad \text{ec. 49}$$

En las expresiones anteriores, e_{px} y e_{py} son las distancias del centro de gravedad del pilar a los bordes de la superficie de punzonamiento.

Estos valores serán función del tipo de pilar de que se trate. En cualquier caso son valores fáciles de determinar, por lo que no parece necesario detallar más las expresiones anteriores.

7. CONSIDERACIONES FINALES

Como conclusión y para evaluar el error cometido al no tener en cuenta adecuadamente que la ec. 1 sólo es válida cuando tanto los esfuerzos como las características geométricas están referidos a los ejes principales de la superficie de punzonamiento, a continuación se desarrolla el cálculo a punzonamiento de un pilar rectangular de esquina.



$N_d = 12t$
 $h = 0,25m$
 $r = 0,05m$

Fig. 3

Se considera el pilar de la figura 3, de 0,30 x 0,25 m² de sección, correspondiente a la planta de cubierta de un edificio cuyo forjado tiene 0,20 metros de canto útil (d).

El hormigón utilizado es un H-200.

Los esfuerzos solicitantes obtenidos de un cálculo matricial y por lo tanto referidos a los ejes principales del pilar son:

$$N_d = 12,00 t.$$

$$M_{d1} = -1,00 tm.$$

$$M_{d2} = 1,30 tm.$$

Mediante la aplicación de las ec. 22 a 27 se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned}
A_c &= 0,15 \text{ m}^2 \\
e_y &= 0,2933 \text{ m} \\
e_x &= 0,2683 \text{ m} \\
J_x &= 2,827 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\
J_y &= 2,091 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\
H_{xy} &= -1,307 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\
\alpha_x &= 0,4161 \\
\alpha_y &= 0,3841
\end{aligned}$$

A continuación se desarrolla el cálculo de la tensión en los puntos críticos de la superficie de punzonamiento (puntos 1, 2 y 3 de la figura 3) en tres supuestos:

1. Aplicando la ec. 1 respecto de los ejes xy, con los momentos referidos al centro de gravedad del pilar.
2. Aplicando la ec. 1 respecto de los ejes xy, con los momentos referidos al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.
3. Aplicando la ec. 1 respecto de los ejes uv, con los momentos referidos al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

Supuesto 1

Este supuesto supone ignorar lo escrito en los apartados 3, 4 y 6.

La fórmula aplicada es, por lo tanto:

$$\tau_{pd} = \frac{N_d}{A_c} - \frac{\alpha_x M_{d1} x}{J_x} + \frac{\alpha_y M_{d2} y}{J_y}$$

A continuación se dan las coordenadas de los puntos críticos de la superficie de punzonamiento:

$$\begin{aligned}
x_1 &= 0,0817 \text{ m} & y_1 &= 0,1067 \text{ m} \\
x_2 &= -0,2683 \text{ m} & y_2 &= 0,1067 \text{ m} \\
x_3 &= 0,0817 \text{ m} & y_3 &= -0,2933 \text{ m}
\end{aligned}$$

Con estos valores, la tensión resultante en cada uno de estos puntos será:

$$\begin{aligned}
\tau_{pd(1)} &= 115,20 \text{ t/m}^2 \\
\tau_{pd(2)} &= 31,64 \text{ t/m}^2 \\
\tau_{pd(3)} &= 56,34 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Supuesto 2

Este supuesto supone ignorar lo escrito en los apartados 3 y 4 pero tener adecuadamente en cuenta el apartado 6.

La fórmula aplicada es, por lo tanto:

$$\tau_{pd} = \frac{N_d}{A_c} - \frac{\alpha_x M_{dx} x}{J_x} + \frac{\alpha_y M_{dy} y}{J_y}$$

Los momentos M_x y M_y se deducen a partir de

los momentos M_{d1} , M_{d2} y del axil N_d aplicando las ec. 48 y 49.

Los valores obtenidos para los momentos son:

$$\begin{aligned}
M_x &= 0,72 \text{ tm} \\
M_y &= -0,42 \text{ tm}
\end{aligned}$$

y para las tensiones:

$$\begin{aligned}
\tau_{pd(1)} &= 62,39 \text{ t/m}^2 \\
\tau_{pd(2)} &= 95,60 \text{ t/m}^2 \\
\tau_{pd(3)} &= 104,8 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Supuesto 3

Este supuesto equivale a aplicar la fórmula de la ec. 1 correctamente y para ello será necesario hacer uso previamente de las ec. 2 a 8. De esta forma se tendrán referidos a los ejes principales, tanto las características geométricas como los esfuerzos.

Los valores que se obtienen mediante estas expresiones son los siguientes:

$$\begin{aligned}
\theta &= 37,137^\circ \\
J_u &= 3,817 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\
J_v &= 1,101 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\
u_1 &= 0,1295 \text{ m} & v_1 &= 0,0357 \text{ m} \\
u_2 &= -0,1495 \text{ m} & v_2 &= 0,2470 \text{ m} \\
u_3 &= -0,1119 \text{ m} & v_3 &= -0,2830 \text{ m} \\
M_u &= 0,1414 \text{ tm} \\
M_v &= -0,3095 \text{ tm}
\end{aligned}$$

Aplicando la ec. 1 se obtienen las siguientes tensiones:

$$\begin{aligned}
\tau_{pd(1)} &= 42,27 \text{ t/m}^2 \\
\tau_{pd(2)} &= 112,87 \text{ t/m}^2 \\
\tau_{pd(3)} &= 121,94 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Comparación de los resultados obtenidos

En la tabla 1 se indica el error cometido en los supuestos 1 y 2 en la evaluación de la tensión en cada uno de los puntos críticos.

TABLA 1

Error cometido en la determinación de la tensión de punzonamiento en los supuestos 1 y 2, en % de la tensión correcta (supuesto 3)

Punto crítico	Error, supuesto 1	Error, supuesto 2
1	173%	48%
2	-72%	-15%
3	-54%	-14%

En la tabla anterior, un valor positivo indica que se ha sobreestimado el valor de la tensión, mientras que un valor negativo indica que ésta se ha subestimado.

Como puede verse, los errores son muy importantes si se considera la tensión en cada punto.

Sin embargo, lo que determina si se debe o no disponer armadura de punzonamiento es el valor de la tensión máxima. Por ello, en la tabla 2, se indica el error cometido en la evaluación de esta tensión de punzonamiento máxima (máximo de $\tau_{pd(1)}$, $\tau_{pd(2)}$ y $\tau_{pd(3)}$).

TABLA 2

Tensión máxima en cada supuesto y error cometido

Supuesto	$\tau_{pdm\acute{a}x}$ [t/m ²]	Error [%]
1	115,5	— 5,3
2	104,8	—14,0
3	121,9	0

A la vista de estos resultados se pueden hacer las siguientes consideraciones:

—Aunque en este caso particular el error cometido en el valor máximo de la tensión no es muy importante, dicho error queda del lado de la inseguridad y curiosamente es más importante cuando se tiene en cuenta el apartado 6.

—El punto crítico en que se produce la máxima tensión no es el mismo en todos los supuestos, lo cual hace pensar que si el error es pequeño ello se debe a la superposición de errores de signo contrario.

—Si se considera que la tensión máxima de punzonamiento viene dada por (EH-91 [1]):

$$\tau_{pm\acute{a}x} = \sqrt{f_{cd}}$$

tendríamos que:

$$\tau_{pm\acute{a}x} = 115,5 \text{ t/m}^2$$

y en los supuestos 1 y 2 no sería necesario colocar armadura de punzonamiento, mientras que el supuesto 3 si nos llevaría a disponerla.

De este análisis se pueden sacar las siguientes conclusiones:

—Al dimensionar una losa a punzonamiento, debe tenerse un cuidado especial cuando se trate de un pilar de borde o de esquina.

—Si se trata de un pilar de borde, es necesario aplicar las ec. 48 y 49, con objeto de referir los momentos transmitidos del pilar a la losa por esfuerzo cortante, al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

—Si se trata de un pilar de esquina, además de aplicar dichas ecuaciones con idéntica finalidad, es necesario aplicar las ec. 2 a 8, con objeto de referir las características geométricas y los

esfuerzos, a los ejes principales de la superficie de punzonamiento que forman un ángulo θ , distinto de cero, con los ejes principales del pilar.

—El no tener en cuenta los puntos anteriores puede conducir a errores importantes del lado de la inseguridad.

8. BIBLIOGRAFIA

1. EH-91. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado". Ministerio de Obras Públicas y Transportes. 1991.

2. Calavera, J. "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios". Intemac, 1985.

3. Corres, H. León J., Pérez, A. Arroyo, J.C., López, J.C. "Prontuario informático del hormigón armado". IECA, 1992.

RESUMEN

Aunque el estado límite de punzonamiento está incluido en la mayoría de las normas y manuales de hormigón armado, estos suelen contemplar los casos más sencillos y proporcionar unas formulaciones incompletas.

Este artículo se publica, por lo tanto, con la idea de suplir esta deficiencia y proporcionar a los proyectistas una formulación más general que responda a las exigencias de la práctica.

Las fórmulas que se exponen a continuación han sido deducidas con motivo de la próxima publicación del "Prontuario Informático del Hormigón" [3].

SUMMARY

Although the ultimate limit state due to punching shear is included in most codes and reinforced concrete handbooks, only the more simple cases are usually considered and the formulations given are incomplete.

This article is meant to supply the structural engineer with a more general approach to the problem including formulas for those cases most common in engineering practice.

These formulas have been derived for program TT3 included in the "Prontuario Informático del Hormigón" (a collection of programs for the computer aided design of reinforced concrete structures) soon to be published.

Análisis diferido en servicio de secciones en T y en cajón de hormigón armado. Factor práctico para el cálculo de flechas diferidas

Juan Murcia Vela
Instituto de Ciencia de Materiales de Barcelona, CSIC.
(comisión de servicios en Dpto. de Ingeniería de la Construcción, UPC,
E.T.S.I. Caminos de Barcelona)

INTRODUCCION

El estudio que aquí se muestra prosigue y complementa otro anterior, aparecido en un reciente artículo de esta revista (3), relativo a un asunto que continúa discutiéndose, entre otros, dentro del grupo de trabajo sobre flechas del Grupo Español del Hormigón: la conveniencia de revisar, y en su caso modificar, el factor de la vigente Instrucción española EH-91 (2), muy semejante al de la versión precedente EH-88 (1), que permite pasar de las flechas instantáneas a las diferidas.

Así, a continuación se efectúa un análisis aproximado en el tiempo de una sección en T o en cajón, de hormigón armado, con armadura en ambas caras y en situación de servicio (suponiéndola ya fisurada), bajo el efecto conjunto de la retracción y la fluencia del hormigón para las acciones permanentes o de larga duración.

Dicho análisis conduce finalmente a una fórmula bastante sencilla, que admite simplificaciones de cara a la práctica, para obtener ese factor de paso en tales tipos de sección; fórmula propuesta al final (complementando la obtenida en el artículo previo aludido) como posible alternativa a la existente en la citada norma. En relación a esta última, la que aquí se propone tiene la ventaja, entre otras, de dejar explícitas, por separado, la incidencia de la retracción y de la fluencia, deformaciones que pueden variar bastante según los casos; además, aunque su forma es muy parecida, ofrece en general resultados cuantitativos un tanto diferentes.

COMPORTAMIENTO DE UNA SECCION EN EL TIEMPO

El comportamiento diferido de una sección en T o en cajón, fisurada y en servicio bajo

acciones permanentes, puede analizarse con bastante facilidad mediante una serie de hipótesis, por otra parte muy razonables y realistas (para las dimensiones relativas usuales en estos tipos de secciones); se pretende tratar aquí en principio, por supuesto, de aquellas condiciones de trabajo no equivalentes ni cercanas a las de sección rectangular (esto es, que las compresiones rebasen con cierta amplitud la cabeza de compresión). Dichas hipótesis son:

—el baricentro de la cabeza de compresión de la sección coincide con el de su respectiva armadura;

—las compresiones del alma (o almas) de la sección pueden despreciarse frente a las de la cabeza: se tiene así en ésta una distribución trapezoidal de tensiones.

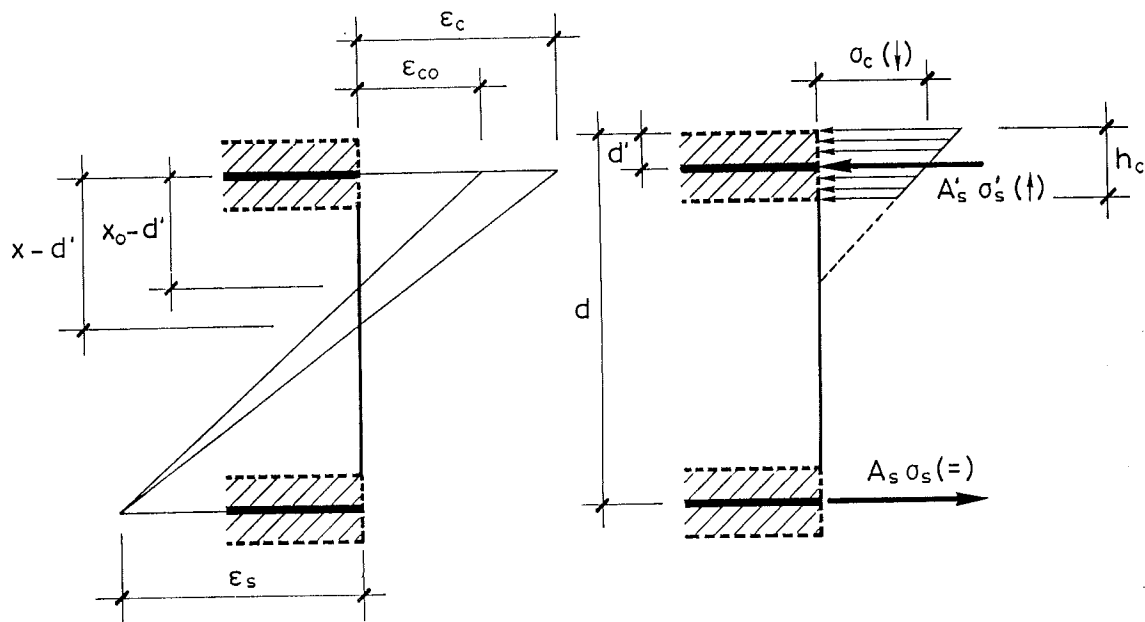
En tales circunstancias, se alcanza una gran aproximación tomando la resultante de las compresiones en el hormigón sobre el citado baricentro. Interesa, entonces, poner las tensiones y deformaciones del hormigón en función de las existentes en dicho punto (valores medios de las relativas a la cabeza de compresión), en lugar de hacerlo, por ejemplo, respecto a la fibra extrema de la zona.

Al mismo tiempo, se mantienen otras hipótesis, básicas y muy sencillas, que ya fueron justificadas en detalle (3) para sección rectangular o asimilable (cuya zona comprimida resulte de anchura constante): la sobrecarga que en la armadura provoca la fluencia de la zona comprimida es equilibrada por una descarga similar en el hormigón de la misma; al coincidir los respectivos baricentros, no se modifica la sollicitación (ni el esfuerzo axial ni el momento); si es así, la armadura de tracción debe mantener su tensión y, por tanto, su deformación inicial.

Suponiendo, una vez más, deformaciones planas en el tiempo, su ley pivota entonces

sobre la del acero a tracción; en la zona comprimida las deformaciones crecen por fluencia con arreglo a la evolución de las tensiones en el hormigón. Esto produce un ligero desajuste respecto a las últimas hipótesis enunciadas, aunque afecta muy poco a la curvatura diferida resultante (3), que es el parámetro que interesa aquí en definitiva.

La figura adjunta muestra un esquema de la situación que acaba de exponerse.



Desarrollo analítico

Veamos brevemente el desarrollo analítico de todo esto. Se mantendrá la notación empleada en el referido artículo (3), así como los signos de las tensiones y las deformaciones (como no hay lugar a confusión, tanto compresiones como tracciones son positivas si se encuentran en sus correspondientes zonas de la sección).

Las curvaturas actual e inicial son, respectivamente, como es bien sabido, $c = \frac{\epsilon_s + \epsilon_c}{d}$ y $c_0 =$

$$= \frac{\epsilon_s + \epsilon_{c0}}{d}.$$

Además, considerando en principio sólo la fluencia, se tiene (3)

$$\epsilon_c = \epsilon_{c0} \cdot (1 + \varphi) + \frac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi),$$

donde $\varphi = \varphi(t, t_0)$ y $\epsilon_{c0} = \frac{\sigma_{c0}}{E_c}$.

El autoequilibrio en la zona comprimida (lo que se va sobrecargando la armadura se va descargando el hormigón), indicado al principio, se plasma en la expresión

$$A'_s \cdot (\sigma'_s - \sigma'_{s0}) + b \cdot h_c \cdot (\sigma_c - \sigma_{c0}) = 0,$$

en la que b y h_c son, respectivamente, la anchura y el canto de la cabeza de compresión.

