

hormigón

y ACERO

n° 182

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

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

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 Viçenc 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 Engracia, 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)

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

COMITE DE REDACCION

Director:

PIÑEIRO, Rafael

Vocales:

BARREDO, Carlos

JODAR, Juan

JULIA, Manuel

LLOMBART, José Antonio

ROMERO, Rafael

SANCHEZ-GALVEZ, Vicente

Censores:

ALCALA, Juan Luis

CUVILLO, Ramón del

ELICES, Manuel

GONZALEZ VALLE, Enrique

MANTEROLA, Javier

MORAN, Francisco

MORENO TORRES, Juan

MURCIA, Juan

POZO VINDEL, Florencio J. del

SIEGRIST, Carlos

hormigón y acero

nº 182

1º trimestre 1992

CUOTAS ANUALES

	<u>ESPAÑA</u>	<u>EXTRANJERO</u>
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

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

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

APARTADO 19.002 - 28080 MADRID - ☎ 302 04 40

Depósito Legal: M-853-1958

Imprime: ACOR, S.A., M. Hernández, 50 - MADRID

ISSN: 0439-5689

hormigón y acero n.182

índice

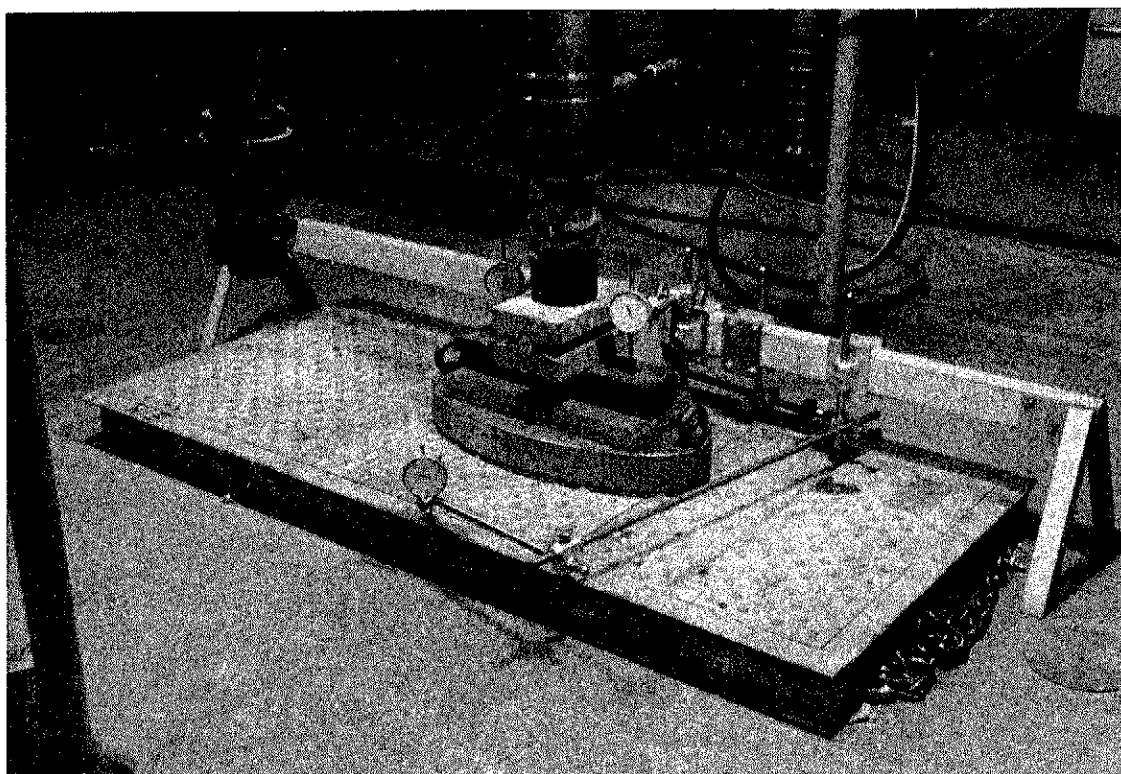
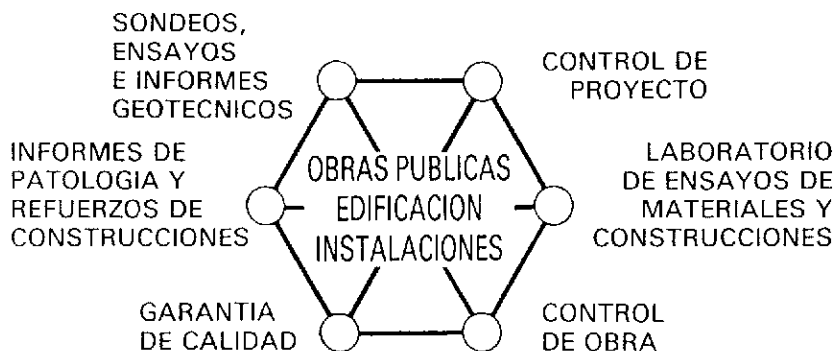
	Págs.
457-8-162 Jornada de presentación del Eurocódigo 2 "Estructuras de hormigón"	9-10
Journées de présentation de l'Eurocode 2 "Structures de béton".	
Presentation of the Eurocode 2 "Concrete structures".	
<i>J.M. Gállego.</i>	
457-8-163 Presentación del "Eurocódigo 2", Parte 1 y resumen de las actividades del CEN TC 250/SC 2	11-15
Présentation du "Eurocode 2" Partie 1 et résumé des activités du CEN TC250/SC2.	
Presentation of the "Eurocode 2" Part 1 and summary of activities of CEN TC 250/SC2.	
<i>H. Ulrich Litzner.</i>	
457-8-164 El "Eurocódigo 2" en el contexto de la normativa española y europea	17-19
"L'Eurocode 2" dans le contexte des normes espagnole et européenne.	
The "Eurocode 2" in the context of the Spanish and European standards.	
<i>M. Martín Antón.</i>	
457-9-35 Bases del proyecto	21-28
Les bases du Project.	
Basis of design.	
<i>M. Díaz-Llanos Ros.</i>	
600-0-5 Durabilidad	29-39
Durabilité.	
Durability.	
<i>M.^a C. Andrade.</i>	
600-0-6 Los materiales en el "Eurocódigo 2"	41-45
Les matériaux dans le "Eurocode 2".	
The materials in "Eurocode 2".	
<i>J.M. Gállego.</i>	

457-0-166	Estados límites últimos (flexión/compresión y pandeo)	47-52
	Etats limites ultimes (flexion/compression et flambement).	
	Ultimate limit states (bending/compression and buckling).	
	<i>F. Morán.</i>	
457-0-167	Estados límites últimos (cortante, torsión y punzonamiento) ...	53-74
	Etats limites ultimes de effort tranchant, torsion et poin-	
	connement.	
	Ultimate limit states for shear, torsion and punching.	
	<i>S. Pérez-Fadón e I. Roche Jiménez.</i>	
457-0-168	Estados límites de servicio	75-81
	Etats limites de service.	
	Serviceability limit states.	
	<i>J. Rodríguez Santiago.</i>	
457-9-36	Prescripciones de detalle	83-100
	Prescription des détails.	
	Notes concerning details.	
	<i>J. Chomón Díaz y B. Gómez Sedano.</i>	
457-0-169	Tratamiento del pretensado en el "Eurocódigo 2"	101-109
	Traitement du béton précontraint dans l'"Eurocode 2".	
	Treatment of the prestressed concrete in the "Eurocode 2".	
	<i>F.J. del Pozo Vindel y A.R. Mari Bernat.</i>	
	(Con esta Ponencia se concluye la publicación de las que fue-	
	ron presentadas en la Jornada sobre el "Eurocódigo 2", "Estruc-	
	turas de hormigón".	
591-2-242	Algunas ideas sobre el predimensionamiento de puentes empu-	111-128
	jados: Empuje con nariz metálica	
	Quelques idées sur le prédimensionnement des ponts poussés:	
	Poussage à l'aide d'avant-bec métallique.	
	Some ideas about incremental launched-bridges previous	
	design: Incremental launching with steel nose.	
	<i>C. Iglesias.</i>	
837-8-17	Reparación de pilares de hormigón con pérdida de esquinas o	129-140
	recubrimiento	
	Réparation de colonnes en béton armé avec des coins ou	
	recouvrement perdus.	
	Repair of concrete columns with corners or cover loss.	
	<i>J.L. Ramírez; J.M. Bárcena; J.I. Urreta; B. de Val y J.R. Aurre-</i>	
	<i>coechea.</i>	



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

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).
ASOCIACIO 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.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DITECO, S.L.—Valencia.
E.E.P., S.A.—Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.—Sant Fruitos de Bages (Barcelona).
ENAGA, S.A.—Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA 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).
GIRALDEZ OCAÑA CONTROL, S.L., G.O.C.S.L.—Vigo (Pontevedra).

HORMADISA, S.L.—Puentecesures - Cordeiro (Pontevedra).
 IDEAM, S.A.—Madrid.
 INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
 INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
 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.—Ávila.
 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 URBANISMO. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. DEMARCACION CASTILLA-LEON.—Valladolid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO.—DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA, SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE INFORMES ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.—Madrid.
 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 POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).—Valladolid.
 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.
UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID. Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos.—Madrid.
VIGUETAS MUBEMI.—Torrente (Valencia).
VISANFER, S.A.—Totana (Murcia).
VORSEVI, S.A.—Ingeniería y Control de Calidad.—Sevilla.

EXTRANJERO

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DEL DIPARTIMENTO DI ENGEGERIA STRUTTURALE.—Politécnico d'Torino: Torino (Italia).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.—Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.—Buenos Aires (Argentina).
FILIAL BIBLIOTEKI AKADEMII NAUK SSSR.—Moskva A-219. Rusia.
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).
ZENTR. BIBLIOTEKA STRUIT. IARCHIT. Moscow I-434. Rusia.

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 envían 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 negativo, o en diapositivas. Se tendrán en cuenta las normas sobre tamaño de rótulos y leyendas dadas en el punto

2.3 anterior. Irán numeradas correlativamente y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

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

2.6. Unidades

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

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

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

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

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

2.8. Referencias bibliográficas

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

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

Referencias de artículos publicados en revistas

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

Referencias de libros

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

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

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

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

Jornada de presentación del Eurocódigo 2 "Estructuras de hormigón"

José Manuel Gállego Estévez
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio Central de Estructuras y
Materiales, CEDEX, MOPT

El pasado día 4 de febrero de 1992, tuvo lugar en Madrid, en las instalaciones del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, CEDEX, una Jornada de presentación del Eurocódigo 2, relativo a las Estructuras de Hormigón, en la cual un conjunto de ponentes compararon las prescripciones de dicho Eurocódigo con las de las Instrucciones EH y EP vigentes en España y analizaron la posible incidencia de aquél en nuestro país. Dado el interés mostrado en dicha Jornada, así como la importancia de los temas tratados en la misma para los técnicos del hormigón, se ha considerado de interés divulgar a través de "Hormigón y Acero" los textos de las ponencias presentadas en la Jornada, las cuales aparecerán en este y sucesivos números de la revista.

Como es conocido, los Eurocódigos, acometidos inicialmente desde la Comisión de la Comunidad Europea, fueron transferidos recientemente al Comité Europeo de Normalización, CEN, para su elaboración y publicación, todo ello regulado mediante los oportunos mandatos de la Comisión.

CEN constituyó en su seno un nuevo Comité, el 250, para los trabajos relativos a los Eurocódigos. Dentro de este Comité, se crearon distintos Subcomités para los diferentes Eurocódigos, siendo el Subcomité 2 el encargado de elaborar el Eurocódigo de Hormigón.

Dado que los miembros de CEN son las Asociaciones Nacionales de Normalización de los países de la CE y de la EFTA, se constituyó, en el caso español, dentro de la Asociación Nacional de Normalización y Certificación, AENOR,

una estructura organizativa paralela a la de CEN. De este modo, se creó el Comité Técnico CTN 140 "Eurocódigos" y dentro de él el Subcomité 2 relativo al Eurocódigo 2, cuyo Presidente es el autor de esta nota y cuyo Secretario es D. Jesús Rodríguez Santiago.

Este Subcomité, creado hace algo más de un año y que se ha beneficiado del trabajo llevado a cabo en una etapa anterior por el GTG-2 del Grupo Español del Hormigón, GEHO, ha acometido, a lo largo de 1991, una serie de tareas encaminadas a potenciar, consolidar y divulgar las actividades españolas en relación con el Eurocódigo 2. Así, se ha coordinado la presentación de propuestas de nominación de expertos españoles a los distintos Equipos de Proyecto del Eurocódigo 2; se ha supervisado la traducción al español de la Parte 1 "Reglas generales y reglas para edificación" del Eurocódigo; se ha llevado a cabo un análisis y discusión técnica tanto de esta Parte, ya concluida, como de las otras Partes del Eurocódigo actualmente en preparación y, finalmente, se decidió la organización de una Jornada específica para la presentación y divulgación del Eurocódigo, cuya Parte 1 ha sido aprobada como Prenorma Europea ENV 1992/1/1 a finales de Diciembre de 1991.

La Jornada fue organizada por el CEDEX, contándose con el patrocinio de la Asociación Española de Normalización y Certificación, AENOR, de la Asociación Nacional de Laboratorios Acreditados, ANL, de la Asociación de Empresas Constructoras de Ambito Nacional, SEOPAN, y del Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, IECA, lo que confirma el

interés que sin duda despierta este Eurocódigo en el panorama técnico español. La organización técnica corrió a cargo del Subcomité de AENOR antes indicado, siendo la mayoría de los ponentes miembros del mismo.

El contenido de la Jornada corresponde al siguiente listado de ponencias:

1ª.—“Presentación del “Eurocódigo 2-Parte 1” y resumen de las actividades del CEN TC 250/SC 2, por D.H.U. Litzner, Presidente del CEN TC250/SC2.

2ª.—“El Eurocódigo 2 en el contexto de la normativa española y europea”, por D. Manuel Martín Antón, Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón.

3ª.—“Bases del Proyecto”, por D. Miguel Díaz-Llanos Ros.

4ª.—“Durabilidad”, por Dña. M.ª Carmen Andrade Perdrix.

5ª.—“Materiales”, por D. José Manuel Gállego Estévez.

6ª.—“Estados límites últimos (flexión/compresión y pandeo)”, por D. Francisco Morán Cabré.

7ª.—“Estados límites últimos (cortante, torsión y punzonamiento)”, por D. Santiago Pérez-Fadón Martínez y Dña. Inmaculada Roche Jiménez.

8ª.—“Estados límites de servicio”, por D. Jesús Rodríguez Santiago.

9ª.—“Prescripciones de detalle”, por D. Jesús Chomón Díaz y D. Benedicto Gómez Sedano.

10ª.—“Tratamiento del pretensado en el Eurocódigo-2”, por D. Florencio Jesús del Pozo Vindel y D. Antonio Marí Bernat.

Como se indicó anteriormente, la Parte 1 del Eurocódigo está ya concluida y fue aprobada por el CEN como Prenorma Europea, previniéndose la aparición de las versiones del mismo en

francés y alemán (lenguas oficiales, junto con el inglés, en el CEN, estando en este momento únicamente finalizado el original en inglés) a lo largo del primer semestre de 1992.

Se prevé que a lo largo de 1992 se ultimarán los textos de las Partes 1A (Hormigón en masa), 1B (Elementos y estructuras prefabricados de hormigón), 1C (Hormigón de áridos ligeros) y 1D (Tendones de pretensado externo y pretensado no adherente), estando además en preparación la Parte 2 relativa a Puentes y la Parte 10 relativa a Resistencia al fuego.

La aplicación de los Eurocódigos en general y del relativo al hormigón en particular, precisa de la existencia de una serie de Euronormas relativas a materiales (en el caso de este Eurocódigo, las normas relativas a hormigón, aceros de armado y pretensado y sistemas de pretensado, estando únicamente concluida la correspondiente al hormigón, que es la ENV 206) que le sirvan de soporte. Dado que esta normativa, a nivel europeo, se encuentra aún pendiente de aprobación y por tanto el Eurocódigo debería, entre tanto, descansar para su aplicación en Normas nacionales, y existiendo además otra serie de razones que lo hacen aconsejable, determinados países están preparando Documentos de Aplicación Nacional del Eurocódigo 2, que facilitarán la aplicación de éste al respectivo contexto nacional, indicando normas de referencia, elección de valores alternativos a los indicativos del Eurocódigo (que aparecen en su texto enmarcados), etc. En el caso español, este Documento de Aplicación Nacional habrá, evidentemente, de ser contemplado en el conjunto de trabajos que el CTN 140/SC2 debe abordar en el futuro inmediato.

Con la publicación de las ponencias de la Jornada de presentación del Eurocódigo 2, se pretende, a la vez que divulgar su contenido, comparándolo con las Instrucciones españolas, fomentar el debate y la participación en las tareas de elaboración y revisión del Eurocódigo, asunto éste sin duda de la mayor importancia para la construcción española.

Presentación del "Eurocódigo-2", Parte 1 y resumen de las actividades del CEN TC250/SC2*

Dr. Ing. Hans-Ulrich Litzner, Wiesbaden (RFA)

1. INTRODUCCION

La Comisión de Comunidades Europeas (CEC) aspira al completo desarrollo del mercado interno europeo para finales de 1992. La principal característica de este Mercado es el libre movimiento de mercancías, capital y servicios. Esto, para el mercado de la construcción, significa lo siguiente: libre importación y exportación de productos de la construcción (es decir: cemento, acero, elementos prefabricados) y servicios (trabajos de proyecto y ejecución de obras).

La integración al mercado europeo de la construcción tendrá algunas consecuencias que no se limitarán únicamente a cuestiones técnicas. No obstante, las siguientes consideraciones tratarán, principalmente, los aspectos técnicos.

El mercado europeo de la construcción requiere un Sistema Europeo de Regulación (Fig. 1). Consta de: Directivas, que forman el fondo legal; Documentos Interpretativos, que cuantifican los Requisitos Esenciales, y Especificaciones Europeas Armonizadas (categoría A y B de las Normas de Aprobación Técnica Europea). Las Especificaciones son necesarias para la verificación de la conformidad con los requisitos esenciales y, consecuentemente, para la aceptación del producto de construcción por parte del cliente. El Eurocódigo 2 constituye una parte importante de estas Especificaciones.

Jornada de presentación del Eurocódigo 2 "Estructuras de Hormigón", 1ª Ponencia.

2. DIRECTIVA SOBRE LOS PRODUCTOS DE CONSTRUCCION Y DOCUMENTOS INTERPRETATIVOS

La Directiva de la CEC sobre Productos de Construcción (Fig. 1) establece unos requisitos esenciales que, de acuerdo con los objetivos a que se refieren, son:

- a) Resistencia mecánica y estabilidad.
- b) Seguridad en caso de fuego.
- c) Higiene, salud y medio ambiente.
- d) Seguridad en el uso.
- e) Protección contra el ruido.
- f) Ahorro de energía y retención del calor.

Los Documentos Interpretativos tienen por objeto dar forma concreta a los requisitos esenciales y crear el nexo necesario entre estos requisitos y las Normas Armonizadas Europeas. Los Eurocódigos Estructurales y, por tanto, también, el Eurocódigo 2, se basan, fundamentalmente, en el Documento Interpretativo sobre Resistencia Mecánica y Estabilidad aceptado en 1991 por el Comité Permanente de la CEC para la Construcción. Esto significa que los Eurocódigos Estructurales constituyen una herramienta básica para verificar que el requisito esencial a) se cumple en el producto de construcción o en la estructura que se está considerando.

Con respecto a las estructuras de hormigón, este tema se muestra esquemáticamente en la Fig. 2: Consiste en el Eurocódigo 1, que proporciona principios básicos de diseño (fiabilidad) y la información necesaria sobre acciones

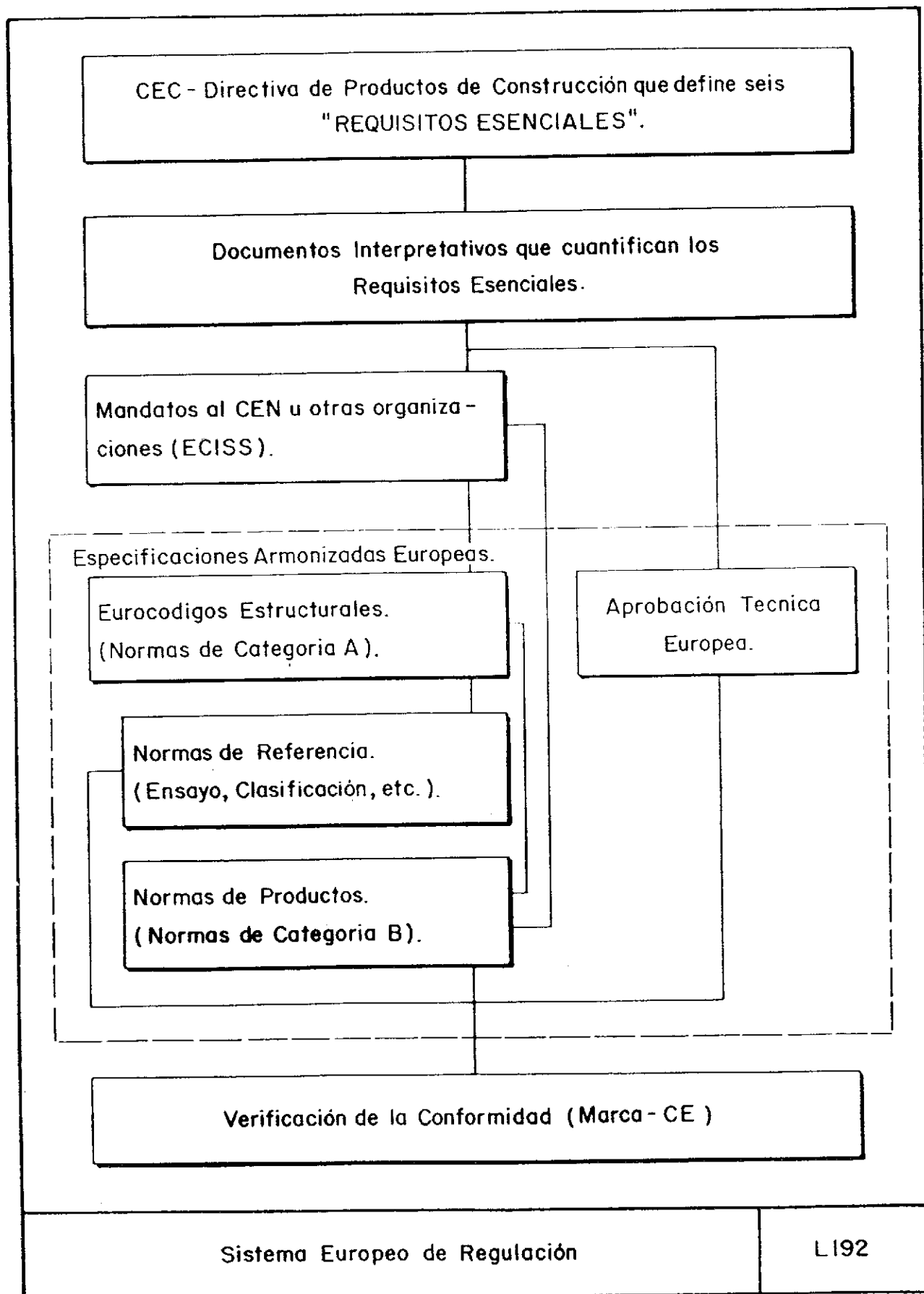


Fig. 1.

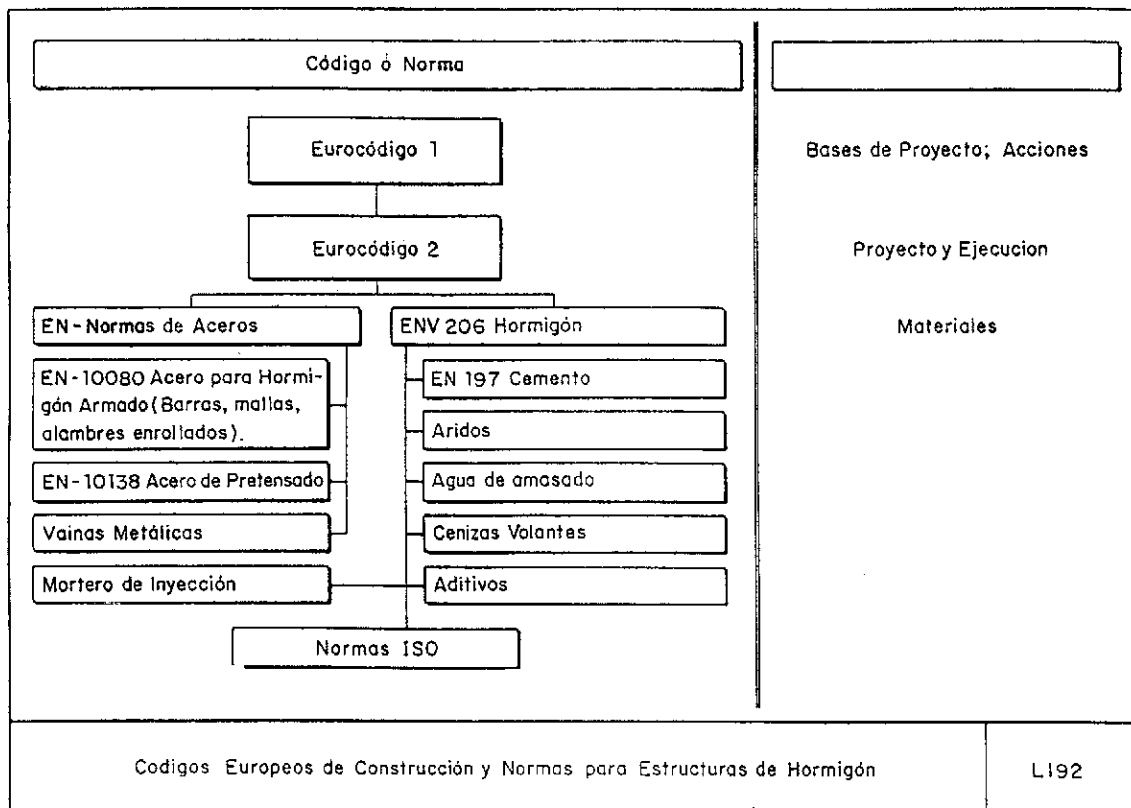


Fig. 2.

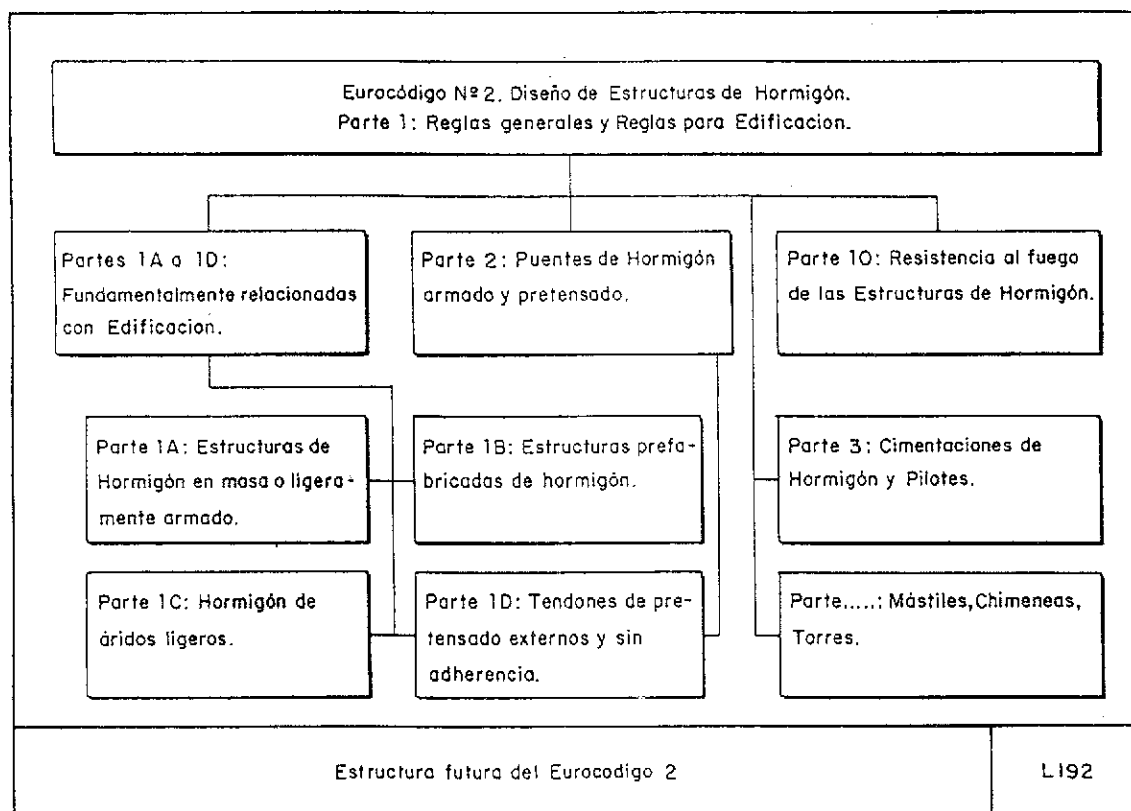


Fig. 3.

a las que son sometidas las estructuras y sus combinaciones; reglas para el proyecto y ejecución de estructuras de hormigón (Eurocódigo 2); normas sobre materiales (EN V 206, EN 197, EN 10 080 y EN 10 138) y, finalmente, normas sobre ensayos, de momento, fundamentalmente, Normas ISO. Según la Normativa CEN, este sistema de códigos debería reemplazar gradualmente a los sistemas nacionales existentes.

3. EUROCODIGO 2 PARA EL PROYECTO Y EJECUCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON

El Eurocódigo 2 constituye la parte fundamental en el sistema de códigos, como muestra la Fig. 2. Hasta ahora, sólo la Parte 1 "Reglas Generales y Reglas para Edificios" está completamente acabada y será publicada por CEN como Pre-norma (EN V) en 1992.

Un poco de información sobre la historia de este documento podría ser interesante:

El trabajo sobre el Eurocódigo 2, Parte 1, comenzó en 1979. El trabajo estuvo guiado por el Código Modelo CEB/FIP publicado en 1978 por el Comité Europeo del Hormigón (CEB). La CEB publicó un primer Borrador del Eurocódigo 2 en 1984. A su discusión fueron invitados todos los países miembros de la CE.

Entre 1984/1985 el primer grupo editorial del EC2 (Presidente: Prof. F. Levi, Italia) recibió aproximadamente unos 2.000 comentarios de los distintos estados miembros. Sobre esta base, en 1988 y 1989 se prepararon distintos borradores. De nuevo, los países miembros de la CE tuvieron la oportunidad de hacer sus comentarios. El resultado final es la versión de Octubre 1991 de la Parte 1 del Eurocódigo 2 que se publicará como Pre-Norma Europea a principios de 1992.

Resumiendo la historia, se puede afirmar que el EC2 es el resultado de una discusión en toda regla, mantenida durante 10 años y que constituye, necesariamente, un compromiso entre diferentes opiniones nacionales. Esto debería tenerse en cuenta cuando el Eurocódigo 2 sea enjuiciado y comparado con los reglamentos nacionales de los distintos países miembros de la CEE.

En la actualidad, el prestigioso equipo de Proyectos del Subcomité 2 de CEN/TC250 sigue preparando otras Partes del Eurocódigo 2 (Fig. 3). En 1992 se acabarán las Partes 1A a 1D; la Parte 10, en 1993, y la Parte 2, para finales de 1993. El trabajo sobre la Parte 3 (Cimentaciones de hormigón y pilotes) así como la Parte sobre Mástiles, Chimeneas y Torres de Refrigeración, comenzarán probablemente en 1993.

Esto demuestra que la aparición de la Parte 1 del Eurocódigo 2 es solamente un trozo del mosaico del sistema Europeo de Normas y que otras partes aparecerán a su debido tiempo.

4. APLICACION DE LA PARTE 1 DEL EUROCODIGO 2; DOCUMENTOS DE APLICACION NACIONAL

La reglamentación del CEN para el Establecimiento de Normas, indica que una Norma Europea (EN-Standard) será implementada por los países miembros de la CEN de la manera siguiente:

- Dándole rango de Norma nacional y
- Retirando cualquier Norma nacional conflictiva.

Esta regla, sin embargo, no es de aplicación para las Pre-Normas Europeas (EN V). Por esta razón y teniendo en cuenta la dificultad de obtener un compromiso en cuestiones técnicas a nivel europeo, CEN TC250 ha acordado publicar todos los Eurocódigos en forma de Pre-norma europea (EN V).

Se invita a los Estados Miembros de la CE a que utilicen el Eurocódigo 2, Parte 1, paralelamente a sus Códigos y Normas nacionales. Teniendo en cuenta que todavía faltan partes importantes del futuro sistema de normalización (Fig. 2), se necesitan documentos de aplicación nacional que establezcan el nexo entre la Parte 1 del Eurocódigo 2 y las normas de referencia nacionales, como por ejemplo, para acciones, materiales, ensayos y control de calidad. En algunos países (Gran Bretaña, Alemania) ya existen estos documentos de Aplicación Nacional.

En casi todos los países de la CE, actualmente se discute si la Parte 1 del Eurocódigo 2 conduce a soluciones más económicas si se comparan a las que ofrece la Reglamentación Nacional.

Desde las primeras aplicaciones del Eurocódigo 2, se pueden obtener las conclusiones preliminares siguientes:

—El concepto de seguridad parcial en los Eurocódigos, probablemente va a permitir obtener soluciones más económicas que el concepto de seguridad global.

—Los métodos de análisis plástico y no lineal, pueden conducir a soluciones más económicas, en comparación con los basados en la teoría elástica lineal, en los casos en que los estados límites últimos rigen el diseño y el detalle.

—Los requisitos sobre durabilidad y estados límites de servicio son más exigentes que algunos Códigos nacionales.

—La redacción del Eurocódigo 2, Parte 1, deberá mejorarse cuando se transfiera a Norma EN.

5. CONCLUSION

Con respecto a los últimos puntos, es necesario mantener una discusión amplia sobre el Eurocódigo 2, Parte 1, tanto a nivel nacional como a nivel europeo. El Sub-Comité 2 necesita conocer la experiencia en el uso del EC2 para su futuro trabajo, a fin de cumplir los requisitos exigibles por los usuarios del Código. Se espera que, a partir de esta Jornada, se obtenga un fuerte impacto en el desarrollo del EC2.

RESUMEN

Se describe la situación del Eurocódigo 2 en el contexto de la Directiva de Productos de Construcción de la Comunidad Europea, detallándose el proceso seguido para la elaboración

de este Eurocódigo, así como las Partes actualmente en preparación y las normas en que deberá apoyarse para su aplicación.

Se analiza el rango futuro de los Eurocódigos, que serán publicados inicialmente como Prenormas Europeas y se indican algunas conclusiones preliminares de la aplicación del Eurocódigo 2, en comparación con las Reglamentaciones Nacionales existentes.

SUMMARY

The situation of Eurocode 2 within the frame of the Building Products Directive is analyzed. Details are given about the work that has been done for the preparation of this Eurocode and also about the Parts currently in progress.

It is discussed the future status of the Eurocodes, which will be published initially as European Prestandards. Some preliminary conclusions about the application of Eurocode 2 in comparison with the existing National Codes, are given.

* * *

Nueva Publicación HORMIGON ARMADO, 13ª Edición

Título: Hormigón Armado, 13ª Edición

Autores: P. Jiménez Montoya, A. García Meseguer y F. Morán Cabré

Editor: Gustavo Gili, Barcelona, diciembre 1991

Caract.: 2 volúmenes de 21 x 28 cm, 1.244 págs., encuadernados en tela con sobrecubierta

Dado el éxito obtenido por las anteriores ediciones de esta obra durante más de veinte años, los autores se han visto obligados a preparar una nueva edición de la misma, revisando y actualizando su contenido.

En la redacción de la misma se han tenido en cuenta la "Instrucción Española para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado — EH-91", de reciente aparición; el Pliego para la Recepción de Cementos RC-88, así como la normativa europea e internacional más actual, en especial el Eurocódigo EC-2 de 1991 y el Código Modelo MC-90 del CEB.

Se han revisado en profundidad los capítulos de cementos, de preparación del hormigón, de control de calidad y de deformaciones, en los que se han producido los mayores cambios al aparecer las nuevas normas indicadas.

En el tomo II se ha redactado de nuevo el apartado dedicado a programas de ordenador, introducido a partir de la 12ª edición, que ha sido ampliado hasta su extensión actual de 150 páginas. Se presentan en total 10 programas para el cálculo de esfuerzos en pórticos y para el armado de secciones y piezas de hormigón. Si bien los programas son análogos a los de la edición anterior, se han introducido en los mismos cambios importantes que facilitan su uso.

Por otra parte, los programas se presentan ahora en lenguaje GW-BASIC para ordenadores personales compatibles, incluyendo una documentación completa y detallada de cada uno de ellos, que abarca organigramas, descripción de datos y resultados, formulación aplicada, listados fuente y ejemplos numéricos. De estos programas es posible solicitar un disco que contiene los listados fuente en GW-BASIC y, optativamente, versiones compiladas y optimizadas de los mismos para su uso profesional.



BASES DE DATOS

Consejo Superior de Investigaciones Científicas

Base de Datos Referencial
especializada en publicaciones
periódicas españolas de
CIENCIA Y TECNOLOGIA

ICYT

TEMATICA: Agronomía, Astronomía, Astrofísica, Ciencias de la Vida, Ciencias de la Tierra y el Espacio, Farmacología, Física, Matemáticas, Química y Tecnología.

FUENTES: 525 publicaciones periódicas

PERIODO DE COBERTURA: Desde 1979 hasta la actualidad

VOLUMEN: 59.000 referencias

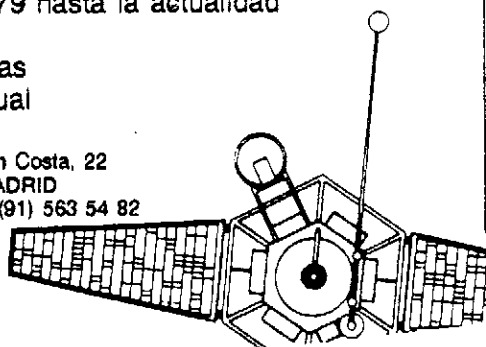
CRECIMIENTO ANUAL: 6.500 referencias

PERIODO DE ACTUALIZACION: Mensual

PRODUCTOR:

INSTITUTO DE INFORMACION Y
DOCUMENTACION EN CIENCIA Y
TECNOLOGIA (ICYT)

c/ Joaquín Costa, 22
28002 MADRID
Teléfono (91) 563 54 82



Otras Bases de Datos:

IME: Medicina y Areas relacionadas

ISOC: Ciencias Sociales y Humanidades

CIRBIC: Catálogo Colectivo de Libros y Revistas de las
Bibliotecas del CSIC

Para información y suscripciones:

SERVICIO DE DISTRIBUCION DE INFORMACION

Pinar, 19

28006 MADRID

Teléfono (91) 585 56 48/5649/5668

El Eurocódigo 2 en el contexto de la Normativa española y europea*

Manuel Martín Antón
Subdirector General de Normativa
Técnica y Análisis Económico
Ministerio de Obras Públicas y Transportes

1. INTRODUCCION A LOS EUROCODIGOS

1.1. La primera fase: 1976-1990

La elaboración de los eurocódigos, como especificaciones técnicas para el diseño y ejecución de estructuras de edificación e ingeniería civil, surge como idea, en 1976, en paralelo con los primeros trabajos de preparación del proyecto de Directiva sobre productos de construcción.

La organización o estructura de funcionamiento se basaba en:

—Grupos de redacción (uno por cada eurocódigo) compuestos por expertos seleccionados por la Comisión de las Comunidades Europeas y encargados de elaborar los documentos de base.

—Los Ingenieros de enlace, expertos que intervenían, periódicamente, en el Grupo de redacción aportando criterios nacionales y enriqueciendo el contenido.

—Un Grupo de Coordinación, compuesto por expertos designados por las autoridades competentes de los Estados miembros (a razón de uno por Estado), que aportaba la necesaria homogeneidad a los trabajos a través del ejercicio de una visión horizontal.

—El Comité de Dirección, compuesto por funcionarios designados por las autoridades de los Estados miembros (a razón de dos por Estado) y presidido por la Comisión de las Comunidades Europeas.

Bajo este esquema se afrontaron los siguientes nueve eurocódigos:

- EC-1: "Reglas comunes".
- EC-2: "Estructuras de hormigón".
- EC-3: "Estructuras metálicas".
- EC-4: "Estructuras mixtas hormigón-acero".
- EC-5: "Estructuras de madera".
- EC-6: "Estructuras de albañilería".
- EC-7: "Cimentaciones".
- EC-8: "Estructuras en zonas sísmicas".
- EC-9: "Acciones sobre estructuras".

En todo momento estaba latente el problema del "status", es decir, qué rango era el adecuado para otorgársele a estas especificaciones técnicas.

Aún sin resolver esta cuestión, lo que sí se tenía claro era qué objetivos se pretendían con los eurocódigos, a saber:

—Estimular el funcionamiento del Mercado Común, eliminando las trabas causadas por la existencia de criterios diferentes.

—Definir especificaciones técnicas comunes, para la aplicación eficaz de la Directiva del Consejo 71/305/CEE sobre coordinación de los procedimientos de adjudicación de los contratos públicos de obras, como alternativa a las especificaciones técnicas nacionales.

—Reforzar la posición competitiva de la industria europea de la construcción y actividades afines, con países fuera de la Comunidad, y

—Establecer una base económica para las normas comunes enfocadas a productos destinados a la construcción.

En 1986 se produce la incorporación de España a las Comunidades Europeas y, con ello, a los trabajos de elaboración de eurocódigos.

* Jornada de presentación del Eurocódigo 2 "Estructuras de Hormigón", 2.ª Ponencia.

1.2. La segunda fase: 1990 en adelante

En 1990, tras arduas disquisiciones, se resuelve el problema del "status", acordándose, por el Comité de Dirección de Eurocódigos, el traspaso de los trabajos al Comité Europeo de Normalización (CEN) para su gradual adopción como normas europeas.

Corroborando lo anterior, la Comisión de las Comunidades Europeas firma, con la aquiescencia del Comité Permanente de la Construcción de la Directiva 89/106/CEE ("productos de construcción"), el Acuerdo Comisión-CEN relativo al traspaso de tales trabajos (documentos CONSTRUCT 89/019/III-B-5 y BC/CEN/03/89).

Se conferirá, así, a los Eurocódigos, en el futuro, el rango de normas europeas armonizadas en el marco de la Directiva 89/106/CEE citada, aprobándose inicialmente, con carácter experimental.

En consecuencia los eurocódigos, "per se" y conforme al "status" que les otorga la Directiva mencionada, son especificaciones técnicas no obligatorias, pero cuya aplicación presume la verificación de los requisitos esenciales definidos en dicha Directiva (resistencia mecánica y estabilidad, seguridad de uso, etc.) cuando por el ordenamiento jurídico se exija el cumplimiento de tales requisitos.

El procedimiento de elaboración de las normas europeas armonizadas Eurocódigos se sale de lo común, al contemplarse la existencia en el proceso, de una vigilancia y participación, ejercida por los Estados miembros a través de representantes por ellos designados que forman parte de las delegaciones de los Organismos Nacionales de Normalización (AENOR, AFNOR, DIN, BSI,...) en el seno del CEN.

El Comité Técnico de Normalización del CEN, que tiene a su cargo los trabajos de elaboración de eurocódigos es el TC-250 y su homólogo en España, el CTN-140 de la Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR).

Los eurocódigos sobre los que se trabaja, con mayor o menor intensidad, son, ahora:

- EC-1: "Acciones sobre estructuras".
- EC-2: "Estructuras de hormigón".
- EC-3: "Estructuras metálicas".
- EC-4: "Estructuras de hormigón y acero".
- EC-5: "Estructuras de madera".
- EC-6: "Estructuras de albañilería".
- EC-7: "Geotecnia".
- EC-8: "Estructuras en zonas sísmicas".
- EC-9: "Estructuras de aluminio".

2. EL EUROCODIGO-2 EN EL CONTEXTO DE LA NORMATIVA ESPAÑOLA Y EUROPEA

2.1. El valor "per se" del Eurocódigo-2

Conviene repetir que el Eurocódigo-2 es una norma europea armonizada de carácter experimental, derivada de la Directiva 89/106/CEE (de productos de construcción) y que, en el futuro perderá el carácter experimental.

En todo caso, se trata de un conjunto de especificaciones técnicas cuyo cumplimiento es voluntario (no obligatorio), a no ser que, en otro momento, se disponga lo contrario a través de una disposición legal.

2.2. El valor del Eurocódigo-2 como consecuencia del derecho nacional y comunitario

Entre los objetivos del Tratado de Roma, constitutivo de la Comunidad Económica Europea, figuran los relativos a la libre circulación de mercancías y el fomento de la competencia.

Con relación al tema que nos ocupa y a tales objetivos, las Directivas 89/106/CEE (sobre productos de construcción) y las 89/440/CEE y 71/305/CEE (sobre contratos públicos de obras) son, tal vez, el desarrollo legislativo más relevante.

Es en virtud de tal legislación comunitaria por la que se confiere a los eurocódigos un valor adicional significativo, desde el punto de vista práctico.

En efecto, los eurocódigos encuentran, en tales campos (industrias de la construcción y contratos públicos de obras) su razón de ser y su aplicabilidad, en mayor o menor grado.

En la medida en que España está obligada a transponer tales Directivas, incorporándolas a su ordenamiento jurídico, bastará con acudir a nuestra propia legislación para comprender el uso y alcance de los eurocódigos como futuras normas europeas armonizadas.

Resulta significativo al respecto reflejar aquí lo que literalmente señala el apartado 2 del artículo 10 de la Directiva 71/305/CEE modificada por la 89/440/CEE, ya citadas:

"Sin perjuicio de los reglamentos técnicos nacionales obligatorios, siempre y cuando sean compatibles con el Derecho comunitario (por ejemplo: EH-91), dichas especificaciones técnicas serán definidas por los poderes adjudicadores o bien por referencia a normas nacionales que transpongan normas europeas, o bien en referencia a documentos de idoneidad técnica, o bien en referencia a especificaciones técnicas comunes".

Al margen de todo lo anterior hay que señalar un aspecto importante, dentro del contenido de los eurocódigos, y es que la fijación de los valores concretos aplicables en cada territorio nacional en cuanto a coeficientes de corrección, ponderación y seguridad de acciones, materiales y factores análogos, quedan reservados a los Estados miembros.

3. UNA VISION DE FUTURO

Se incluye, a continuación, lo que puede considerarse una visión de futuro (optimista, sin duda) de lo que puede ser el calendario de la vida del EC-2 en los años próximos:

—1992: EC-2 como norma europea armonizada experimental (en lo que respecta a la parte relativa a edificación); aplicabilidad a potestad del proyectista y director de obra (conforme artículo 1 de Instrucción EH-91).

—1996: EC-2 (parte edificación) (norma europea armonizada? Definición de coeficientes y condiciones de aplicabilidad como procedimiento alternativo reconocido pero no obligatorio en el marco de una nueva EH-96 (masa, armado, pretensado).

—1977 en adelante: Convergencia.

RESUMEN

Los eurocódigos son especificaciones técnicas voluntarias para el proyecto y ejecución de estructuras de edificación e ingeniería civil.

La elaboración de los eurocódigos comienza, a iniciativa de la Comisión de las Comunidades Europeas, a nivel de idea, en 1976.

En 1990 se traspasan los trabajos de eurocódigos al Comité Europeo de Normalización (CEN).

Así pues, los eurocódigos tendrán, en el futuro, el rango de normas europeas.

En la medida en que los mandatos de normalización en materia de eurocódigos se realicen en el marco de la Directiva 89/106/CEE (productos de construcción), tendrán el carácter de normas europeas armonizadas.

La elaboración de los Eurocódigos en el CEN se realiza, mediante un procedimiento especial, bajo la tutela de los Estados miembros y de la propia Comisión de las Comunidades Europeas.

El Eurocódigo-2 se refiere a las estructuras de hormigón.

Los eurocódigos contribuirán a mejorar las condiciones de competencia en materia de contratos públicos de obras y a la libre circulación de productos de construcción.

Para la aplicabilidad de los eurocódigos en cada territorio nacional, la definición de los valores relativos a los coeficientes de corrección, ponderación y seguridad de acciones, materiales y otros factores, queda reservada a los Estados miembros.

En el futuro el Eurocódigo-2 constituirá, probablemente, un procedimiento alternativo reconocido, pero no obligatorio, en el marco de la Instrucción Española de Hormigón (EH).

SUMMARY

Eurocodes are voluntary technical specifications for planning and execution of building and civil engineering structures.

Eurocodes preparation began as an idea in 1976, upon an initiative of the Commission of the European Communities.

In 1990 the studies on Eurocodes were transferred to the European Committee for Standardization (CEN).

Thus, in the future the Eurocodes will be considered as European standards.

Insofar as the mandates of normalization with respect to Eurocodes are carried out in the frame of the Directive 89/106/EEC (construction products), they will have the nature of harmonized European standards.

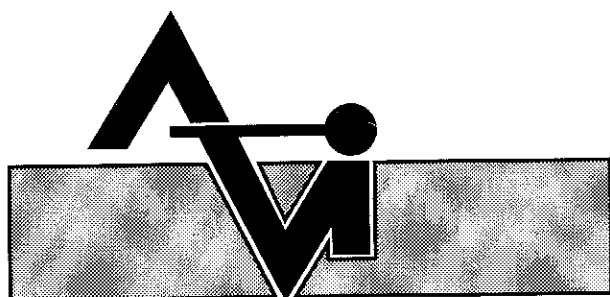
The elaboration of the Eurocodes within the CEN is fulfilled through a special process under the guidance of the Member States and the Commission of the European Communities itself.

The Eurocode-2 refers to concrete structures.

The Eurocodes will contribute to improve conditions of competition in the matter of public contracts of works, and to the free movement of construction products.

As for the application of Eurocodes in every national territory, and referring to the coefficients of correction, pondering and security of actions, materials and other factors, the definition of the values is reserved to the Member States.

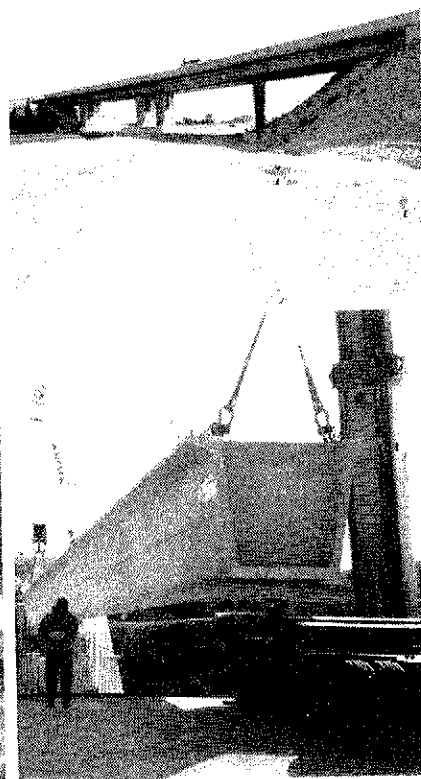
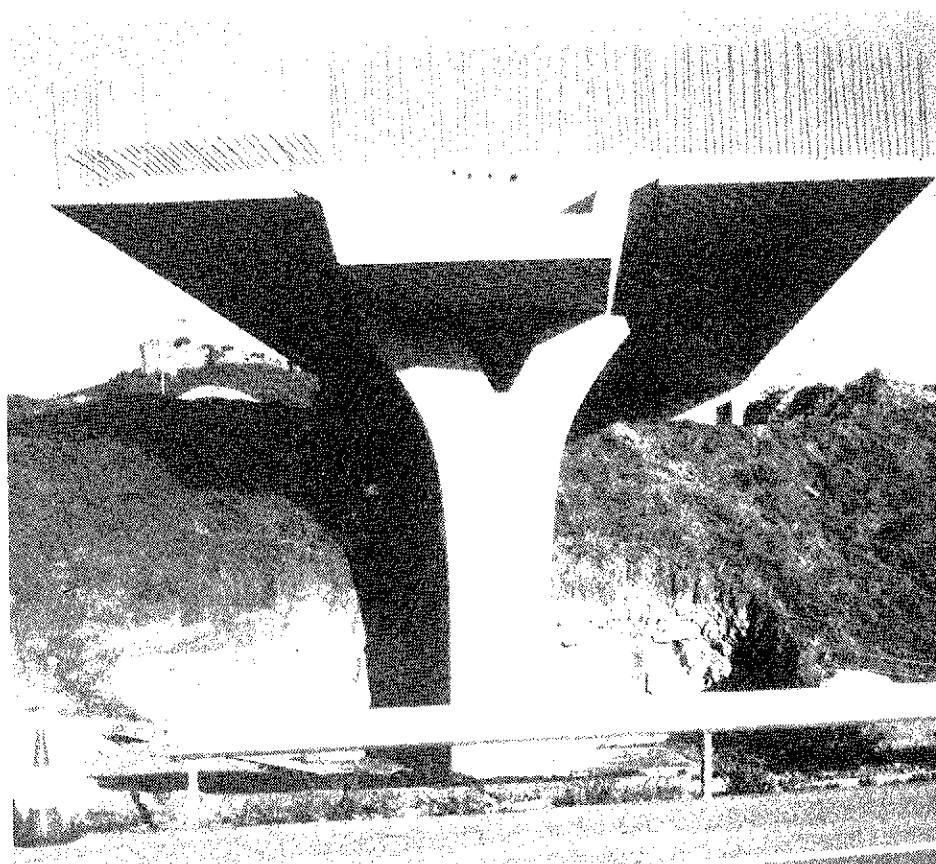
In the future, Eurocode-2 will probably be an alternating recognized but not compulsory procedure in the frame of the "Instrucción Española del Hormigón, (EH)" (Spanish Regulation for Concrete).



ALVISA

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

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

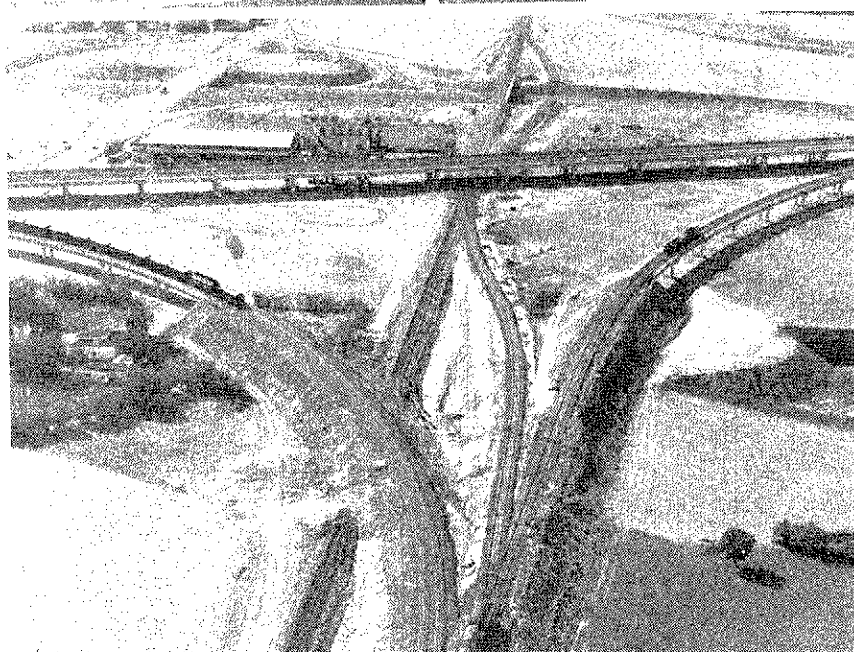
HUESCA
Paseo Lucas Mallada, s/n.
Tel: 974/22 39 00

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



Bases del proyecto (*)

Miguel Díaz-Llanos Ros
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director del Departamento de Ingeniería Civil
Empresarios Asociados, S.A.

INTRODUCCION

El título más apropiado del apartado 2 es "Bases del Proyecto" y no sólo de cálculo, pues en él se establecen las bases que se han de seguir en:

- La concepción de la estructura.
- Los criterios del proyecto.
- Las especificaciones de los materiales.

Estos conceptos se seguirán y desarrollarán con mayor detalle en los apartados sucesivos.

La numeración que se utiliza en estos comentarios no es completa ni jerárquica, dado que, para una referencia cruzada más fácil, se corresponde con los párrafos del Eurocódigo 2 Parte 1 (EUR-2, en adelante) que se comentan y, por lo tanto, no son ordinales de ella.

2.1. Requisitos fundamentales

El epígrafe 2.1 establece los requisitos fundamentales. Comienzan con la concepción y construcción de la estructura, haciendo mención explícita a conceptos tales como:

- Probabilidad aceptable.
- Uso de la estructura.
- Período de vida útil.
- Coste.
- Grado de seguridad.
- Acciones durante la ejecución y uso.
- Durabilidad en relación con costes de mantenimiento.
- Reflexión sobre acciones: Extraordinarias, accidentales e imprevistas.

* Jornada de presentación del Eurocódigo 2. "Estructuras de Hormigón". 3.ª Ponencia.

La consecución de estos objetivos se hará mediante:

- Materiales adecuados.
- Proyecto y grado de detalle.
- Procedimientos de: Control de producción, cálculo, ejecución y uso.

La concepción de la documentación del proyecto en EUR-2 no sigue un formato predeterminado y deja libertad en su organización, y es completa si se sigue lo indicado en este epígrafe. Su aplicación a España no ofrece problema ante la Ley de Contratos del Estado, y su adaptación puede ser inmediata. El artículo 4 de la Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-91), desarrolla en detalle el contenido de la documentación, de acuerdo con la mencionada ley, y estructura la información en los documentos que componen el proyecto. Dado que no se proporciona una estructuración en el EUR-2, la adaptación está conseguida sin modificación.

2.2. Definiciones y clasificaciones

2.2.1. Estados límites últimos y de servicio

La correspondencia con estos apartados está recogida en la EH-91, en los artículos 30.2 y 30.3. Se puede decir que son similares conceptualmente y están más desarrollados en la EH-91.

2.2.2. Acciones

La descripción y clasificación de las acciones se pueden considerar similares, sin más que refundir las acciones del pretensado de la Instrucción EP, en un solo código de hormigón,

EUR-2 y, por razones prácticas, dentro de él, está tratado aparte.

Se hace referencia, constantemente, al Eurocódigo de Acciones y ello da lugar a que no sea práctico, requisito necesario para un código. El alcance de los códigos de acciones debe limitarse a la definición y obtención de las acciones; y el alcance del código de hormigón debe incluir el tratamiento de dichas acciones hasta el dimensionamiento. El EUR-2 utiliza referencias a definiciones no incluidas en su texto y que no son evidentes ni habituales. La existencia de normativa complementaria se presenta con frecuencia en la bibliografía internacional y, sin embargo, se obvia la dificultad. Una explicación a esta situación puede ser lo poco avanzado que se encontraba el Eurocódigo de Acciones en el momento de desarrollar el EUR-2 y, presumiblemente, cuando se editen ambos ello obligue a una reconsideración. Los artículos correspondientes de EH-91 son los 27, 28 y 29. En el Cuadro 1 se incluyen los Coeficientes de Simultaneidad del Eurocódigo 1.

$$E_d = \gamma_{sd} E (\gamma_g G_k, \gamma_q Q_k \dots) \dots\dots 2.2 (b)$$

“que implica hacer un análisis no lineal hasta el nivel de γ_g veces G_k , γ_q veces Q_k ..., y luego incrementar E aplicando el factor γ_{sd} .”

2.2.3. Propiedades de los materiales

Los valores característicos de los materiales se convierten en valores de cálculo al dividirlos por el coeficiente parcial de seguridad y permiten, con los datos geométricos, determinar la resistencia de cálculo. Este tema se trata con mayor profundidad en el capítulo 3.

2.2.4. Datos geométricos

Se introduce, en algunos casos, el valor geométrico de cálculo, al incrementar el valor nominal con un valor que representa las imperfecciones.

CUADRO 1
Coeficiente de simultaneidad
Eurocódigo N° 1

Acción	Coeficiente de simultaneidad		
	De combinación	De frecuencia	De Cuasi-permanencia
Sobrecargas de uso	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Edificios de viviendas	0,5 a 0,7	0,4	0,2
Oficinas y almacenes	0,7	0,6	0,3
Aparcamientos	0,7	0,7	0,6
Viento	0,7 (*)	0,7 (*)	0 (*)
Nieve	0,7 (*)	0,2 (*)	0 (*)
Temperatura	?	?	?