Pero, al introducir la condición de compatibilidad en la zona, se tiene asimismo

$$A'_s \cdot (\sigma'_s - \sigma'_{s0}) = A'_s \cdot E_s \cdot (\epsilon_c - \epsilon_{c0}).$$

Desarrollando la diferencia $\epsilon_c - \epsilon_{c0}$ en la

última expresión, y teniendo en cuenta la ecuación de equilibrio ya vista, se obtiene

$$A'_s \cdot (\sigma'_s - \sigma'_{s0}) = A'_s \cdot E_s \cdot \left[\epsilon_{c0} \cdot \varphi + \frac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi) \right] = -b \cdot h_c \cdot (\sigma_c - \sigma_{c0}).$$

De lo anterior resulta

$$\sigma_c - \sigma_{c0} = -\epsilon_{c0} \cdot \varphi \cdot \frac{A'_s \cdot E_s}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)}.$$

Por otra parte, la curvatura de la sección se puede poner como $c = c_0 + c_{dif}$, siendo c_{dif} el incremento de la curvatura en el tiempo. De ahí se deduce que

$$c_{dif} = c - c_0 = \frac{\epsilon_c - \epsilon_{c0}}{d} = \frac{\epsilon_{c0} \cdot \varphi + \frac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}{d},$$

en función de los valores iniciales (salvo la tensión σ_c) y del coeficiente de fluencia φ .

Tomando la expresión del cociente entre c_{dif} y c_0 , y sustituyendo en ella el valor ya obtenido para $\sigma_c - \sigma_{c0}$, resulta

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{\epsilon_{c0} \cdot \varphi + \frac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}{\epsilon_s + \epsilon_{c0}} = \frac{b \cdot h_c \cdot \epsilon_{c0} \cdot \varphi}{[b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)] \cdot (\epsilon_s + \epsilon_{c0})}$$

Teniendo en cuenta que $x_0 - d' = \frac{\epsilon_{c0}}{\epsilon_s + \epsilon_{c0}}$,

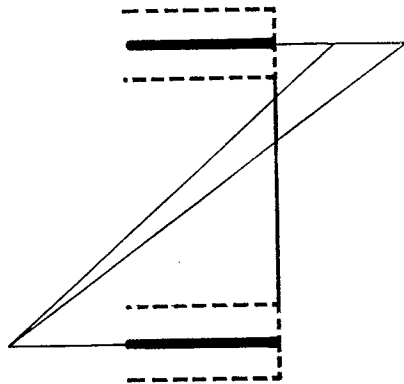
($d - d'$), se obtiene

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{b \cdot h_c \cdot \varphi}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

Para el caso particular $A'_s = 0$, resulta

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \varphi$$

Consideremos ahora, por su parte, la *retracción* del hormigón.



A efectos de la curvatura, la retracción operativa es la que se produce en la cabeza de compresión a partir del instante en que la sección entra en carga y se fisura.

Si ϵ_r es tal retracción (por tanto, $\epsilon_r = \epsilon_r(t, t_0)$, con los mismos tiempos que para la fluencia) y, debidos sólo a su efecto, $\Delta\sigma'_{sr}$ y $\Delta\sigma'_{cr}$ ($\Delta\epsilon_{cr}$) son, respectivamente, los incrementos de tensión (deformación) diferidos en la armadura y en el hormigón de la citada zona, se tiene

$$A'_s \cdot \Delta\sigma'_{sr} + b \cdot h_c \cdot \Delta\sigma'_{cr} = 0$$

y

$$\Delta\sigma'_{sr} = E_s \cdot \Delta\epsilon_{cr} = E_s \cdot \left[\epsilon_r + \frac{\Delta\sigma'_{cr}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi) \right],$$

al establecer el equilibrio y la compatibilidad en la misma.

De las dos anteriores resulta

$$\Delta\sigma'_{cr} = -\epsilon_r \cdot \frac{A'_s \cdot E_s}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

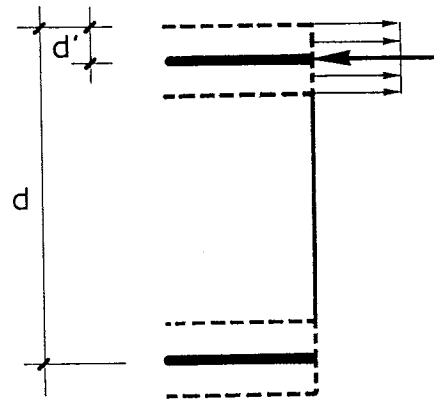
Una vez definido este $\Delta\sigma'_{cr}$ (de tracción), puede ya tenerse en cuenta el efecto conjunto de la retracción y de la fluencia, incorporándolo al $\sigma_c - \sigma_{c0}$ obtenido antes sólo para ésta, de forma

que

$$\sigma_c - \sigma_{c0} = -(\epsilon_{c0} \cdot \varphi + \epsilon_r) \cdot \frac{A'_s \cdot E_s}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

Y así, incluyendo ya también ϵ_r en el incremento de la deformación del hormigón, para el cociente de curvaturas en cuestión se obtiene, sucesivamente,

$$\begin{aligned} \frac{c_{dif}}{c_0} &= \frac{\epsilon_c - \epsilon_{c0}}{\epsilon_s + \epsilon_{c0}} \\ &= \frac{\epsilon_{c0} \cdot \varphi + \epsilon_r + \frac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}{\epsilon_s + \epsilon_{c0}} \\ &= \frac{(\epsilon_{c0} \cdot \varphi + \epsilon_r) \cdot \left[1 - \frac{n \cdot A'_s}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)} \cdot (1 + k \cdot \varphi) \right]}{\epsilon_s + \epsilon_{c0}} \end{aligned}$$



$$= \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{b \cdot h_c \cdot (\varphi + \epsilon_r)}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

donde de nuevo se ha sustituido $x_0 - d' = \frac{\epsilon_{c0}}{\epsilon_s + \epsilon_{c0}} \cdot (d - d')$.

La última expresión puede ponerse como

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{\varphi + \epsilon_r}{1 + n \cdot \frac{A'_s}{b \cdot h_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

Para el caso particular $A'_s = 0$, resulta

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{\varphi + \epsilon_r}{\epsilon_{c0}}$$

Por último, de las condiciones iniciales (equilibrio de fuerzas y compatibilidad) en la sección,

$$A'_s \cdot \sigma'_{s0} + b \cdot h_c \cdot \sigma_{c0} = A_s \cdot \sigma_{s0}$$

y

$$\frac{\sigma'_{s0}}{x_0 - d'} = \frac{\sigma_{s0}}{d - x_0} = n \cdot \frac{\sigma_{c0}}{x_0 - d'}$$

se obtiene el parámetro que falta para definir el cociente entre curvaturas, esto es,

$$\frac{x_0 - d'}{d - d'} = \frac{n \cdot A_s}{b \cdot h_c + n \cdot (A_s + A'_s)} = \frac{n \cdot \frac{A_s}{b \cdot h_c}}{1 + n \cdot \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_c}}$$

FORMULACION PRACTICA ORIENTADA A LA NORMATIVA

Como se ha visto, las curvaturas diferidas (debidas tanto a la fluencia, inducida por las acciones permanentes o de larga duración, como a la retracción) se obtienen multiplicando las instantáneas por el factor encontrado.

Pero, una vez más, este mismo factor, referido a una cierta sección promedio en la zona fisurada de las piezas, es clara y directamente extensible a las flechas (de forma bastante ajustada y por el lado de la seguridad), puesto que, entre otras cosas, en la práctica su valor no depende de la flexión existente, variable a lo largo de aquéllas.

Cabe así utilizarlo sin más como factor de paso de las flechas instantáneas a las diferidas. Este factor, conocido por λ , es entonces

$$\lambda = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{\varphi + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_{c0}}}{1 + n \cdot \frac{A'_s}{b \cdot h_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}$$

A efectos prácticos, el coeficiente que en λ multiplica a $\frac{A'_s}{b \cdot h_c}$ se sustituirá, normalmente,

por una adecuada constante. Para ello, teniendo en cuenta que el valor operativo de φ es, en estos cálculos de flechas, el que corresponde a $t \rightarrow \infty$, dicho coeficiente puede ser del orden de 20.

Por otra parte, el valor de ϵ_{c0} puede tomarse en forma ajustada o simplificada, sustituyéndolo en la práctica por un valor fijo suficientemente pequeño (por ejemplo, del orden de 2×10^{-4}).

De este modo, se constata que el factor de paso antes encontrado puede adoptar una forma parecida a las que tiene tanto en la actual norma EH-91 (2) como en la anterior EH-88 (1):

$$\lambda = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{\varphi + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_{c0}}}{1 + 20 \cdot \frac{A'_s}{b \cdot h_c}}$$

donde la cuantía de armadura de compresión respecto al área de su respectiva cabeza es, en cada caso, directamente transformable en la que aparece en la norma, ρ' (relativa al canto útil d), siendo una vez más

$$\frac{x_0 - d'}{d - d'} = \frac{n \cdot \frac{A_s}{b \cdot h_c}}{1 + n \cdot \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_c}}$$

Se recuerda, en fin, que el ancho de la sección b que figura en todas las expresiones anteriores es el de la cabeza de compresión.

Comparación con el factor de paso de la norma española

No se va a entrar ahora con detalle en esta cuestión, ya discutida (junto con el posible origen del factor de la norma) para sección rectangular o asimilable (3), dada la relativa semejanza existente entre el factor obtenido entonces y el aquí encontrado, si se confronta la magnitud de ambos con la que alcanza el factor de la EH-91 (2); este último, por lo demás, no distingue entre distintos tipos de sección, al igual que ocurría en la EH-88 (1).

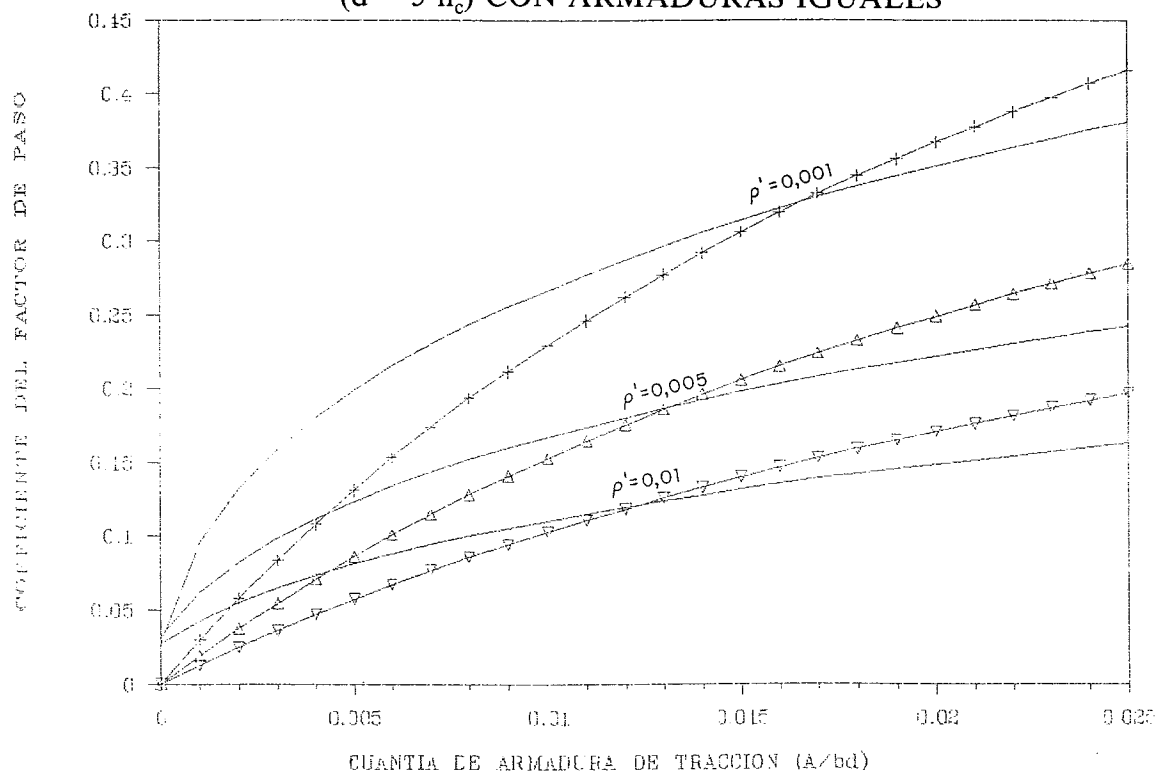
En efecto, el factor de la norma sigue resultando normalmente muy conservador (un poco menos, en general, que el de la citada versión anterior), al ser aplicado a estas secciones en T o en cajón, aunque tal diferencia disminuye también al crecer la cuantía de armadura de tracción (y bajar la de compresión).

Para comprobarlo, se efectuará una comparación entre los factores aquí y allá obtenidos,

sin contar el término $\varphi + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_{c0}}$, y de éstos a su vez con el de la norma, prescindiendo del parámetro ξ (esto es, tomando sólo $\frac{1}{1 + 50 \cdot \rho'}$).

Tal comparación, y no la de las expresiones completas de los factores, es procedente dado que, como ya se hizo en (3), una primera y razonable referencia al factor de la norma, consiste en asimilar ξ con el término sumatorio mencionado; por otro lado, se trata de la parte del factor que no depende más que de la propia pieza.

SECCIONES RECTANGULAR Y T O CAJON ($d = 5 h_c$) CON ARMADURAS IGUALES



La figura adjunta muestra un gráfico de los citados coeficientes del factor λ , o factores parciales, en función de la cuantía de armadura de tracción ρ (relativa también al canto d): para sección rectangular, por un lado, y para sección en T o en cajón (en el caso en que $h_c = 0,2 \cdot d$), por otro, siendo $n = 7$ y $d' = 0,1 \cdot d$ en ambas. Se han tomado tres valores diferentes para la cuantía de armadura de compresión ρ' (0,001, 0,005 y 0,01).

Las curvas trazadas con línea continua corresponden a la sección rectangular y las marcadas además con otros símbolos a la de forma en T o en cajón. En todos los casos, conforme va aumentando la cuantía ρ' , las curvas se mueven de arriba hacia abajo, con valores cada vez más pequeños.

Pues bien, el citado coeficiente del factor de la norma, homólogo a los representados en el gráfico, toma, para las mismas cuantías ρ' , los valores 0,95, 0,80 y 0,67 (serían obviamente rectas horizontales, si se representasen), muy superiores a los que alcanzan los otros en sus respectivos casos.

Evolución real del factor en las secciones estudiadas

Colocados ya ante tales resultados gráficos, y más allá de las anteriores comparaciones, resulta muy oportuno analizar también el comportamiento real de las propias secciones objeto

de este estudio, en lo que se refiere a su factor λ .

En el gráfico presentado se observa cómo, para una misma cuantía ρ' , con cuantías de tracción pequeñas el coeficiente del factor o factor parcial obtenido aquí es siempre menor que el mismo en sección rectangular, para pasar a ser mayor con valores más altos. Recordando que también la profundidad x_0 de la zona comprimida crece siempre con la cuantía de armadura de tracción, hay que indicar que ambas curvas se cortan siempre en puntos cuya x_0 es tal que, calculada para una u otra sección, $x_0 > h_c$.

Pero tampoco debe olvidarse que las secciones en T o en cajón, mientras toda la compresión se encuentra dentro de su respectiva cabeza (esto es, mientras $x_0 \leq h_c$), se comportan exactamente como si fueran rectangulares; de ahí que, para valores bajos de la cuantía de tracción (dejando aparte los ya muy próximos a cero, cuyos resultados carecen de sentido real), las curvas que en realidad les corresponden son las de estas secciones.

Y así, en principio, quedan caracterizadas al combinar el modelo de análisis para sección rectangular (3) y el desarrollado más arriba.

No obstante, con todos estos datos no será difícil apreciar cómo, partiendo ya siempre del que corresponde a las secciones rectangulares (cuantías de tracción bajas), el auténtico comportamiento de las que ahora nos ocupan se sitúa más tarde como intermedio entre aquél y

el obtenido aquí, aunque quedando muy cercano a este último.

Para ello, interpretemos lo que ocurre en dichas secciones a la luz del modelo empleado en este estudio. Mientras se comportan como rectangulares, o casi igual (cuando ya $x_0 > h_c$, sin que aún ambos valores se separen mucho), con tal modelo se tiende a minusvalorar el efecto de la fluencia; sin embargo, al crecer más la profundidad x_0 , y pasar a ser relativamente fuerte, se tiende a lo contrario.

Lo anterior parece entroncar con el hecho de colocar la resultante de las compresiones del hormigón en el baricentro de la cabeza correspondiente, y también con el de despreciar las que actúan sobre el alma (o las almas): en el primer caso aludido, la resultante real está por encima de la supuesta y produce una mayor curvatura diferida relativa; en el segundo, la real está un poco por debajo de la supuesta (pero por encima, y cada vez más, de la que se obtendría en sección rectangular, modelo ya no aplicable) y da lugar a una algo menor.

Por último, de cara a evaluar y comparar oportunamente el factor λ (y ya no sólo una parte de él) a que se llegaría con uno y otro de los modelos citados, y a efectuar una propuesta adecuada para el mismo en estas secciones, conviene tener presente que:

—para los casos en que $x_0 > h_c$, con la misma flexión relativa (como parece lógico al comparar casos con cuantías iguales), ya no existirá mucha diferencia entre las deformaciones ϵ_{c0} en el baricentro y en la fibra extrema de la cabeza de compresión (puntos de referencia, respectivamente, en el modelo aquí adoptado y en el de sección rectangular), aunque la primera se mantiene siempre menor;

—en la práctica, y por estar del lado de la seguridad, si existe cota superior del factor, de valor parecido, conviene tomarla como λ .