(*) Valores variables, según el emplazamiento de la construcción.

ψ_0 : Cuando no actúa aisladamente sino en compañía de alguna otra acción variable.

ψ_1 : La duración en que es sobrepasado es muy pequeña o nula.

ψ_2 : Es sobrepasado durante una gran parte de la vida de la obra.

Los valores de cálculo se expresan mediante el producto de un factor de seguridad por el valor característico de la acción. En la EH-91 corresponde a los artículos 30 y 31. En el EUR-2, se distinguen factores de seguridad y valores característicos adicionales, por ejemplo, superior e inferior. En el Cuadro 2 se incluyen los coeficientes de ponderación de acciones en estados límite últimos del Eurocódigo 1.

En el EUR-2, se describen procesos de cálculo no lineal, y se permite una aproximación, designada “procedimiento de linealización”, para introducir el coeficiente de seguridad, como γ_{sd} .

2.3. Requisitos de diseño

Requiere la verificación de los estados límites, es decir, de:

- Equilibrio.
- Rotura.
- Transformación en mecanismo.
- Inestabilidad.
- Fatiga.

Con:

- Todas las situaciones de cálculo y en las hipótesis de carga más significativas.
- Así como considerar las posibles desvia-

CUADRO 2

Coefficiente de ponderación de acciones en estados límite últimos
Eurocódigo nº 1

Acción	Coeficiente	Efectos	
		Desfavorable	Favorable
Permanente	γ_G	1,35	1,0
Pretensado	γ_P	1,20	0,9
Variables	γ_Q	1,50	0
Deformación impuesta:			
Cálculo NO lineal	γ_{ind}	1,50	0
Cálculo lineal	γ_{ind}	1,20	0

ciones de las acciones.

—Con modelos suficientemente precisos.

La correspondencia con la EH-91 está recogida en los artículos 31 a 35.

2.3.2.2. Combinación de acciones

Tanto el Cuadro 2.1, como las ecuaciones 2.7 (a) y 2.7 (b) nos muestran dos situaciones de proyecto que hay que tener en cuenta.

La “Combinación Fundamental” corresponde a acciones permanentes y transitorias en su consideración normal, diferentes a las comprobaciones de fatiga y pretensado, y se representa por la ecuación siguiente:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \dots\dots 2.7 (a)$$

Se debe destacar que, en esta ecuación, se admite combinar una de las acciones variables, tomada con su valor característico, subíndice 1, y en cambio las demás, se combinan con su valor de combinación, subíndice > 1 (ψ_0 por su valor característico).

La segunda situación de proyecto, representada por la ecuación 2.7 (b), “Combinación Accidental”, considera las acciones de este tipo y se combinan con las permanentes y con las variables, haciendo para las variables la distinción de que una se toma con su valor frecuente, afectándola con el coeficiente ψ_1 , y las demás, con sus valores casi permanentes, afectándolas con el coeficiente ψ_2 .

$$\sum \gamma_{G,A,j} G_{j,k} + A_d + \psi_{1,j} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \dots\dots 2.7 (b)$$

En general, se tomará $\gamma_{GA} = 1$, salvo indicación en contra.

En el caso en que existan elementos pretensados, los efectos de los mismos deberán incluirse en las ecuaciones anteriores.

Para zonas sísmicas, se remite al Eurocódigo-8, y para el fuego, al Eurocódigo-10. Se deja pendiente el estudio de los efectos de fatiga.

En el Cuadro 3 se comparan las situaciones de proyecto del Eurocódigo 2, frente a la combinación de hipótesis de la EH-91.

CUADRO 3

Situaciones de proyecto - Eurocódigo 2

Permanentes o transitorias
$\sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} \times G_{K,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{K,1} + \sum \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{K,i}$
Accidentales
$\sum_j \gamma_{G,A} \times G_{K,j} + A_d + \psi_{1,j} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \times Q_{K,i}$
Combinación de hipótesis - EH-91
$H_1 = \gamma_{f,g} \times G + \gamma_{f,q} \times Q$
$H_2 = 0,9 \times (\gamma_{f,g} \times G + \gamma_{f,q} \times Q) + 0,9 \times \gamma_{f,q} \times W$
$H_3 = 0,8 \times (\gamma_{f,g} \times G + \gamma_{f,q} \times Q) + F_{eq} + W_{eq}$

2.3.2.3. Valores de cálculo de las acciones permanentes

En relación con los valores de cálculo de las acciones permanentes, se introduce el valor de cálculo superior, para aquéllas que aumenten el efecto de las acciones variables (efectos desfavorables), y el valor de cálculo inferior, para aquéllas que lo minoren.

Además, “cuando los resultados sean muy sensibles a la variación de la magnitud de la acción permanente de una parte de la estructura a otra, la parte favorable y desfavorable se considerarán como acciones individuales ... (P3)”.

En la EH-91, artículo 32, se detallan consideraciones similares, proporcionando los siguientes valores:

Para la desfavorable:

$$\gamma_{fg} = \frac{\gamma_f}{1,3} \leq 1,05 \text{ en fase de construcción}$$

$$\gamma_{fg} = \frac{\gamma_f}{1,3} \leq 1,15 \text{ en fase de servicio}$$

Y para la favorable:

$$\gamma_{fg} = 0,9$$

Para estructuras de Edificación se simplifica el Cuadro 2.1 sustituyéndolo por el Cuadro 2.2, y las ecuaciones 2.7 se transforman en las siguientes:

Con una sola acción variable:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + |1,5| Q_{k,1} \dots\dots 2.8 (a)$$

Con dos o más acciones variables:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + |1,35| \sum_{i>1} Q_{k,i} \dots\dots 2.8 (b)$$

Los coeficientes de mayoración de acciones desfavorables que la EH-91 proporciona, varían entre 1,40 y 1,80, siendo función del nivel de control de ejecución y de los daños previsibles. El valor normal es 1,60, y en los casos donde los cálculos sean muy rigurosos, se consideran todas las hipótesis y se estudien todos los detalles, se podrá reducir en un 5%, lo que equivale a un coeficiente de 1,52, es decir, prácticamente 1,5, que coincide con el recomendado en el EUR-2 en situación | — |, lo que significa que se trata de valores indicativos y que pueden ser utilizados otros valores por los Estados Miembros.

La EH-91 hace la distinción entre casos de una o varias sobrecargas variables, pero no con carácter general, aunque sí considera los casos particulares del viento y sismo. En la hipótesis de viento, se incluye una reducción del coeficiente de mayoración de acciones, multiplicán-

dole por 0,9. Esto equivale, en el caso normal, a pasar de un coeficiente de seguridad de 1,5 a 1,35, es decir, idéntico, en este caso, al indicado en el EUR-2 para edificación. Las acciones sísmicas quedan remitidas al Eurocódigo-8 (EUR-8), y la EH-91 proporciona el valor 0,8. Es más lógica y coherente la posición de la EH-91, que coincide con otros códigos internacionales, definiendo el tratamiento de la acción y remitiendo su obtención al código específico. Aparentemente, se vuelve a manifestar la necesidad de reeditar el EUR-2 después de la edición del EUR-8, incluyendo el tratamiento de las acciones sísmicas, una vez definidas.

En el Cuadro 4 se presenta un ejemplo comparativo de las situaciones de proyecto frente a las hipótesis de carga, para sobrecarga y viento.

CUADRO 4

Ejemplo comparativo

Situaciones de proyecto

Q: Sobrecarga

W: Viento

Eurocódigo 2	EH-91
1,35 G + 1,50 Q	1,60 G + 1,60 Q
1,35 G + 1,50 Q + 1,05 W	1,44 (G + Q + W)
1,35 G + 1,05 W + 1,50 Q	
En general, el valor de la acción total es mayor en EH-91 que en el Eurocódigo.	

2.3.3.2. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

El Cuadro 2.3 del EUR-2, proporciona los coeficientes parciales de seguridad de las propiedades de los materiales.

Para la “Combinación Fundamental”, el hormigón se minora con un valor |1,5| y el acero con |1,15|. Esto corresponde en la EH-91 a un nivel de control normal para ambos materiales.

Para la “Combinación Accidental” los coeficientes son |1,3| y |1,0|, respectivamente. La idea de no incrementar el coste de la estructura bajo una hipótesis de carga accidental poco probable, en la misma cuantía que bajo una hipótesis de carga fundamental, es razonable. Sin embargo, la redacción del párrafo (2) es poco afortunada y puede inducir a error. Aunque es cierto que hay diferencias entre la resistencia de una probeta en un ensayo y su resistencia en obra, no es ésta la única razón de la existencia de un coeficiente de minoración de los materiales.

Los epígrafes siguientes del texto del EUR-2, remiten a las distintas partes de su articulado, para una mejor comprensión.

2.3.4. Estados límite de servicio

A diferencia de la EH-91, artículo 31.2, donde los coeficientes de seguridad para las hipótesis de servicio se igualan a la unidad, en el EUR-2 se definen tres combinaciones:

Combinación rara:

$$\Sigma G_{k,j} (+P) + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \dots 2.9 (a)$$

Combinación frecuente:

$$\Sigma G_{k,j} (+P) + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \dots 2.9 (b)$$

Combinación casi permanente:

$$\Sigma G_{k,j} (+P) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \dots 2.9 (c)$$

Es ineficaz el hecho de no proporcionar el significado de lo que el Eurocódigo de Acciones entiende por combinación rara, frecuente y casi permanente, pues se impide su utilización directa. Este epígrafe debería ser revisado cuando se edite el Eurocódigo de Acciones; y para su aplicación por un Estado Miembro, debe ser aclarado.

Para estructuras de Edificación, las expresiones 2.9 antes citadas se simplifican sustituyéndolas por las siguientes:

Para una sola acción variable:

$$\Sigma G_{k,j} (+P) + Q_{k,1} \dots 2.9 (d)$$

Para dos o más acciones variables:

$$\Sigma G_{k,j} (+P) + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \dots 2.9 (e)$$

Si se comparan ambos sistemas de ecuaciones, se puede observar que para Edificación se considera $\psi = 1$ y, además, aparece una minoración de 0,9 cuando existen más de dos acciones variables. Aparece ser un contrasentido que se minore, por debajo de la unidad, lo que entendemos por valor característico de una acción. Ahora bien, teniendo en cuenta que se trata de una combinación de acciones, la minoración debe estar considerando la probabilidad de ocurrencia del conjunto simultáneo de acciones de distinto origen, con sus valores característicos. Para que sea posible esta reducción, debe ser demostrable la no simultaneidad de sus efectos máximos, es decir, si las acciones fuesen coetáneas, las solicitaciones máximas de sus efectos no se presentarán en el mismo instante, o bien la probabilidad de que ello ocurra está fuera del rango del alcance del riesgo previsto en el proyecto. Una explicación o interpretación como la dada, debería incluirse en su aplicación.

2.4. Durabilidad

Este tema será tratado con mayor profundidad en epígrafes posteriores.

2.5. Análisis

El EUR-2 considera las siguientes idealizaciones del comportamiento:

- Elástico (2.5.3.2-2.5.3.3).
- Elástico, con redistribución limitada (2.5.3.4.2).
- Plástico (2.5.3.5.5), con modelos de bielas y tirantes (2.5.3.7).
- No lineal (apéndice 2).

Identifica la necesidad de análisis locales, cuando no pueda admitirse la hipótesis lineal de deformaciones.

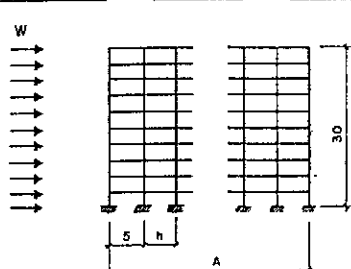
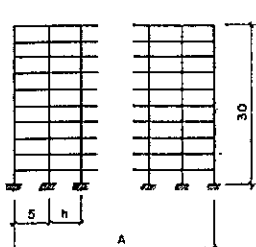
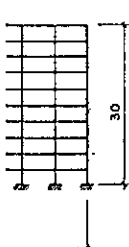
Los epígrafes (4) y (5) recogen la práctica para estructuras de Edificación.

2.5.1.3. Imperfecciones

En los casos de análisis en estados límites últimos, se deberán considerar imperfecciones, y sus efectos se deberán combinar de manera conjunta con las acciones. Se introduce en el análisis, como una imperfección eficaz, una inclinación de la vertical, según se describe en los epígrafes (4) a (8). Se admite, en caso de conveniencia, sustituir las desviaciones de la vertical por fuerzas horizontales equivalentes. Es posible ignorar el efecto de las imperfecciones, cuando en el cálculo se introduzcan acciones horizontales mayores de otro origen; y no se considerarán en las combinaciones accidentales.

En el Cuadro 5 se presenta un ejemplo comparativo entre las imperfecciones según el Eurocódigo 2 y el viento como acción horizontal.

CUADRO-5
EJEMPLO

IMPERFECCIONES	FRENTE	VIENTO
		
ACCIONES $G = 0,3 \text{ t/m}^2$ $Q \text{ CUBIERTA} = 0,2 \text{ t/m}^2$ $Q \text{ FORJADOS} = 0,3 + 0,12 = 0,42 \text{ t/m}^2$ $W = 0,075 \text{ t/m}^2$	IMPERFECCION EFICAZ $\psi = 1/100\sqrt{L}$ $\psi = 1/100\sqrt{30} = 1/548 < 1/400$	
CALCULO V $\text{CUBIERTA } (0,3 + 0,2) \times 5 = 2,5 \text{ t/m}^2$ $\text{PISOS } (0,3 + 0,42) \times 5 = 3,61 \text{ t/m}^2$ $[(0,3 \times 9) + (0,2 + 0,42 \times 8) \times 0,7] \times 5 = 25,96$ $H = \frac{25,96}{400} (n+1) = 0,065 (n+1) \text{ t/m}$ REDUCCION POR SIMULTANEIDAD DE CARGA EN VARIOS FORJADOS	CALCULO W $\text{PARA } h = 30 \text{ m } W = 0,075 \text{ t/m}^2$ $W = 1,2 \times 0,075 \times 30 = 2,7 \text{ t/m}$ $W < H$ $2,7 < 0,065 (n+1)$ $n > 41,6$ $n \geq 210 \text{ m}$	

Para un edificio normal de 10 plantas en situación expuesta, la acción del viento es inferior a la imperfección eficaz del Eurocódigo 2 para una longitud superior a 210 metros.

2.5.1.4. Efectos de segundo orden

Será necesario su consideración cuando afecten a la estabilidad o cuando puedan provocar que se alcance un estado límite último en alguna sección crítica.

2.4.1.6. Proyectos a partir de ensayos

Se admite, aunque no se proporciona más información en este apartado.

2.5.2.1. Modelos estructurales para análisis de conjunto

VIGA O PILAR

Para el EUR-2, un elemento puede ser considerado viga o pilar cuando la luz o la longitud del elemento es mayor, o igual, al doble del canto medio de la pieza. "Una viga cuya luz sea inferior al doble de su canto, se considera una viga de gran canto". Esta definición coincide con la dada en la EH-91, artículo 59.1. Sin embargo, añade el requisito de que sean "rectas", al referirse a vigas pared, e impone la condición de "2,5 en vigas continuas".

PLACA

Para el EUR-2, un elemento puede ser considerado como placa, cuando la luz mínima no es menor que cuatro veces el espesor medio de la placa. No se identifica esta limitación en la EH-91.

PLACA UNIDIRECCIONAL

"Una placa sometida a cargas predominantemente distribuidas, puede considerarse unidireccional en los siguientes casos:

- (a) Si tiene dos bordes libres (sin apoyos) y sensiblemente paralelos o
- (b) Si es la parte central de una placa sensiblemente rectangular, apoyada en los cuatro bordes, cuya relación entre la longitud de sus lados sea mayor que 2".

PLACA NERVADA COMO SOLIDA

Se considerará así cuando la cabeza y los nervios tengan suficiente rigidez a torsión [véase epígrafe (5)].

MURO

Deberá tener una longitud horizontal superior a cuatro veces su espesor.

2.5.2.2. Datos geométricos

2.5.2.2.1. Anchura eficaz de las alas

Aunque se establecen los principios P (1) y P (2), en los que se indica que la anchura eficaz de las alas depende de:

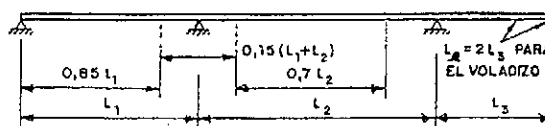
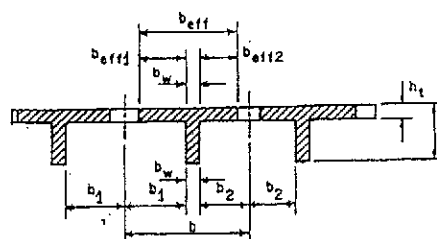
"Las dimensiones de las alas y el alma, del tipo de carga, la luz, las condiciones de apoyo y la armadura transversal",

las reglas de aplicación que proporcionan (3) y (4) sólo desarrollan el cálculo en base a las luces eficaces que, exclusivamente en este epígrafe, corresponden a la distancia entre momentos nulos.

En la EH-91 se proporciona la Tabla 50.1 a VIGA EN T EXENTA y la Tabla 50.1.b. VIGA EN T MULTIPLES. En ellas aparece lo que se entiende por "I", luz del elemento.

En el Cuadro 6 se comparan ambas normativas que, según se indica, concuerdan para determinados valores.

CUADRO 6
Anchura eficaz
Vigas en T



EUROCODIGO-2 $b_{ef} = b_w + (1/5) \cdot l_0 < b$

EH-91 Para $l_0 > 5 \cdot (b - b_w)$
 $b_{ef} = b$

2.5.2.2.2. Luz eficaz de vigas y losas

El EUR-2 define la luz eficaz como la que resulta de la suma de dos valores, a_1 , a_2 , a la luz libre entre apoyos. Los valores a_i son función

del apoyo, según se indica en la Figura 2.4, y varían entre 0 y 1/2 del canto o 1/2 del espesor del apoyo.

En la EH-91, artículo 29.2, se define la luz de cálculo como el menor de los dos valores siguientes:

- a) La distancia entre ejes de apoyo.
- b) La luz libre, más el canto.

La aplicación del EUR-2 puede realizarse directamente, sin más que entender que el epígrafe 2.5.2.2.2 del EUR-2 es una extensión que modifica ligeramente el artículo 29.2, de la EH-91.

2.5.3. Métodos de cálculo

2.5.3.1. Consideraciones básicas

Las consideraciones básicas las resume EUR-2 en tres principios:

“P (1) Todos los métodos de cálculo satisfarán el equilibrio”.

P (2) Si no se comprueban las condiciones de compatibilidad, en los estados límites últimos la estructura deberá tener la capacidad de deformación suficiente, y en los estados límites de servicio su comportamiento será satisfactorio.

Se sobreentiende que las condiciones de compatibilidad deben referirse a las deformaciones de la sección. No se define qué se entiende por “capacidad de deformación suficiente”. Sería conveniente, en la aplicación, añadir alguna aclaración adicional.

P (3) Normalmente, se usará la teoría de primer orden (estructura sin deformar) y en los casos en que las deformaciones lleven a un aumento significativo de las solicitaciones, se considerará la estructura deformada (teoría de segundo orden).

Faltaría por indicar qué se entiende por un “aumento significativo”.

En la EH-91, artículo 29, “Determinación de los efectos originados por las acciones”, se proporcionan las consideraciones básicas del análisis estructural.

Posteriormente, el EUR-2 dedica varios epígrafes a consideraciones particulares sobre los análisis de distintos elementos:

- Vigas.
- Placas.
- Pórticos.
- Placas pretensadas.
- Muros y placas cargados en su plano.
- Ménsulas cortas.
- Vigas de gran canto.
- Zonas de anclaje de postesado.
- Redistribuciones de momentos flectores.

Refiere los análisis tipo no lineal y plástico al apéndice 2.

El EUR-2 está organizado de manera que incluye, en el apartado 2, los principios del análisis y profundiza al entrar en detalles y en elementos estructurales específicos. Posteriormente, el apartado 5 completa los detalles de la armadura. La organización de la EH-91 es diferente, dado que en ella encontramos todo lo referente al elemento estructural, análisis y dimensionamiento, en los mismos artículos.

La comparación del articulado de análisis estructural por elementos, entre ambos códigos, excede el alcance previsto para esta ponencia. Sin embargo, debe señalarse que sería necesario realizar un análisis con mayor detalle entre ambos códigos, antes de su aplicación.

2.5.4. Determinación de los efectos del pretensado

En el EUR-2, en la Parte 1, se incluyen las estructuras pretensadas con tendones internos completamente adheridos; y en la Parte 1D se incluyen las que contengan tendones sin adherir o externos.

2.5.4.2. Determinación de la fuerza de pretensado

Se proporcionan las fórmulas 2.18 y 2.19 para calcular el valor medio de las fuerzas de pretensado en función del tiempo, considerando los distintos tipos de pérdidas; y se remite al apartado 4.2.3 para los detalles del cálculo.

P (3) indica que para las condiciones de servicio se debe considerar un margen que tenga en cuenta las posibles variaciones del pretensado. Estos márgenes son, según (4), $[1,1]$ y $[0,9]$, en ausencia de una determinación más rigurosa, y siempre que la suma de las pérdidas debidas al rozamiento y a efectos dependientes del tiempo, sea menor que el 30% del pretensado inicial.

P (6) indica que para el estado límite último, el valor de cálculo del pretensado viene dado por:

$$P_d = \gamma_p P_{m,t}$$

Los valores de γ_p vienen dados en el Cuadro 2.2 y oscilan entre $[0,9]$ y $[1]$ para efectos favorables y $[1,2]$ a $[1,0]$ para efectos desfavorables; aunque en 2.3.3.1 (5), se indica que se podrán utilizar coeficientes parciales de seguridad reducidos a $[1]$, en ciertas condiciones.

2.5.5. Determinación de los efectos de la deformación diferida del hormigón

El EUR-2 proporciona, en este epígrafe, la formulación para el cálculo de la fluencia del

hormigón; y remite a los capítulos 3 y 4 para la obtención de los valores y coeficientes diversos, así como al apéndice 1, para un análisis más ajustado y al 3 para los efectos de segundo orden.

La EH-91 dedica el artículo 26.9 al tema de la fluencia del hormigón.

La formulación que siguen ambos códigos es diferente y requiere un análisis para la aplicación del EUR-2 en España.

RESUMEN

Se presenta un comentario a las Bases de Proyecto del Eurocódigo 2 "Estructuras de Hormigón" y se compara con la normativa española vigente EH-91 y EP-80.

Los conceptos que se comparan son:

- Estados límites últimos y de servicio.
- Coeficientes de seguridad.
- Combinación de acciones.
- Análisis de estructuras.
- Imperfecciones.
- Modelos estructurales.

En general, hay una gran similitud tanto con-

ceptual como de detalle. El Eurocódigo 2 puede proporcionar ventajas al proyectista para la determinación de esfuerzos de cálculo y para realizar, cuando se requieran, modelos estructurales avanzados.

SUMMARY

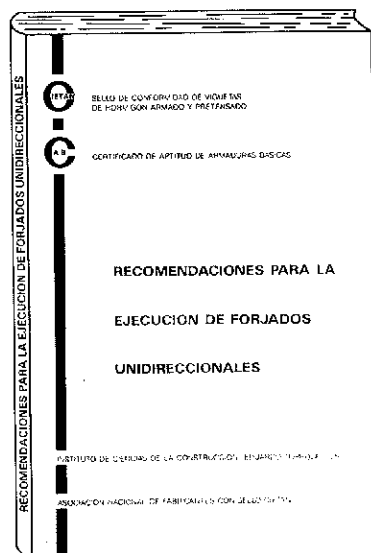
A commentary to Basis of Design according to Eurocode 2 "Design of Concrete Structures" is presented and compared to the Spanish Codes EH-91 and EP-80.

The concepts compared are:

- Ultimate and service Limit States.
- Safety Coefficients.
- Load Combinations.
- Structural Analysis.
- Imperfections.
- Structural Models.

In general, between the two codes there is a great similarity not only at the conceptual but also at the detail level. The Eurocode 2 may provide advantage to the engineer in the determination of the design values of actions and to build Advanced Structural Models when required.

* * *



RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES (EDICION REVISADA)

La Asociación Nacional de Fabricantes con Sello CIETAN, en colaboración con el INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION "EDUARDO TORROJA", continuando con la labor divulgadora iniciada con la edición del libro "RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES", publica una segunda edición del mismo, revisada, adecuándola a la Normativa vigente.

El libro persigue un doble objetivo: El primero, informar y dar a conocer a los técnicos y constructores que intervienen en la realización de un forjado, las distintas soluciones constructivas idóneas de acuerdo con la vigente Normativa, según sean los diversos tipos de forjados y apoyos, desde un punto de vista eminentemente práctico, intentando paliar la escasez en España de bibliografía que lo aborde. El segundo es dar a conocer, a todos los sectores implicados en la ejecución de forjados, la existencia de productos con Sello CIETAN.

La obra ofrece un amplio y detallado compendio de soluciones constructivas, desarrolladas de forma gráfica para su mejor y más fácil interpretación. En su redacción han participado todos los sectores implicados: técnicos, fabricantes y organismos públicos y privados ligados a la construcción.

Los interesados en esta publicación deberán dirigirse a:

Secretaría Sello CIETAN
Instituto de Ciencias de la Construcción
"EDUARDO TORROJA"
C/Serrano Galvache, s/n.
28033 MADRID
Tel.: (91) 302 04 40

Durabilidad*

C. Andrade

Dra. Química Industrial

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"

CSIC - Madrid

INTRODUCCION

Los documentos que se van a comentar en la presente comunicación son, por un lado, a nivel nacional, la EH-91 y la EP-80, y por otro, el EC-2 y su complemento la ENV-206.

Dado que en los aspectos relativos a Durabilidad, son mucho mayorés las coincidencias que las discrepancias entre ellos, se ha pensado organizar esta presentación, más en forma descriptiva que en forma de comparación continua. Así, se van a ir enumerando y comentando, artículo por artículo, todos aquéllos que tratan de aspectos relativos a la durabilidad en los cuatro documentos mencionados, ya que excepto en el EC-2, la durabilidad no constituye un único capítulo o un núcleo continuo en el articulado, sino que se van dando recomendaciones de forma dispersa.

Ya que las coincidencias entre los documentos nacionales y los europeos son muy grandes, tanto en la filosofía general que subyace en los redactores, como en el alcance y limitaciones de prescripciones y recomendaciones, se ha pensado que era mejor ofrecer una especie de "diccionario" o explicación de dónde se pueden encontrar, en cada documento, los aspectos relativos a durabilidad. Realmente, en la versión última de nuestra EH se recogen ya casi todas las innovaciones que contiene el EC-2 con la ENV-206, de tal forma que para los especialistas españoles, va a resultar familiar y sencillo el uso de los documentos europeos.

Otra cuestión diferente es si, las prescripciones actuales relativas a durabilidad, resuelven todos los interrogantes que hay planteados con relación al hormigón armado situado en ambientes muy agresivos. En los comentarios finales, se afirma que el actual estado de la normativa es todavía insuficiente y no contempla los últimos avances realizados en el campo de la cuantificación de la vida útil de las estructuras de hormigón. Al respecto hay ya constituido un grupo de trabajo mixto entre el TC104 del CEN (Hormigón) y el EC-2, con el fin de trabajar en propuestas más modernas del capítulo de durabilidad y unas prescripciones de la ENV-206 más acordes con los últimos estudios en la materia.

CONCEPTOS GENERALES

La feliz asociación de propiedades mecánicas y físicoquímicas entre hormigón y acero, hizo pensar, al comienzo de este siglo, que el hormigón armado sería un material de durabilidad prácticamente ilimitada, ya que debido a su elevada alcalinidad, el hormigón confería al acero una pasividad que lo podía mantener estable durante períodos muy prolongados de tiempo. Se pensó así que el hormigón armado era un material que no necesitaría mantenimiento.

Es lógico pues que, durante décadas, los problemas de durabilidad no se hayan abordado más que de forma adicional o colateral en los códigos de cálculo, ya que no se asociaba la durabilidad a una necesidad intrínseca del material, que pudiera verse afectada de forma sistemática. Así pues, la situación actual en que

* Jornada de presentación del Eurocódigo-2 "Estructuras de Hormigón", 4ª Ponencia.

nos encontramos es que los Códigos nacionales recogen preferentemente todos los aspectos que tienen que ver con la resistencia mecánica del material, y prácticamente sólo hay recomendaciones muy generales sobre durabilidad.

Sin embargo, la realidad presente muestra un número creciente de estructuras que se deterioran en contacto con medios agresivos, sin que se hayan podido desarrollar todavía los métodos de predicción que permitan, tanto desde la fase del proyecto como durante la vida en servicio, calcular la durabilidad de las estructuras de hormigón armado.

Con esta perspectiva de falta de conocimientos para predecir algunos de los problemas de durabilidad que presentan el hormigón armado y el pretensado, se va a pasar a analizar cómo tratan este problema las dos Instrucciones españolas actualmente vigentes, EH-91 y EP-80, y se compararán con el contenido del Eurocódigo 2 y la ENV 206 a la que se refiere el Eurocódigo, en los aspectos relativos a los materiales.

Para ello es necesario recordar primero, cuáles son las principales causas de deterioro que pueden sufrir el hormigón armado y el pretensado. Con respecto al hormigón en sí mismo, los tipos de ataque físico, químico o biológico que más frecuentemente se pueden producir son:

- Ataque por sulfatos y agua de mar.
- Reacción álido-álcali.
- Ataque por ácidos y lixiviación.
- Ataque por sustancias amoniacales.
- Acción del hielo y recristalización de sales.
- Abrasión mecánica.
- Fisuración por retracción.
- Ataques biológicos.

En cuanto a las armaduras, los tres tipos de factores que pueden desencadenar una corrosión son:

- Penetración de cloruros.
- Carbonatación del recubrimiento.
- Fenómenos de corrosión bajo tensión.

Como ya se ha mencionado, muy pocos códigos prestan una atención especial a estos problemas de durabilidad, aunque la preocupación creciente hace que en estos últimos años se hayan multiplicado los intentos de dar soluciones globales, mediante la redacción de capítulos enteros en los actuales códigos, o la publicación de "estados del arte".