CONCLUSION

A la vista de los resultados obtenidos más arriba, para las secciones en T o en cajón, aquí consideradas, surgen en principio unas conclusiones muy semejantes a las ya apuntadas en (3).

En primer lugar, la semejanza de forma entre el factor λ , para pasar de las flechas instantáneas a las diferidas, que figura en la vigente norma española EH-91 (2) y el obtenido en este trabajo.

En segundo lugar, la gran ventaja que posee el factor deducido aquí de hacer explícitas, por separado, las repercusiones de la fluencia y de la retracción, pudiendo ajustarse a las condiciones específicas de cada caso concreto.

Y en tercer lugar, el hecho de que el factor λ de la actual norma, que por otra parte no distingue entre tipos de sección, suele resultar también un tanto conservador al ser aplicado a estas secciones (lo que mantiene, para las mismas, la pertinencia del problema que dio lugar a las discusiones mencionadas al principio).

En definitiva, y como consecuencia del análisis efectuado, procede ahora complementar la propuesta realizada en su día (3) para obtener el factor de paso λ , extendiéndola a las secciones en T o en cajón, posible alternativa al actual de la norma.

Así, para el mismo se propone la expresión

$$\lambda = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{\varphi + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_{c0}}}{1 + 20 \cdot \frac{A'_s}{b \cdot h_c}}$$

donde

$$\frac{x_0 - d'}{d - d'} = \frac{n \cdot \frac{A_s}{b \cdot h_c}}{1 + n \cdot \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_c}}$$

y ϵ_{c0} es la deformación inicial del hormigón en el baricentro de la cabeza de compresión.

No obstante, como con estas secciones existen casos en los que es más conveniente mantener el factor de la sección rectangular, es preciso incluirlos aquí: aparte de los obvios, cuya zona comprimida se encuentra enteramente dentro de su respectiva cabeza, se trata de otros casos cercanos (en que dicha zona rebasa ya la cabeza, pero no mucho) de comportamiento muy próximo al de aquélla.

Entonces, recogiendo lo propuesto en (3) y en los comentarios del autor sobre dicha referencia (que figuran en este mismo número), para tales casos se tomará

$$\lambda = \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_{c0}}}{1 + 150 \cdot \rho'}$$

donde ahora

$$\frac{x_0}{d} = \sqrt{n^2 \cdot (\rho + \rho')^2 + 2 \cdot n \cdot (\rho + \rho') \cdot \frac{d'}{d}} - n \cdot (\rho + \rho')$$

(o alguna variante simplificada similar a las allí enunciadas)

y ϵ_{c0} es la deformación inicial del hormigón en la fibra extrema (más comprimida) de la cabeza de compresión.

Faltaría entonces delimitar ambas opciones, al objeto de poder conocer cuál de las dos se ha de seguir. Un criterio práctico, que se muestra razonable y seguro a tales efectos, podría ser el siguiente:

—calcular antes que nada, con la primera opción, el valor de $\frac{x_0 - d'}{d - d'}$ y deducir de éste el de

la profundidad x_0 ;

—si $x_0 \leq 1,5 \cdot h_c$, se opta por la segunda opción (a pesar de que, entonces, la sección funciona o se encuentra cerca de trabajar como rectangular, no es preciso calcular x_0 con la expresión de ésta: ya se tiene en cuenta que este último valor es menor que el obtenido);

—si $x_0 > 1,5 \cdot h_c$, se prosigue con la primera opción.

En todas las expresiones anteriores se verifica lo que sigue:

—las cuantías y demás variables seccionales se refieren a una sección adecuada en la zona fisurada de la pieza;

—para la fluencia, $\varphi = \varphi(t, t_0)$, y, para la retracción, $\epsilon_r = \epsilon_r(t, t_0)$, siendo t_0 la edad del hormigón en el instante de la carga y t la edad o tiempo de cálculo (como se indicó, $t \rightarrow \infty$ es aquí el valor operativo).

Además, ϵ_{c0} puede dejarse como variable, para evaluar en cada caso concreto, o bien mantenerse como un valor promedio fijo adecuado ($\epsilon_{c0} = 2 \times 10^{-4}$, por ejemplo, u otro conveniente).

Finalmente, se vuelve a insistir en que la anchura de la sección, que aparece en todo lo anterior, corresponde a la cabeza de compresión.

REFERENCIAS

1. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON. *EH-88: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, 1988.

2. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON. *EH-91: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*. Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Madrid, 1991.

3. MURCIA, J. Análisis aproximado en el tiempo de secciones de hormigón armado en

servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de flechas diferidas. *Hormigón y Acero*, nº 181 (pp. 9-17). Madrid, 1991.

RESUMEN

En la línea de un artículo anterior, se presenta en éste un nuevo estudio aproximado en el tiempo de una sección de hormigón armado, en T o en cajón, con armadura en ambas caras, en situación de servicio y con fisuración, teniendo en cuenta la retracción y la fluencia del hormigón bajo acciones permanentes.

Al final, y como consecuencia del anterior, se propone una fórmula práctica para el factor λ , que permite pasar de las flechas instantáneas a las diferidas, como posible alternativa a la existente en la vigente Instrucción española EH-91 (muy parecido al de la anterior EH-88), la cual, por otra parte, no distingue entre distintos tipos de sección.

Dicha fórmula presenta, una vez más, la ventaja de hacer explícitas las repercusiones de la retracción y de la fluencia, las cuales pueden variar bastante según los casos. Por otro lado, aunque su forma es muy semejante a la de la norma, ofrece en general resultados cuantitativos un tanto menos conservadores.

SUMMARY

In connection with a prior paper, this one presents an approach to the time-dependent analysis of T or box shaped reinforced concrete cross-sections, with reinforcement at both sides, in serviceability conditions after cracking, considering shrinkage and creep under permanent load.

Finally, as a result from this analysis, a formula for the factor permitting to obtain delayed deflections from instantaneous ones is proposed for practical calculations. It could be an alternative to the one existing at the current Spanish reinforced concrete code (EH-91), almost equal in this to the prior version (EH-88), not distinguishing different kind of cross-sections.

The formula has the important quality of making explicit the incidence of both shrinkage and creep, properties having big variations from one case to another. By other hand, in spite of having a similar formulation to the Spanish code one, it offers normally rather less conservative numerical results.

V Simposio Internacional de la Rilem sobre "Fluencia y retracción del hormigón"

Organizado por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de Barcelona, Universidad Politécnica de Catalunya (ETSECCPB-UPC) y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE); patrocinado por la "Unión Internacional de Laboratorios de Investigación y Ensayos de Materiales y Estructuras (RILEM) y con el apoyo del CIRIT de la Generalitat de Catalunya, y de INTEMAC, se va a celebrar, durante los días 6 al 9 de septiembre del próximo año 1993, el V Simposio Internacional de la RILEM sobre "Fluencia y Retracción del Hormigón".

Objetivos

En este Simposio, que continúa la tradición de los anteriores, celebrados en 1958 y 1968 en Munich, en 1978 en Leeds y en 1986 en Evans-ton, se expondrán los últimos avances logrados en el conocimiento de la fluencia y retracción del hormigón y de sus efectos en las estructuras. Especial atención se prestará a temas relacionados con las últimas investigaciones realizadas sobre las características físicas y micromecánicas de la fluencia y retracción, sus aspectos probabilísticos y estadísticos, el desarrollo de modelos más representativos del comportamiento del material, de métodos de análisis estructural y de la durabilidad de las estructuras a largo plazo.

Se intenta proporcionar un foro adecuado donde puedan desarrollarse en profundidad discusiones técnicas entre científicos, investigadores teóricos y numéricos, e ingenieros prácticos en la ejecución de obras.

Temas

- Mediciones en obra y en laboratorio.
- Mecanismos físicos y modelos micromecánicos.
- Relaciones fundamentales.
- Modelos sencillos para las predicciones en la práctica.
- Análisis estructural y soluciones con elementos finitos.
- Efectos de las variaciones de humedad, de la temperatura y de la fisuración.

- Interacción de la fluencia y la rotura.
- Modelos probabilísticos de materiales y estructuras.
- Aplicaciones y casos estudiados.

Desarrollo de las Sesiones

Las Sesiones se iniciarán con una Conferencia a cargo de personalidades especialmente invitadas. A continuación se destinarán de 15 a 20 minutos a la presentación de las Comunicaciones correspondientes a cada una de las Sesiones y, finalmente, habrá un amplio coloquio.

Los idiomas oficiales para el Simposio serán el inglés y el francés.

Al iniciarse el Simposio, se entregará a cada participante inscrito un ejemplar de los "Proceedings".

Sede y Programa de Actos Sociales

El Simposio se celebrará en la Universidad Técnica de Cataluña, en Barcelona.

Está previsto un amplio programa de Actos Sociales, tanto para los participantes en el Simposio como para los acompañantes.

Alojamiento

En las proximidades del local donde va a celebrarse el Simposio, existen varios hoteles, de diversas categorías, y residencias de estudiantes. En algunos de estos hoteles se han hecho reservas de plazas para los participantes.

En fecha próxima, a los interesados en asistir al Simposio, se les facilitarán datos adicionales en relación con estos alojamientos.

Consultas

Cualquier consulta que desee hacerse sobre el Simposio, deberá dirigirse a:

Edith Wolf
ConCreep 5
Centre Internacional de Métodos Numéricos
en Ingeniería
Gran Capitá, s/n - Edif. C1
E-08034 BARCELONA, España
Tel.: (34-3) 205-7016. Fax: (34-3) 401-6517

Adherencia entre armaduras corrugadas y hormigón reforzado con fibras metálicas (*)

Jesús Rodríguez Santiago
 Doctor Ingeniero de Caminos
 Luis M. Ortega Basagoiti
 Ingeniero de Caminos
 GEOCISA (Grupo DRAGADOS)
 Manuel Fernández Cánovas
 Catedrático de la ETSICCP de Madrid

1. INTRODUCCION

La utilización de aceros con límite elástico superior a 400 MPa en las estructuras de hormigón armado, ha exigido mejorar la capacidad de transmisión de esfuerzos en la superficie de contacto entre la armadura y el hormigón, con el fin de poder seguir estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre ambos materiales. Esta mejora se obtuvo acabando la superficie de las barras con unos nervios o corrugas que incrementan notablemente la adherencia entre ambos materiales.

De esta forma, la rotura de la unión entre la armadura y el hormigón se produce para valores altos de la tensión de adherencia, si se utilizan fuertes espesores de recubrimiento de hormigón o se emplean cuantías elevadas de armadura transversal de confinamiento. El fallo se produce por rotura del hormigón según una superficie cilíndrica que envuelve a las corrugas de la barra (efecto pull-out).

Sin embargo, las armaduras en las estructuras se sitúan cerca de la superficie del hormigón, con recubrimientos pequeños (20-40 mm) y con cuantías moderadas de armadura transversal. En estos casos, antes de producirse el fallo por efecto "pull-out", se forman fisuras en el hormigón, radiales y paralelas a las barras, debidas a la presión generada por el engarzamiento de las corrugas en el hormigón. La rotura se produce de forma frágil cuando la tensión en el hormigón alcanza su resistencia a tracción, si no existe armadura de confinamiento (efecto splitting). Este comportamiento puede mejorarse confinando la barra, adecuadamente, mediante el aumento del espesor de recubrimiento, la mejora de la resistencia del hormigón, la disposición de armadura transversal o la aplicación de una presión exterior, (1) (2) (3).

La incorporación de fibras metálicas al hormigón, retrasa la aparición de las fisuras y aumenta su resistencia a tracción, (4) (5). En consecuencia, el refuerzo del hormigón con estas fibras debe, en principio, mejorar su adherencia con las armaduras corrugadas (6) (7) (8). No obstante, este efecto ha sido poco estudiado, existiendo información escasa acerca de la mejora de la adherencia cuando el fallo se produce por "efecto splitting".

En este trabajo, se resume el desarrollo de un programa de investigación, cuyos principales objetivos fueron: a) la puesta a punto de un ensayo de adherencia, con las armaduras situadas próximas a la superficie del hormigón, b) la evaluación experimental de la influencia del refuerzo del hormigón con fibras metálicas, en la adherencia, y c) el contraste de los resultados experimentales con los deducidos a partir de las expresiones propuestas por Tepfers (1) y Eligehausen (3).

2. TRABAJO EXPERIMENTAL

2.1. Materiales

Se emplearon dos tipos de **hormigones**, correspondientes a hormigones de edificación (B y BF) y de obra civil (D y DF), fabricándose amasadas con fibras y sin ellas, con las dosificaciones indicadas en la tabla 1.

Se fabricaron probetas cilíndricas (ϕ 15 x 30 cm) para los ensayos de resistencia a compresión y brasileño, y probetas prismáticas (15 x 15 x 60 cm) para los ensayos de rotura a flexotracción y aparición de la primera fisura. En la tabla 2, se resumen los valores medios de los resultados obtenidos.

Se utilizaron **barras corrugadas** de acero soldable tipo AEH 500 S, con diámetros ϕ 12 y ϕ 25 mm, cuyas características se resumen en la tabla 3.

(*) Trabajo presentado a la International Conference on BOND IN CONCRETE (Riga, Octubre 1992).

TABLA 1

	Hormigón B	Hormigón BF	Hormigón D	Hormigón DF
Arido silíceo machacado 12/20	465 kg/m ³	465 kg/m ³	430 kg/m ³	430 kg/m ³
Arido silíceo machacado 6/12	465 kg/m ³	465 kg/m ³	430 kg/m ³	430 kg/m ³
Arena silícea 0/6	930 kg/m ³	930 kg/m ³	860 kg/m ³	860 kg/m ³
Cemento IIZ-35 (B y BF) y I-45 (D y DF)	300 kg/m ³	300 kg/m ³	400 kg/m ³	400 kg/m ³
Agua	170 kg/m ³	170 kg/m ³	185 kg/m ³	185 kg/m ³
Superfluidificante	1,5 kg/m ³	4,5 kg/m ³	2,0 kg/m ³	6,0 kg/m ³
Fibras metálicas Dramix 50/50	—	30 kg/m ³	—	60 kg/m ³

TABLA 2

Hormigón	Resistencia en MPa		
	Compresión	Flexotracción	Tracc. indirecta
B	31,3	4,2	3,0
BF	30,6	4,9 (4,3)	3,7
D	47,2	5,3	3,7
DF	45,4	9,0 (5,9)	6,2

Los valores entre paréntesis indican la resistencia correspondiente a la primera fisura.

TABLA 3

Diámetro nominal (mm)	25,00	12,00
Diámetro medio equivalente (mm)	24,96	11,87
Altura resaltos transversales (mm)	2,18	1,10
Altura resaltos long. o helic. (mm)	1,28	0,65
Anchura resaltos long. o helic. (mm)	3,47	2,07
Separación resaltos transversales (mm)	15,87	7,40
Resistencia a tracción (MPa)	661,30	642,40
Límite elástico (MPa)	551,40	561,70
Alargamiento en rotura ($l = 5 \phi$)	18,50	21,80
Resistencia/límite elástico	1,20	1,14

2.2. Ensayos de adherencia

Las consideraciones expuestas en la introducción de este trabajo, condujeron a prescindir de los ensayos de adherencia convencionales, tipo "pull-out" o "beam-test", ya que éstos permiten obtener el valor de la máxima tensión de adherencia cuando el fallo se produce principalmente por "pull-out" y no por "splitting" del hormigón. El refuerzo del hormigón con fibras, presumiblemente, debe contribuir a mejorar su comportamiento frente a este último tipo de rotura.

En este trabajo, se ha puesto a punto un tipo de ensayo "pull-out modificado" (figura 1), ya utilizado por otros autores, (9) (10), en el que las armaduras se sitúan en las cuatro esquinas de una probeta prismática. De esta manera, se reproducen mejor las condiciones reales de ubicación de las barras y la posible aparición de las fisuras longitudinales en el hormigón, paralelas a la armadura, pudiendo evaluarse el efecto

beneficioso producido por el refuerzo con fibras.

Se fabricaron un total de 32 probetas cúbicas y, en cada caso, se prepararon dos probetas iguales. La longitud adherente de las barras en la primera probeta de cada serie era $L_o = 15 \phi$; mientras que en la segunda se redujo a $L_o = 11 \phi$, para evitar que se alcanzara la rotura de las armaduras o de las probetas de hormigón, antes que el fallo de la unión barra/hormigón (véase tabla 4).

Este tipo de probetas ha permitido realizar cuatro ensayos de adherencia por probeta de hormigón, evaluando el comportamiento de la unión barra/hormigón en distintas posiciones de las armaduras (cara superior o cara inferior de la probeta). En ciertos casos, el ensayo de alguna de las barras dañaba la probeta de hormigón de tal forma, que no era posible realizar el ensayo con las barras restantes.

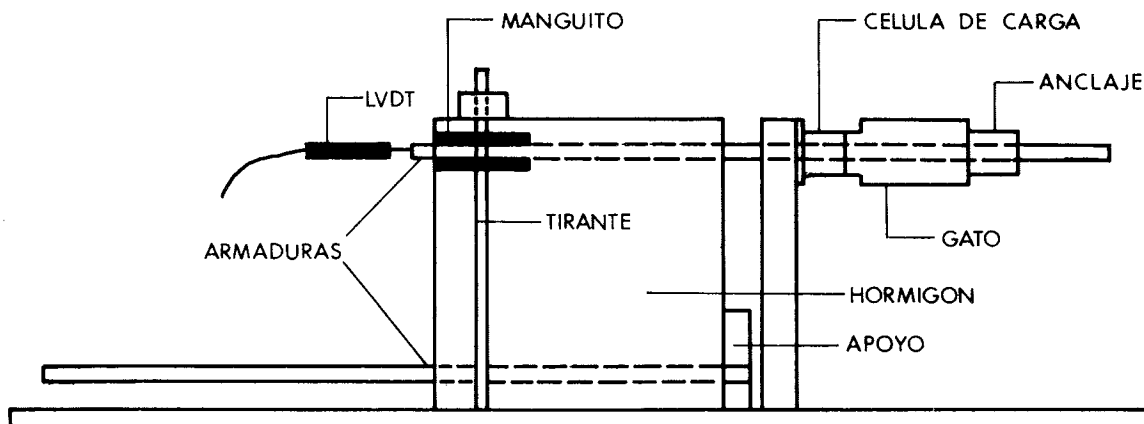


Fig. 1. Esquema del dispositivo para el ensayo de adherencia.

TABLA 4

Nº probetas	L (m)	Hormigón	ϕ (mm)	c (mm)	l_0 (cm)
2	0,30	B	12	30	18/13
2	0,30	B	12	50	18/13
2	0,30	BF	12	30	18/13
2	0,30	BF	12	50	18/13
2	0,45	B	25	40	37/28
2	0,45	B	25	60	37/28
2	0,45	BF	25	40	37/28
2	0,45	BF	25	60	37/28
2	0,30	D	12	30	18/13
2	0,30	D	12	50	18/13
2	0,30	DF	12	30	18/13
2	0,30	DF	12	50	18/13
2	0,45	D	25	40	37/28
2	0,45	D	25	60	37/28
2	0,45	DF	25	40	37/28
2	0,45	DF	25	60	37/28

L: Lado de la probeta cúbica de hormigón.
 ϕ : Diámetro de la barra.
c: Recubrimiento de la barra por ambas caras.
 l_0 : Longitudes de la zona adherente de la barra, en la primera y segunda probeta, respectivamente.

Para la realización de estos ensayos se utilizó un equipo, (fig. 2), compuesto por una estructura metálica, un gato hidráulico con émbolo hueco para enhebrar la barra corrugada, una célula de carga y un sensor de desplazamiento LVDT para medir el deslizamiento entre la barra y el hormigón. Las señales provenientes de la célula de carga y el sensor LVDT, se registraban en un sistema informático formado por un PC y un Data Logger.

En cada probeta se ensayaron, en primer lugar, las dos barras situadas en su cara supe-

rior y, a continuación, las dos barras de su cara inferior. La carga se aplicó de forma continua, con un incremento, por unidad de tiempo, sensiblemente constante.

2.3. Resultados de los ensayos

En la tabla 5, se resumen los valores medios de la tensión de adherencia de rotura, correspondientes a las armaduras situadas en la cara superior (A.S.) e inferior (A.I.) de las probetas.

TABLA 5

ϕ (mm)	c (mm)	Hormi- gón	f_b (MPa)	
			A.S.	A.I.
12	30	B	4,9	6,8
12	30	BF	5,6	7,3
12	30	D	7,3	9,0
12	30	DF	7,2	10,0
12	50	B	5,8	8,8
12	50	BF	6,8	9,9
12	50	D	9,2	12,3
12	50	DF	11,0	13,9
25	40	B	3,1	4,3
25	40	BF	4,1	5,9
25	40	D	4,6	5,0
25	40	DF	5,5	7,5
25	60	B	3,8	5,1
25	60	BF	5,0	7,2
25	60	D	6,6	7,5
25	60	DF	7,2	8,9

El valor medio de la tensión de adherencia, se ha obtenido a partir de la media de todos los resultados de los ensayos. Cuando en éstos se apreciaba cierta dispersión no relacionada con ningún problema detectado en el ensayo, se despreciaron aquellos valores cuya probabilidad de ocurrencia fuese inferior al 5%, admitiendo una distribución normal de frecuencias. En algún caso, los resultados obtenidos indican un valor límite inferior, ya que no se alcanzó el fallo de la adherencia en ningún momento, sino la rotura de las probetas de hormigón o de las barras de acero.

En la figura 3 puede apreciarse la fisuración en una probeta de un hormigón con fibras, una vez terminado el ensayo de adherencia.

3. DISCUSION DE LOS RESULTADOS

3.1. Comparación con los modelos teóricos

Uno de los objetivos principales del trabajo era la comprobación de la aplicación de los modelos propuestos por Tepfers (1) y Eligehausen (3) al caso del hormigón reforzado con fibras. La tensión última de adherencia, en cada uno de dichos modelos, viene dada por:

- Modelos propuestos por Tepfers:
 - Plástico: $f_b = [2 c/\phi] f_{ct}$
 - Elástico-fisurado: $f_b = [0,6 (c/\phi) + 0,3] f_{ct}$

- Modelo de Eligehausen:

$$-f_b = [1,55 (c/\phi)^{0,5}] f_{ct}$$

Los modelos propuestos por Tepfers suponen una cota superior e inferior, respectivamente, de los valores experimentales de la tensión última de adherencia publicados en la bibliografía. Por otra parte, estos valores experimentales se sitúan a ambos lados de los deducidos con el modelo de Eligehausen.

Se han aplicado las expresiones anteriores a los resultados obtenidos en los ensayos correspondientes a las barras situadas en la posición inferior de la probeta al hormigonar, cuya situación, respecto a la adherencia, es similar a la de los ensayos utilizados para el contraste de los modelos citados. El valor de la resistencia a tracción " f_{ct} ", que es necesario introducir en las expresiones citadas, se ha obtenido como promedio entre los valores deducidos a partir de los ensayos de flexotracción y brasileño, aplicando los criterios establecidos en el Model Code CEB-FIP 1990.

La figura 4 permite observar que casi todos los ensayos efectuados con el hormigón "DF" proporcionan valores que resultan inferiores a los deducidos mediante el modelo elástico-fisurado de Tepfers. Una situación análoga se alcanza si se analizan los resultados obtenidos con el hormigón BF, mientras que en los hormigones sin fibras, B y D, los valores proporcionados por el modelo elástico-fisurado resultan menores que los obtenidos experimentalmente.

A la vista de ello se optó por estudiar el ajuste que proporcionarían tales modelos teóricos, en el caso del hormigón con fibras, reemplazando la resistencia a tracción por la resistencia deducida a partir del valor correspondiente a la aparición de la primera fisura en el ensayo de flexotracción. En la citada figura 4 puede apreciarse cómo al aplicar esta hipótesis los resultados experimentales quedan situados por encima de lo previsto por el modelo elástico-fisurado de Tepfers. Una situación similar se produce en el caso del hormigón tipo BF.

Si se aplica el mismo criterio al modelo de Eligehausen, los resultados experimentales se sitúan a ambos lados de la curva, tal y como sucede con los hormigones sin fibras, si bien en el caso de los hormigones con ellas, los resultados tienden a situarse por debajo de dicha curva.

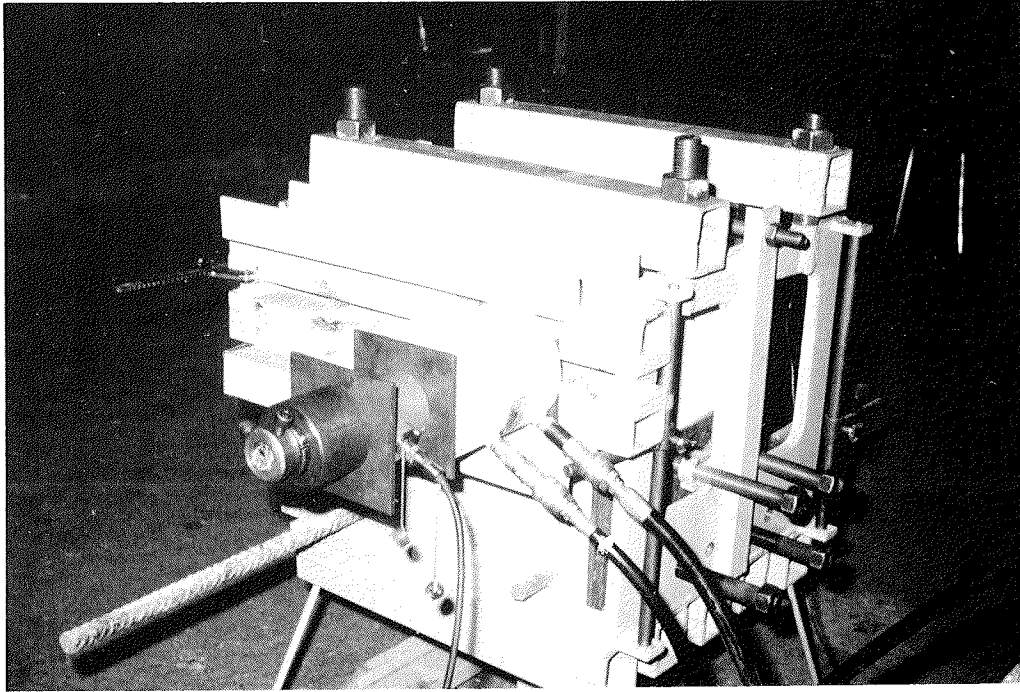


Fig. 2. Vista del dispositivo para el ensayo de adherencia.

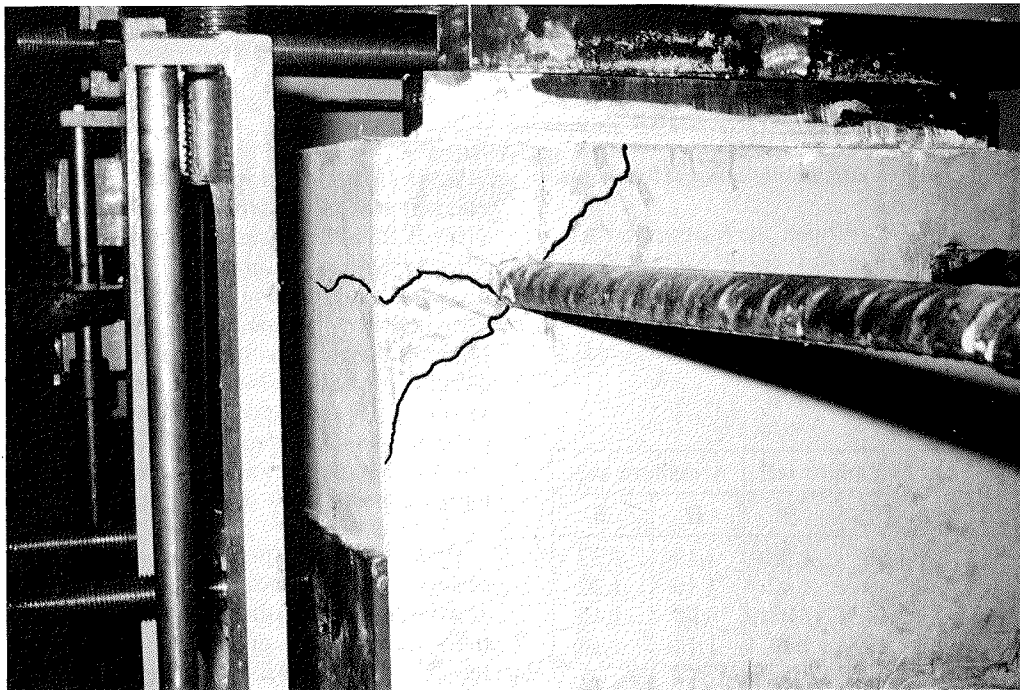


Fig. 3. Fisuración de una probeta de hormigón con fibras, una vez finalizado el ensayo.

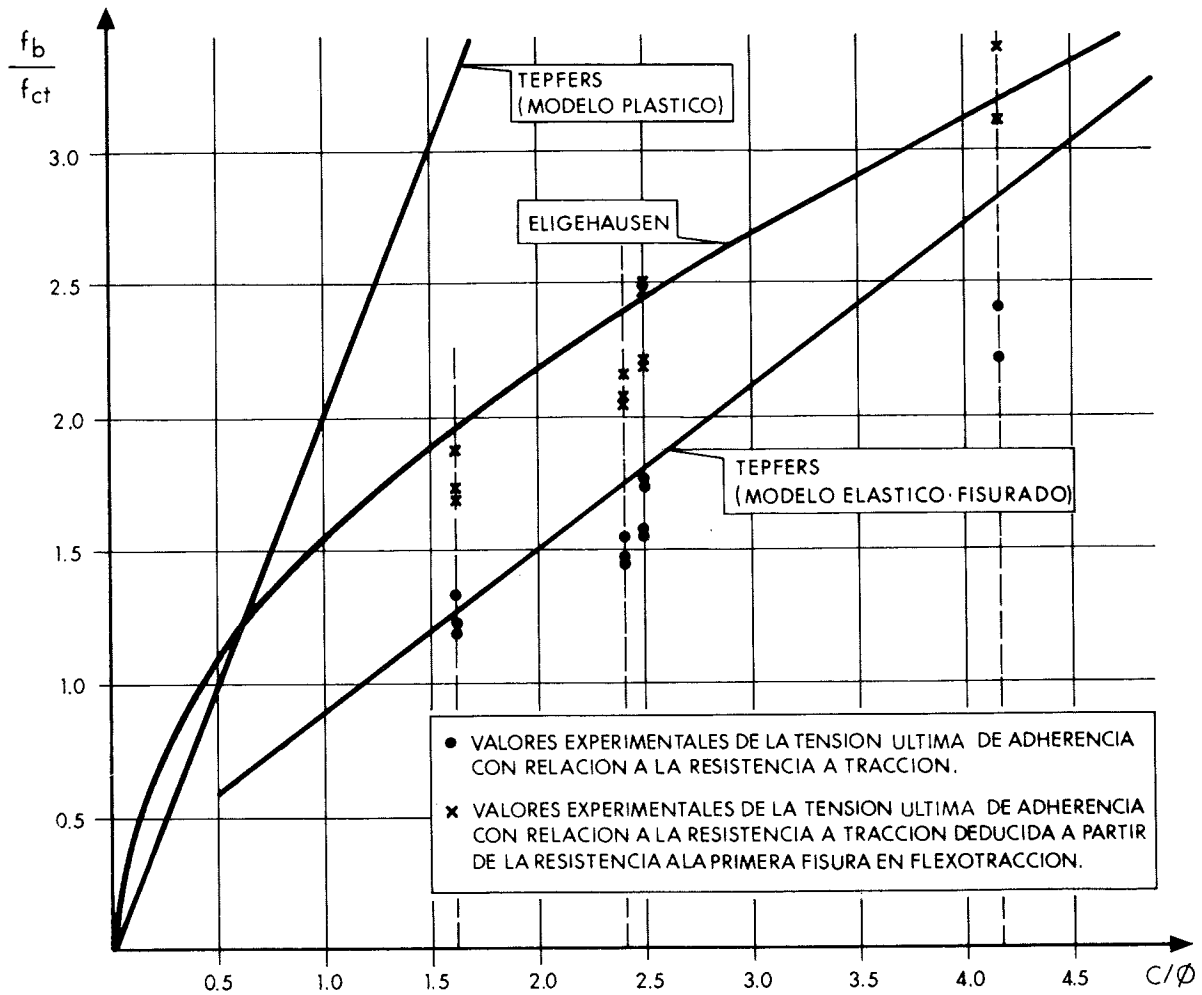


Fig. 4. Valores de la tensión máxima de adherencia, obtenidos en los ensayos con hormigón tipo "DF".

3.2. Influencia de la adición de fibras al hormigón

En la tabla 6 se recogen los valores correspondientes a la relación entre las tensiones últimas de adherencia obtenidas en hormigón con fibras y sin ellas, a igualdad de los restantes parámetros (c/ϕ y posición de la armadura).

TABLA 6

c/ϕ	Armadura inf.		Armadura sup.	
	D	B	D	B
1,60	1,50	1,36	1,19	1,32
2,40	1,19	1,42	1,10	1,32
2,50	1,11	1,07	0,98	1,15
4,17	1,13	1,13	1,18	1,18
Valor medio	1,23	1,25	1,11	1,24
Desv. típica	0,15	0,15	0,09	0,08
Coef. var.	12,5%	12,0%	7,8%	6,5%

Los valores incluidos en esta tabla, muestran claramente la tendencia a que las tensiones últimas de adherencia se incrementen al añadir fibras metálicas al hormigón. Sin embargo, la dispersión de los resultados es notable, llegándose incluso a obtener en un caso un valor ligeramente inferior a la unidad. Esto ha sido debido, probablemente, a anomalías en el desarrollo de los ensayos de barras ϕ 12 mm, en probetas con hormigones DF y recubrimiento $c = 30$ mm, cuyos valores resultan claramente bajos respecto a los de los restantes ensayos.