En general, en casi todos los códigos, y desde luego en el Español y el Eurocódigo, las referencias a la durabilidad se encuentran insertas en los siguientes apartados:

- Materiales:
 - Proporción y tipo de cemento.
 - Relación a/c.
 - Tipos de áridos.
 - Contenido máximo en cloruros.
- Fabricación y puesta en obra del hormigón:
 - Compactación.
 - Curado.
- Geometría de los elementos y detalle de armado.
 - Recubrimientos.
- Estados límites de servicio: máxima anchura de fisura transversal permitida.

Además, contienen una Clasificación de Agresividad del Ambiente donde se va a situar la estructura y existe un capítulo donde se intenta compendiar unas recomendaciones generales para asegurar una adecuada durabilidad.

INSTRUCCION EH-91

Esta Instrucción contiene una serie de indicaciones para evitar los tipos de ataque antes mencionados, excepto para el caso de ataque por: a) ácidos, b) lixiviación, c) sustancias amoniacales, d) ataques biológicos y e) sólo muy levemente, hace referencia a la adecuación de los áridos frente a un ataque por abrasión. Así pues, da algunas indicaciones muy generales y no siempre suficientemente cuantificadas, para evitar el ataque por sulfatos o agua de mar, la reacción álido-álcali, la acción de las heladas y la corrosión de las armaduras.

Los distintos capítulos en los que se encuentran estas referencias, que se detallan a continuación, son:

—Art. 5º: Cemento: Se limitan los usos de los distintos cementos (un amplio detalle sobre la utilización de los diversos tipos de cemento aparece en los Anejos 3 y 4 de la Instrucción). No se limita el contenido en ión cloruro del cemento y sólo se remite al artículo 10, que lo limita en el conjunto del hormigón.

Se limita la proporción mínima de cemento a 250 kg/m³ en hormigón para hormigones armados y la máxima se sitúa en 400 kg/m³, aunque se permite aumentar hasta 500 kg/m³ en circunstancias excepcionales.

—Art. 6º: Agua: También se limitan las características del agua de amasado, en especial su pH, contenido en sulfatos, ión cloruro, hidratos de carbono y sustancias orgánicas solubles.

—Art. 7º: Aridos: Las indicaciones sobre la idoneidad de los áridos son numerosas, dándose indicaciones sobre su granulometría, “coeficiente de forma”, resistencia a las heladas y naturaleza no reactiva frente a los álcalis y estables en sí mismos (sin compuestos de azufre ni materia orgánica). Los compuestos de azufre ($\text{SO}_4^{=}$) se limitan al 0,4% del peso de árido seco, y para los cloruros vuelve a remitir al artículo 10 que pone un límite al conjunto del hormigón.

—Art. 8º: Otros componentes: Se prohíbe el uso de aditivos que contengan cloruros y sólo se permiten las cenizas volantes como adiciones al hormigón.

En el caso de las cenizas volantes es necesario destacar que se sugiere hacer ensayos de carbonatación y permeabilidad, cuando estos requisitos no se solicitan en todo el resto de la Instrucción.

—Art. 10º: Hormigón: Se fija el límite de contenido total de cloruros en 0,4% del peso de cemento, y se alude a que en ambientes agresivos, la durabilidad no se puede asegurar con la simple resistencia mecánica, y que las cualidades especiales que se exijan al hormigón para una determinada durabilidad, deberán figurar en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

—Art. 13.1: Colocación de armaduras: Se recomienda que estén limpias de sustancias perjudiciales y de óxido no adherente y se dan una serie de indicaciones sobre la distancia entre ellas que permita un correcto rellenado de la pieza.

Este artículo contiene los valores del espesor de recubrimiento en función de la agresividad del ambiente, que se reproduce en la Tabla 13.3 (Cuadro Nº 1).

Estos recubrimientos deberán ser aumentados en caso de ambientes muy agresivos, pero en todo caso, si el recubrimiento va a superar los 40 mm, se deberá colocar una malla de reparto.

—Artículos 15-16-17-18-19-20: En estos artículos se dan una serie de recomendaciones generales que pretenden recordar la necesidad de una “buena práctica” en la fabricación, puesta en obra, compactación y curado del hormigón, sin que por otro lado se aporten valores cuantitativos, excepto en el caso del curado que se indica que debe ser de 7 días como término medio, y debe aumentarse un 50% en caso de que la superficie de las piezas vaya a estar en contacto con aguas agresivas.

En las juntas de hormigonado ya no se prohíbe el contacto de una misma armadura con dos cementos diferentes, a menos que éstos sean incompatibles entre sí.

En cuanto al hormigonado en tiempo frío y caluroso, se recuerda la prohibición de usar aditivos anticongelantes que contengan cloruros.

—Art. 24: Prevención y protección contra acciones físicas y químicas: Este artículo tiene como objetivo comentar algunas bases teóricas sobre los tipos de ataque que pueden sufrir el hormigón y sus armaduras. Se puede considerar como el compendio, en materia de durabilidad, de toda la Instrucción. En su parte final se recogen las limitaciones de la relación a/c y contenidos mínimos de cemento, en función de la agresividad del ambiente. Se reproducen en el Cuadro Nº 2.

También, en la parte final de comentarios, se menciona el ensayo de permeabilidad al agua según UNE 83309/90, al que también alude el Eurocódigo, y fija la penetración máxima de

CUADRO Nº 1
(Tabla 13.3 de la EH-91)

Los recubrimientos mínimos, en mm establecidos en el articulado (subepígrafe b) se resumen en la tabla que sigue, en la que f_{ck} se expresa en kp/cm^2

Condiciones ambientales de la estructura	Elementos en general			Láminas, piezas con paramentos protegidos; piezas prefabricadas		
	$f_{ck} < 250$	$250 \leq f_{ck} < 400$	$f_{ck} \geq 400$	$f_{ck} < 250$	$250 \leq f_{ck} < 400$	$f_{ck} \geq 400$
I —Interior de edificios. —Exterior. de baja humedad	20	15	15	15	15	15
II —Exteriores normales. —Contacto con aguas norm.	30	25	20	25	20	20
III —Atmós. marina o indust. —Contacto con el terreno. —Contacto con aguas salinas o ligeramente ácidas.	40	35	30	35	30	25

CUADRO 2
(Cuadro 24.4 de la EH-91)

Ambiente	Relación máxima a/c	Contenido mínimo en cemento kg/m ³	
		Hormigón en masa	Hormigón armado
I	0,65	150	250
II	0,60	175	275
II h	0,55	175	300
II f (*)	0,50	200	300
III	0,55	200	300
III h	0,50	200	300
III f (*)	0,50	200	325
Químicamente agresivo (**)	0,50	200	325

(*) En estos casos, deberán utilizarse aireantes, que produzcan un contenido de aire ocluido mayor o igual que el 4,5%.

(**) En el caso particular de existencia de sulfatos, el contenido mínimo en cemento de los hormigones en masa se elevará a 250 kg/m³. Además, tanto para hormigones en masa como para los armados, el cemento deberá ser resistente a los sulfatos, si el contenido en sulfatos del agua es mayor o igual que 400 mg/kg, o si en suelos es mayor o igual que 3.000 mg/kg.

agua en < 50 mm y la media en < 30 mm.

—Art. 30.3: Estados límites de utilización: Aquí menciona la Instrucción la durabilidad por última vez, al referirse al estado límite de fisuración controlada. La abertura máxima de las fisuras, se cuantifica, en los artículos 44.1 y 44.2, en la forma que se detalla en el Cuadro N° 3 adjunto.

—Art. 9º: Áridos: Se limita el contenido en sulfatos y cloruros de los áridos, pero de forma diferente que en la EH. En lo referente a los sulfatos, la EP se puede considerar obsoleta, y en cuanto a los cloruros, los limita al 0,03% del peso total de la muestra seca.

—Art. 10º: Aditivos: Prohíbe el uso de sustancias que puedan favorecer la corrosión de las

CUADRO 3

Ambiente I	$w_k \leq 0,4 \text{ mm}$
Ambiente II	$w_k \leq 0,2 \text{ mm}$
Ambiente III	$w_k \leq 0,1 \text{ mm}$
Para recubrimientos c superiores a c_{\min} , podrán aumentarse los valores anteriores multiplicándolos por la relación $c/c_{\min} > 1,5$.	
En estructuras expuestas a ambientes químicos especialmente agresivos o que deban asegurar estanquidad a líquidos o gases, el proyectista fijará el límite de la anchura de fisura, disminuyendo prudentemente el valor fijado para el caso de Ambiente III.	

INSTRUCCION EP-80

La Instrucción relativa al hormigón pretensado, aunque tiene la denominación del año 80, en realidad ha sufrido revisiones posteriores, en 1985. En la actualidad, está próxima la publicación de la última revisión y, por lo tanto, alguno de los artículos no se comentarán, por resultar claramente obsoletos. Se pretenden destacar sólo aquellos aspectos que inciden en lo específico del hormigón pretensado y su riesgo de sufrir corrosión bajo tensión.

—Art. 7º: Cemento: En este artículo se limita el contenido de ión cloruro del cemento al 0,03% en peso del mismo.

—Art. 8º: Agua: En los contenidos máximos de sustancias perjudiciales en el agua, es más restrictiva esta Instrucción, para el contenido de sulfatos y cloruros, que la del hormigón armado, según se deduce del Cuadro N° 4

CUADRO 4

	EH-91	EP-80
—pH	> 5	< 5
—Sulfatos (SO_4^{2-})	< 1 g/l	< 1 g/l
en cementos SR	< 5 g/l	< 0,25 g/l
—Cloruro (Cl^-)	< 6 g/l	
—Hidratos de carbono	0	0
—Sustancias orgánicas	< 15 g/l	< 15 g/l

armaduras, como cloruros, sulfuros o sulfitos y prohíbe el uso de aireantes en los elementos con armaduras ancladas por adherencia.

—Art. 13.7: Suministro y almacenamiento de las armaduras: Se obliga a un almacenamiento muy cuidado de las armaduras activas, que se deben mantener en locales ventilados y limpios.

Art. 17: Productos de inyección: Se indica que deben estar exentos de sustancias como cloruros, sulfuros, nitratos, etc. y a continuación detalla otras características que deben cumplir estos productos para asegurar la adecuada protección al acero.

—Art. 20.3: Distancias entre armaduras activas. Recubrimientos. Para elementos que vayan a ser comprobados en Clase I, los recubrimientos mínimos para armaduras longitudinales que se detallan, son:

CUADRO 5

- Para $\phi \leq 3$ mm. siendo ϕ el diámetro máximo de las armaduras:
8 mm. para piezas en ambientes protegidos;
10 mm. para piezas en ambientes no protegidos;
13 mm. para piezas sometidas a la acción de ambientes agresivos.
- Para diámetros superiores:
10 mm. para piezas en ambientes protegidos;
12 mm. para piezas en ambientes no protegidos;
15 mm. para piezas sometidas a la acción de ambientes agresivos.

El recubrimiento mínimo de las armaduras transversales será de 7 mm.

Para piezas que hayan de ser comprobadas en las clases II y III, remite al artículo 19 de armaduras pasivas, que no se ha comentado por estar obsoleto con respecto a la EH-91.

En cuanto a recubrimientos en estructuras postesas, lo que la Instrucción indica es:

CUADRO 6

En cuanto a recubrimientos, en el caso de estructuras situadas en ambientes no agresivos o poco agresivos, los valores mínimos serán por lo menos iguales al mayor de los límites siguientes (véase figura 20.3.2).

- En dirección vertical:
—4 cm.
—La dimensión horizontal de la vaina o grupo de vainas en contacto.
- En dirección horizontal:
—4 cm.
—La mitad de la dimensión vertical de la vaina o grupo de vainas en contacto.
—La dimensión horizontal de la vaina o grupo de vainas en contacto.

En casos particulares, cuando existan atmósferas fuertemente agresivas o especiales riesgos de incendio, estos recubrimientos deberán aumentarse.

La tolerancia que se permite es del 20% de su valor teórico.

—Art. 31.2: Ejecución de la inyección: Se indica que ésta debe efectuarse lo antes posible después del tesado. En caso de retrasarse, hay que asegurar una protección adecuada a las armaduras.

—Art. 33: Prevención y protección contra acciones físicas y químicas: Este capítulo pretende, al igual que en la EH-91, recoger un resumen de los posibles riesgos, de ataque del hormigón y de corrosión de sus armaduras. Se trata de una recopilación de principios muy generales. Sólo destaca que, en la parte de comentarios, se incluye un ensayo para estudiar la posible susceptibilidad de las armaduras a sufrir fenómenos de corrosión bajo tensión. Este ensayo, conocido como “el del tiocianato amónico” es el mismo recomendado por la FIP.

—Art. 40.3: Estados límites de utilización: Nuevamente vuelve a considerar la durabilidad en relación con el ancho de fisura máxima permitida, aludiendo a la mayor susceptibilidad a la corrosión de las armaduras activas, que exigen medidas más restrictivas que las pasivas. En este artículo, la Instrucción define las tres clases en las que se pueden comprobar las estructuras, reservando la clase I para estructuras particularmente expuestas a la corrosión, o a las que se exija una elevada estanquidad o resistencia a la fatiga.

—Art. 51.6: Estado límite de fisuración controlada. Finalmente, en este artículo se limita la abertura máxima de las fisuras, a los valores siguientes:

CUADRO 7

Las aberturas calculadas de las fisuras en los diversos elementos estructurales de la obra, bajo el efecto de las solicitaciones indicadas en el Artículo 50º, no sobrepasan los valores límites siguientes:

$w_{\mu m} = 0,1$ mm. en el caso de elementos estructurales expuestos a la intemperie, o interiores en atmósfera húmeda o medianamente agresiva, bien ventilada.

$w_{\mu m} = 0,2$ mm. en el caso de elementos estructurales interiores, en atmósfera normal.

EUROCODIGO 2

El Eurocódigo, en su versión actual, no resulta excesivamente diferente, en presentación y contenido, de lo que las Instrucciones españolas contienen. Una variante que complica algo al usuario es que el Eurocódigo remite a la

Norma europea ENV 206 en todo lo relativo al material hormigón y a otra, todavía no redactada, en lo relativo al material acero. Por ello, aquí se considerará también la ENV 206, ya que contiene todo lo relativo a las limitaciones en el contenido de cloruros, clasificación de ambientes, limitaciones de la relación a/c y proporción de cemento. Habrá que esperar a la publicación de la norma sobre el acero para completar la visión de conjunto.

Al contrario que nuestras Instrucciones, los materiales no se tratan al comienzo sino que se abordan en el capítulo 3, y se dedica todo un capítulo, el 4, a los requisitos de durabilidad. Dentro de él se tratan las bases de cálculo, y se alude también a problemas de durabilidad al estudiar los estados límites de servicio.

Una diferencia importante que se debe destacar es que el Eurocódigo comienza su capítulo 2 de "Requisitos Fundamentales" definiendo la vida útil de una estructura, que es aquella durante la cual se espera que no necesite costos inesperados de reparación y mantenga una adecuada durabilidad.

Capítulo 3: Propiedades de los materiales: Aquí remite directamente a la ENV 206 en cuanto a las características del hormigón y su tecnología de fabricación. Esta norma será comentada después.

En cuanto a las características del acero, sólo hace una alusión, en 3.3.5.3, a que las armaduras activas deben tener una baja susceptibilidad a la corrosión bajo tensión. Posteriormente, en el artículo 6.3.3.2, también alude a la necesidad de cuidar el estado superficial de las armaduras para que no perjudique la adherencia, ni la durabilidad. Asimismo, en 6.3.4.2, comenta sobre el almacenamiento de las armaduras activas en el mismo sentido que nuestra Instrucción.

Finalmente, en el capítulo 6.3.4.6, detalla los requisitos para una correcta inyección de las vainas de postensado y las características de los productos de inyección, similares a los indicados en nuestra Instrucción. En el límite de cloruros en estos productos, remite a las normas nacionales.

Capítulo 4: 1. Requisitos de durabilidad: La diferencia de este capítulo con nuestras Instrucciones consiste en que es mucho más sintético y trata de dar recetas concretas en lugar de recordar principios generales. Aún así, resulta todavía poco resolutivo en problemas particulares, como se comentará después.

Trata de resumir en pocas páginas todos los aspectos que es necesario tener en cuenta cuando se pretende conseguir una adecuada durabilidad, excepto aquéllos relacionados con la anchura máxima de fisura que los aborda más adelante, en el apartado 4.4.2.

Comienza el apartado 4.1 con una definición de lo que considera una durabilidad adecuada. Indica que es la que alcanza la estructura cuando cumple sus funciones de servicio resistencia y estabilidad, sin pérdida significativa de utilidad o costos inesperados de mantenimiento.

Señala que, para la mayoría de las estructuras, los requisitos que se definen en el Eurocódigo son suficientes para asegurar la durabilidad; pero que existen situaciones en las que se necesitará plantear desde el proyecto otros requisitos, más o menos rigurosos, según se pretenda, más o menos durabilidad.

Sin embargo, no cuantifica en ningún momento cuál es el número de años que supone la vida útil que define.

Para graduar la agresividad del ambiente, adopta la clasificación ISO, que se muestra en el Cuadro Nº 8, que relaciona con los requisitos detallados en la ENV 206, que se comentarán después. Esta clasificación de ambientes, incluye dos más que no contempla nuestra EH-91, y que son el relativo a la acción de sales de deshielo (3) y el relativo a ataques químicos al hormigón (5). Así, el 1 y 2 son equivalentes a los mismos nuestros, y el 3 nuestro, trata de compendiar los 3 y 4 del Eurocódigo; pero en realidad se puede asimilar preferentemente al 4. Aunque nuestra Instrucción, en su Cuadro 24.4 (Cuadro Nº 2) relativo a la relación a/c y proporción de cemento, ya incluye la acción de heladas y fundentes.

A continuación distingue entre ataque de tipo químico y de tipo físico, lo cual supone una clara diferencia con respecto a nuestras Instrucciones, si bien tampoco menciona para nada los posibles ataques de tipo biológico.

Los ataques de tipo químico los clasifica como debidos a:

- Almacenamiento de líquidos.
- Medios agresivos (se refiere al Cuadro Nº 8).
- Contacto con gases y soluciones químicas, como ácidos o sales de sulfatos.
- Cloruros contenidos en el hormigón.
- Reacciones entre las materias primas del hormigón, como la reacción ácido-álcali.

En cuanto a los ataques físicos menciona:

- La abrasión.
- Acción del hielo-deshielo.
- Penetración de agua.

En ambos casos considera que estos ataques pueden ser fácilmente evitados si se siguen las especificaciones dadas en la ENV 206 y se seleccionan los materiales adecuados para fabricar el hormigón.

A continuación, aborda lo que llama "efectos indirectos" que pueden afectar a la durabilidad,

CUADRO 8

Tabla 4.1: Tipos de exposición en función de las condiciones ambientales

Tipo de exposición		Ejemplo de condiciones ambientales
1. Ambiente seco		Interiores de edificios para viviendas y oficinas(1)
2. Ambiente húmedo	a) Sin heladas	—Interior de edificios con elevada humedad (p. ej. lavanderías). —Elementos exteriores. —Elementos interiores en suelos no agresivos y/o agua.
	b) Con heladas	—Elementos exteriores expuestos al hielo. —Elementos en suelos no agresivos y/o agua, expuestos al hielo. —Elementos interiores con elevada humedad y expuestos al hielo.
3. Ambiente húmedo con hielo y sales descongelantes		Elementos exteriores e interiores expuestos al hielo y agentes de deshielo.
4. Ambiente marino	a) Sin hielo	—Elementos parcial o totalmente sumergidos en agua salada o en la zona de salpicaduras. —Elementos en aire saturado de sal (zonas costeras).
	b) Con hielo	—Elementos parcial o totalmente sumergidos en agua salada o en la zona de salpicadura y expuestos al hielo. —Elementos en aire saturado de sal y expuestos al hielo.
Los casos siguientes se pueden dar independientemente o en combinación con los tipos anteriores		
5. Ambiente químicamente agresivo (2)	a	—Ambiente de una agresividad química débil (gas, líquido o sólido). —Atmósfera agresiva industrial.
	b	—Ambiente de una moderada agresividad química (gas, líquido o sólido).
	c	—Ambiente de una alta agresividad química (gas, líquido o sólido).

1) Este tipo de exposición es válido únicamente si, durante la construcción, la estructura o alguno de sus elementos no están expuestos a condiciones más duras durante un período prolongado de tiempo.

2) Los ambientes químicamente agresivos están clasificados en ISO/DP 9690. Se pueden utilizar las siguientes condiciones de exposición equivalentes:

Tipo de exposición 5a: Clasificación ISO A1G, A1L, A1S.

Tipo de exposición 5b: Clasificación ISO A2G, A2L, A2S.

Tipo de exposición 5c: Clasificación ISO A3G, A3L, A3S.

y como tales entiende las deformaciones inesperadas a lo largo de la vida útil, que pueden traer problemas de fisuraciones no previstas.

Proyecto: Pasa a continuación a enumerar aspectos que se deben tener en cuenta en la fase de proyecto y destaca, en cuanto a los aspectos generales, la importancia de considerar con detalle:

—La adopción de formas geométricas adecuadas que minimicen la retención de agua o humedad.

—El tamaño y forma de los elementos expuestos, que permitan un drenaje adecuado. En especial, hay que considerar la posible generación de fisuras transversales a través de las cuales pueda circular el agua.

—Detalle de armado.

—Recubrimientos adecuados, que luego aborda con más profundidad.

En cuanto a los aspectos particulares que hay que tener en cuenta en el Proyecto de elementos de hormigón armado, enumera:

- Condiciones de tensión.
- Fisuración.
- Deformaciones.
- Requisitos generales de durabilidad.
- Recubrimientos.
- Detalle de armado.

Y para pretensado indica que las armaduras activas deben estar protegidas de cualquier acción agresiva.

Recubrimientos: Considera que el recubrimiento cumple las siguientes funciones:

- Transmitir las fuerzas de adherencia.
- Asegurar que no ocurra su pérdida (spalling).
- Proveer de resistencia al fuego.
- Proteger al acero contra la corrosión.

A continuación, enumera una serie de princi-

pios para que el recubrimiento cumpla estas funciones y resume en el Cuadro 9 los valores mínimos del recubrimiento, que considera más adecuados en función de la agresividad del ambiente.

de fisuras longitudinales, llamando la atención sobre su incidencia en la durabilidad, por lo que sugiere limitar las tensiones en los ambientes 3 y 4 para que esto no ocurra.

En cuanto a las fisuras transversales en hor-

CUADRO 9

Tabla 4.2: Recubrimientos mínimos para hormigón normal (mm)

Hormigón armado		Clase de ambiente según Tabla 4.1								
		1	2a	2b	3	4a	4b	5a	5b	5c
Recubrim. mínimo (mm)	Hormigón armado	15	20	25	40	40	40	25	30	40
	Hormigón pretensado	25	30	35	50	50	50	35	40	50

En cuanto a las tolerancias de estos valores, acepta 0-5 mm en elementos prefabricados y 5-10 mm en los fabricados a pie de obra. El recubrimiento mínimo más la tolerancia es lo que da el recubrimiento nominal.

Como circunstancias particulares señala:

—Para hormigones vertidos contra el suelo, el recubrimiento mínimo debe ser de 75 mm, debido a las posibles irregularidades de terreno. En cambio, si el terreno está bien preparado y alisado puede disminuirse hasta 40 mm.

—En cuanto a elementos con armaduras pretensas, los recubrimientos deben ser de al menos 2 veces el diámetro del tendón y en barras corrugadas 3 veces. En elementos con armaduras postesas, el recubrimiento mínimo es el diámetro de la vaina.

—Finalmente, indica que los recubrimientos se deben relacionar con las calidades de cada hormigón particular y se refiere a la tabla 3 de la ENV 206 que luego se expondrá. También permite una reducción de 5 mm en los valores del Cuadro 9 para tableros o para hormigones de clase C40/50, pero el recubrimiento mínimo debe ser siempre al menos de 15 mm.

No recomienda ninguna mallade reparto para recubrimientos superiores a 40 mm.

Materiales: Finaliza el capítulo 4.1 con referencias a la calidad de los materiales y al procedimiento de construcción y en ellos se refiere a la ENV 206.

Capítulo 4.4.1 y 4.4.2: Limitación de las tensiones bajo cargas de servicio y estados límites de fisuración: En estos capítulos aborda las limitaciones de la abertura de fisura que se puede alcanzar en condiciones de servicio en la estructura.

Por un lado y como novedad con respecto a nuestra Instrucción, se refiere a la posibilidad

migón armado, el tratamiento es, en cierta forma, diferente que en nuestra Instrucción y representa una novedad, en general, ya que no limita la abertura de fisura en función de la agresividad del ambiente, sino que la limita a 0,3 mm para cualquier tipo de ambiente, excepto para el ambiente 1 donde dice que puede ser incluso mayor, debido a su no agresividad. Con respecto al ambiente 5 llama la atención, en cambio, sobre que los requisitos pueden ser más rigurosos.

En el caso del hormigón pretensado, en cambio, sí considera la necesidad de limitar más rigurosamente las fisuras y lo resume en el Cuadro 10.

CUADRO 10

Tabla 4.10: Criterios para elementos pretensados

Clase de ambiente	Cálculo de la anchura de fisura, w_k , bajo la combinación de cargas frecuentes (mm)	
	Armaduras postesas	Armaduras pretensas
1	0,2	0,2
2	0,2	Descompresión
3	Descompresión	
4	Revestimiento de los tendones y $w_k = 0,2$	

ENV 206

Como se ha podido ver a lo largo de los anteriores apartados, no puede omitirse unas referencias a esta norma, ya que es constantemente citada por el Eurocódigo 2 cuando aborda los problemas de Durabilidad. Esta norma recoge todos los requisitos para una adecuada fabrica-

ción, puesta en obra y control de calidad, del hormigón.

La primera referencia a temas de durabilidad aparece en el apartado 5.3 relativo a la elección del tipo de cemento y es de destacar, en el apartado 5.5, los límites al contenido en cloruros del hormigón, que se reproducen en el Cuadro N° 11.

CUADRO 11

Tabla 1. Máximo contenido en cloruros del hormigón

Hormigón	Cl por peso de cemento
En masa	1%
Armado	0,4%
Pretensado	0,2%

El apartado 5.7 está dedicado a dar recomendaciones para evitar la reacción árido-álcali. No aparecen limitaciones especiales en el agua de

amasado. Los requisitos para conseguir un hormigón durable se abordan en el apartado 6, también dando recomendaciones muy generales, como hace la EH-91, aunque de forma más sintética.

La clasificación de agresividad del ambiente es la misma del Eurocódigo 2. Finalmente, en la Tabla 3 se resumen todos los requisitos que debe cumplir el hormigón en función de la agresividad ambiental. Esta Tabla 3 es la que cita el Eurocódigo n° 2 en su capítulo 4.1 (véase Cuadro N° 12).

A continuación, en el apartado 7.3.1.4 se indican los requisitos de resistencia a la abrasión y es de destacar que en los apartados correspondientes a la colocación y puesta en obra del hormigón, se cuantifica el tiempo de curado en función de la mayor o menor exposición al sol.

En el apartado 7.3.1.5 se establecen los criterios de impermeabilidad al agua del hormigón, estableciendo que la penetración máxima,

CUADRO 12

Requisitos de durabilidad relacionados con las clases de ambiente

Requisitos	Clases de ambiente, de acuerdo con Tabla 2								
	1	2a	2b	3	4a	4b	5a	5b	5c
Máxima relación a/c									
—Hormigón en masa		0,70							
—Hormigón armado	0,65	0,60	0,55	0,50	0,55	0,50	0,55	0,50	0,45
—Hormigón pretensado	0,60	0,60							
Mínimo contenido en cemento. Kg/m ³									
—Hormigón en masa	150	200	200				200		
—Hormigón armado	260	280	280	300	300	300	280	300	300
—Hormigón pretensado	300	300	300				300		
Mínimo contenido de aire del hormigón fresco, en %, para tamaño máximo de árido de:									
—32 mm	*	*	4	4	*	4	*	*	*
—16 mm	*	*	5	5	*	5	*	*	*
— 8 mm	*	*	6	6	*	6	*	*	*
Resistencia al hielo de los áridos	*	*	Sí	Sí	*	Sí	*	*	*
Impermeabilidad del hormigón, de acuerdo con cláusula 7.3.1.5	*	*	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí
Tipos de cemento, según EN 197							Resistente a sulfatos para contenido en sulfatos: > 500 mg/kg en agua > 3.000 mg/kg en suelo		

CUADRO 13
Clases de resistencia del hormigón en función de la relación a/c

Clases de resistencia del cemento	Relación a/c				
	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
CE 32.5	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50
CE 42.5	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55

según norma ISO 7031, debe ser de 50 mm y la media debe ser de 20 mm. Para estos casos, se limita la relación a/c a 0,55.

Finalmente, en el apartado 11.3.8, relativo al plan de muestreo para los criterios de conformidad en las relaciones a/c, aparece una tabla 20 que se reproduce en el Cuadro N° 13 (que no se aplica si se añaden adiciones del tipo II o se usan agentes aireantes) que relaciona la relación a/c con las clases de resistencia.

No aparece ninguna referencia a problemas especiales generados por juntas de hormigonado.

COMENTARIOS FINALES

El Eurocódigo 2 y su complemento la ENV 206, contienen una serie de indicaciones para asegurar una adecuada durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado, que en algunos aspectos mejoran el contenido de nuestras Instrucciones EH-91 y EP-80, y que en otros aspectos dan menores detalles o no resuelven ni cuantifican las lagunas existentes.

Así, no se cuantifica lo que se entiende por "una adecuada durabilidad" o lo que es lo mismo, no se define el número de años de vida útil de las diversas estructuras. Tampoco se alude más que muy vagamente, a qué hacer en medios especialmente agresivos, ni qué se entiende en estos casos por una durabilidad adecuada. Todo ello ha hecho, que el subcomité del CEN perteneciente al TC 104 [el WG 1 (ENV 206)/TC1 (durabilidad)], esté revisando ya el contenido de la ENV 206 y del Eurocódigo, para intentar ofrecer soluciones cuantitativas más precisas y menos ambiguas. Aunque, por el momento, su trabajo es una apuesta para el futuro, cuando se tengan que revisar la Norma y el Eurocódigo.

Para el presente, la adopción del Eurocódigo no introduce en España variantes demasiado significativas con respecto a lo que ya tenemos, excepto en el hecho de que clasifica los ambientes en dos tipos más (uno que considera las sales de deshielo y otro los ataques al hormigón), lo que lleva a una cierta mayor complejidad aparente en los requisitos de los componentes del

hormigón.