Pese a esta dispersión comentada, parece observarse una tendencia sistemática a que la efectividad de la adición de fibras haya resultado mayor en las probetas correspondientes a los ensayos con ϕ 25, sin que pueda determinarse su causa. Por otra parte, en todas las columnas de la tabla anterior, el valor inferior corresponde a la fila $c/\phi = 2,5$ (ϕ 12, $c = 30$ mm).

TABLA 7

c/ϕ	DF	D	BF	B	BF + DF	B + D
1,60	1,37	1,09	1,46	1,41		
2,40	1,24	1,14	1,44	1,34		
2,50	1,40	1,22	1,31	1,40		
4,17	1,28	1,33	1,46	1,52		
Valor medio	1,32	1,20	1,42	1,42	1,37	1,31
Desviación típica	0,06	0,09	0,06	0,06	0,08	0,14
Coefficiente variación	4,9%	7,7%	4,4%	4,5%	5,8%	10,4%

Al ser este caso el de recubrimiento menor, podría indicar un posible límite inferior del recubrimiento, por debajo del cual la capacidad de refuerzo de las fibras, frente a un fallo de adherencia por "splitting", quedaría reducida.

3.3. Influencia de la posición de las barras

En la tabla 7 se recogen los valores correspondientes a la relación entre las tensiones últimas de adherencia obtenidas para barras en la posición inferior y superior, a igualdad de los restantes parámetros (c/ϕ y hormigón).

Los valores anteriores resultan, en todos los casos, superiores a la unidad, pero muestran igualmente una notable dispersión, variando entre 1,09 y 1,52. Parece apreciarse, sin embargo, una tendencia a que esta influencia sea más apreciable en el caso de hormigones de menor resistencia (B y BF). Por el contrario, no se observa una diferencia significativa entre los resultados obtenidos en hormigones con fibras y sin ellas.

4. CONCLUSIONES

En esta investigación se ha puesto a punto un ensayo para obtener la tensión de adherencia entre armaduras y hormigón, cuando el fallo se produce por "splitting", aplicándolo al caso de los hormigones reforzados con fibras metálicas y contrastando los resultados de los ensayos con los valores deducidos a partir de los modelos propuestos por Tepfers y Eligehausen.

Pese a la dispersión encontrada en los resultados de algunos de los ensayos efectuados, se han podido extraer diversas conclusiones que, en algunos casos, pudieran necesitar el refrendo de una investigación complementaria:

- El modelo "elástico-fisurado" de Tepfers no proporciona una cota inferior de los valores de la tensión última de adherencia en los hormigones con fibras ensayados en esta experimentación, salvo que se reemplace la resistencia a tracción por el valor deducido a partir de la

tensión correspondiente a la aparición de la primera fisura en el ensayo de flexotracción. La adopción de un valor intermedio entre los dos antes citados, que proporcione un mejor ajuste del modelo con los resultados de los ensayos, deberá ser objeto de un estudio complementario posterior.

- El modelo propuesto por Eligehausen no representa, adecuadamente, el valor de la tensión última de adherencia en los hormigones con fibras ensayados en esta experimentación, salvo que se introduzca la modificación indicada en el punto anterior.

- El refuerzo del hormigón con fibras metálicas, mejora la adherencia entre éste y las armaduras corrugadas. Sin embargo, la eficacia de este refuerzo parece que requiere poder contar con un recubrimiento suficiente, no inferior a los 30-40 mm, para las fibras utilizadas en esta experimentación.

- El valor medio de la relación entre las tensiones últimas de adherencia de las armaduras situadas en las caras inferior y superior, se sitúa en torno a 1,35, tanto en los hormigones con fibras como sin ellas.

AGRADECIMIENTOS

Este proyecto de investigación ha sido realizado en el laboratorio GEOCISA (Coslada, Madrid), interviniendo en su desarrollo Jorge Perelli, José Carlos Valenciano y Antonio Pazos, además de los autores de este artículo. La Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología (CICYT), a través de la Asociación de Investigación de Laboratorios de Construcción (AILAC), subvencionó este proyecto, en el año 1991.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Tepfers R.: "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars". Publication 73:2. Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Gothenburg, 1973.

2. CEB: "Bond action and bond behaviour of reinforcement. State of the art", Bulletin d'Information n° 151, April 1982.

3. Eligehausen R., Bertero V.V., Popov E.P.: "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations, tests and analytical model". Report No. UCB/EERC-83, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 10, 1983.

4. JSCE: "Recommendation for design and construction of steel fiber reinforced concrete". JSCE Steel Fiber Reinforced Concrete Research Subcommittee, Concrete Library of JSEC No. 3, June 1984.

5. ACI: "State-of-the-art report on fiber reinforced concrete". ACI 544.1R-86. Manual of Concrete Practice, Part 5, 1989.

6. Swamy R.N., Al-Noori K.: "Bond strength of steel fiber reinforced concrete". Concrete. August 1984.

7. Lorentsen M.: "Steel fibre concrete for structural elements". US-Sweden Joint Seminar on Steel Fiber Concrete, pp. 421-442, Stockholm, June 1985.

8. Perepérez B., Giménez E., Benlloch J., Barberá E.: "Adherencia armaduras pasivas-hormigones con fibras de acero. Influencia de la contaminación con cloruros". 7º Congreso Interacional de Corrosión Marina e Incrustaciones, Valencia (España). Noviembre 1988.

9. CUR: "An investigation of the bond of deformed steel bars with concrete". Netherlands Committee for Concrete Research. Cement and Concrete Association. Translation n° 112, 1961.

10. Chana P.S.: "A test method to establish realistic bond stresses". Magazine of Concrete Research, Vol. 42, No. 151, pp. 83-90, June 1990.

RESUMEN

El valor máximo de la tensión de adherencia entre el hormigón y las barras corrugadas de

acero, situadas cerca de la superficie, se produce cuando se alcanza la fisuración y rotura del hormigón que las recubre. Por ello, el refuerzo del hormigón con fibras metálicas debiera mejorar la adherencia entre este material y las armaduras, en la medida que afecta positivamente a su resistencia a tracción.

Este trabajo resume la experimentación realizada para estudiar dicha mejora, utilizando un ensayo tipo "pull-out modificado", con el que se obtuvo el valor de la tensión última de adherencia en las cuatro barras situadas en las esquinas de cada probeta.

Los resultados obtenidos han puesto de manifiesto la mejora de la adherencia en los hormigones con fibras y la necesidad de introducir alguna modificación en las expresiones de los modelos de Tepfers y Eligehausen con el fin de poder aplicarlas a los hormigones reforzados con fibras.

ABSTRACT

The maximum value of bond stress between the concrete and the ribbed bars, placed near the surface, is produced when the splitting of the concrete cover is reached. Consequently, the concrete reinforced by steel fibers should improve the bond between this material and the reinforcing bars, since the fibers increase the concrete tensile strength.

This paper summarizes the research carried out to study such improvement, using a modified pull-out test with which the bond stress value was obtained in the four bars placed near the corners of each specimen.

The results have shown the bond improvement in the fiber reinforced concrete (FRC) and the necessity of introducing some modifications in the formula of Tepfers and Eligehausen models in order to be applied to FRC.

Algunas ideas sobre el predimensionamiento de puentes empujados: Empuje con torre provisional de atirantamiento y nariz metálica corta

Celso Iglesias
Ingeniero de Caminos
M.S. (E.N.P.C.)
Carlos Fernández Casado, S.A.

1. EMPUJE DE TABLEROS CON TORRE DE ATIRANTAMIENTO

1.1. Narices cortas y torres de atirantamiento

El gran precio de una nariz metálica hace que deba amortizarse mediante su utilización repetida, aun cuando sus características no respondan al dimensionamiento óptimo requerido. Ello puede suceder cuando se dispone de una longitud de nariz tal que, para el puente que pretendemos empujar y cuya distribución de luces viene determinada por otros condicionantes, la nariz disponible resulta demasiado corta, es decir, permite que el momento en ménsula antes de apoyar sea inadmisibles. En este caso, se puede optar por una solución consistente en disponer una torre provisional de atirantamiento. El sistema de atirantamiento se compone de un mástil en pórtico, apoyado en el tablero justo encima de las almas del cajón, o de los nervios de la losa si se trata de una losa tipo Homborg, mediante unos gatos hidráulicos. El mástil soporta, mediante sillas de apoyo, a los cables de pretensado o tirantes exteriores cuya longitud es función de la luz del vano. Los tirantes se anclan al tablero por delante y por detrás del pórtico.

El problema de nariz corta puede plantearse también al revés. Puede suceder que pretendamos empujar una luz demasiado grande (del orden de 70 m o más) y, puesto que la longitud de nariz adecuada ya sobrepasa el óptimo económico, decidamos empujar con una nariz "corta" para la luz que manejamos (pero normal para las luces habituales). En este caso, podemos recurrir al sistema de atirantamiento provisional aludido para limitar el valor del momento negativo en pila. Por tanto, se puede decir que para luces más allá de los 70 m puede ser una alternativa al puente por voladizos.

1.2. Funcionamiento del sistema de atirantamiento provisional

Durante el empuje, la primera dovela hormigonada trabaja en ménsula y, para compensar el momento negativo engendrado, se utiliza una nariz corta asociada a un sistema de atirantamiento provisional, de tensión regulable, mediante los gatos hidráulicos ya aludidos.

Esto tiene el inconveniente de tener que facilitar, para cada posición del proceso de empuje, los valores límites del esfuerzo que suministran los gatos en la base del mástil, para que las tensiones extremas sean admisibles. Esto exige, como se ve, un cuidado y control extremos para no romper el puente. Junto a este inconveniente, se achaca a este sistema de empuje combinado, la necesidad de disponer un área de prefabricación mucho mayor, para asegurar la estabilidad del conjunto en las fases iniciales de empuje, puesto que al principio y antes de conseguir apoyar, se avanza con mucho más hormigón que en el caso de empuje con "nariz óptima".

Para un puente de infinito número de vanos, podemos estimar los valores extremos, durante el proceso de empuje, de los momentos flectores originados por el peso propio q , uniforme por unidad de longitud. Estos valores serán:

$$\begin{cases} M_{\min} = -\lambda q \ell^2; & \text{en apoyo,} \\ M_{\max} = \mu q \ell^2; & \text{en centro de vano,} \end{cases}$$

con $\lambda = 1/12$, y $\mu = 1/24$, y esto para zonas alejadas de la nariz, siendo ℓ la luz del vano que estamos empujando.

En cuanto a la zona delantera, se puede representar la variación de los coeficientes λ , μ basándonos en el estudio previo de narices metálicas (8). A lo largo del proceso de empuje,

la ley de momentos flectores será la representada en la figura 1, en donde l_0 es la longitud de la nariz, y ξ la longitud del vuelo del tablero de hormigón, lo que define, en cada instante, la posición de empuje. Por otra parte, $\alpha = \xi/l_0$ no es más que la misma variable expresada adimensionalmente. En el instante en que ya se apoya la nariz, se tendrá: $\xi = l - l_0$ (Fig. 2), y $\alpha = 1 - \frac{l_0}{l}$.

Supondremos que cuando obtenemos el momento de voladizo máximo, justo antes de apoyar, el mástil se sitúa a la izquierda de la pila C (Fig. 2). De esta forma, la pila C contribuye a la resistencia a esfuerzo cortante máximo, pro-

vocado por la aplicación de la máxima tensión en la base del mástil, coincidente a su vez con el voladizo máximo. Ya se adivina otro de los inconvenientes del procedimiento: la gran reacción vertical que soporta la pila que, multiplicada por el correspondiente coeficiente de rozamiento entre el apoyo deslizante y el tablero, hace que la pila haya que dimensionarla principalmente frente a esfuerzos horizontales. Por otra parte, en ciertos casos y para grandes luces y según la dimensión de las almas, será necesario reforzar el puente, mediante pretensado vertical, cerca de la base del mástil, para poder compensar el esfuerzo cortante adicional generado por éste.

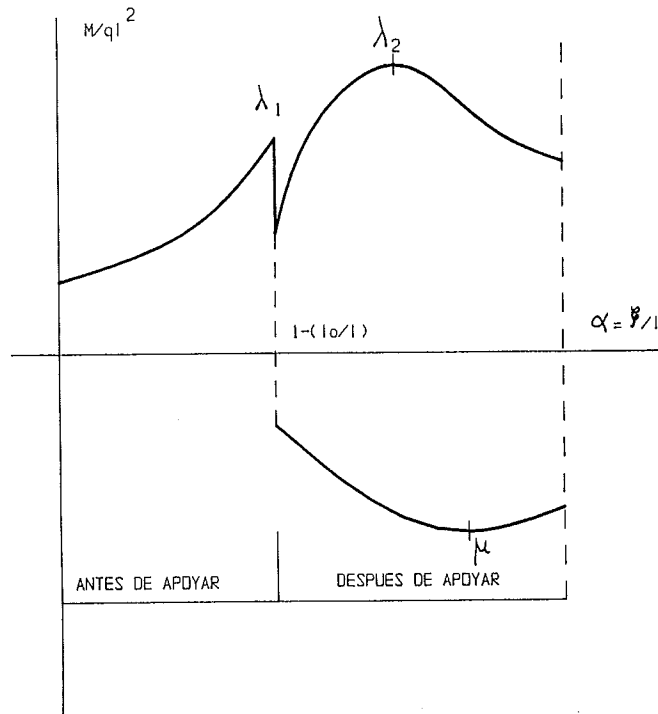


Fig. 1. Envolventes de momentos en la zona delantera.

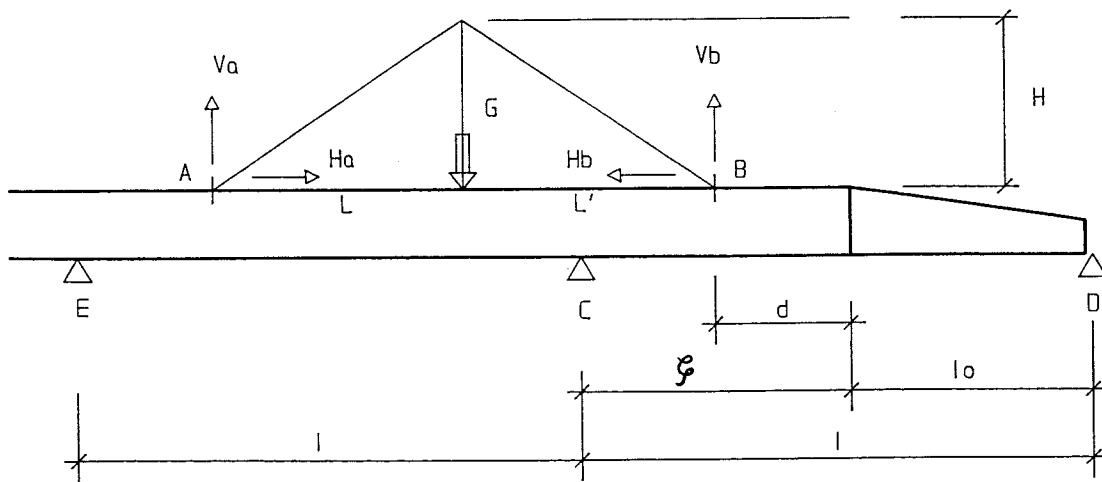


Fig. 2. Esquema estático de empuje con torre provisional de atirantamiento.

El comienzo de la puesta en tensión ha de tener lugar para una posición definida por $\alpha \in [0, 1 - (\ell_0/\ell)]$. Según el valor que tomemos para L', d, ℓ_0, ℓ , podría suceder que en alguna posición de empuje $\alpha \in [1 - (\ell_0/\ell), 1]$ el mástil estuviere situado a la derecha de la pila C, dando lugar a una carga vertical G en su base que provocaría un aumento inadmisibile del momento positivo. Es lícito, por tanto, establecer el final del proceso de carga, o dicho de otra forma, la descarga del sistema de atirantamiento provisional, para $\alpha f = 1 - (\ell_0/\ell)$, una vez la nariz metálica ha apoyado en D. Lo anterior se puede resumir así:

$$\begin{cases} G(\alpha) \neq 0; \text{ para } \alpha \in (\alpha_c, \alpha_f), \\ G(\alpha) = 0; \text{ caso contrario,} \end{cases}$$

siendo G el esfuerzo generado por el gato hidráulico. Con referencia a las figuras 2 y 3 resulta inmediato obtener las expresiones siguientes:

$$\begin{cases} H_a - H_b = 0 \\ V_a + V_b = G & M_a = V_a \cdot v \\ G \cdot L = V_b (L + L') & M_b = V_b \cdot v \end{cases}$$

En el punto B se obtiene:

$$\begin{cases} V_b = G (L/(L + L')) \\ H_b = V_b L'/H \end{cases}$$

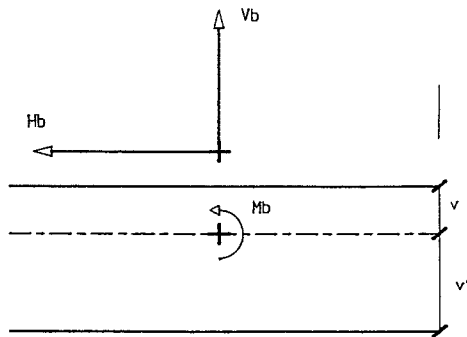


Fig. 3. Anclaje del tirante en el tablero.

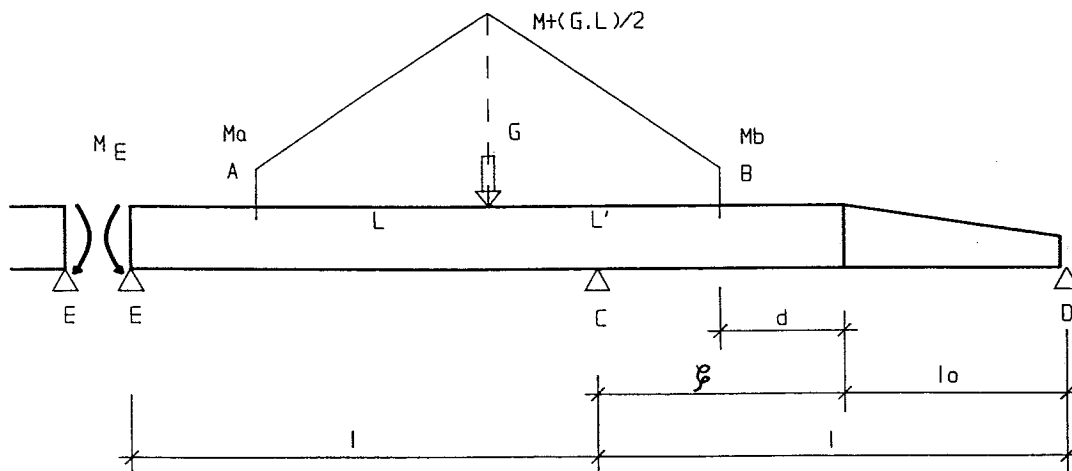


Fig. 4. Ley de momentos en el esquema isostático de la torre de atirantamiento.

Siguiendo a Calgaro y Virlogeux (4), podemos evaluar la ley de momentos en el sistema estático de la figura 2. Para ello hemos de calcular el momento de continuidad en E. Este momento se calcula fácilmente, sin más que igualar giros a ambos lados del apoyo E. Por un lado, el giro que se produce en el extremo de una viga continua de infinito número de vanos:

$$\theta_E = \frac{M_E \cdot \ell}{2\sqrt{3}EI}$$

Por otro lado, el giro correspondiente a la ley de momentos en el tramo A-B del sistema de atirantamiento con apoyo de la estructura en E y C pero sin que la nariz metálica haya todavía apoyado en D. Esta ley de momentos se representa en la figura 4 con $L = L'$ y, por tanto, $M_a = M_b = m$. Tras un cálculo muy sencillo se obtiene como valor del momento hiperestático:

$$M_E = \frac{1}{4 + 2\sqrt{3}} G \frac{L^3}{\ell^2} = 0,134 G \frac{L^3}{\ell^2}$$

en donde despreciamos el valor del momento m . Por otra parte, el momento isostático vale:

$$M_{iso} = G \frac{L}{2}$$

Por tanto, se comprueba que el momento hiperestático es relativamente débil:

$$M_E = -0,268 \frac{L^2}{\ell} M_{iso}$$

Como $L \approx 0,5 \ell$ se obtiene:

$$\begin{aligned} M_E &= 0,067 M_{iso} \\ \Delta M &= M_{iso} - M_E = 0,933 M_{iso} \end{aligned}$$

Y al ser M_E pequeño, el atirantamiento provisional genera momentos positivos bastante importantes en el vano EC, por lo que se justifica la eliminación de la carga G en la base de la torre tras haber apoyado en D la nariz metálica, tal y como se ha explicado anteriormente, es decir, una vez el mástil sobrepasa el apoyo C. Hay que señalar, no obstante, que después de apoyar cambia el sistema estático de la estructura.

1.3. Predimensionamiento del sistema de atirantamiento

En el predimensionamiento del sistema de atirantamiento provisional, hemos de tener en cuenta el pretensado centrado en la zona delantera, cerca de la nariz metálica, así como el momento en voladizo definido por el coeficiente λ_1 , es decir, justo antes de apoyar.

Como ya se ha dicho, el máximo valor del momento negativo, antes de apoyar, lo obtenemos para:

$$\alpha = 1 - \left(\frac{l_0}{l}\right), \text{ es decir: } \xi = l - l_0 \text{ (Fig. 2)}$$

y es en este momento cuando la fuerza G en el sistema de atirantamiento ha de ser máxima.

No obstante, el valor que dimensiona el pretensado centrado necesario será el coeficiente λ_2 en lugar de λ_1 , ya que el sistema de atirantamiento ha de compensar el valor λ_1 correspondiente al momento en voladizo. Lo compense en su totalidad o sólo en parte, ello garantiza que, si después de apoyar la nariz, se elimina la fuerza en el gato, el valor máximo del momento negativo en apoyo, corresponde a λ_2 .

Por tanto, el predimensionamiento del sistema de atirantamiento pasa por el cálculo del pretensado centrado necesario en zona delantera, y posteriormente, limitando las tensiones en fibras extremas de nuestra sección a un valor admisible, por la determinación de la fuerza G en la base del sistema de atirantamiento.

1.3.1. Pretensado centrado necesario

Su obtención resulta inmediata a partir de las tensiones extremas máximas admisibles, $\bar{\sigma}_t$, $\bar{\sigma}_c$, a tracción y compresión, respectivamente.

● Con momentos mínimos ($M_{min} < 0$): en fibra superior

$$\bar{\sigma}_t \leq \frac{P}{A} + \frac{M_{min}}{I} v$$

● Con momentos mínimos ($M_{min} < 0$): en fibra inferior

$$\bar{\sigma}_c \geq \frac{P}{A} - \frac{M_{min}}{I} v'$$

● Con momentos máximos ($M_{max} > 0$): en fibra superior

$$\bar{\sigma}_c \geq \frac{P}{A} + \frac{M_{max}}{I} v'$$

● Con momentos máximos ($M_{max} > 0$): en fibra inferior

$$\bar{\sigma}_t \leq \frac{P}{A} - \frac{M_{max}}{I} v'$$

obteniendo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_t - \frac{M_{min}}{I} v \leq \frac{P}{A} \leq \bar{\sigma}_c - \frac{M_{max}}{I} v'; \\ \text{fibra superior,} \\ \bar{\sigma}_t + \frac{M_{max}}{I} v' \leq \frac{P}{A} \leq \bar{\sigma}_c + \frac{M_{min}}{I} v'; \\ \text{fibra inferior.} \end{array} \right.$$

Haciendo:

$$M_{min} = -\lambda q l^2, \text{ en apoyo,}$$

$$M_{max} = +\mu q l^2, \text{ en centro de vano,}$$

se obtienen las desigualdades siguientes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_t + \frac{\lambda q l^2}{I} v \leq \frac{P}{A} \leq \bar{\sigma}_c - \frac{\mu q l^2}{I} v'; \text{ fibra superior,} \\ \bar{\sigma}_t + \frac{\mu q l^2}{I} v' \leq \frac{P}{A} \leq \bar{\sigma}_c - \frac{\lambda q l^2}{I} v'; \text{ fibra inferior,} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_t + \frac{q l^2}{I} \text{MAX}(\lambda v, \mu v') \leq \frac{P}{A} \leq \bar{\sigma}_c - \frac{q l^2}{I} \text{MAX}(\mu v', \lambda v)$$

$$\left(\frac{P}{A}\right)_{\min} = \bar{\sigma}_t + \frac{q l^2}{I} \text{MAX}(\lambda v, \mu v')$$

El valor de los coeficientes en esta última ecuación se resume de la siguiente manera:

● Para zonas alejadas de la nariz:

$$\lambda = \frac{1}{12}; \quad \mu = \frac{1}{24}$$

● Para empuje sin sistema de atirantamiento:

$$\lambda = \text{MAX}(\lambda_1, \lambda_2); \quad \mu$$

● Para empuje con nariz y sistema de atirantamiento provisional:

$$\lambda = \lambda_2; \quad \mu$$

ya que $M_1 = \lambda_1 q \ell^2$, se compensa en su totalidad pues el empuje se produce con sistema de atirantamiento. Se obtiene además, de forma inmediata, el valor del momento positivo en la sección de la pila, Matir, generado por la base de atirantamiento, activo sólo hasta que la nariz apoya en la pila siguiente:

$$\text{Matir} = Vb (\ell - \ell_0 - d) + Hb \cdot v$$

$$Vb = Hb \frac{H}{L'}$$

siendo, con arreglo a las figuras 2 y 3, Vb, Hb la descomposición vertical y horizontal de la carga T del tirante medio de la torre provisional. Haciendo la sustitución y operando, se obtiene:

$$\text{Matir} = Hb \left(\frac{H (\ell - \ell_0 - d)}{L'} + v \right) = Hb \cdot a,$$

donde:

$$a = \frac{H (\ell - \ell_0 - d)}{L'}$$

1.3.2. Predimensionamiento del sistema de atirantamiento

Con referencia a la figura 2 y para facilitar la transmisión directa del cortante inducido por el mástil a la pila C, situamos éste a una distancia igual a la mitad del canto del tablero de la misma:

$$L' = \ell - \ell_0 - d + (h/2); \quad h = \text{canto del tablero}$$

El momento inducido por el sistema de atirantamiento será, según lo ya visto:

$$\text{Matir} = Hb \cdot a \quad \text{y} \quad \text{Matir} > 0$$

Siendo M_1 el momento en la sección de la pila C, según se ve en la figura 2, y sabiendo que $M_1 < 0$, podemos escribir las condiciones de tensiones en fibras extremas de la sección:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_t \leq \left(\frac{P}{A} \right) \min + \frac{Hb}{A} + \left((-M_1 + \text{Matir}) \frac{v}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_c; \text{ fibra superior} \\ \bar{\sigma}_t \leq \left(\frac{P}{A} \right) \min + \frac{Hb}{A} + \left((M_1 + \text{Matir}) \frac{v'}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_c; \text{ fibra inferior} \end{array} \right.$$

con lo que las condiciones de tensiones en fibras extremas serán,

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_t \leq \left(\frac{P}{A} \right) \min - \frac{M_1 v}{I} + Hb \left(\frac{1}{A} + \frac{av}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_c; \\ \text{fibra superior} \\ \bar{\sigma}_t \leq \left(\frac{P}{A} \right) \min + \frac{M_1 v'}{I} + Hb \left(\frac{1}{A} - \frac{av'}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_c; \\ \text{fibra inferior} \end{array} \right.$$

Estas inecuaciones se pueden simplificar sin más que tomar los valores siguientes:

$$m = 1/A + av/I; \quad n = 1/A - av'/I$$

Resulta siempre, $a > 0$, luego $m > 0$, y para valores habituales, $n < 0$. Por lo tanto:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A} \right) \min + \frac{M_1 v}{I} \leq m Hb \leq \bar{\sigma}_c - \\ - \left(\frac{P}{A} \right) \min + \frac{M_1 v}{I}; \text{ fibra superior} \\ \bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A} \right) \min - \frac{M_1 v'}{I} \leq n Hb \leq \bar{\sigma}_c - \\ - \left(\frac{P}{A} \right) \min - \frac{M_1 v'}{I}; \text{ fibra inferior} \end{array} \right.$$

$$\text{Recordando que } Hb = G \frac{L L'}{(L + L') H} = \delta G$$

donde: $\delta = \frac{L L'}{(L + L') H}$, y G es la fuerza ejercida

en el gato, bajo el mástil de la torre de atirantamiento, resulta:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{m \delta} \left(\bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A} \right) \min + \frac{M_1 v}{I} \right) \leq G \leq \\ \leq \frac{1}{m \delta} \left(\bar{\sigma}_c - \left(\frac{P}{A} \right) \min + \frac{M_1 v}{I} \right); \text{ fibra superior} \\ \frac{1}{n \delta} \left(\bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A} \right) \min - \frac{M_1 v'}{I} \right) \leq G \leq \\ \leq \frac{1}{n \delta} \left(\bar{\sigma}_c - \left(\frac{P}{A} \right) \min - \frac{M_1 v'}{I} \right); \text{ fibra inferior} \end{array} \right.$$

Para $m > 0$, $n < 0$ obtenemos:

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\min} = \text{MAX} \left[\frac{1}{m \delta} \left(\bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A} \right) \min + \frac{M_1 v}{I} \right); \right. \\ \left. \frac{1}{n \delta} \left(\bar{\sigma}_c - \left(\frac{P}{A} \right) \min - \frac{M_1 v'}{I} \right) \right] = \\ = \text{MAX} [G_{\min 1}; G_{\min 2}] \\ G_{\max} = \text{MIN} \left[\frac{1}{n \delta} \left(\bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A} \right) \min - \frac{M_1 v'}{I} \right); \right. \\ \left. \frac{1}{m \delta} \left(\bar{\sigma}_c - \left(\frac{P}{A} \right) \min + \frac{M_1 v}{I} \right) \right] = \\ = \text{MIN} [G_{\max 1}; G_{\max 2}] \end{array} \right.$$

Para $0 \leq \alpha \leq 1 - \left(\frac{l_0}{l}\right)$, que es cuando es activo el sistema de atirantamiento, o sea, antes de apoyar:

$$\alpha = \frac{\xi}{l} = \frac{l - l_0}{l} = 1 - \frac{l_0}{l}; \text{ y } M_1 = -\lambda_1 q l^2$$

Estos conceptos de Gmin y Gmax se verán claros con el ejemplo siguiente, extraído de los cuadros del apartado 1.4:

$$\begin{aligned} l &= 70 \text{ m}; & A &= 5,660 \text{ m}^2; & \lambda_2 &= 0,1229 \\ l_0 &= 35 \text{ m}; & I &= 16,998 \text{ m}^4; & \lambda_1 &= 0,1839 \\ H &= 12,50 \text{ m}; & v &= 2,157 \text{ m} \\ d &= 4 \text{ m}; & v' &= 2,543 \text{ m} \\ q &= 2,5 \text{ A} & &= 14,15 \text{ t/m} \\ \bar{\sigma}_1 &= 0; & \bar{\sigma}_c &= 2.000 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

El pretensado centrado mínimo en zona delantera, así como el momento isostático en voladizo, resultan:

$$\begin{aligned} \left(\frac{P}{A}\right) \min &= 0 + \frac{14,15 \times 70^2}{16,998} \times 0,1229 \times 2,157 = \\ &= 1.081 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$M_1 = \lambda_1 q l^2 = 0,1839 \times 14,15 \times 70^2 = 12.751 \text{ tm}$$

Adoptando los valores:

$$\begin{aligned} L' &= 33,35 \text{ m}; & a &= 13,77 \text{ m}; & m &= 1,92; \\ n &= -1,88; & \delta &= 1,334 \end{aligned}$$

y recordando las expresiones obtenidas para las fuerzas mínima y máxima admisibles para el gato situado bajo la torre:

$$\begin{aligned} G_{\min} &= \text{MAX} [G_{\min 1}; G_{\min 2}] \\ G_{\max} &= \text{MIN} [G_{\max 1}; G_{\max 2}] \end{aligned}$$

resulta inmediata la obtención de los valores contenidos entre corchetes:

$$\begin{aligned} G_{\min 1} &= 209 \text{ t}; & G_{\min 2} &= 393 \text{ t} \\ G_{\max 1} &= 1.189 \text{ t}; & G_{\max 2} &= 988 \text{ t} \end{aligned}$$

Por tanto, $G_{\min} = 393 \text{ t}$ y $G_{\max} = 988 \text{ t}$; y al comprobar tensiones en fibras extremas vemos que debe ser $G_{\min} = 393 \text{ t}$ y no $G_{\min} = 209 \text{ t}$ pues, en este segundo caso, aunque elimina estrictamente tracciones en fibra superior, agota, sin embargo, por compresión excesiva, la fibra inferior. Hemos de aumentar, pues, el valor de G hasta un valor "mínimo", pero curiosamente no para eliminar tracciones en fibra superior sino para, creando suficiente tracción en fibra inferior, no agotar esta última

por compresión. Al llevar G al valor $G_{\min} = 393 \text{ t}$, las tensiones en fibras extremas resultan ser:

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= \left(\frac{P}{A}\right) \min - \frac{M_1 v}{I} + m G \delta = 472,8 \text{ t/m}^2; \\ &\text{fibra superior} \\ \sigma_i &= \left(\frac{P}{A}\right) \min + \frac{M_1 v'}{I} + n G \delta = 2000 \text{ t/m}^2; \\ &\text{fibra inferior} \end{aligned} \right.$$

Sin embargo, con el valor de $G = G_{\min} = 209 \text{ t}$, resulta:

$$\sigma_s = 0; \quad \sigma_i = 2.463 \text{ t/m}^2 > \bar{\sigma}_c$$

Si ahora estudiamos el valor $G_{\max} = 988 \text{ t}$, vemos que aquí la limitación reside, para este caso, en no agotar por compresión excesiva la fibra superior, ya que para este valor:

$$\sigma_s = 2.000 \text{ t/m}^2; \quad \sigma_i = 505 \text{ t/m}^2$$

Suponiendo el mástil articulado en su base, el único esfuerzo existente y dimensionante de la sección del mismo es el valor G_{\min} que exige una sección mínima:

$$S_{\min} \geq G_{\min} / \bar{\sigma}_m$$

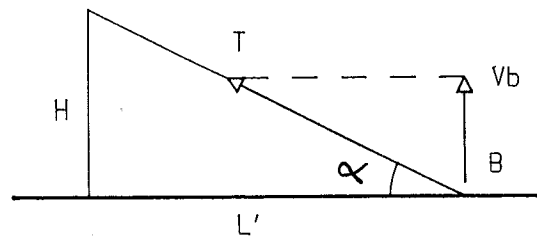


Fig. 5. Descomposición de la reacción del tirante medio.

siendo $\bar{\sigma}_m$ la tensión admisible del acero del mástil. El atirantamiento del mástil lo podemos asimilar a un tirante medio, de sección Satir; y siendo $\bar{\sigma}_{ti}$ la tensión admisible del cable, se obtiene la fuerza T en el tirante (véase figura 5):

$$T = \frac{Vb}{\sin \alpha}; \quad Vb = G \frac{L}{L + L'}; \quad \sin \alpha = \frac{H}{\sqrt{H^2 + L'^2}}$$

$$T = \frac{GL}{L + L'} \frac{\sqrt{H^2 + L'^2}}{H}; \quad \frac{T}{\text{Satir}} \leq \bar{\sigma}_{ti}$$

$$\text{Satir} \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_{ti}} = \frac{GL}{\bar{\sigma}_{ti} (L + L')} \frac{\sqrt{H^2 + L'^2}}{H}; \quad \bar{G} = G_{\min}$$

siendo G_{\min} la fuerza mínima que hay que aplicar en el gato para no sobrepasar las tensiones admisibles en el hormigón, a tracción-compresión.