También su alcance es mayor en cuanto a los riesgos de ataque al hormigón, a los que dedica un nivel de agresividad ambiental y remite a las normas ISO para su control y detalla cómo evitarlos, en la ENV 206 (reacción árido-álcali).

Por otro lado, no hay que olvidar que el Eurocódigo permite el tratamiento más detallado a nivel nacional, de aquellos aspectos que no se consideran suficientemente tratados en él.

El cambio en la consideración de la abertura máxima de fisura, centrándolo en una sola de 0,3 mm, en general (para el pretensado es similar a nuestra Instrucción EP-80 que lo limita a 0,2), es novedad no sólo para nuestro país, y habrá que contrastar en la práctica, que realmente lleva a una mejora de la durabilidad, y no sólo a una simplificación de los cálculos. Así, el hecho de no graduar la abertura de fisura en función de la agresividad del ambiente, aparece como consecuencia de que no se ha encontrado una relación clara entre abertura de fisura y grado de corrosión. Sin embargo, y sobre todo en presencia de ambientes con cloruros (el 3 y 4) es claro que toda fisura supone un acceso fácil para la llegada del agresivo, por lo que esta limitación a 0,3 mm de la abertura de fisura puede llevar a mayores riesgos de ataque a la armadura.

Finalmente, el EC hace mayor énfasis en la importancia de la selección de la geometría de la pieza y el efecto de posibles deformaciones inesperadas.

En resumen, el Eurocódigo 2 aborda los problemas de durabilidad de una forma bastante similar a nuestras Instrucciones, con un esquema clásico de incidir sobre: a) la limitación y control de los materiales y puesta en obra del hormigón, b) limitar el contenido de cloruros y c) limitar la abertura de fisura en servicio. Es el esquema de "todo o nada" en el sentido de que se tratan de poner los medios para que la agresión no se produzca, pero no considera qué pasa cuando el agresivo entra, ni indica qué tiempo puede tardar en entrar. Es decir, sigue dejando los interrogantes sobre qué hacer en medios particularmente agresivos.

RESUMEN

Se enumeran y comentan los diversos artículos de la EH-91, EP-80, EC-2 y ENV-206 que abordan prescripciones relativas a la durabilidad del hormigón. Los comentarios se realizan de forma sucesiva, tal y como se contemplan en los distintos documentos, ya que las coincidencias entre ellos son mucho mayores que sus discrepancias. En realidad, la reciente EH-91 contiene ya la mayoría de las prescripciones que existen en el EC-2 y en la ENV-206. Así, espesores de recubrimiento, contenidos mínimos en cemento, contenidos máximos de cloruros y anchuras de fisura, son muy similares en todos los documentos. Tal vez novedades son, en los documentos europeos, que contemplan 5 clases de ambiente en lugar de las tres de los códigos españoles, y la forma de calcular las máximas anchuras de fisura. En resumen, todos los documentos siguen la línea clásica de tratamiento de los aspectos relativos a la durabilidad.

* * *

SUMMARY

The different articles related to durability aspects of EH-91, EP-80, EC-2 and ENV-206 are discussed. The comments are offered article by article due to the agreement between all the four documents is much higher than the discrepancies. In fact, the EH-91 already has incorporated most of the requirements described in EC-2 and ENV-206. Thus, concrete covers, minimum cement contents, maximum chloride proportions and crack widths are very similar in all the documents. Perhaps, innovations of the european documents compared with the national ones, are, that 5 exposure classes are considered instead of the 3 of Spanish Codes, and the models for calculation the maximum crack widths. In summary, all the documents follow the classic approach of other codes in the way they try to deal with durability aspects.

Importante competición de arquitectura abierta para estudiantes de 29 países

Un reto para los participantes españoles

Estudiantes de arquitectura procedentes de unas 350 universidades y escuelas técnicas superiores de 29 países europeos —desde el Atlántico a los Urales y desde el Mediterráneo al Ártico— están invitados a participar en una competición para proyectar una nueva Academia de arquitectura e ingeniería de la construcción en Dessau, Alemania. La competición ha sido patrocinada por tres sociedades del *Grupo Pilkington: Pilkington Glass Ltd.*, Reino Unido; *Pilkington Float Glass AB*, Suecia; y *Flachglas AG*, Alemania. Las inscripciones se organizarán sobre una base regional, totalizando los premios 61.500 Ecus (aproximadamente 8,2 millones de pesetas). Se sorteará un jurado de 11 arquitectos de entre los países participantes, incluyendo al Sr. Víctor López Coteló de Madrid (véase lista adjunta).

La competición, denominada “La Bauhaus del Futuro”, que tiene su propio logotipo, sigue los planes del estado alemán de Sachsen-Anhalt de crear una nueva escuela politécnica en tres ciudades. La sede principal de dicha escuela politécnica, la Academia que alojará las facultades de arquitectura e ingeniería y diseño de la construcción, estará situada en Dessau, hogar de la Bauhaus original inaugurada en 1926.

Ciudad Jardín de hace 100 años

Dessau, en la Alemania del Este, a 130 km al

sudoeste de Berlín, se ha visto perjudicada por su proximidad al complejo químico de Bitterfeld; pero hace 200 años, la propia Dessau fue objeto de una competición que condujo a su creación como ciudad jardín.

Se pedirá a los estudiantes que proyecten la nueva escuela politécnica en un área comprendida entre la Bauhaus original y la ciudad, dentro del contexto del proyecto de “Reino del Jardín Industrial” iniciado por el taller de Bauhaus en 1990. Los participantes recibirán detalles del proyecto del Jardín Industrial, junto con un vídeo de 20 minutos y los planos del lugar y de sus alrededores.

Sir Anthony Pilkington, Presidente del Grupo Pilkington, dice: “Aunque somos fabricantes de vidrio, se incita a los estudiantes a que especifiquen vidrio solamente donde éste contribuya a la función deseada o a la estética del proyecto. En la Bauhaus de 1927, el uso innovador del vidrio jugó un papel cardinal y de inspiración, y prevemos que los vidrios de control ambiental modernos demostrarán por sí mismos su valor sin insinuación alguna por parte del patrocinador”.

David Button, director de Pilkington Glass Consultants y Profesor de Diseño y Tecnología del Vidrio en la Universidad de Bath (que es también portavoz de las compañías alemana y sueca) dice: “La Bauhaus de Walter Gropius tuvo una historia accidentada. Importada de Weimar en 1926, pasó primero a poder de los

nazis y luego de la Unión Soviética. Su papel original como centro de excelencia en arquitectura y diseño industrial se disipó, pero fue restaurada conforme al proyecto original de Gropius, en 1976 y ha funcionado otra vez como centro para las artes y las ciencias, con inclusión de la arquitectura, desde 1987. Es particularmente agradable poder asociar la competición con la cuna de la arquitectura europea moderna y extenderla a estudiantes que serán los primeros, desde hace varias generaciones, que ejerzan en una Europa Unida”.

“La Bauhaus del Futuro” funcionará inicialmente en seis regiones:

1. Bélgica, Luxemburgo, Países Bajos, Francia.
2. Reino Unido e Irlanda.
3. Europa Central, Alemania, Austria, Suiza.
4. Europa Septentrional, Dinamarca, Noruega, Suecia, Finlandia, Islandia, Estonia.
5. Europa Oriental, Letonia, Lituania, Bulgaria, Checoslovaquia, Polonia, Ucrania, Hungría, Rusia, Bielorrusia, Rumanía.
6. Europa Meridional, Grecia, Italia, España, Portugal.

Los premios (en Ecus) dentro de cada región serán como sigue:

1º: 2.000; 2º: 1.500; 3º: 1.000; 4º: 750; 5º: 500, más 10 premios de recomendación, de 200 Ecus cada uno. Los competidores que alcancen los tres primeros puestos en cada región se calificarán para la final, en la que los premios (en Ecus) serán: 1º: 5.000; 2º: 4.000; 3º: 2.000; 4º: 2.000 y 5º: 1.000.

Puede solicitarse información adicional a la Secretaría de la Competición:

Future Bauhaus

C/o Pilkington Deutschland GmbH
Ernestinenstr. 60
Postfach 102825
D-4300 Essen 1, Alemania
Tel.: + 49 201 2946130
Fax: + 49 201 2946139

o dirigiéndose a:

Carlos Schroeder
Schroeder & Guerra
Concha Espina, 55
28016 Madrid
Tel.: 1 564 0684/96
Fax: 1 564 0687

Lista de Jurados Técnicos

Dieter Bankert, Arquitecto, Bauhaus Dessau (D).

Prof. Dipl.-Ing. Hans Busso von Busse, Munich (D).

Victor López Coteló, Arquitecto, Madrid (E).

Ir. Mels Crouwel, Arquitecto BNA, Amsterdam (NL).

Mike Davies (Richard Rogers Ass.), Londres (GB).

Ivano Gianola, Arquitecto, BSA, Mendrisio/TI (CH).

Prof. Dipl.-Ing. Karla Kowalski, Graz (A).

Dr. Jiri Musil, Arquitecto, Praga (CS).

Dr. Penjos Stolarow, Arquitecto, Sofía (BG).

Niels Torp, Arquitecto, Oslo (N).

Claude Vasconi, Arquitecto, París (F).

Materiales*

José Manuel Gállico Estévez
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio Central de Estructuras y
Materiales, CEDEX, MOPT

1. GENERALIDADES

El EC-2 se apoya, en cuanto al hormigón, en la ENV 206, que desarrolla toda la temática de tecnología del hormigón-material.

En cuanto al acero de armar y pretensar, EC-2 desarrolla sólo parcialmente este tema, dejando para las EN 10.080 y EN 10.138 (en preparación) el desarrollo de tipos y requisitos de los aceros utilizables.

En cuanto a elementos accesorios para pretensado, EC-2 se extiende más, dado que no se ha iniciado ningún trabajo al respecto en CEN.

2. HORMIGÓN

—El hormigón ligero, inicialmente previsto para la Parte 1 del EC-2, finalmente se llevó a la parte 1C, actualmente en preparación.

—El hormigón en masa se ha llevado a la Parte 1A, en preparación.

—EC-2 no cubre en su Parte 1: hormigón sin finos, hormigón gasificado, hormigón pesado, estructuras mixtas. Tampoco cubre los aspectos de resistencia al fuego de los materiales.

—EC-2 se basa en la resistencia a compresión en probeta cilíndrica, si bien se tipifican los hormigones también según resistencia en probeta cúbica, pero sólo a efectos de métodos alternativos para comprobar cumplimiento de especificaciones.

—EC-2 no trata (como hace EH) en extenso, los componentes del hormigón (áridos, agua, etc.) sino sólo el hormigón resultante. Cómo llegar hasta ahí, debe consultarse en ENV-206.

Tipificación de hormigones, según f_{ck} , en Mpa

EC-2:	C12/15	C16/20	C20/25
	C25/30	C30/37	C35/45
	C40/50	C45/55	C50/60
	(probeta cilíndrica/cúbica)		
EH-91:	H-125	H-150	H-175
	H-200	H-225	H-250
	H-300	H-350	H-400
	H-450	H-500	(kp/cm ²)

—EC-2 indica que para hormigones de resistencia inferior a C12/15 o superior a C50/60, la aplicabilidad de los criterios de EC-2 debe ser investigada, y por tanto no deben usarse para hormigón armado o pretensado, salvo justificación.

—Resistencia mínima del hormigón:

EC-2: En elementos de hormigón
armado: C12/15
En elementos con armaduras
postesas: C25/30
En elementos con armaduras
pretesas: C30/37

EH-91: En hormigón en masa y hormigón armado con barras lisas: H-125.

En hormigón armado con barras
corrugadas: H-150 (AEH-400)
H-175 (AEH-500)

EP-80: Hormigón pretensado: H-250.

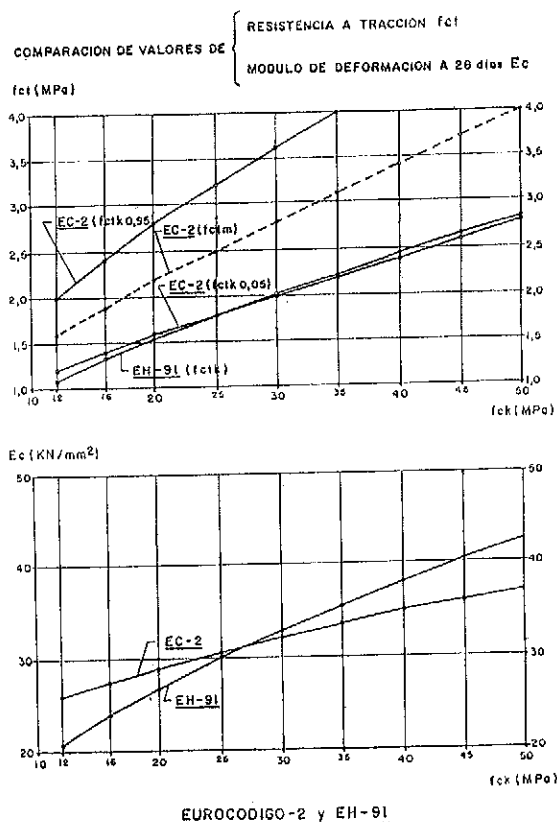
Por tanto, sólo en el caso de armaduras pretesas es EC más exigente que la reglamentación española.

—EC-2 da, para cada clase resistente de hormigón, los valores de resistencia a tracción media (f_{ctm}), superior, con fractil 95% (f_{ctk}

* Jornada de presentación del Eurocódigo 2.
"Estructuras de Hormigón". 5.ª Ponencia.

0,95), e inferior, con fractil 5% ($f_{ctk} 0,05$). La reglamentación española sólo da valores para esta última, si bien, véase gráfico adjunto, con valores muy parecidos a los del EC-2. Sin embargo, EC es más completo, pues determinados comportamientos del hormigón son función de los valores medio o superior de la resistencia a tracción. (Véase figura 1).

—EH da, para el mismo valor de f_{ck} , valores inferiores del módulo de deformación del hormigón, en el caso de hormigones con $f_{ck} \leq 250$ kp/cm² y valores superiores de dicho módulo, para $f_{ck} \geq 300$ kp/cm². (Véase figura 1).



—Retracción y fluencia:

En comparación con el tratamiento extenso de EH y EP, el Eurocódigo sólo da los valores del coeficiente final (a tiempo infinito) de retracción y el de fluencia mediante sendas tablas, función de las siguientes variables:

Retracción a tiempo ∞ : $\epsilon_{cs\infty} = f$ (humedad relativa, espesor ficticio, situación interior/exterior de la pieza).

Fluencia a tiempo ∞ : $\phi(\infty, t_0) =$ (humedad relativa, espesor ficticio, edad a la puesta en carga).

Ambas tablas son válidas para consistencia plástica, según ENV 206 (cono 50 a 150 mm). Para consistencia blanda, deben multiplicarse

sus valores por 1,20 y para consistencia rígida, por 0,70. En el caso de emplear superplastificantes, debe entrarse en las tablas con la consistencia antes de añadir dicho aditivo.

Debe tenerse en cuenta la diferente definición de consistencias en EH y ENV-206.

	Consistencia	Asiento en cm.
EH:	Seca	0-2
	Plástica	3-5
	Blanda	6-9
	Fluida	10-15
ENV-206:	Rígida S1	1-4
	Plástica S2	5-9
	Plástica S3	10-15
	Blanda S4	≥ 16

La comparación entre las tablas 3.3 y 3.4 del Eurocódigo y los valores calculados según EH-91, muestra que el Eurocódigo da valores netamente superiores de la retracción (del orden de un 50% más altos, para humedad relativa 50% y del orden de un 75% más altos, para humedad relativa 80%) mientras que EH da valores moderadamente superiores de fluencia (del orden de un 18% más altos). Esta comparación corresponde a secciones normales, con valor de la relación área/perímetro entre 60 y 230.

Las tablas dadas en el Articulado del Eurocódigo se complementan con el Apéndice 1 del documento, que da expresiones, que proceden de los trabajos del C.E.B., para el cálculo de la retracción y fluencia, en casos donde se requiere mayor precisión.

El Apéndice 1 da también valores más altos de la retracción que la EH. De hecho, el Apéndice 1 coincide con la tabla 3.4 para hormigones de resistencia media, a 28 días, de 30 N/mm², y da valores ligeramente superiores a la tabla, para resistencias inferiores a 30 N/mm², y valores ligeramente inferiores, para resistencias superiores a dicho valor.

3. ACERO DE ARMAR

—Contempla el acero en barras, rollos y mallas electrosoldadas.

—No entra a definir los métodos de fabricación aceptables, las características requeridas, los métodos de ensayo y de comprobación de cumplimiento de especificaciones, para lo que se refiere a la EN 10.080 y documentos semejantes.

—Exige definir en términos de valores característicos, no sólo el límite elástico y la resistencia a tracción, sino también la relación entre ambos, f_t/f_y , el alargamiento bajo carga

máxima y el índice de corrugas, f_r .

—Clasifica los aceros en función de:

Grado (límite elástico).
Clase (según ductilidad).
Diámetro.
Características superficiales.
Soldabilidad.

—En cuanto al grado, el Eurocódigo no da ninguna indicación. El estado de avance de la EN 10.080 parece indicar una tendencia a normalizar sólo un grado de acero (probablemente de $f_y = 500$ MPa) con una reducción del número de diámetros diferentes, lo cual, si bien de gran interés para los fabricantes de acero, no lo es para la economía de las construcciones.

—Clase: Introduce dos clases de ductilidad, alta y normal (distinción inexistente en España), además de prever la posibilidad de una clase S de ductilidad especialmente alta, para zonas sísmicas.

Clase H (ductilidad alta): $\epsilon_{uk} > 5\%$, $[f_t/f_y]_k > 1,08$.

Clase N (ductilidad normal): $\epsilon_{uk} > 2,5\%$, $[f_t/f_y]_k > 1,05$.

siendo ϵ_{uk} el alargamiento bajo carga máxima (valor característico).

Se indica que las barras corrugadas de menos de 6 mm de diámetro no deben ser tratadas como de ductilidad alta.

Define dos tipos de características superficiales:

—Barras corrugadas (alta adherencia).
—Barras lisas (baja adherencia).

Dicha alta adherencia vendrá regulada en la EN 10.080, cuyo borrador hace referencia a su constatación a través del índice de corrugas f_r , función de la geometría de los resaltos o nervaduras de la barra (número de filas de nervios, altura y ángulo de los resaltos, etc.). Es decir, no se exigen ensayos específicos de adherencia tipo pull-out, o beam-test, como exige la EH-91.

—Soldabilidad: Indica que el acero tendrá una soldabilidad adecuada al uso previsto, exigiendo, si se desconoce si un acero es o no soldable, y se requiere esta característica, la realización de ensayos al respecto. No obstante, debe indicarse que el borrador de EN 10.080 contempla sólo aceros soldables, garantizándose esta soldabilidad a través de los requisitos metalúrgicos de composición química del acero que a continuación se indican:

$$C_{\text{equiv.}} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{C_i + M_o + V}{5} + \frac{N_i + Cu}{15} \leq 0,50$$

$$C \leq 0,24 \quad P \leq 0,055 \quad S \leq 0,055 \quad N \leq 0,013$$

donde los contenidos en los distintos elementos

se dan en %. Estos requisitos son semejantes a los de la UNE 36.068, relativa a barras corrugadas de acero soldable.

—Límite elástico real del acero: exige que no sobrepase en más de un cierto porcentaje (que se indicará en la correspondiente normativa) el valor del límite elástico garantizado del acero.

—Otras características: aptitud al doblado, resistencia de las uniones de las mallas electro-soldadas y resistencia a fatiga (para esta última característica, deberá consultarse la futura Parte 1E del Eurocódigo).

4. ACERO DE PRETENSADO

—Contempla el acero en alambres, barras y cordones.

—Como ocurría en el acero de armar, refiere para los métodos de fabricación aceptables, características requeridas, métodos de ensayo y de comprobación de cumplimiento de especificaciones, a la EN 10.138 y documentos semejantes.

—Exige definir en términos de valores característicos, la resistencia a tracción, el límite elástico 0,1% y el alargamiento bajo carga máxima.

—Clasifica los aceros en función de:

Grado (resistencia a tracción y límite elástico 0,1%).

Clase (según relajación).

Diámetro.

Características superficiales.

—En cuanto al grado, el Eurocódigo remite a la EN 10.138, en preparación. Exige que la carga máxima a tracción real del acero, no sobrepase en más de un cierto porcentaje (que se indicará en la correspondiente normativa) el correspondiente valor garantizado.

—Clase: define tres clases, según la relajación.

Clase 1: alambres y cordones de relajación alta.

Clase 2: alambres y cordones de relajación baja.

Clase 3: barras.

Para proyecto, indica que pueden tomarse como valores de relajación a 1.000 horas y 20°C, los siguientes valores de pérdida de tensión (en % de la tensión inicial).

Clase	Acero	σ_{po}/f_{pk}		
		60%	70%	80%
1	Alambres y cordones de relajación alta.	4,5	8,0	12,0
2	Alambres y cordones de relajación baja.	1,0	2,5	4,5
3	Barras	1,5	4,0	7,0

En esta tabla, σ_{po}/f_{pk} es la tensión inicial, expresada en porcentaje de la resistencia característica a tracción.

Estos valores pueden compararse con los de la Instrucción EP, que, para las pérdidas de tensión correspondientes a $\sigma_{po}/f_{pk} = 70\%$ exige:

Alambres de baja relajación (grado R-2): 2,0.
Torzales y cordones de baja relajación (grado R-2): 2,0.

Alambres de relajación normal (grado R-5): 5,0.

Torzales y cordones de relajación normal (grado R-6): 6,0.

Barras: 3,0.

Por otro lado, el Eurocódigo da una indicación de la evolución de la relajación con el tiempo. Así, la pérdida de tensión a 100 horas sería el 55% de la pérdida a 1.000 horas, y la pérdida a muy largo plazo sería [3] veces la pérdida a 1.000 horas.

—Módulo de elasticidad del acero: el Eurocódigo establece, para esta característica, los siguientes rangos:

Alambres y barras: 195-205 KN/mm² (valor medio, 200).

Cordones: 175-195 KN/mm² (valor medio, 190).

EP establece que puede tomarse, en el diagrama de proyecto, el valor (si no existen datos experimentales) $E_p = 1.800.000 \text{ Kp/cm}^2$.

—Ductilidad: a efectos de análisis estructural, el Eurocódigo establece que las armaduras postesas se consideren de ductilidad alta, y las pretesas de ductilidad normal.

—Otras características: el Eurocódigo remite a la norma de aceros de pretensado, en cuanto a profundidad máxima admisible de fisuras longitudinales, resistencia a estados multiaxiales de tensión, y susceptibilidad a corrosión bajo tensión. En cuanto a la resistencia a fatiga, remite a la futura Parte 1E del Eurocódigo. En este sentido, debe decirse que las versiones de borrador del Eurocódigo eran mucho más explícitas, cuantificando en detalle todas estas características.

5. ELEMENTOS PARA PRETENSADO

El Eurocódigo hace una breve referencia, de carácter bastante general, a los anclajes y acopladores, así como a las vainas, remitiendo, para su desarrollo, a las correspondientes Normas o Documentos de Aprobación Europeos.

En cuanto a anclajes y acopladores establece los siguientes requisitos importantes (que no cuantifica) de cara al comportamiento en servicio:

—Eficacia relativa del conjunto tendón-anclaje (o del acoplador) en comparación con el tendón solo, en términos de resistencia a tracción.

—El alargamiento de rotura del conjunto tendón-anclaje (o del tendón acoplado).

—La resistencia a fatiga de dicho conjunto (o del tendón acoplado).

—La carga que puede transferir el anclaje al hormigón, teniendo en cuenta la situación del anclaje en la sección transversal del hormigón, la resistencia de éste, la separación entre anclajes y el armado de la zona de anclaje.

El Eurocódigo (cuyo desarrollo futuro en este sentido parece irá por la línea de las Recomendaciones de la FIP relativas a sistemas de pretensado, que a su vez coinciden con la tendencia de la normativa española actual) se limita, por tanto, a exigir como principio que el conjunto tendón-anclaje y el tendón acoplado tengan características mecánicas suficientes para cumplir los requisitos básicos del Capítulo 2, y que los elementos de anclaje y su disposición sean adecuados para una correcta transferencia del pretensado al hormigón, sin un grado de fisuración inaceptable de la zona de anclaje.

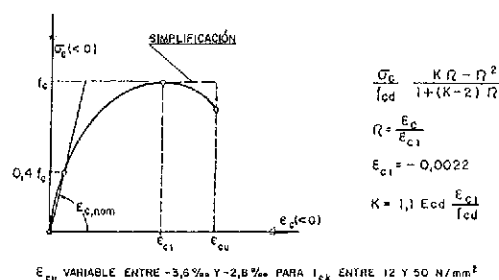
6. DIAGRAMAS TENSION-DEFORMACION DE LOS MATERIALES

a) Hormigón

El Eurocódigo establece una distinción entre diagramas para análisis estructural y diagramas para cálculo de secciones. (Véase figura 2).

DIAGRAMAS TENSION - DEFORMACION DEL HORMIGON

a) PARA ANALISIS ESTRUCTURAL



b) PARA CALCULO DE SECCIONES

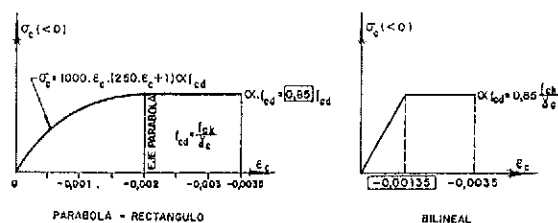


Fig. 2.

Para el análisis estructural no lineal o por métodos plásticos, o para el cálculo de efectos de segundo orden, propone un diagrama, para cargas de corta duración, de tipo parabólico, que coincide con el recogido en la EH-91 en su Artículo 43. "Pandeo", si bien permite la simplificación de sustituir la rama descendente de la parábola por un tramo horizontal. Admite, no obstante, otros diagramas, de resultados concordantes, como el bilineal.

Para el cálculo de secciones, se propone un diagrama parábola rectángulo simplificado, si bien se admiten también otros diagramas que concuerden satisfactoriamente con aquél, como el diagrama bilineal o el rectangular (en éste, acepta un bloque de compresiones de valor $[0,85] f_{cd}$, excepto si el ancho de la sección comprimida se reduce al acercarnos a la fibra extrema comprimida, en cuyo caso será de $[0,80] f_{cd}$).

b) Aceros de armar y de pretensar

Para ambos tipos de acero, y para temperaturas entre -20°C y 200°C , se propone un diagrama bilineal, con vértice en f_{yk} (acero de armar) o en $0,9 f_{pk}$ (acero de pretensar), y limitando la deformación al valor característico del alargamiento bajo carga máxima, ϵ_{uk} .

Para el cálculo de secciones (y también para comprobaciones locales), permite una de las dos hipótesis siguientes:

—Diagrama bilineal, con rama superior

horizontal y sin limitación de la deformación del acero (si bien recomienda limitarla "en algunos casos").

—Diagrama bilineal, con rama superior inclinada, y deformación del acero limitada a $[0,01]$. (Véase figura 3).

En resumen, por tanto, el Eurocódigo únicamente contempla diagramas bilineales, y no considera diagramas curvilíneos de cálculo, como hacen EH y EP para el acero pasivo sin escalón de cedencia netamente marcado, y para el acero de pretensado.

NOTA: De acuerdo con el Eurocódigo 2, los valores numéricos enmarcados (identificados por \square) son indicativos. Los Estados Miembros pueden especificar, en estos casos, otros valores distintos de los indicados.

RESUMEN

Se analizan los requisitos relativos a los materiales (hormigón, acero de armado y pretensado, elementos para pretensado) del Eurocódigo 2, comparándolos con los establecidos en las vigentes Instrucciones españolas EH y EP.

La comparación incluye tipos y clasificación de materiales, propiedades exigidas y diagramas tensión-deformación de los mismos. Se incluye también una comparación de los valores de retracción y fluencia para casos habituales.

SUMMARY

The requirements of materials (concrete, reinforcing steel, prestressing steel, prestressing devices) given in the Eurocode 2 are compared with the corresponding ones in the present Spanish Code for Plain and Reinforced Concrete, EH and Code for Prestressed Concrete, EP.

The comparison includes types and classification of materials, required properties and stress-strain diagrams. It is included also a comparison of values for shrinkage and creep for the most frequent cases.

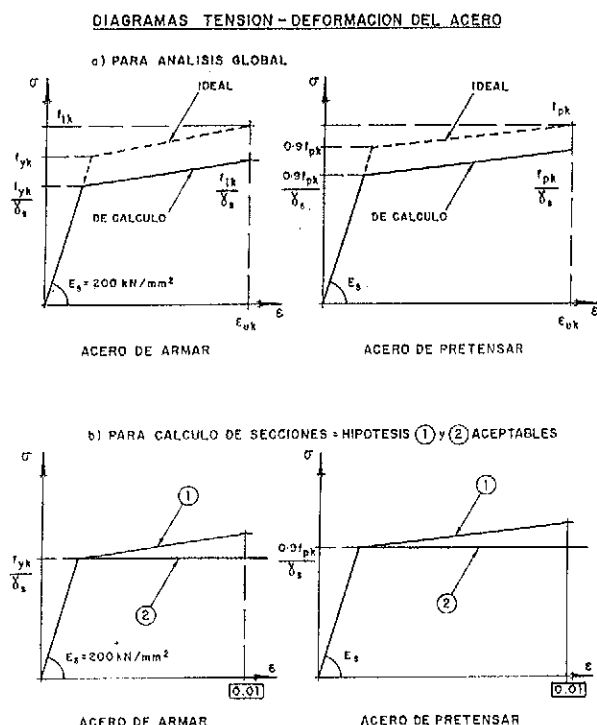


Fig. 3.

Nosotros lo hicimos.



ENSIDESA EN LA EXPO '92

ENSIDESA ha participado activamente en la Expo '92. Proyectos, suministro, fabricación y montaje de estructuras. Llave en mano.

Directamente, o a través de nuestra filial PERFRISA, hemos estado presentes en estas grandes obras :

- Puente de 'La Barqueta'
- Puente del 'V Centenario'
- Puente de 'Las Delicias'
- Puente de 'Chapina'
- Puente de 'La Cartuja'
- Puente 'Reina Sofía'
- Pabellón del Futuro
- Pabellón de Los Descubrimientos
- Edificio Expo
- Pabellón de España
- Pabellón del C.O.I.
- Pabellón de Retevisión
- Pantalla Jumbotón/Sony
- Pabellón U.S.A.
- Pabellón Canada
- Pabellón Cuba
- Pabellón Nueva Zelanda
- Pabellón Papua Nueva Guinea
- Pabellón Asturias
- Pabellón Navarra
- Pabellón La Rioja
- Pabellón Murcia
- Carril del Tren 'AVE'



 Grupo INI

Estados límites últimos (flexión/compresión y pandeo)*

Francisco Morán Cabré
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Instituto de Ciencias de la
Construcción "Eduardo Torroja"
C.S.I.C.