1.3.3. Estimación del costo del sistema de atirantamiento

Podemos distinguir los siguientes conceptos:

● **MASTIL:** El precio, lo representamos por Pm, y si cm es el coste por kg de acero y m el peso del mástil, tendremos:

$$P_m = c_m \cdot m = c_m \cdot \rho_s \cdot S_m \cdot H,$$

siendo:

S_m = Sección del mástil.

H = Altura del mástil.

$\rho_s = 7,85 \text{ t/m}^3$, densidad del acero.

Recordando que G es la carga del gato en la base del mástil, resulta: $S_m = G/\bar{\sigma}_m$.

● **TIRANTE MEDIO:** Su precio lo denominamos Patir, y si Catir es el coste del tirante por kg de acero, Satir la sección del tirante y m el peso del tirante, tendremos:

$$P_{atir} = C_{atir} \cdot m; m = 2 \text{ Satir} \sqrt{H^2 + L^2} \rho_s.$$

Designando por $\bar{\sigma}_m$ la tensión admisible en el mástil, y por $\bar{\sigma}_t$ la admisible en el tirante, podemos tomar, como valores para nuestras estimaciones:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_m &= 10.000 \text{ t/m}^2; & \bar{\sigma}_t &= 70.000 \text{ t/m}^2; \\ c_m &= 350 \text{ Ptas./kg}; & C_{atir} &= 700 \text{ Ptas./kg} \end{aligned}$$

1.3.4. Estimación del costo de la nariz metálica

Si el precio lo representamos por Pn y si cn es el coste por kg de acero; qo el peso medio por unidad de longitud de la nariz metálica, y lo la longitud de nariz, se tendrá:

$$\begin{aligned} P_n &= c_n \cdot m = c_n \cdot q_o \cdot l_o; \text{ pudiendo tomar,} \\ c_n &= 250 \text{ Ptas/kg} \end{aligned}$$

1.3.5. Estimación del costo del pretensado necesario en zona delantera

Recordamos que:

$$\left(\frac{P}{A}\right)_{\min} = \bar{\sigma}_t + \frac{q l^2}{I} \text{ MAX}(\lambda_v, \mu v')$$

donde $\bar{\sigma}_t$ es la tensión a tracción admisible en el hormigón del tablero; q el peso propio, uniforme, por unidad de longitud del tablero, y l la luz del vano que hay que empujar.

● Para zonas alejadas de la nariz:

$$\lambda = 1/12; \quad \mu = 1/24$$

● Para empuje sin sistema de atirantamiento:

$$\lambda = \text{MAX}(\lambda_1, \lambda_2); \quad \mu$$

● Para empuje con nariz y torre provisional:

$$\lambda = \lambda_2; \quad \mu$$

En cualquiera de los tres casos anteriores, conocido el valor de (P/A)_{min}, se obtiene el precio del pretensado Pp de la forma siguiente, llamando F_p a la fuerza de pretensado y Spret a la sección de acero de pretensado en zona delantera:

F_p = (P/A) min. A, al 0,75% de Fpu (carga de rotura).

$$F_{pu} = (P/A)_{\min} \times A/0,75; f_{pu} = 180.000 \text{ t/m}^2$$

$$S_{pret} = (P/A)_{\min} \times A/(0,75 \times 180.000)$$

Suponiendo extendido el pretensado a vano y medio en la zona delantera, resulta:

$$P_p = c_p \cdot m, \text{ con } m = S_{pret} \times (1,5 l) \times \rho_s$$

siendo l la luz del vano que hay que empujar, ρ_s la densidad del acero y pudiéndose tomar, cp = 400 Ptas/kg.

1.3.6. Costo total final

Será la suma de todos los costos anteriores, es decir, del mástil, del conjunto de los tirantes, de la nariz metálica y del pretensado centrado necesario sobre vano y medio en zona delantera. Esta suma total nos interesará en el caso eventual de querer comparar el coste de empuje de un puente con nariz metálica normal (0,6 l), con el coste de empuje de este mismo puente con nariz metálica corta y torre provisional de atirantamiento. En lo que sigue no vamos a efectuar esta comparación, sino que nos limitaremos a estudiar el empuje con torre provisional y nariz corta, con objeto de optimizar el sistema de atirantamiento.

1.4. Estudio paramétrico de empuje de tableros de hormigón

Se realizarán una serie de estudios paramétricos a partir de los resultados obtenidos, con objeto de obtener las dimensiones del sistema provisional de atirantamiento que resultan óptimas desde un punto de vista económico, cuando se empuja con el sistema combinado de nariz y torre.

Para el estudio de la influencia de los diferentes parámetros (H, L', d) que intervienen en el sistema de atirantamiento, fijamos la relación entre la longitud de nariz y la del vano en un valor tal que aquella resulte ya "corta" para las luces habituales (40 ó 50 m) y "muy corta" para las luces mayores (70 a 80 m). La esbeltez de la estructura se fija en 1/15 en una primera fase y adoptamos estos valores para los parámetros intervinientes:

$$(EI)_o/EI = 0,15.$$

$$l_o/l = 0,50; \text{ luces hasta } 70 \text{ m.}$$

$$l_o/l = 35/l; \text{ luces mayores de } 70 \text{ m.}$$

Las características de la sección transversal serán las que se indican en los cuadros adjuntos, y como tensiones admisibles, se tomarán 200 kg/cm² en compresión y tracciones nulas. Los anclajes se suponen simétricos respecto a la torre (L = L'). El parámetro d podrá variar desde un mínimo de 2 m, ya que menos parece complicado, hasta 3 o 4 metros, pero no más, como se verá a continuación.

En una segunda fase, se supone nariz constante de 25 m y se estudian valores de esbeltez más elevados, con luces importantes de hasta 80 m.

Toda esta información se facilita en los cuadros adjuntos. Para el estudio se ha elegido una sección tipo puente de Tula (8), y aunque en realidad es un puente de ferrocarril, se estudian esbelteces fuera del rango de estos puentes (1/20).

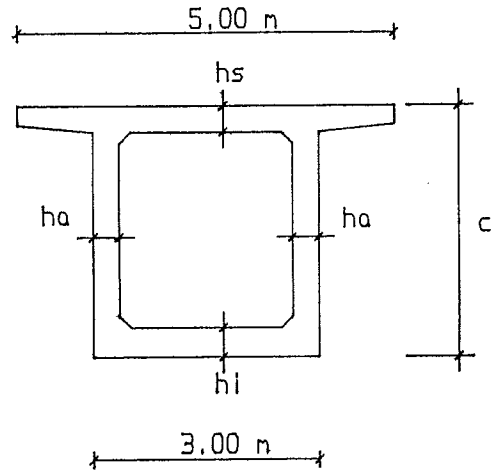


Fig. 6. Sección tipo puente de Tula.

CUADRO 1

Esbeltez = 1/15

Luz = l	c	h_s	h_i	h_a	A	I	v	v'
40,00	2,70	0,35	0,40	0,35	4,260	4,315	1,207	1,493
50,00	3,35	0,35	0,40	0,35	4,715	7,370	1,513	1,837
60,00	4,00	0,35	0,40	0,35	5,170	11,418	1,821	2,179
70,00	4,70	0,35	0,40	0,35	5,660	16,998	2,157	2,543
75,00	5,00	0,40	0,50	0,45	7,485	24,998	2,383	2,617
80,00	5,35	0,40	0,55	0,45	7,930	30,122	2,592	2,758

Luz = l	λ_1	λ_2	q_0/q	l_o/l
40,00	0,2032	0,1263	0,23	0,50
50,00	0,1957	0,1249	0,21	0,50
60,00	0,1894	0,1238	0,19	0,50
70,00	0,1839	0,1229	0,18	0,50
75,00	0,2039	0,1245	0,18	0,47
80,00	0,2138	0,1245	0,18	0,44

CUADRO 2

Empuje sin torre de atirantamiento

Luz = l	c	$\text{MAX} (\lambda_1, \lambda_2) = \lambda_1 = \lambda$	$\text{MAX} (\lambda_v, \mu v')$	$(P/A) \text{ min}$
40,00	2,70	0,2032	0,245	968
50,00	3,35	0,1957	0,296	1.184
60,00	4,00	0,1894	0,345	1.406
70,00	4,70	0,1839	0,397	1.619
75,00	5,00	0,2039	0,486	2.054
80,00	5,35	0,2138	0,554	2.334

CUADRO 3

Empuje con torre de atirantamiento

Luz = l	c	$\lambda = \lambda_2$	MAX ($\lambda v, \mu v'$)	(P/A) min
40,00	2,70	0,1263	0,152	600
50,00	3,35	0,1249	0,189	755
60,00	4,00	0,1238	0,225	917
70,00	4,70	0,1229	0,265	1.081
75,00	5,00	0,1245	0,297	1.256
80,00	5,35	0,1245	0,323	1.360

CUADRO 4

Esbeltez = 1/18,5 a 1/20

Luz = l	c	hs	hi	ha	A	I	v	v'
50,00	2,70	0,35	0,40	0,35	4,260	4,315	1,207	1,493
60,00	3,35	0,35	0,40	0,35	4,715	7,370	1,513	1,837
70,00	4,00	0,35	0,40	0,35	5,170	11,418	1,821	2,179
75,00	4,00	0,35	0,40	0,35	5,170	11,418	1,821	2,179
80,00	4,70	0,35	0,40	0,35	5,660	16,998	2,157	2,543
80,00	4,00	0,35	0,40	0,35	5,170	11,418	1,821	2,179
Luz = l	λ_1	λ_2	qo/q	l _o /l				
40,00	0,2470	0,1280	0,23	0,40				
50,00	0,2325	0,1266	0,21	0,40				
60,00	0,2573	0,1255	0,21	0,36				
70,00	0,2702	0,1245	0,21	0,33				
75,00	0,2780	0,1228	0,21	0,31				
80,00	0,2819	0,1233	0,21	0,31				

CUADRO 5

Empuje con torre de atirantamiento

Luz = l	c	$\lambda = \lambda_2$	MAX ($\lambda v, \mu v'$)	(P/A) min
50,00	2,70	0,1280	0,154	950
60,00	3,35	0,1266	0,194	1.117
70,00	4,00	0,1255	0,229	1.271
75,00	4,00	0,1245	0,227	1.445
80,00	4,70	0,1228	0,265	1.412
80,00	4,00	0,1233	0,225	1.631

planteando el costo total del sistema de atirantamiento de la siguiente forma:

$$P_{total} = P_m + P_{atir}$$

$$P_m = H \cdot S_m \times 7,85 \cdot \text{cm}$$

$$P_{atir} = 2 \text{ Satir} \sqrt{H^2 + L^2} \cdot \rho_s \cdot \text{Catir}$$

De acuerdo con los resultados de apartados anteriores:

$$P_{total} = H \frac{G_{min}}{\sigma_m} \cdot 7,85 \cdot \text{cm} + 2 \sqrt{H^2 + L^2} \cdot \frac{1}{\sigma_{ti}}$$

$$\cdot \frac{G_{min} \sqrt{H^2 + L^2}}{2 H} \cdot 7,85 \cdot \text{Catir}$$

1.5. Optimización económica

Para una luz y longitud de nariz conocidas, sabiendo que el empuje tiene lugar con torre provisional, el valor de (P/A) min viene fijado de antemano. La optimización del sistema, desde el punto de vista económico, pasa por minimizar el costo del mástil y de los tirantes, ya que el costo de la nariz y del pretensado centrado en zona delantera es constante para cualquier valor de H y d.

Se trata de resolver un problema de mínimos,

De acuerdo con las tensiones admisibles y precios dados en el apartado 1.3.3:

$$\bar{\sigma}_{ti} = 7 \bar{\sigma}_m; \text{ catir} = 2 \text{ cm}$$

$$P_{total} = \frac{G_{min} \cdot \text{cm}}{\bar{\sigma}_m} \left[7,85 H + 2 \frac{H^2 + L'^2}{H} \cdot \frac{7,85}{7} \right] = \alpha G_{min} f(H, L')$$

donde el valor que hay que minimizar es el producto de las funciones G_{min} y $f(H, L')$, siendo α

una constante, de valor $\alpha = \frac{\text{cm}}{\sigma}$, y $f(H, L') =$

$$= \left[7,85 H + 2 \frac{H^2 + L'^2}{H} \cdot \frac{7,85}{7} \right]$$

En lo que sigue se estudian cinco casos, resumiendo los resultados obtenidos. Los datos corresponden a los cuadros contenidos en el apartado 1.4. Hay que señalar que ante costos muy parecidos entre dos parejas de valores (H, L') preferiremos aquella que minimiza la fuerza del gato, G_{min} , bajo el mástil de la torre provisional.

● CASO 1: $e = 1/15$; $l = 50 \text{ m}$; $l_o = 25 \text{ m}$

$$L' = l - l_o - d + (h/2) = 26,67 - d$$

$$(P/A)_{min} = 1.184 \text{ t/m}^2; M_1 = \lambda_1 q l^2 = 5.768 \text{ tm}$$

H	d	L'	Gmin	f (H, L')	Gmin. f (H, L')
7,50	2,00	24,67	198,13	257,70	51.058
10,00	2,00	24,67	202,50	237,43	48.079
12,50	2,00	24,67	205,23	235,36	48.303
10,00	4,00	22,67	221,70	216,20	47.931

El óptimo se obtiene para $H = 10,00$ y $d = 2,00$, pues el valor de G_{min} es menor que el obtenido para $H = 10,00$ y $d = 4,0$, aunque el costo en este último caso sea menor.

El pretensado centrado en zonas alejadas de la nariz, se obtiene de forma inmediata:

$$M_e = \frac{q l^2}{12} = 2.456 \text{ tm}$$

$$(P/A)_e = 2.456 \times 1,513/7,370 = 504 \text{ t/m}^2$$

$$(P/A)_{min} = 2,35 (P/A)_e$$

Recordemos que M_e es el momento de empujamiento perfecto; M_1 el momento de voladizo justo antes de apoyar la nariz metálica (coeficiente λ_1); $(P/A)_e$ el pretensado centrado que compensa M_e , y $(P/A)_{min}$ el pretensado que compensa el momento mínimo $M_{min} = -\lambda_2 \cdot q \cdot l^2$. No olvidemos que λ_2 es el coeficiente que define $(P/A)_{min}$ cuando empujamos con torre.