1. FLEXION/COMPRESION

Las disposiciones del EC2 sobre el cálculo de secciones en Flexión/Compresión (art. 4.3.1) son sensiblemente concordantes con las de la EH-91, difiriendo sólo en algunos detalles que se comentan a continuación.

Por una parte, la presentación del EC2 es más ordenada y racional, distinguiéndose entre los Principios P, de carácter general y cumplimiento obligatorio, y las Reglas de aplicación, de carácter particular y uso optativo, que pueden ser sustituidas por otras si se justifica que la seguridad es equivalente.

Por otra, se da un tratamiento unificado a estructuras de hormigón armado y de hormigón pretensado. Ello afecta, en este apartado, al diagrama de pivotes [(art. 4.3.1.2 (2)], que es el mismo que el de la EH-91, pero ligeramente distinto al de la EP vigente (Fig. 1). Esta dife-

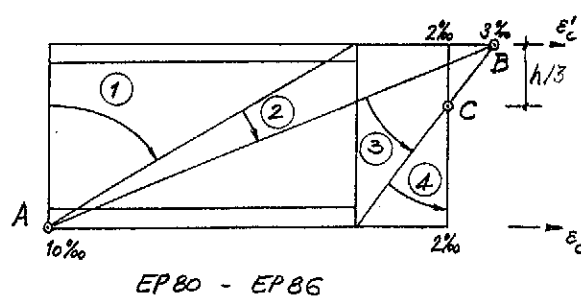
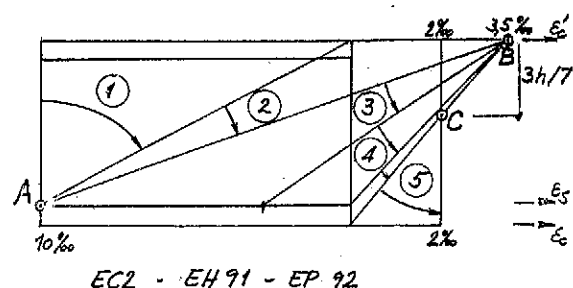
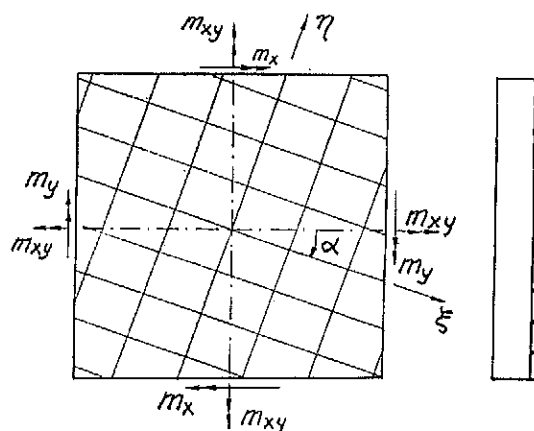


Fig. 1. Diagrama de pivotes.

* Jornada de presentación del Eurocódigo 2 "Estructuras de Hormigón", 6ª Ponencia.

rencia entre los diagramas de hormigón armado y pretensado, de repercusión práctica casi imperceptible, se introdujo en la normativa española por razones teóricas, y desaparecerá en la futura Instrucción EP-92, actualmente en elaboración, en la que se adopta el mismo diagrama de pivotes de la EH-91 y del EC2.

Por último, se trata el caso de armado de zonas de placas en las que las tensiones principales se desvían de la dirección de armado (Fig. 2), estableciéndose que si la desviación es mayor de 15 grados los momentos deben transformarse para obtener los momentos equivalentes en las direcciones de armado. El código Modelo MC-90 da reglas sencillas para efectuar esta transformación.



PARA $\alpha > 15^\circ$ HAY QUE TENER EN CUENTA
LOS MOMENTOS TORSORES m_{xy}
VER FORMULAS EN "MANUAL FLEXION" CEB
Y EN A2.B

Fig. 2. Tensiones principales oblicuas en placas.

2. PANDEO. GENERALIDADES

Frente a las 6 páginas dedicadas en la EH-91 al Pandeo (art. 43), el EC2 presenta el tema a lo largo de 14 páginas, en su artículo 4.3.5 "Esta-

dos Límites Últimos inducidos por deformaciones estructurales (Pandeo)", dedicándole además el Apéndice 3, de otras 8 páginas, que contiene información complementaria sobre el tema. Se trata, pues, de una presentación extensa de un artículo indudablemente importante y complejo, como corresponde al tema tratado, que contiene novedades significativas respecto a la EH. A continuación se analizan las más relevantes de entre estas diferencias.

Como en el caso del ELU de Flexión/Compresión, se aprecia en general un esfuerzo para mejorar la ordenación y la racionalidad de la presentación. En el Apéndice se incluyen tres organigramas destinados a aclarar la marcha de las comprobaciones que hay que efectuar en las distintas situaciones posibles y los artículos aplicables en cada caso (figuras A3.1, 2 y 3). Cabe decir que en el documento actual (Draft original de diciembre de 1989) estos organigramas están mal presentados, resultando muy difícil descifrar el contenido de varias casillas, por el reducido tamaño de la letra y la mala calidad de la reproducción.

Entre los aspectos generales debe destacarse, en primer lugar, el tratamiento de la seguridad [A3.1 (1) y (2) a (6)]. Se admite una reducción en los coeficientes de seguridad para el cálculo de deformaciones en edificios de varios pisos, definiendo como tales los que tengan una altura total sobre cimentación mayor de 22 m. Esto afecta tanto al coeficiente de mayoración de acciones como al de minoración de resistencia del hormigón, pudiéndose reducir ambos en un 10%. Por otra parte, para el cálculo de deformaciones debidas a la fluencia, se admite aplicar a las cargas cuasi-permanentes un coeficiente de mayoración de 1,1.

Respecto a estas deformaciones de fluencia, se admite el principio general de que pueden ignorarse, siempre que conduzcan a un incremento de los momentos de primer orden menor del 10% [A3.4 (8)]. Se trata de un principio puramente teórico, puesto que resulta difícil saber a priori cuál será el incremento de los momentos. Para el estudio de la fluencia se puede aplicar un método general o métodos simplificados, como un diagrama tensión-deformación del hormigón afín, o un aumento de la excentricidad adicional o de la inclinación accidental (véase más adelante). En edificios intraslacionales no prefabricados, pueden, en general, despreciarse las deformaciones de fluencia [A3.4 (9)].

Una diferencia significativa respecto a la normativa española es la obligación de tener en cuenta las imperfecciones geométricas (art. 4.3.5.4), ligadas a las tolerancias constructivas, y que pueden afectar significativamente a los esfuerzos de segundo orden. Es necesario considerar una inclinación general de la estructura [4.3.5.4 (2)] del orden de 1/200. Esta disposi-

ción, análoga a otras recogidas en el Código Modelo del CEB desde 1978, es molesta, pues exige el uso de programas de ordenador y obliga a modificar las coordenadas de los nudos de la estructura. En general, es más sencillo considerar cargas horizontales de efecto equivalente, que resultan ser del 1/200 de las cargas verticales, y que en la práctica suelen ser bastante menores que las de viento o sismo. Por ello, la repercusión práctica de esta regla no es demasiado importante, permitiendo, sin embargo, evitar el olvido completo de las cargas horizontales en el cálculo, bastante extendido todavía, por desgracia, entre algunos proyectistas españoles.

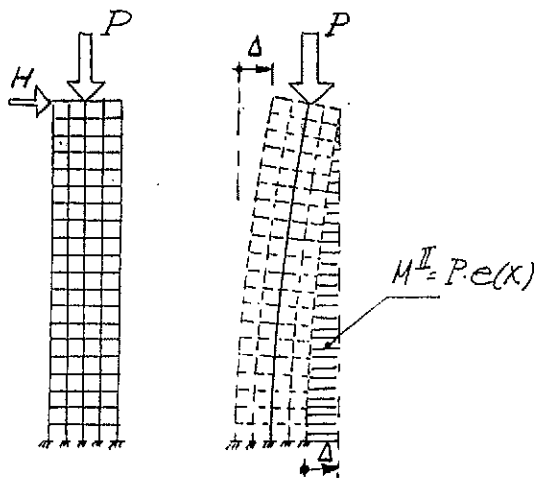
En el caso de piezas comprimidas, las imperfecciones geométricas deben tenerse en cuenta introduciendo una excentricidad adicional [4.3.5.4 (3)], que desempeña un papel análogo al de la excentricidad accidental de la EII, siendo no obstante de carácter muy distinto. Por una parte, no se trata de un valor mínimo de la excentricidad inicial, sino de un valor que hay que añadir a esa excentricidad en cualquier caso, lo que es, en general, más exigente; y por otra, depende, no de las dimensiones de la sección, sino de la longitud de pandeo de la pieza.

El mayor rigor del EC2 se manifiesta también en la obligación de tener en cuenta el comportamiento del suelo en la estabilidad de la estructura [principio A3.1 (9)], lo que está bastante alejado de la práctica común en nuestro país, y en la recomendación de no considerar coeficientes de empotramiento de rigidez demasiado elevada, que conducirían a estimaciones excesivamente optimistas de la longitud de pandeo de los soportes de pórticos, como puede verse en los nomogramas de la figura 4.2.7, equivalentes a los de la EH-91, salvo que en estos últimos no se limita la rigidez de los empotramientos.

3. PANDEO DE ESTRUCTURAS ESBELTAS

Por lo que respecta al pandeo global de estructuras (Fig. 3), el EC2 comienza por clasificarlas, por una parte, en arriostradas y no arriostradas, y por otra en intraslacionales y traslacionales.

La clasificación en arriostradas y no arriostradas (arts. 4.3.5.3.1 (1) y 4.3.5.3.2), inexistente en la EH, viene determinada por la existencia o no de rigidizadores unidos a la cimentación y cuya rigidez a flexión y cortante sea tal que atraigan, al nivel de ésta, al menos el 90% de las cargas horizontales que actúen sobre la estructura. La regla es análoga a la dada en el MC-90 del CEB, si bien en este último se presenta sólo como regla de aplicación particular para edificios, subordinada al principio general de que cualquier estructura puede considerarse arriostrada si consta de una parte arriostrada y de



EFEECTO P-Δ

Fig. 3. Pandeo de pórticos.

elementos rigidizadores tales que la influencia de las cargas horizontales en los esfuerzos de la parte arriostrada es despreciable. Además, en el MC-90 la regla del 90% se precisa indicando que la comprobación se efectuará en un análisis de primer orden con las inercias brutas, y se establece que las estructuras arriostradas pueden calcularse suponiendo que la parte arriostrada no soporta cargas horizontales, mientras que en el EC2 no se aclara cómo se calcula la parte arriostrada, aunque se dice que los rigidizadores deben proyectarse para resistir la totalidad de las cargas horizontales.

Algo más confusa es la clasificación de estructuras en intraslacionales y traslacionales [art. 4.3.5.3.3 (1)]. Se establece, como regla de aplicación, que las intraslacionales son aquellas en las que la influencia de los desplazamientos de los nudos sobre los esfuerzos es despreciable, sin aclarar explícitamente cómo se calculan dichas estructuras. En el MC-90 del CEB dicha regla se enuncia de forma casi idéntica, pero como principio general, aclarando de forma explícita que las estructuras intraslacionales pueden estudiarse en teoría de primer orden.

Por otra parte, en el art. 4.3.5.3.3 (2) se indica que las estructuras de edificación arriostradas con pantallas o núcleos de importancia, pueden suponerse intraslacionales, regla que parece poco precisa, y que se completa con las fórmulas del A3.2 sobre rigidez mínima a flexión de los rigidizadores. Estas fórmulas coinciden con las del comentario al art. 43.3 de la EH-91. Se trata de antiguas fórmulas alemanas obtenidas considerando un rigidizador en ménsula, de inercia constante, en régimen lineal elástico, sometido a una carga vertical uniformemente repartida (ley de ejes triangular) que actúa con excentricidad constante, y obligando a que

dicho rigidizador alcance un equilibrio estable con un momento de segundo orden que no supere en más del 10% al momento de primer orden. Este modelo dista de ser adecuado para el estudio de los rigidizadores en pórticos de edificación reales, por lo que ha sido criticado y eliminado del MC del CEB. Los proyectistas españoles se han quejado de que las fórmulas de la EH aludidas son muy conservadoras, y no es fácil satisfacerlas con rigidizadores de proporciones usuales. Puede comprobarse, por ejemplo, que una pantalla de 3 m de canto y 20 cm de ancho es insuficiente para rigidizar un pórtico de 7 pisos y 4 vanos sometido a cargas habituales.

En el art. 4.3.5.3.3 (3), sin embargo, se da, como regla de aplicación, el criterio de que los pórticos de edificación pueden considerarse intraslacionales si los desplazamientos de primer orden de los nudos no causan un aumento de los esfuerzos de primer orden mayor del 10%, indicando que generalmente basta considerar a estos efectos los momentos flectores relevantes. La redacción de esta regla se ha mejorado respecto a borradores anteriores del EC2, en los que se hablaba de "desplazamientos de los nudos", mientras que ahora se precisa "desplazamientos de primer orden". De esta forma, la regla, que antes era puramente teórica, pasa a tener una fácil aplicación práctica, coincidiendo con la condición del MC-90: que los momentos significativos de dos análisis de primer orden no difieran más del 10%; en el primer análisis se considera la geometría inicial, y en el segundo los movimientos de los nudos del primero.

Por último, en el art. A3.2 (3) y en la figura A3.4 se da una regla válida para pórticos sin rigidizadores, tomada de normas americanas, que indica que pueden considerarse intraslacionales, y por tanto insensibles a efectos de segundo orden, si los soportes de cada piso, considerados individualmente, tienen una esbeltez limitada. A juicio del ponente, esta regla contiene un error grosero de concepto, pues la limitación de la esbeltez individual de los soportes de un pórtico es condición necesaria, pero no suficiente, para la estabilidad de éste.

En cuanto a la EH-91, la fuerte exigencia de la condición de intraslacionalidad (fórmulas alemanas comentadas más arriba) se suaviza mediante la inclusión, en el comentario al art. 43.4, de la condición según la cual se admite la aplicación del análisis de primer orden a los pórticos de menos de 15 pisos cuyo desplazamiento máximo en cabeza, bajo cargas horizontales características, calculado en teoría de primer orden y con rigideces brutas, no supere 1/750 de la altura total. Esta condición procede de estudios de pórticos en teoría de segundo orden, realizados por J.P. Gutiérrez en el Instituto Torroja, y permite evitar, en muchos casos,

una aplicación de la teoría de segundo orden necesaria en principio para los pórticos traslacionales.

En los casos en los que no es posible cumplir la limitación anterior, que son cada vez más frecuentes en la práctica, resulta necesario el análisis no lineal general, en teoría de segundo orden. Este análisis es un proceso múltiplemente iterativo (fig. 4) que puede exigir un

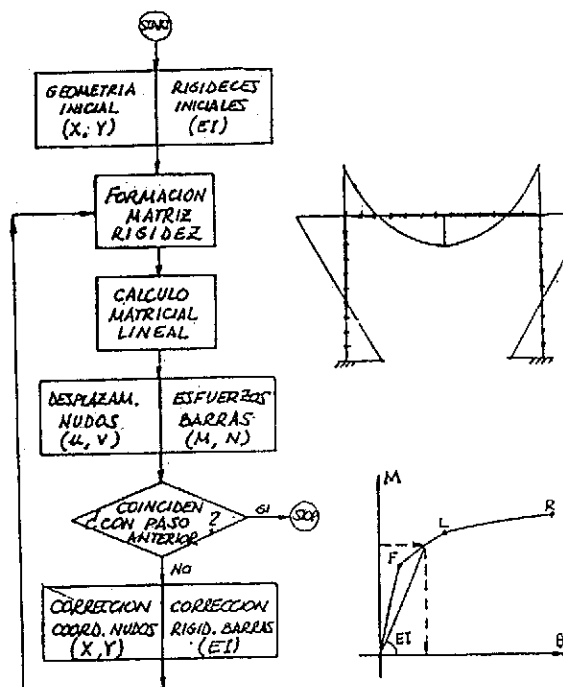


Fig. 4. Cálculo no lineal marcha del proceso.

esfuerzo numérico superior en dos o tres órdenes de magnitud (de 100 a 1.000 veces) al del análisis lineal de primer orden habitual. Como en él la rigidez de las piezas depende de los esfuerzos y del armado, debe separarse el análisis del dimensionamiento: hay que armar primero el pórtico y luego comprobar las secciones de sus piezas con los esfuerzos resultantes, modificando las armaduras siempre que sea necesario o conveniente y repitiendo el análisis si los cambios son relevantes. Además, es preciso realizar análisis separados para las distintas hipótesis de carga, no siendo válido el principio de superposición. Los programas de análisis de segundo orden deben estar adaptados, no sólo a la normativa de cada país, sino a los criterios de armado de cada proyectista. Todo ello dificulta enormemente la aplicación del análisis no lineal de estructuras y coloca a los proyectistas en una situación comprometida en los casos en los que dicho análisis es requerido por la norma.

Debido a ello, son de gran interés los métodos aproximados que permiten evitar el análisis no lineal. A este respecto, al art. A3.5 (3) incluye una referencia a métodos simplifica-

dos para pórticos regulares, que reducen el análisis no lineal a otro de primer orden con cargas horizontales aumentadas, que simulan los efectos de segundo orden, aunque no se detallan dichos métodos, indicando sólo sus condiciones de empleo, es decir, cuándo los pórticos pueden considerarse regulares, lo que resulta ilógico, ya que no parece que pueda restringirse el campo de aplicación de un método simplificado sin especificar cuál es éste. En el MC-90 del CEB existe información más precisa sobre uno de estos métodos simplificados.

Resumiendo las ideas anteriores, las disposiciones del EC2 sobre pórticos arriostrados y pórticos intraslacionales, proporcionan, pese a las críticas que cabe hacer a las mismas, criterios que mejoran los de la Instrucción Española en un terreno difícil y delicado, por lo que deben servir de referencia complementaria muy útil a los proyectistas españoles.

4. PANDEO DE PIEZAS ESBELTAS

La primera diferencia importante, respecto al pandeo de piezas aisladas, entre el EC2 y la EH-91 es el límite de esbeltez, que separa el campo de las piezas cortas, en las que pueden despreciarse los efectos de segundo orden, del de las esbeltas. En la EH dicho límite viene definido por una esbeltez mecánica de 35, que equivale a una geométrica de 10 en piezas de sección rectangular. En el EC2 [art. 4.3.5.3.5 (2)] el límite de esbeltez se establece en el mayor entre dos valores, 25 y $15/\sqrt{v}$, el segundo de los cuales refleja la influencia del axil reducido. La primera limitación, más exigente que la de la

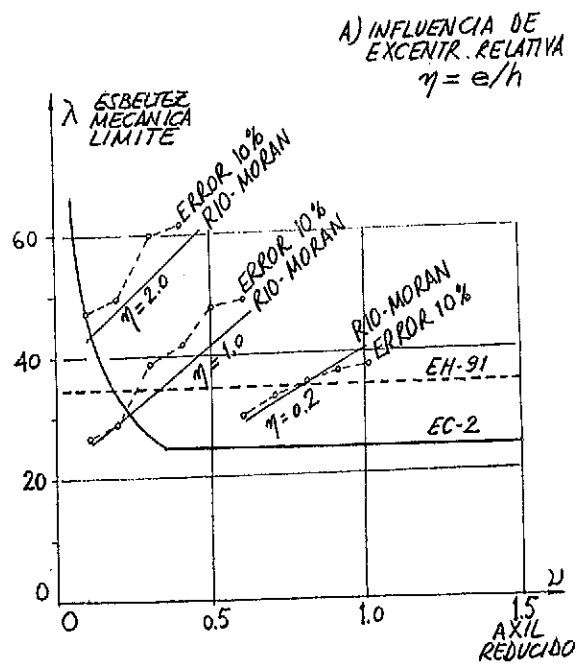


Fig. 5. Pandeo de piezas, límites de esbeltez.

EH, permite evitar algunos casos, relativamente raros, en los que ésta daba lugar a errores mayores del 10% del lado de la inseguridad. La segunda proviene de trabajos italianos que parten de un planteamiento de base incorrecto, y que para piezas con esfuerzos axiales reducidos bajos, puede conducir a sobreestimaciones muy fuertes de la capacidad portante, como indican estudios realizados por el ponente y su colaboradora la Dra. Río (fig. 5).

Para piezas pertenecientes a estructuras intraslacionales, si como es frecuente los momentos en los extremos son distintos, es posible aumentar el valor del límite de esbeltez. El artículo 4.3.5.5.3 (2) indica que, en estas piezas, el primero de los límites anteriores (25) puede multiplicarse por el factor $(2 - e_{01}/e_{02})$, que depende de la relación entre las excentricidades en los extremos de la pieza, variando de 1 para excentricidades iguales, a 3 para excentricidades opuestas (nada se dice, sin embargo, del segundo límite de esbeltez). Los estudios del ponente, antes aludidos, demuestran que dicha elevación del límite de esbeltez es perfectamente admisible, quedando muy del lado de la seguridad (fig. 6).

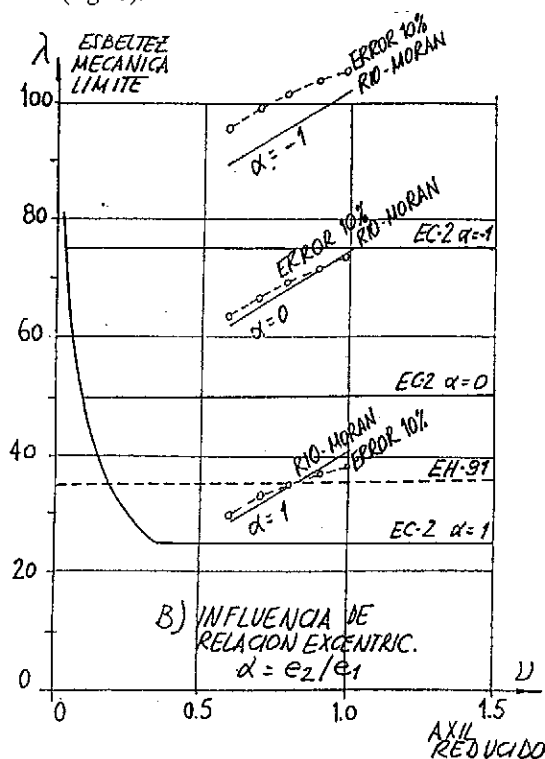


Fig. 6. Límites de esbeltez.

Para columnas de sección constante, el art. 4.3.5.6.2 especifica que los efectos de segundo orden pueden tenerse en cuenta sumando, a la excentricidad inicial de la carga, una excentricidad adicional debida a las imperfecciones y una excentricidad debida a los efectos de segundo orden. Como se ha dicho más arriba, la exen-

tricidad adicional es de carácter distinto a la de la EH-91, que es una excentricidad accidental mínima que se aplica sólo cuando la inicial es inferior a ella.

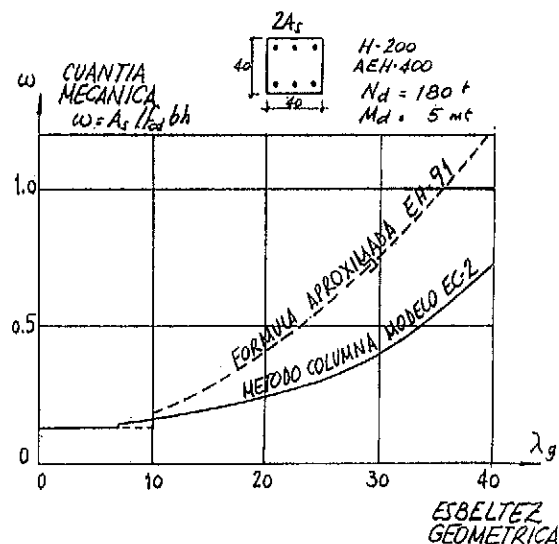


Fig. 7. Método aproximado.

Para calcular la excentricidad de segundo orden, la EH presenta una fórmula aproximada, válida para esbelteces mecánicas no superiores a 100, y que por lo general es bastante conservadora (fig. 7). El EC2, en su artículo 4.3.5.6.3, presenta fórmulas basadas en el Método de la Columna Modelo. La aplicación del método está limitada a esbelteces de 140, aunque su precisión es muy buena, incluso para esbelteces bastante mayores. Otras condiciones que impone el EC2 a la aplicabilidad del método son que la excentricidad de primer orden debe ser mayor que el décimo del canto, y que la sección debe ser rectangular o circular.

El mayor rigor del EC2 respecto a la EH-91 se manifiesta, en el campo del pandeo de piezas aisladas solicitadas en flexión recta, en la exigencia de comprobar las mismas frente al pandeo en la dirección del eje normal al de la flexión de primer orden [art. 4.3.5.5.3 (3)], exigencia que figuraba de forma explícita en anteriores ediciones de la EH pero que fue suprimida a partir de la EH-80. Debe aclararse que, aunque no es necesario considerar una excentricidad inicial en la dirección del eje secundario, tampoco se permite, como se hacía en la antigua EH-73 y anteriores, prescindir de la excentricidad en la dirección del eje principal, lo que sólo se comprendía por el deseo de evitar un problema de flexión esviada, problema que surge al aplicar el EC2 siempre que la pieza tenga mayor esbeltez para el pandeo en la dirección del eje secundario.

Por fortuna, el problema de pandeo en flexión esviada que se presenta en estas comprobaciones de pandeo en la dirección del eje

secundario es uno en el que una de las dos flexiones es dominante (la del plano principal). El artículo 4.3.5.6.4 del EC2 permite efectuar, en el caso de que la resultante esté situada en las proximidades de los ejes de la sección (relación de excentricidades relativas inferior a 1/5 o superior a 5, figura 4.31), comprobaciones separadas en los dos planos principales, evitando la necesidad de efectuar una comprobación de pandeo en flexión oblicua propiamente dicho, aunque estableciendo la consideración de un ancho de sección reducido si la excentricidad principal supera el 20% del canto correspondiente [art. 4.3.5.6.4 (3) y figura 4.32)].

El problema del pandeo en flexión esviada, por tanto, recibe alguna atención en el EC2, que si bien no puede considerarse suficiente a todos los efectos, representa un avance importante respecto a la EH-91, que no dice nada al respecto, dejando a los proyectistas españoles ante un vacío, tanto más significativo cuanto que este problema se presenta en edificación con mucha frecuencia y con graves características, como sucede por ejemplo en el caso de edificios con forjados reticulares, en los que los soportes, de esbeltez elevada por el débil empotramiento que les proporcionan los forjados, deben resistir momentos importantes en las dos direcciones.

El tratamiento de las piezas esbeltas se completa con una indicación respecto al pandeo lateral de vigas (art. 4.3.5.7), que establece límites de esbeltez para estas piezas, por debajo de los cuales el problema puede despreciarse. Este es un problema no tratado en la Instrucción Española. A este respecto debe decirse que el Código Modelo MC-90 contiene reglas más detalladas.

5. CONCLUSIONES

Como se ha visto en los párrafos antecedentes, el Eurocódigo EC2 no contiene aportaciones de importancia respecto a la Instrucción Española EH-91 en el tratamiento del Estado Límite Último de Flexocompresión. En cambio, el tratamiento del Estado Límite Último de Pandeo sí que contiene aportaciones significativas, aclarando un tema de actualidad y cubriendo algunas de las lagunas que presenta la normativa española.

La presentación del EC2 es más extensa y completa que la de la EH, y al mismo tiempo más ordenada y racional, incluyendo organigramas aclaratorios de la marcha que hay que seguir en las comprobaciones de estructuras y piezas esbeltas.

El tratamiento del EC2 es, en general, más riguroso que el de la EH, incluyendo, por una parte, la exigencia de la consideración de imperfecciones en la geometría de la estructura, y de la deformabilidad del suelo en la evaluación de

los efectos de segundo orden, y por otra, del pandeo lateral en piezas aisladas. A cambio, se matiza el tratamiento de la seguridad, permitiendo el uso de coeficientes de mayoración de acciones y de minoración de resistencias reducidos, en el cálculo de las deformaciones que causan dichos efectos.

En el campo del pandeo global de estructuras esbeltas, se dan indicaciones valiosas que permiten clasificar estas estructuras en arriostradas o no arriostradas, y en intraslacionales o traslacionales. Mediante estos criterios es posible, en ciertos casos, evitar el análisis no lineal general, cuya aplicación es un problema difícilmente abordable para los proyectistas medios, incluso con las actuales herramientas de cálculo.

En el campo del pandeo de piezas aisladas se presentan nuevos límites de esbeltez que permiten tener en cuenta la influencia beneficiosa del cambio de signo de los momentos de primer orden, en soportes pertenecientes a pórticos intraslacionales; se dan fórmulas para la aplicación del Método de la Columna Modelo, más preciso que el método aproximado de la EH, y se dan indicaciones para el tratamiento de algunos casos de pandeo en flexión esviada y de pandeo lateral de vigas esbeltas.

Pese a algunos defectos de detalle y a algunas carencias, parcialmente subsanadas en normas más recientes, como el Código Modelo del CEB, MC-90, en la redacción de cuyo capítulo de Pandeo ha colaborado el ponente, la presentación del tema en el EC2 significa un paso adelante de importancia, que debe ser acogido con gran interés por los proyectistas españoles. El tema no puede considerarse cerrado; por el contrario, subsisten lagunas importantes que obligarán a un esfuerzo en los próximos años.

RESUMEN

Se presenta un análisis crítico de las disposiciones relativas a los Estados Límites Últimos de Flexión-Compresión y Pandeo, contenidas en el Eurocode EC-2. Estas disposiciones se comparan con las de las Instrucciones Españolas EH-91 (Hormigón en masa y armado) y EP-80 (Hormigón Pretensado), indicando cuáles son las diferencias más relevantes entre ambas normativas.

SUMMARY

A critical analysis of the Eurocode EC-2 is presented, referred to the clauses on the Ultimate Limit States of Bending-Compression and Buckling. A comparison is made with the Spanish Codes EH-91 (Plain and Reinforced Concrete) and EP-80 (Prestressed Concrete). The main differences between the Spanish Codes and the EC-2 are pointed out.

Estados límites últimos (cortante, torsión y punzonamiento)*

Santiago Pérez-Fadón
Inmaculada Roche Jiménez
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Ferrovial, S.A.

1. INTRODUCCION

Esta comunicación se preparó para la "Jornada de presentación del Eurocódigo nº 2" que se celebró en el CEDEX de Madrid el 4-II-92.

En esta comunicación se analizan los estados límites últimos de Cortante, Torsión y Punzonamiento, correspondientes a los apartados 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 de la versión 89 del Eurocódigo Nº 2.

El análisis realizado se basa en la comparación de los métodos de cálculo y dimensionamiento contenidos en el Eurocódigo Nº 2 (en adelante EC-2) con los correspondientes de la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de Obras de Hormigón en masa o armado", versión 1991 (en adelante EH-91).

Esta comparación no pretende ser exhaustiva sino que intenta destacar aquellos aspectos del Eurocódigo cuyas diferencias con la normativa española actual nos han parecido más significativas.

2. ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA POR ESFUERZO CORTANTE

2.1. Modelo de cálculo que se emplea

El método de cálculo que emplea el EC-2 sirve indistintamente para vigas o losas y también es de aplicación en el caso de piezas pretensadas o pilares sometidos a esfuerzos cortantes.

La Instrucción EH-91, sin embargo, distingue, por una parte, los elementos lineales y los superficiales con armadura, y por otra los elementos superficiales sin armadura. Además, da una regla, de carácter general, para dimensionar una sección cualquiera sometida a tensiones tangenciales.

El modelo de cálculo que se emplea como base de la formulación que aparece en el Eurocódigo es, al igual que en la EH-91, la analogía de la celosía de Ritter-Morsch, con un término adicional para tener en cuenta la resistencia a cortante de la cabeza comprimida del hormigón.

A pesar de tratarse de un modelo clásico bien conocido por los especialistas en cálculo de estructuras de hormigón armado o pretensado, lo hemos recogido en las figuras 1, 2 y 3 porque las fórmulas que del modelo se derivan ayudan a entender las fórmulas propuestas en el EC-2.

La figura 1 justifica la formulación de la resistencia a tracción de la armadura transversal

$$V_s = \sigma_a \cdot A_a \cdot 0,9 \cdot d \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha / s$$

La figura 2 justifica la formulación de la resistencia a compresión de la biela de hormigón.

$$V_c = \sigma_c \cdot b_w \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

La figura 3 justifica el decalaje de la ley de esfuerzos.

$$\text{Decalaje} = \frac{z}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \cdot V_s$$

Para el cálculo y dimensionamiento de una sección, el EC-2 se basa en tres valores de la resistencia a cortante de una sección:

— V_{rd1} es el valor de la resistencia a cortante de una sección sin armadura transversal. Equi-

* Jornada de presentación del Eurocódigo 2 "Estructuras de Hormigón", 7.ª Ponencia.



$$V_c = \sigma_c b_w Z (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

ANALOGIA DE LA CELOSIA DE RITTER-MORSCH (COMPRESION)

valdría, en la EH-91, a la contribución del hormigón a la resistencia a cortante, V_{cp} :

— V_{rd2} es la resistencia a cortante máxima de una sección para que no se produzca el fallo por compresión de una biela. Equivaldría, en la EH-91, al valor V_{w1} .

— V_{rd3} es la resistencia a esfuerzo cortante de una sección con armadura. Equivaldría, en la EH-91, al valor V_{u2} , esfuerzo cortante de agotamiento por tracción, en el alma.

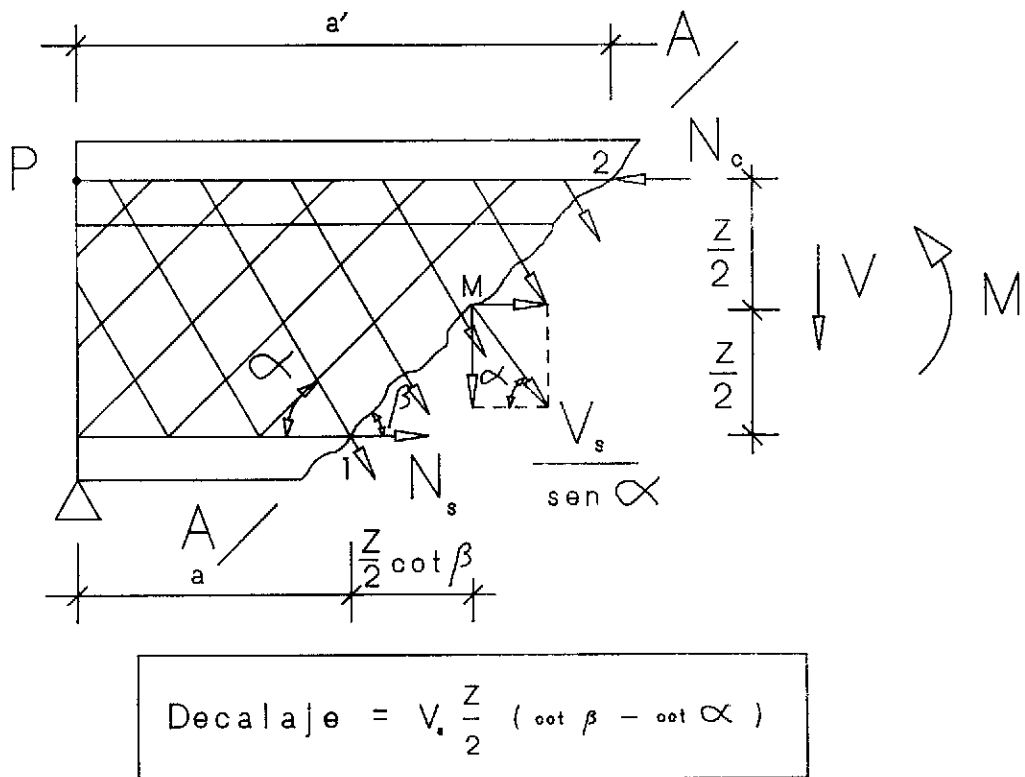
En lo que sigue se analizan las expresiones equivalentes de una y otra norma comparando, mediante diagramas, los valores correspondientes a distintos parámetros.

2.2. Contribución del hormigón en la resistencia a cortante

En el EC-2 el valor de la resistencia a cortante de una pieza sin armadura transversal, o bien la contribución del hormigón a dicha resistencia en una con armadura, viene dada por la expresión:

$$V_{rdl} = [\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

En la instrucción española EH-91, se dan valores diferentes para vigas y losas con armadura, por una parte, y para losas sin armadura por otra.



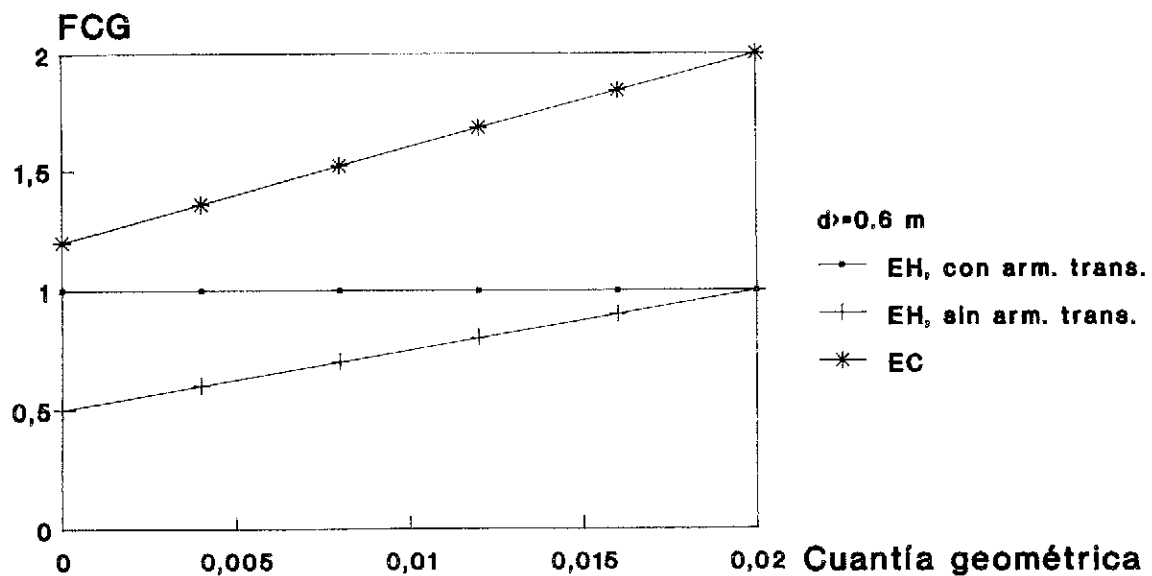
ANALOGIA CELOSIA RITTER-MORSCH (DECALAJE)

Fig. 3.

EH, con arm. trans: 1

EH, sin arm. trans: $0.5 \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot r_1)$

EC: $k \cdot (1.2 + 40 \cdot r_1)$



FACTOR DE CUANTIA GEOMETRICA (FCG)
COLABORACION DEL HORMIGON PARA CORTANTE

Fig. 4.

Para vigas y losas con armadura transversal:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d$$

Para losas sin armadura transversal:

$$V_{u2,d} = 0,5 \cdot f_{cv} \cdot \xi \cdot (1 + 50 \cdot \rho_l) \cdot b_w \cdot d$$

Particularizando la fórmula dada en el EC-2 para el caso de piezas no comprimidas, quedaría:

$$V_{rd1} = \tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot b_w \cdot d$$

Teniendo en cuenta que la expresión de K y ξ es idéntica en las dos normas: $\xi = k = 1,6 - d \geq 1$ y que b_w y d tienen el mismo significado en ambos códigos, no queda si no comparar, por una parte, el factor de cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada, que en el caso del EC-2 es:

$$FCG_{EC2} = 1,2 + 40 \cdot \rho_l$$

y en el caso de la norma española es:

$$FCG_{EH91} = (1 + 50 \cdot \rho_l) \cdot 0,5$$

teniendo en ambos casos ρ_l el mismo significado de cuantía geométrica de la armadura longitudinal de tracción,

$$\rho_l = A_{sl}/b_w \cdot d \leq 0,02$$

y por otra parte, la resistencia básica a tensión tangencial del hormigón, que en el caso del EC-2 es:

$$\tau_{rd} = 0,25 \cdot 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} / 1,5 \quad (\tau_{rd} \text{ y } f_{ck} \text{ en N/mm}^2)$$

y en el caso de la EH-91 es:

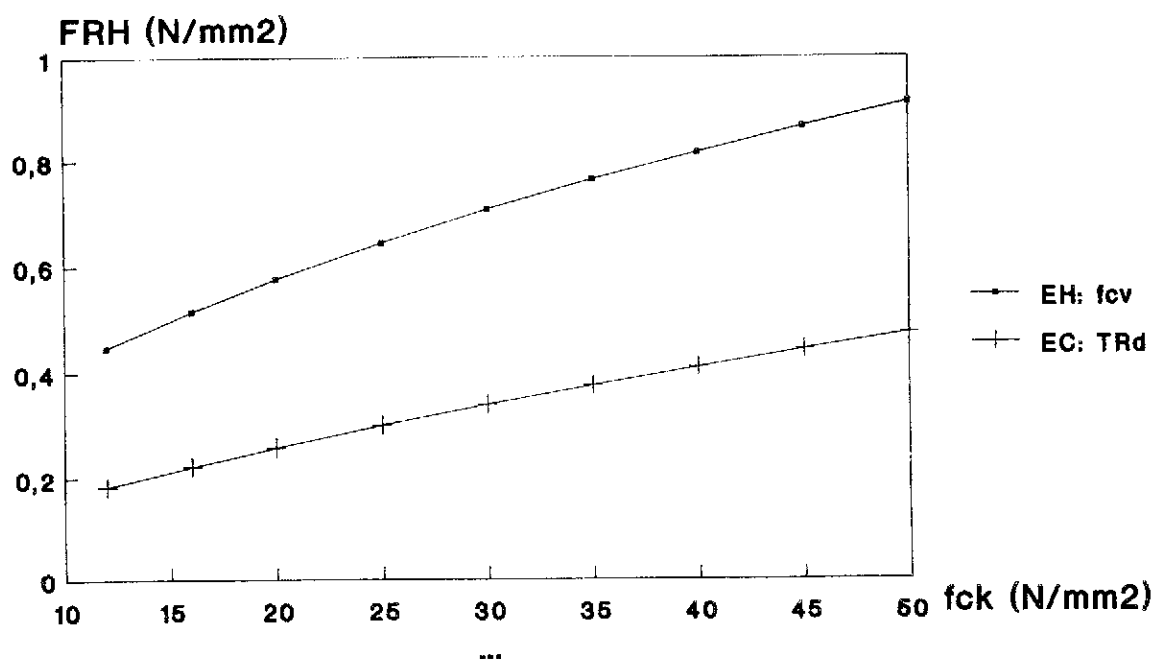
$$f_{cv} = 0,5 \sqrt{f_{cd}} \quad (f_{cv} \text{ y } f_{cd} \text{ en Kg/cm}^2)$$

Las curvas de la figura 4 representan, para cuantías geométricas variables entre 0 y 0,02, el factor de cuantía geométrica resultante según las fórmulas de la EH-91 para vigas y losas con armadura, por una parte, y para losas sin armadura, por otra, y según la fórmula del EC-2. Se puede observar que el F.C.G. del EC-2 es del orden del doble que el de la EH-91, en el caso de losas sin armadura de cortante. También sería del mismo orden en el caso de vigas y losas con armadura y cuantías altas. Sin embargo, en el caso de cuantías bajas, en vigas y losas con armadura, el F.C.G. del EC-2 alcanza valores de hasta sólo 1,2 veces el F.C.G. de la EH-91.

En cuanto al factor de resistencia del hormigón a tensiones tangenciales, en la figura 5, se observa que la curva de la EH-91 es del orden de más del doble que la del EC-2.

EH: $f_{cv} = 0,05 \cdot \sqrt{(f_{cd} \cdot 10)}$ en N/mm²

EC: $TR_d = 0,25 \cdot 0,21 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} / Y_c$

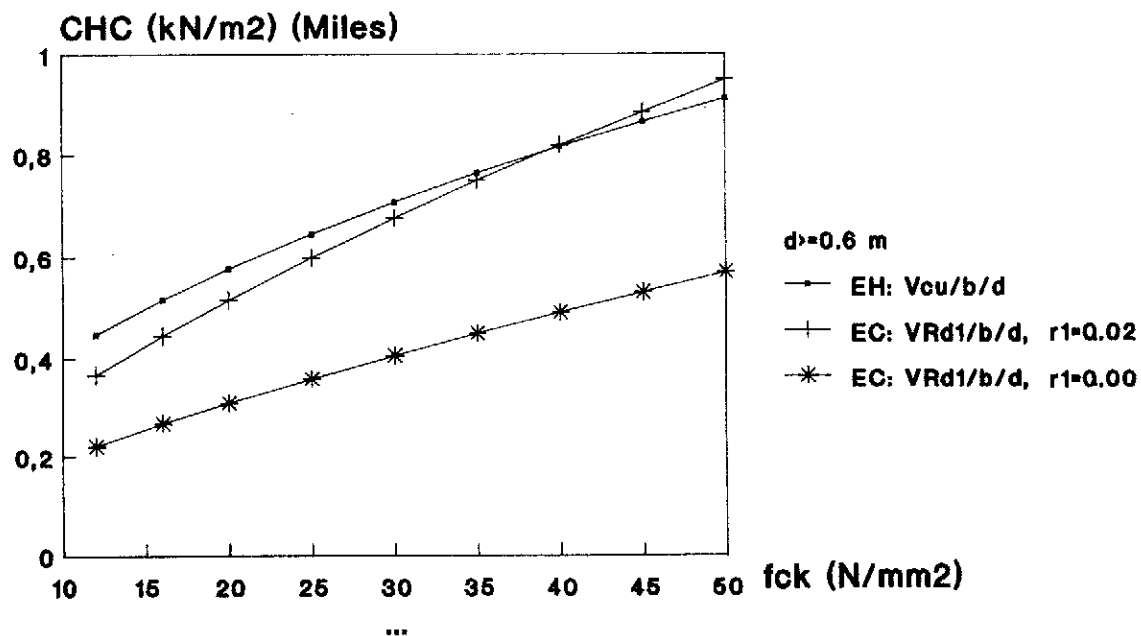


**FACTOR DE RESISTENCIA DEL HORMIGON (FRH)
COLABORACION DEL HORMIGON PARA CORTANTE**

Fig. 5.

$$EH: V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d$$

$$EC: VRd1 = TRd \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot r_1) \cdot b \cdot d$$

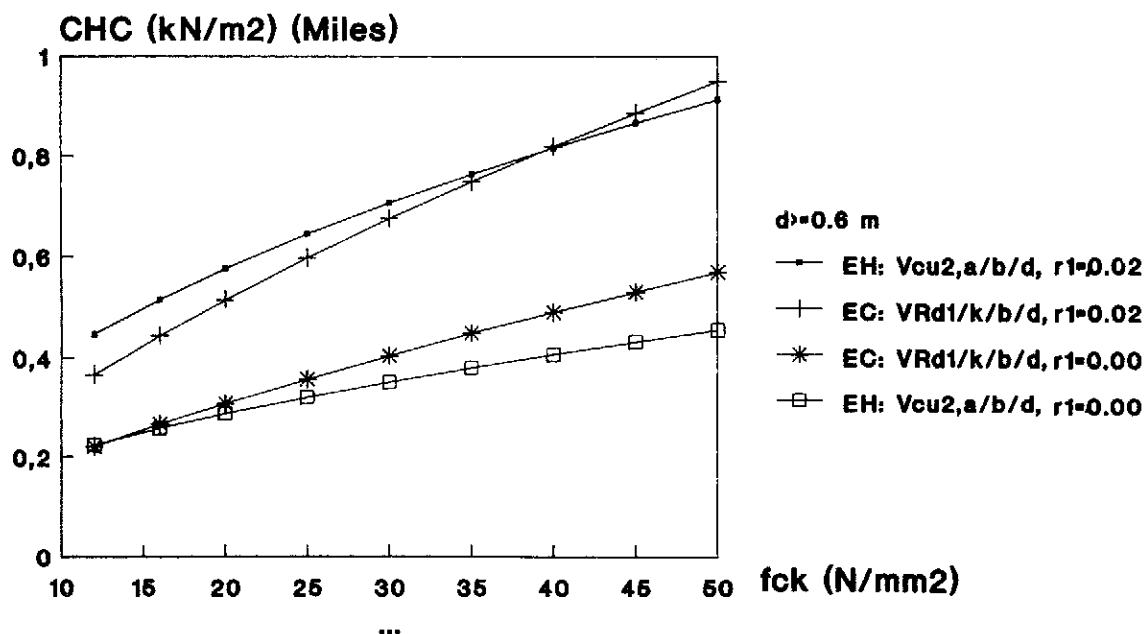


COLABORACION HORMIGON A CORTANTE (CHC) ELEMENTOS CON ARMADURA TRANSVERSAL

Fig. 6.

$$EH: V_{u2,a} = 0.5 \cdot f_{cv} \cdot b \cdot d \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot r_1)$$

$$EC: VRd1 = TRd \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot r_1) \cdot b \cdot d$$



COLABORACION HORMIGON A CORTANTE (CHC) ELEMENTOS SIN ARMADURA TRANSVERSAL

Fig. 7.

El producto de ambos factores da la colaboración del hormigón a resistir el esfuerzo cortante. En la figura 6 se ha representado este producto para vigas y losas con armadura transversal. En esta figura se observa que, para cuantías geométricas altas de la armadura longitudinal ($\geq 0,02$), la coincidencia entre ambas instrucciones es muy buena (el mayor F.C.G. del EC-2 se compensa casi exactamente con el menor C.H.C. del EC-2). Sin embargo para cuantías más bajas el EC-2 da valores hasta de la mitad que la EH-91.

En la figura 7 se presenta el mismo producto para elementos superficiales tipo losa sin armadura transversal. Se puede observar que, en este caso, la coincidencia entre ambos códigos es muy buena, tanto para cuantías altas como para cuantías bajas.

2.3. Cortante de agotamiento por compresión

El EC-2 establece un valor último para el cortante que, en una sección, produciría el agotamiento por compresión en las almas de la pieza. Este valor viene dado por la expresión

$V_{rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$
que en el caso particular de armadura transver-

sal a 90° (cercos o estribos) y bielas a 45° se simplifica en:

$$V_{rd2} = 0,45 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

con el factor v

$$v = (0,7 - f_{ck}/200) \geq 0,5 \quad (f_{ck} \text{ en N/mm}^2)$$

En el caso de la EH-91, el cortante último que produciría el agotamiento por compresión en el alma, viene dado por la expresión:

$$V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot b \cdot d \leq 0,45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

que en el caso de barras levantadas y estribos normales al eje de la pieza se simplifica en:

$$V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

En la figura 8 se muestran, en función de la resistencia del hormigón, los valores de los cortantes de agotamiento por compresión en el alma, dados por ambos códigos, en el caso particular de armadura transversal a 90° y bielas de compresión a 45° . Se observa que la coincidencia es muy buena para valores bajos de la resistencia y que en los valores más altos (400 kg/cm^2 a 500 kg/cm^2) la norma EH-91 proporciona valores del orden de 1,33 veces los del EC-2. En el fondo, la cuestión estriba en el valor a que se limita la compresión que el cortante produce en el alma. La norma española lo limita, en

EH: $V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$

EC: $V_{Rd2} = 0.45 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$

$v = 0.7 - f_{ck}/200 \geq 0.5$ (f_{ck} en N/mm²)

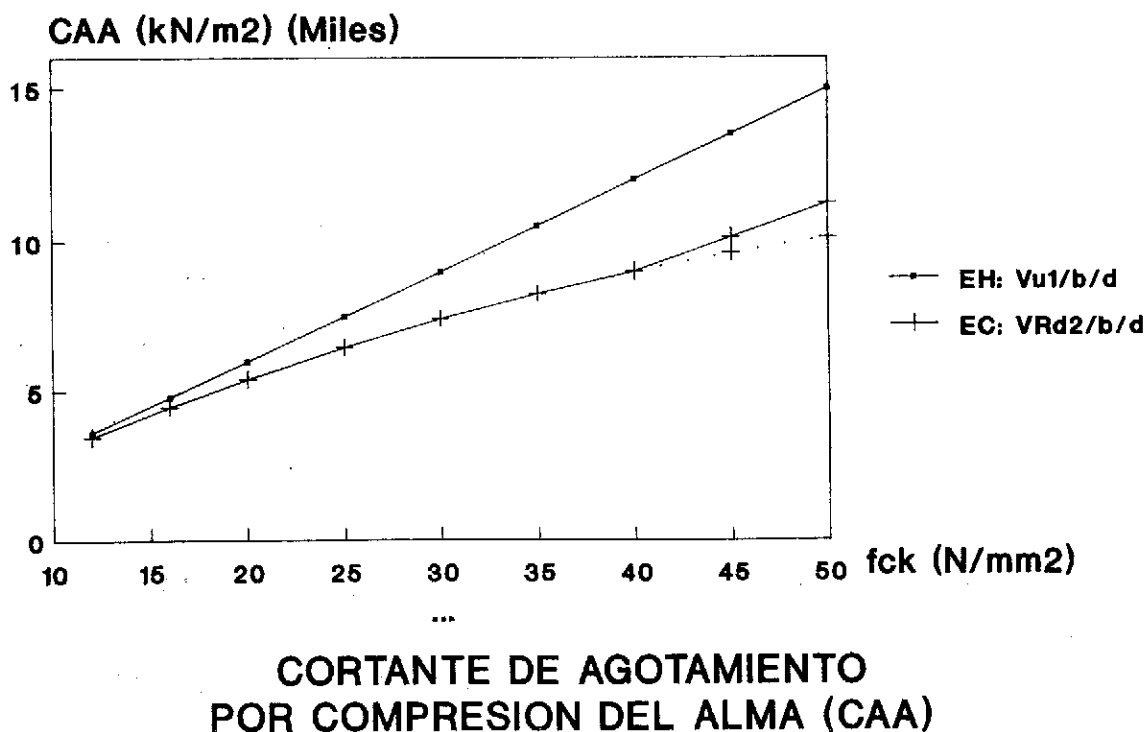


Fig. 8.

todos los casos, al 0,67 de la resistencia de cálculo, en tanto que el EC-2 introduce un factor ν que varía desde 0,64 en hormigones de 125 kg/cm², hasta 0,5 en hormigones de 400 kg/cm², o más, de resistencia característica.

2.4. Celosía con bielas de inclinación variable*

En EC-2 se distinguen dos métodos para el dimensionamiento a cortante de secciones con armadura transversal: el método estándar y el método de la celosía con bielas de inclinación variable.

El método estándar es equivalente al descrito en EH-91, y define el cortante de agotamiento de una sección con armadura transversal, como la suma de la contribución del hormigón por una parte, y la de la armadura transversal por otra:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

El sumando V_{cd} ya fue analizado en el apartado 2.2.

El término V_{wd} es equivalente al que se obtiene, en el apartado 2.1 del presente artículo, del modelo de la celosía de Ritter-Morsch, con inclinación de bielas de 45°, e idéntico al que aparece en EH-91:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

El método de la celosía con bielas de inclinación variable, para el dimensionamiento de secciones a cortante, no se trató en la comunicación preparada para la "Jornada de presentación del Eurocódigo nº 2" por falta de tiempo disponible. Sin embargo, ha parecido oportuno incluirlo en este artículo como un *apartado adicional* dada su novedad y el interés de su aplicación en gran número de casos.

En este apartado se explica la aplicación del método, se establecen cuáles son los casos en los que su utilización presenta ventajas y se cuantifican éstas, con ayuda de gráficos adimensionales.

El método de la celosía con bielas de inclinación variable permite elegir dicho ángulo de las bielas de hormigón comprimidas, θ , dentro de los siguientes límites propuestos:

$$0,4 < \cot \theta < 2,5$$

en el caso de vigas con armadura longitudinal constante, y

$$0,5 < \cot \theta < 2,0$$

cuando se ha escalonado dicha armadura.

Además, hay que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

* Apartado adicional.

La inclinación de la biela θ , debe ser tal que la sección pueda resistir la compresión en el alma inducida por el cortante. Esta condición viene expresada por la siguiente fórmula:

$$V_{Rd2} = b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

siendo:

$$\nu = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \quad (f_{ck} \text{ en N/mm}^2)$$

Por otra parte, dada una inclinación θ de la biela y un cortante de cálculo, la armadura transversal necesaria viene dada por la siguiente fórmula:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

con la limitación:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_y}{b_w \cdot s} \leq \frac{1/2 \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\sin \alpha}$$

Esta limitación indica que en una determinada sección de hormigón, no se puede colocar más armadura transversal de la que corresponde al cortante de agotamiento por compresión del alma, con la biela inclinada $\theta = 45^\circ$.

Finalmente, hay que considerar un incremento de tracción en la armadura longitudinal, por encima de la deducida teniendo en cuenta únicamente el momento flector. La expresión de la tracción en la armadura longitudinal es:

$$T_d = \frac{|M_{sd}|}{z} + \frac{1}{2} \cdot |V_{sd}| \cdot (\cot \theta - \cot \alpha), \text{ donde:}$$

$$z \approx 0,9 \cdot d \cdot d$$

Para tener en cuenta este incremento, se aplica la regla del "decalaje" de la ley de momentos flectores con un valor:

$$(\cot \theta - \cot \alpha) \cdot \frac{z}{2} \leq 0,9 \cdot d \cdot \frac{(\cot \theta - \cot \alpha)}{2}$$

Este decalaje supone de hecho una prolongación de la armadura longitudinal.