● CASO 2: $e = 1/18$; $l = 60 \text{ m}$; $l_o = 24 \text{ m}$

$$L' = l - l_o - d + (h/2) = 37,67 - d$$

$$(P/A)_{min} = 1.117 \text{ t/m}^2; M_1 = \lambda_1 q l^2 = 9.868 \text{ tm}$$

H	d	L'	Gmin	f (H, L')	Gmin. f (H, L')
7,50	2,00	35,67	340,54	456,19	155.350
10,00	2,00	35,67	347,91	386,30	134.397
12,50	2,00	35,67	352,49	354,46	124.943
15,00	2,00	35,67	355,61	341,64	121.490
17,50	2,00	35,67	357,88	339,69	121.568

El óptimo se obtiene para $H = 15,00$ y $d = 2,00$, siendo el pretensado centrado en zonas alejadas de la nariz, el siguiente:

$$M_e = \frac{q l^2}{12} = 3.537 \text{ tm}$$

$$(P/A)_e = 3.537 \times 1,513/7,370 = 504 \text{ t/m}^2$$

$$(P/A)_{min} = 1,54 (P/A)_e$$

● CASO 3: $e = 1/15$; $l = 70$ m; $l_0 = 35$ m

$$L' = l - l_0 - d + (h/2) = 37,33 - d$$

$$(P/A)_{\min} = 1.081 \text{ t/m}^2; M_1 = \lambda_1 q l^2 = 12.751 \text{ tm}$$

H	d	L'	Gmin	f (H, L')	Gmin. f (H, L')
7,50	2,00	35,33	351,50	449,04	157.837
10,00	2,00	35,33	362,60	380,94	138.127
12,50	2,00	35,33	369,60	350,17	129.422
12,50	4,00	35,33	393,30	325,53	128.029
15,00	2,00	35,33	374,40	338,06	126.571
15,00	4,00	33,33	398,44	317,50	126.516
17,50	2,00	35,33	377,92	336,63	127.219

Análogamente al primer caso, el óptimo se obtiene para $H = 15,00$ y $d = 2,00$ que minimiza coste y aunque esto no se cumpla frente a $H = 15,00$ y $d = 4,00$, así se obtiene un valor de Gmin menor. En cualquier caso es fácil ver que el óptimo ha de estar en considerar una distancia d entre 2 y 4 metros, pero no más, si no queremos que la fuerza en el gato aumente demasiado y con ello el cortante en pila. El preten-

sado centrado en zonas alejadas de la nariz, vale:

$$M_e = \frac{q l^2}{12} = 5.778 \text{ tm}$$

$$(P/A)_e = 5.778 \times 2,157/16,998 = 733 \text{ t/m}^2$$

$$(P/A)_{\min} = 1,47 (P/A)_e$$

● CASO 4: $e = 1/17,5$; $l = 70$ m; $l_0 = 25$ m

$$L' = l - l_0 - d + (h/2) = 46,80 - d$$

$$(P/A)_{\min} = 1.271 \text{ t/m}^2; M_1 = \lambda_1 q l^2 = 16.302 \text{ tm}$$

H	d	L'	Gmin	f (H, L')	Gmin. f (H, L')
7,50	2,00	44,80	521,77	675,90	352.662
10,00	2,00	44,80	535,32	551,08	295.004
12,50	2,00	44,80	543,80	486,28	264.439
12,50	4,00	42,80	570,25	454,85	259.375
13,50	2,00	44,80	546,36	469,70	256.624
13,50	3,00	43,80	559,33	454,98	254.483
15,00	2,00	44,80	549,60	451,49	248.141
16,00	2,00	44,80	551,44	442,83	244.194
17,50	2,00	44,80	553,82	433,85	240.277
20,00	2,00	44,80	557,02	426,93	237.810
22,50	2,00	44,80	559,55	427,16	239.015

El mínimo se obtiene para $H = 20,00$ y $d = 2,00$, siendo el pretensado centrado en zonas alejadas de la nariz:

$$(P/A)_e = 5.280 \times 1,821/11,418 = 842 \text{ t/m}^2$$

$$(P/A)_{\min} = 1,51 (P/A)_e$$

$$M_e = \frac{q l^2}{12} = 5.280 \text{ tm}$$

● CASO 5: $e = 1/20$; $l = 80$ m; $l_0 = 25$ m

$$L' = l - l_0 - d + (h/2) = 57,20 - d$$

$$(P/A)_{\min} = 1.631 \text{ t/m}^2; M_1 = \lambda_1 q l^2 = 23.327 \text{ tm}$$

H	d	L'	Gmin	f (H, L')	Gmin. f (H, L')
7,50	2,00	55,20	744,88	784,34	584.236
12,50	2,00	55,20	756,58	672,89	509.093
15,00	2,00	55,20	764,59	607,00	464.105
17,50	2,00	55,20	770,41	567,14	436.933
20,00	2,00	55,20	774,84	543,56	421.173
22,50	2,00	55,20	778,31	530,83	413.147
25,00	2,00	55,20	781,12	525,68	410.622
27,50	2,00	55,20	783,31	526,07	412.072

El mínimo se obtiene para $H = 25,00$ y $d = 2,00$, siendo el pretensado centrado en zonas alejadas de la nariz:

$$M_e = \frac{q l^2}{12} = 6.896 \text{ tm}$$

$$(P/A) e = 6.896 \times 1,821/11,418 = 1.100 \text{ t/m}^2$$

$$(P/A)_{\min} = 1,48 (P/A) e$$

A la vista de los resultados obtenidos en los cinco estudios paramétricos, resulta fácil establecer, para cada caso, el valor de la relación $H/(l - l_0)$, que se conserva aproximadamente constante:

CASO	H	$l - l_0$	$H/(l - l_0)$
1	10,00	25,00	1/2,50
2	15,00	36,00	1/2,40
3	15,00	35,00	1/2,33
4	20,00	45,00	1/2,25
5	25,00	55,00	1/2,20

2. CONCLUSIONES PRACTICAS

1. La esbeltez elegida de $1/15$ en la primera fase del estudio paramétrico, podría llevarse incluso a $1/17$ ó $1/18$, pues la relación entre la cantidad de pretensado entre los vanos alejados de la zona delantera y estos vanos próximos a la nariz, incluso disminuye $(P/A)_{\min}/(P/A) e$.

2. A la vista de los cuadros se observa que si empujamos con vanos mayores de 60 m es cuando el sistema de atirantamiento provisional empieza a ser recomendable, pues de lo contrario precisaríamos longitudes de nariz demasiado grandes (0,7 a 0,8 veces la longitud del vano), sobre todo si la esbeltez fuese muy pequeña y llegase a ser entre $1/18$ y $1/20$.

3. La cantidad de pretensado centrado en zona delantera, cuando se empuja con torre (λ_2) es muy poco variable por relaciones de rigidez relativa entre pico y tablero, dependiendo sobre todo de q/l^2 .

4. La relación $(P/A)_{\min}/(P/A) e$, oscila entre un valor próximo a 2 para luces de menos de 60 m y un valor de 1,5 para luces mayores de 60 m; por tanto, la torre es más efectiva para las luces mayores de 60 m.

5. Para luces menores de 60 m, si empujamos con torre y nariz podemos limitar de forma importante el pretensado centrado en zona delantera. Conviene entonces que la nariz no sea demasiado corta, para no hacer muy grande la fuerza en el gato de la torre y, por consiguiente, el cortante y la reacción horizontal sobre la pila.

6. Las dimensiones del sistema de atirantamiento parecen óptimas cuando la altura de la torre oscila entre 10,00 y 25,00 m, según se trate de luces cortas de menos de 60 m (40 ó 50 m) o luces grandes de hasta 80 m, lo que equivale a respetar las relaciones siguientes:

$$\frac{1}{2,50} \leq \frac{H}{l - l_0} \leq \frac{1}{2,20}, \text{ para } 50 \text{ m} \leq l \leq 80 \text{ m}$$

En cualquier caso, un valor medio puede ser $H/(l - l_0) = 1/2,3$, y esto casi con independencia de la esbeltez elegida, con una distancia del punto de anclaje d no muy grande (2 ó 3 metros) para no aumentar demasiado el valor de G_{\min} . Con estas dimensiones se limita la fuerza en el gato y la tensión en los cables, lo que repercute directamente en el costo del sistema de atirantamiento.

7. Las longitudes que podemos llamar "cortas" de nariz, están comprendidas en el rango de variación $0,4 \leq \frac{l_0}{l} \leq 0,6$.

8. Es fácil observar que el precio del sistema, nariz más pretensado centrado en zona delantera, aumenta de forma importante para luces mayores de 60 metros.

9. Lo mismo sucede con el precio del sistema de atirantamiento que, a cambio, debe limitar de forma importante el pretensado centrado delantero mínimo y, ello, para una nariz que de por sí ya resultará corta para esa luz y, por tanto, más barata por metro de luz que hay que empujar.

BIBLIOGRAFIA

1. C. SIEGRIST. "Construcción de puentes de hormigón pretensado por empuje del tablero". Hormigón y Acero nº 135, 1980.

2. M. PLACIDI. "La construction au sol et la mise en place par déplacement". Annales de l'ITBTP nº 420. Diciembre 1983.

3. J. COURBON. "Résistance des Matériaux". DUNOD, 1971.

4. J.A. CALGARO, M. VIRLOGEUX. "Projet et construction des Ponts: Analyse structurale des tabliers des ponts". PRESSES DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES, 1988.

5. P. LAUNAY, P. BAUM, P. CHASSAGNETTE, H. STOUFF. "Une nouvelle méthode de construction des ouvrages de franchissement en béton précontraint: le poussage". Annales de l'ITBTP nº 269 - Mayo 1970.

6. J. MANTEROLA, L. FERNANDEZ TROYANO. "Tres obras empujadas. Acueducto de los Monegros. Puente de Tula. Puente de Atoyac". Hormigón y Acero nº 158, 1986.

7. R. MARTI. "Puentes empujados en Korea". Hormigón y Acero nº 158, 1986.

8. C. IGLESIAS. "Algunas ideas sobre el predimensionamiento de puentes empujados: empuje con nariz metálica". Hormigón y Acero nº 182, 1º trimestre 1992.

RESUMEN

En el presente trabajo se aborda el empuje de tablero mediante nariz metálica "corta" y torre provisional de atirantamiento, y constituye una continuación del estudio, ya publicado, de empuje de tablero con nariz metálica "normal" ($L_0 = 0,6 L$).

Tras deducir las relaciones entre los parámetros que intervienen en el sistema de atirantamiento, se hacen una serie de estudios paramétricos, con objeto de determinar las dimensiones óptimas (altura de la torre y punto de anclaje del atirantamiento) basándonos en un criterio económico.

SUMMARY

In this paper incremental launched-bridges technique with "short" steel nose and provisional cable-stayed tower is discussed. This study completes the already published paper about launched-bridges with "normal" steel nose ($L_0 = 0,6 L$).

Some relationships between the main parameters governing the cable-stayed system are proposed and four parametric studies are performed in order to determine the optimum design (height of the tower and anchorage point of the cable-stayed system) based on economic criteria.

* * *

PREMIOS CONSTRUMAT-93

El Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña-ITEC, convoca la 5ª edición de los Premios Construmat que promueve el Salón Internacional de la Construcción, Construmat-93 y patrocina el Departamento de Política Territorial y Obras Públicas de la Generalitat de Cataluña, con el objetivo de estimular la innovación tecnológica y la calidad de la construcción.

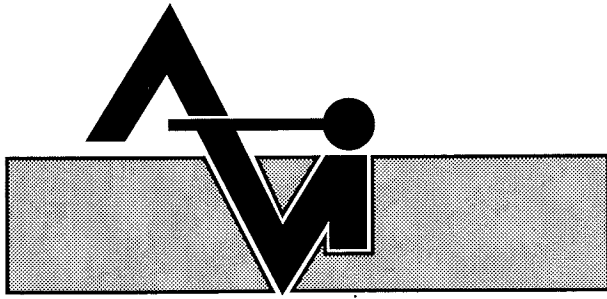
En la presente convocatoria se otorgarán los siguientes Premios:

- Ingeniería Civil.
- Edificación.
- Periodismo.
- Producto Industrial.
- Proceso Constructivo.

Las propuestas y los trabajos correspondientes que opten a los Premios, deberán presentarse a la Secretaría Técnica de los Premios Construmat (ITEC; Calle Wellington, 19; 08018 Barcelona; Tel.: 93-3093404) hasta el 29 de enero de 1993.

Los veredictos de los Jurados se harán públicos, así como la entrega de premios y de diplomas, en un acto que se celebrará en el Palacio de la Generalitat durante la celebración del Salón Construmat-93.

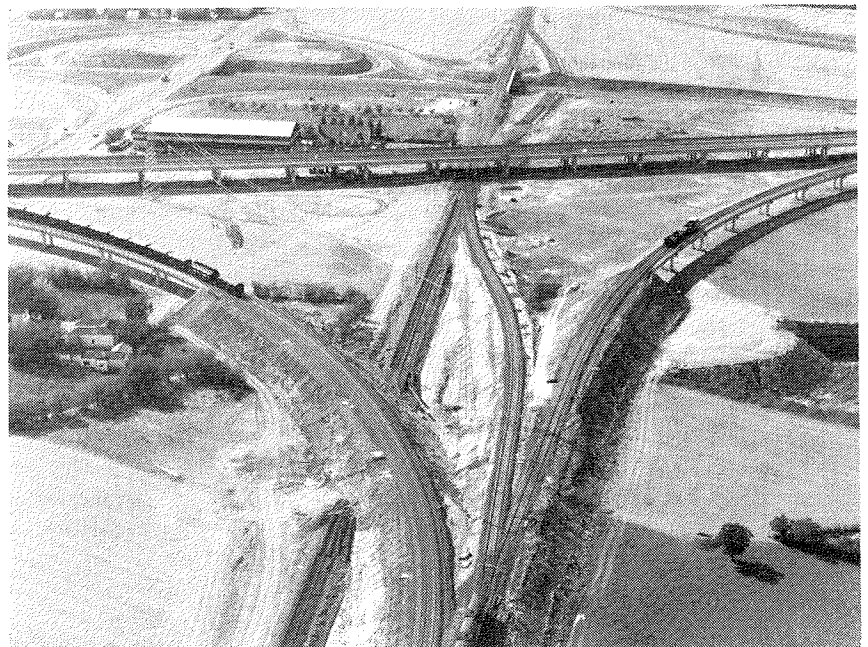
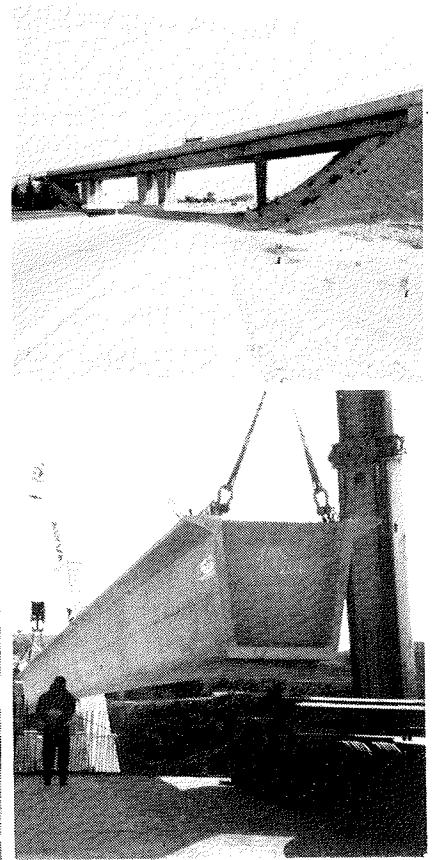
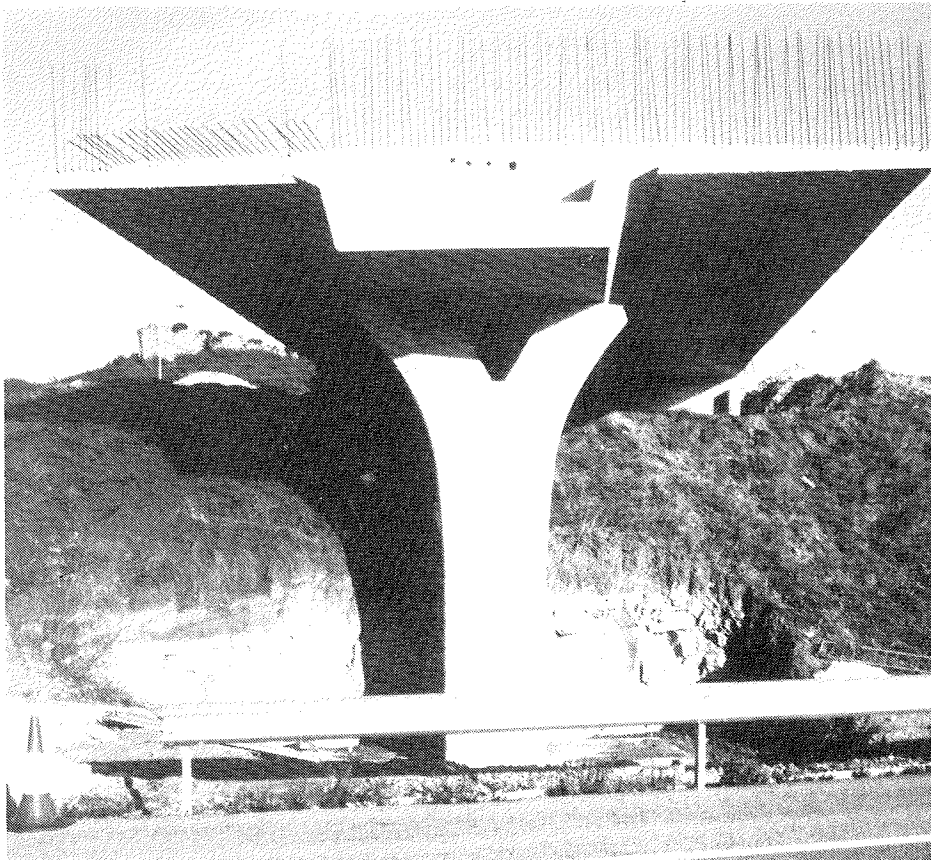
Los interesados en optar a estos premios deberán ponerse en contacto con la citada Secretaría, solicitando el envío de las correspondientes bases.



PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS



ANDUJAR

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

BARCELONA

Avda. Josep Tarradellas, 8-10, 5º, 1ª.
Tel: 93/439 82 33

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