Para ilustrar la aplicación del método, se han preparado los tres gráficos de la figura 9, en los que se ha representado, siempre con el ángulo θ de inclinación de bielas en abscisas, las tres variables siguientes:

—El cociente entre el cortante de cálculo y el factor $b \cdot 0,9 \cdot d \cdot 1/2 \cdot \nu \cdot f_{cd}$, que se corresponde al cortante último de agotamiento por compresión del alma, en una sección calculada con $\theta = 45^\circ$, y con armadura de cortante vertical. (Figura 9-a).

$$VRd2 = b \cdot 0.9 \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

si $\alpha = 90^\circ$ y $\theta = 45^\circ$: $VRd2 = b \cdot 0.9 \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} / 2$

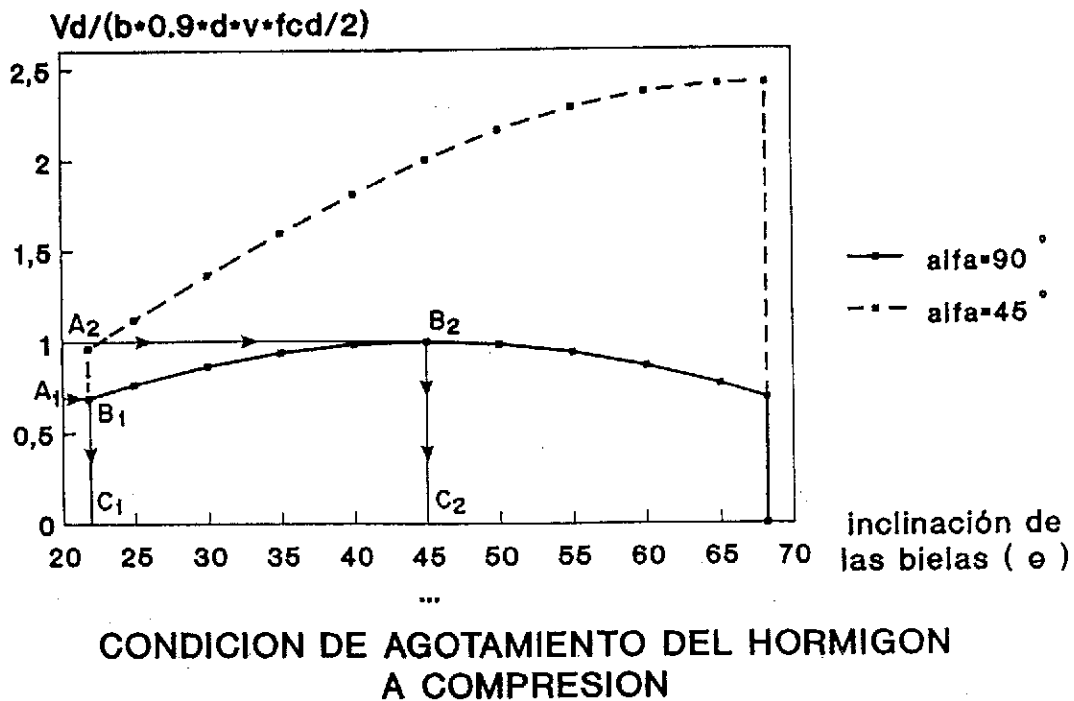


Fig. 9 a.

$$VRd3 = A_{sw} / s \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

si $\alpha = 90^\circ$ y $\theta = 45^\circ$: $VRd3 = A_{sw} / s \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}$

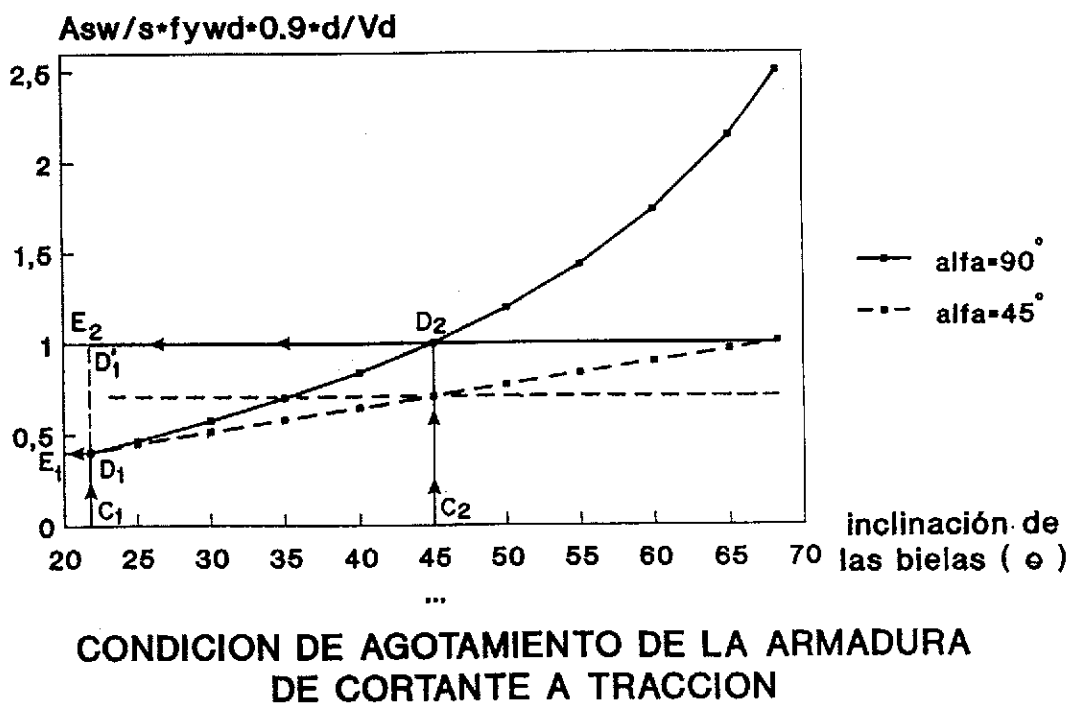
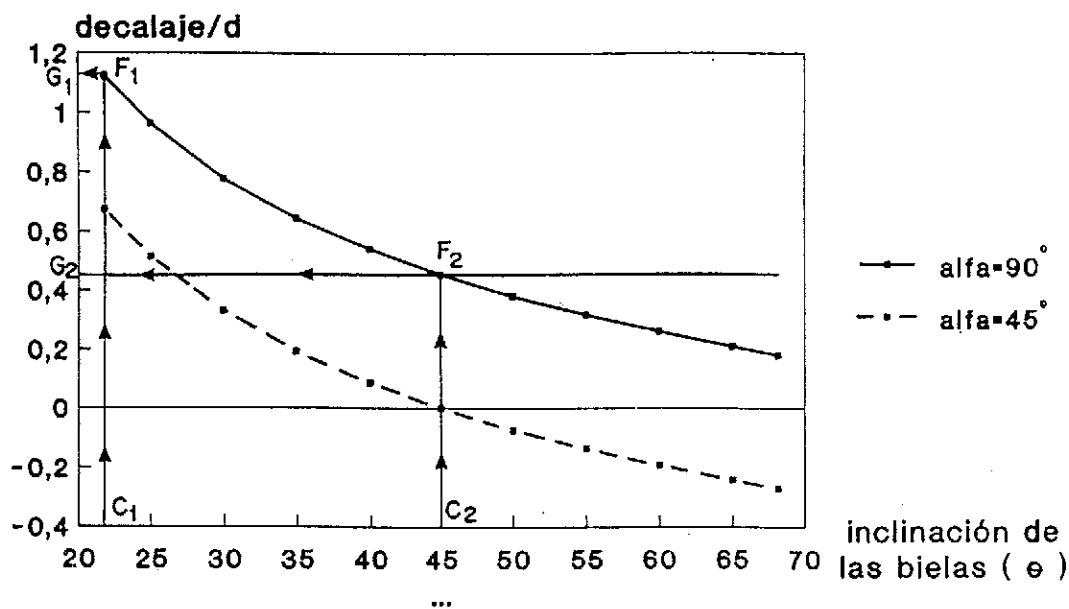


Fig. 9 b.

decalaje = $0.45 \cdot d \cdot (\cot \theta - \cot \alpha)$
 si $\alpha = 90^\circ$ y $\theta = 45^\circ$: decalaje = $0.45 \cdot d$



PROLONGACION ADICIONAL DE LA ARMADURA LONGITUDINAL TRACCIONADA, "DECALAJE".

Fig. 9 c.

—El cociente entre la cuantía mecánica de armadura transversal necesaria y el cortante de cálculo. Se ha destacado también una línea horizontal que indica la armadura requerida en el caso de aplicación del método estándar, es decir $\theta = 45^\circ$, sin considerar la colaboración del hormigón. (Figura 9-b).

—El decalaje necesario en relación al canto útil de la sección. Asimismo, se puede ver una línea horizontal que indica el decalaje que habría que disponer utilizando el método estándar. (Figura 9-c).

En cada una de las figuras 9-a, 9-b y 9-c, se han representado las curvas correspondientes a armadura de cortante vertical, $\alpha = 90^\circ$, y armadura de cortante inclinada con $\alpha = 45^\circ$.

Siguiendo las líneas $A_1-B_1-C_1-D_1-E_1-F_1-G_1$ y $A_2-B_2-C_2-D_2-E_2-F_2-G_2$, se pueden seguir dos casos de aplicación teóricos para el dimensionamiento. En ambos casos se ha considerado la armadura a cortante vertical.

Siempre que el valor del cortante de cálculo no supere el 70% del cortante de agotamiento por compresión máximo de un elemento con armadura de cortante vertical o sin ella, se puede escoger el valor mínimo de θ , o lo que es lo mismo, el valor de $\cot \theta$ máximo, según las limitaciones impuestas. Véase $A_1-B_1-C_1$ en figura 9-a.

Entrando en la figura 9-b con el valor de θ correspondiente al punto C_1 , obtenemos la armadura de cortante necesaria. Véase $C_1-D_1-E_1$.

La diferencia entre la armadura que se exige en este método y la necesaria a partir del método estándar es la distancia $D_1-D'_1$, deduciendo el término V_{cd} .

El decalaje de la armadura longitudinal para el ángulo θ , correspondiente al punto C_1 de la figura 9-a, se deduce en la figura 9-c. Véase $C_1-F_1-G_1$. Y, por diferencia con el decalaje correspondiente a $\theta = 45^\circ$, el incremento de decalaje que supone la aplicación del método de las bielas de inclinación variable respecto al método estándar.

El siguiente caso representado, corresponde al caso en que el cortante de cálculo es igual al valor de referencia, que es el cortante de agotamiento por compresión máximo de la sección supuesto $\alpha = 90^\circ$.

Ahora, la elección del parámetro θ de inclinación de las bielas queda restringida a 45° . Véase $A_2-B_2-C_2$ en figura 9-a. Con este valor de $\theta = 45^\circ$ correspondiente al punto C_2 , al entrar en la figura 9-b, véase $C_2-D_2-E_2$, la armadura de cortante necesaria se corresponde a la que se obtendría al aplicar el método estándar, en el caso de despreciar la colaboración del hormigón, es decir $V_{cd} = 0$. Por otro lado, el decalaje de la armadura longitudinal para el ángulo $\theta = 45^\circ$, es el mismo que necesitamos aplicando el método estándar. Véase $C_2-F_2-G_2$ en la figura 9-c.

De este modo, cuando la sección de hormigón del elemento que se desee dimensionar tiene sobrada capacidad de resistencia a compresión en las bielas del alma, supuestas éstas a 45° , es

ventajosa la aplicación del método reduciendo la inclinación de la biela.

En conclusión, se puede decir que con la utilización del método de bielas de inclinación variable se consigue, generalmente, un ahorro de armadura transversal que compensa incluso teniendo en cuenta el ligero incremento en la cuantía de armadura longitudinal debido al mayor decalaje.

Este mismo concepto de bielas de inclinación variable es de aplicación, con alguna mayor complejidad, al caso de dimensionamiento a torsión, y al de cortante y torsión combinadas.

2.5. Cuantías mínimas de armadura a cortante

La armadura mínima de cortante pedida por la EH-91, se expresa en forma de cuantía mecánica por la expresión:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w$$

En el EC-2, la armadura mínima se expresa en valores de cuantía geométrica y se da en unas tablas de doble entrada, en función de la resistencia del hormigón y del límite elástico del acero. La expresión a la que corresponde el valor numérico de la tabla es:

$$\rho_w = A_{sw}/s \cdot b_w \cdot \sen \alpha$$

En la figura 10 se han comparado magnitudes homogéneas, transformando la cuantía mecánica de la EH-91 en cuantía geométrica, al multiplicar por la resistencia de cálculo del hormigón y dividir por la del acero.

Se puede observar que la forma escalonada de las tablas del EC-2 conduce a cuantías mínimas más altas en los valores bajos y medios de la resistencia del hormigón, y a cuantías mínimas menores para el EC-2 que para la EH-91, en valores altos de la resistencia del hormigón.

Si se interpolase en los valores de las tablas dados por el EC-2, las diferencias serían menores y alcanzarían, cuando más, excesos del 20% en resistencias bajas y defectos del 15% en resistencias altas, siempre del EC-2 respecto EH-91.

3. TORSION

3.1. Modelo de cálculo empleado

Tanto el EC-2 como la EH-91 se basan en el modelo de celosía tridimensional que se esquematiza en la figura 11.

En dicha figura se han reflejado los tres valores básicos para el cálculo, que son, la tracción en los montantes transversales de la celosía, la compresión oblicua en las bielas y la diferencia entre la tracción menos la compresión en los cordones longitudinales.

Estos valores resultan, para la compresión en la biela de dirección θ :

$$T_{u1} = 2 \cdot \sigma_c \cdot b \cdot A_o / (\tan \theta + \cot \theta)$$

Para la tracción en los montantes transversales (armadura ortogonal al eje longitudinal de la pieza, $\alpha = 90^\circ$) el valor dado por el modelo es:

$$T_{u2} = 2 \cdot A_o \cdot A_{90} \cdot \sigma_{90} / (s \cdot \tan \theta)$$

Para la tracción en los cordones (aristas de la sección) correspondiente a una inclinación θ el valor dado por el modelo es:

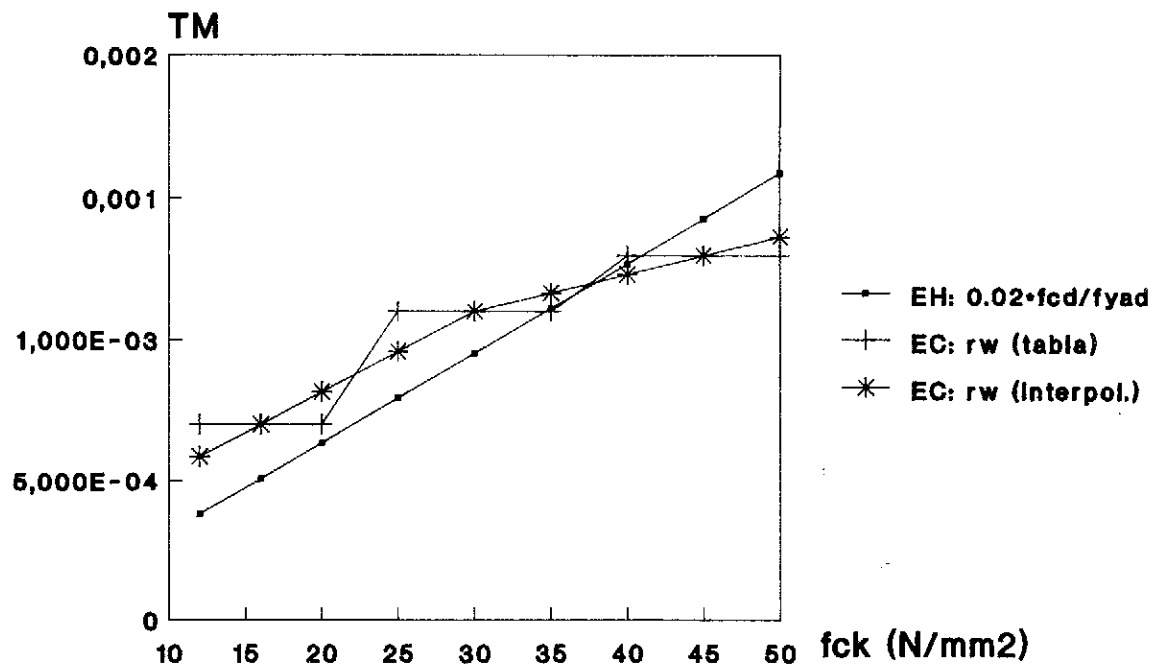
$$T_{u3} = 2 \cdot A_c \cdot A_l \cdot \sigma_c / (u \cdot \cot \theta)$$

3.2. Sección hueca eficaz

Tanto el EC-2 como la EH-91, calculan la resistencia última a torsión de una sección de hormigón armado, transformando la sección real (convexa maciza o hueca) en una sección ideal, cerrada, de pared delgada. Esta transformación se justifica en los resultados de ensayos de rotura y a esta sección se la denomina en adelante sección hueca eficaz, y a su perímetro medio, perímetro eficaz.

Las diferencias entre ambos códigos empiezan a la hora de determinar esta sección. La EH-91 da criterios muy concretos para fijar el espesor de la sección hueca eficaz; sin embargo el EC-2 deja libertad para tomar cualquier valor entre dos veces el recubrimiento de armadura y el espesor real o el área total encerrada por el contorno exterior de la sección partido por dicho contorno. Esta libertad se deja con el propósito de optimizar el dimensionamiento, es decir, para variando t y θ dentro de los límites establecidos para estos parámetros y utilizando las tres ecuaciones disponibles, hacer mínima la cuantía de armadura A_{sw} y A_{sl} .

En las figuras 12 y 12 bis se han reflejado, la sección hueca eficaz determinada según la EH-91 y los límites superior e inferior permitidos por el EC-2 para una sección en cajón (representativa de un puente de luz media) y para una viga (representativa de una jácena de un edificio). Se observa que, al ser los criterios de determinación tan diferentes, los resultados también son, en general, dispares. De hecho, sólo en un caso se obtiene una coincidencia total, al coincidir el espesor máximo para la sección cajón, determinado por el EC-2 y por la EH-91. Si tenemos en cuenta además que la fórmula del torsor de agotamiento por compresión incluye en ambos códigos el producto del área envuelta en el perímetro medio del área hueca eficaz por el espesor mínimo de una de sus paredes, estas diferencias se amplifican. Como veremos más adelante, el torsor de agotamiento por compresión, determinado según uno u otro código, puede llegar a estar en la proporción de 3 a 1 en el ejemplo de la sección de una viga y para hormigones de resistencia característica de 200 kg/cm².



CUANTIA MINIMA ARMADURA TRANSVERSAL (TM) (ACERO TIPO S500)

Fig. 10.

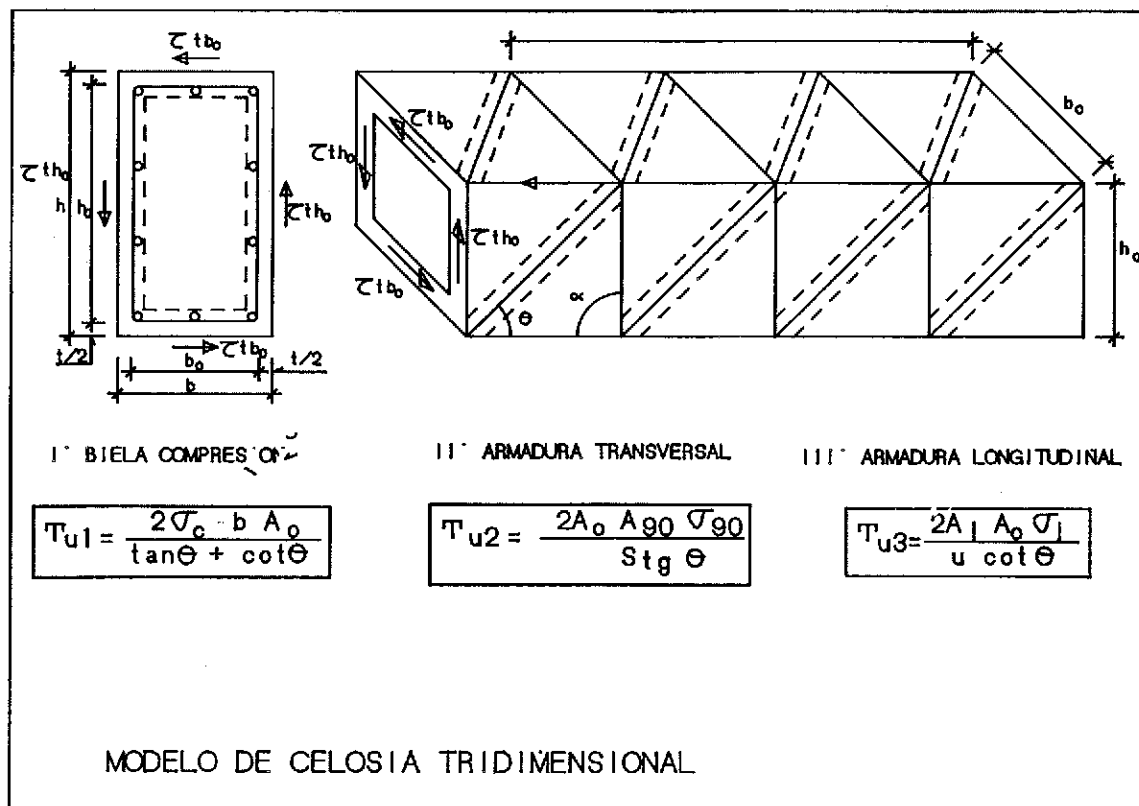
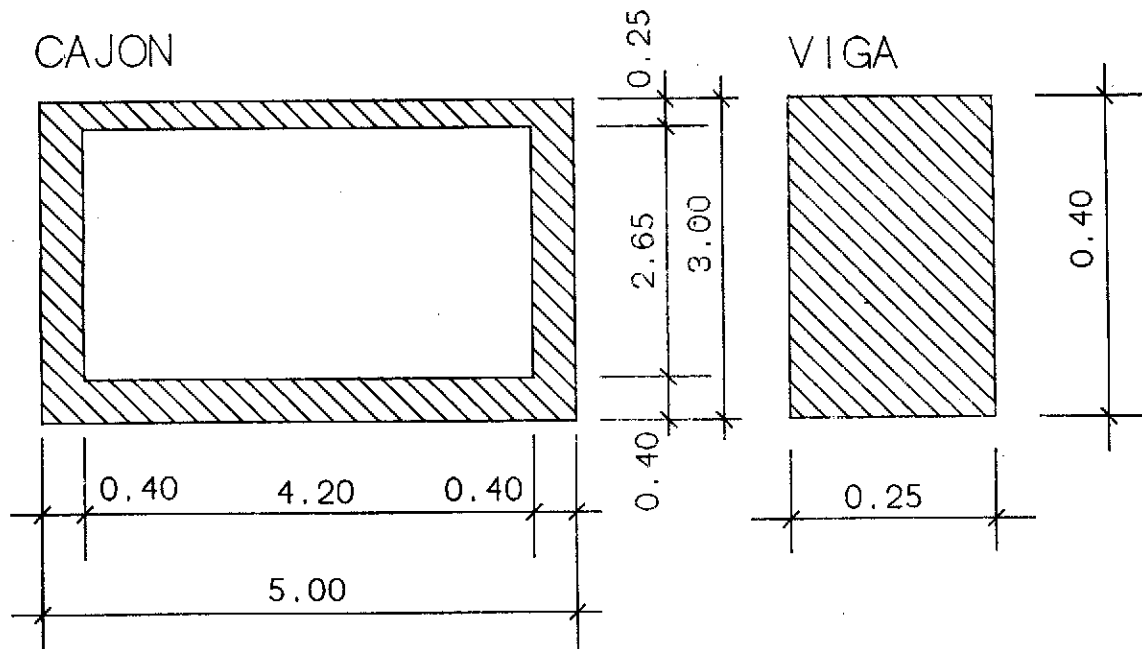


Fig. 11.



ESPESOR Y AREA EQUIVALENTES DE TORSION

Fig. 12.

EH: $t_e = (b - 2 \cdot C_o) / 5 \leq b / 6$

$C_o = 0.04 \text{ m}$

$t_e = 0.5 \text{ m} > t_{real} \rightarrow t_e = t_{real}$

$A_e = 12.31 \text{ m}^2$

$t_e = 0.034 \text{ m}$

$A_e = 0.054 \text{ m}^2 < 2 \cdot C_o$

EC: $t_{max} = A / u$

$t_{max} = 0.94 \text{ m} > t_{real} \rightarrow t_e = t_{real}$

$A_e = 12.31 \text{ m}^2$

$t_{max} = 0.077 \text{ m}$

$A_e = 0.056 \text{ m}^2$

$t_{min} = 2 \cdot \text{recubrimiento}$

$t_{min} = 1 \cdot 0.03 = 0.06 \text{ m}$

$A_e = 14.582 \text{ m}^2$

$t_{n'n} = 0.06 \text{ m}$

$A_e = 0.065 \text{ m}^2$

ESPESOR Y AREA EQUIVALENTES DE TORSION

Fig. 12 bis.

3.3. Resistencia del hormigón a torsión

El EC-2 plantea la limitación de agotamiento por compresión en las bielas de la celosía, por la fórmula correspondiente a:

$$T_{rd1} = 2 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k / (\cot \theta + \tan \theta)$$

que, como se ve, es la misma que obteníamos en el modelo general de la celosía, sin más que añadir el factor ν que limita la tensión del hormigón a:

$$\nu = 0,7 \cdot (0,7 - f_{ck}/200) \geq 0,35 \quad (f_{ck} \text{ en N/mm}^2)$$

Este factor de limitación de la tensión del hormigón se aumenta a:

$$\nu = 0,7 - f_{ck}/200 \geq 0,05 \quad (f_{ck} \text{ en N/mm}^2)$$

cuando dentro del espesor de la sección hueca eficaz se contienen dos capas de armaduras, una en la cara externa y otra en la interna.

La Instrucción española EH-91 determina la condición de agotamiento en la biela de compresión, en el caso particular de que $\theta = 45^\circ$, de manera que:

$$T_{u1} = 0,36 \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h_e$$

con la limitación de que:

$$0,36 \cdot f_{cd} \leq 90 \text{ kg/cm}^2$$

Teniendo en cuenta la expresión de la fórmula obtenida para la celosía, habría que comparar ν , con 0,36; las limitaciones de ν no menor que 0,35 en un caso y que 0,5 en otro, y la limitación de que $0,36 \cdot f_{cd}$ no sea mayor que 90 kg/cm². Esto es lo que se ha hecho en la figura 13, en la que se ve que para el caso de los hormigones más usuales, de 200 a 350 kg/cm², la coincidencia es bastante buena, salvo en el caso de armadura en las dos caras de la sección hueca, en que el EC-2 da valores notablemente más altos.

En la figura 15, en la que se representa el dominio resistente en Tensión-Cortante por agotamiento en compresión de las bielas de las paredes, se puede ver, como caso particular, en la ordenada en el origen el producto de la sección eficaz hueca correspondiente al cajón, anteriormente indicada, por la resistencia del hormigón, es decir, el torsor límite T_{rd1} del EC-2 y el T_{u1} de la norma española. Se observa que el valor de la norma EH-91 (la ordenada en el origen 26.000 kN · m) está centrado entre los dos valores del EC-2 (ordenadas en el origen 37.500 kN · m y 11.000 kN · m). Sin embargo, en la figura 16, en el caso de la viga, los valores de las ordenadas en el origen del EC-2 son del orden de tres veces mayores que los dados por la EH-91.

3.4. Armaduras de torsión

En la figura 14 se indican las fórmulas que da el EC-2 y las dadas en la EH-91.

Se puede observar que ambas fórmulas son

idénticas y por tanto no se obtendrá de ellas más diferencia que las, ya comentadas, de la determinación de la sección hueca eficaz, cuyos parámetros intervienen en las fórmulas de la armadura longitudinal y de la armadura transversal de torsión.

Por otra parte el EC-2 deja también libertad, al igual que la EH-91, para fijar el valor de θ dentro de unos límites.

La idea es permitir la optimización de las armaduras, en la hipótesis de que las cuantías de éstas determinan la forma de rotura a torsión.

Los límites marcados para el ángulo θ , que las bielas de compresión forman con el eje longitudinal de la pieza son, en el EC-2: entre 22° y 68° ; y en la EH-91: entre 30° y 60° .

3.5. Dominio torsor-cortante

En las figuras 15 y 16 se presenta el dominio resistente por agotamiento por compresión en las paredes de la pieza, según el EC-2 y la EH-91, para el caso de que la pieza esté sometida simultáneamente a Torsión y Cortante. Además de las diferencias ya analizadas para los valores de T_{rd1} y V_{rd2} , el dominio del EC-2 se establece como suma de cuadrados de las proporciones entre los esfuerzos (Torsor y Cortante) solicitantes y los esfuerzos (Torsor y Cortante) últimos de la sección. En tanto que la EH-91 determina el dominio, simplemente como la suma de dichas proporciones.

Como se ve, las diferencias de uno y otro dominio son bastante significativas en el caso de la sección en cajón y aún más para el caso de la sección en viga. Por último, hay que señalar que si bien estas diferencias son grandes, no es habitual que el criterio de dimensionamiento de una pieza sea su resistencia última por agotamiento por compresión, en torsión.

4. PUNZONAMIENTO

El estado último de agotamiento por el cortante debido a punzonamiento, tratado en el EC-2 apartado 4.3.4, se describe como la rotura de una losa, o cimentación, por una carga concentrada en un área pequeña en relación con el espesor de la losa.

4.1. Modelo de rotura

En el documento adicional al capítulo 4.3.4, preparado específicamente para el EC-2 por el Prof. K. Kordina, se explica el modelo de rotura adoptado, comparándolo con los modelos anteriores en vigor en la mayor parte de los códigos nacionales, entre ellos nuestra norma EH-91.

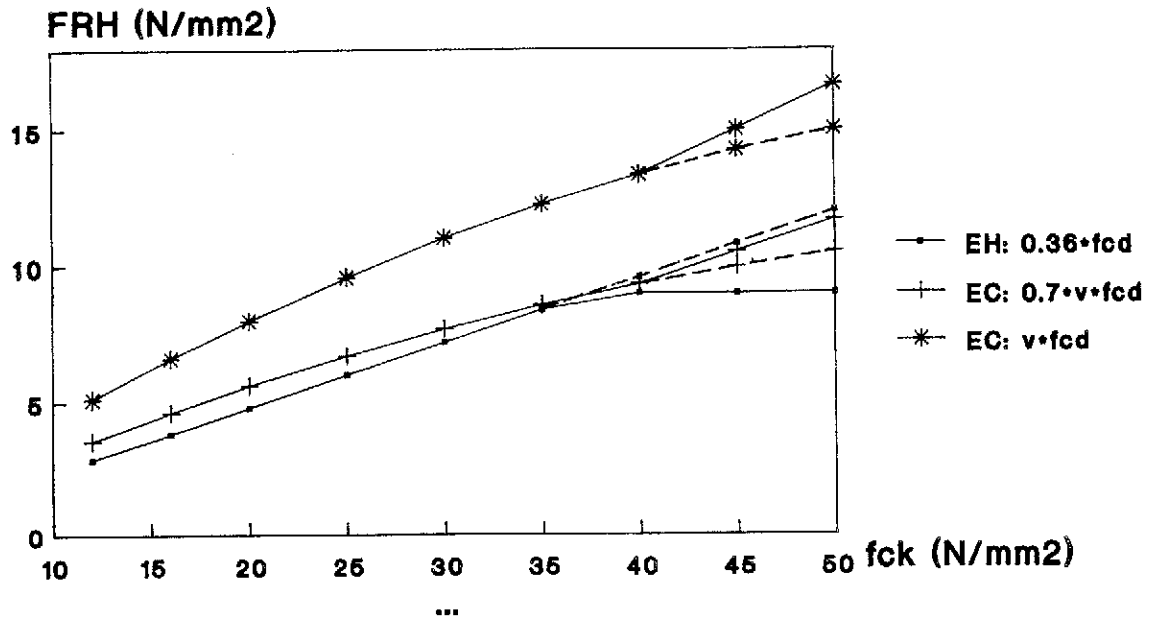
En la figura 17 se han representado ambos modelos.

Los ensayos de rotura a punzonamiento, de

EH: $0.36 \cdot f_{cd}$

EC: $0.7 \cdot v \cdot f_{cd}$ siendo $v = 0.7 - f_{ck}/200 \geq 0.5$ (f_{ck} en N/mm²)

EC: $v \cdot f_{cd}$ (cercos en dos caras)



**FACTOR DE RESISTENCIA DEL HORMIGON (FRH)
TORSOR ULTIMO DE COMPRESION DEL HORMIGON**

Fig. 13.

ARMADURA TRANSVERSAL

$$\text{EH: } T_{u2} = 2 \cdot A_e \cdot (A_t \cdot f_{td} / s) / \tan \theta$$

$$\text{EC: } T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \cdot (f_{ywd} \cdot A_{sw} / s) \cdot \cot \theta$$

ARMADURA LONGITUDINAL

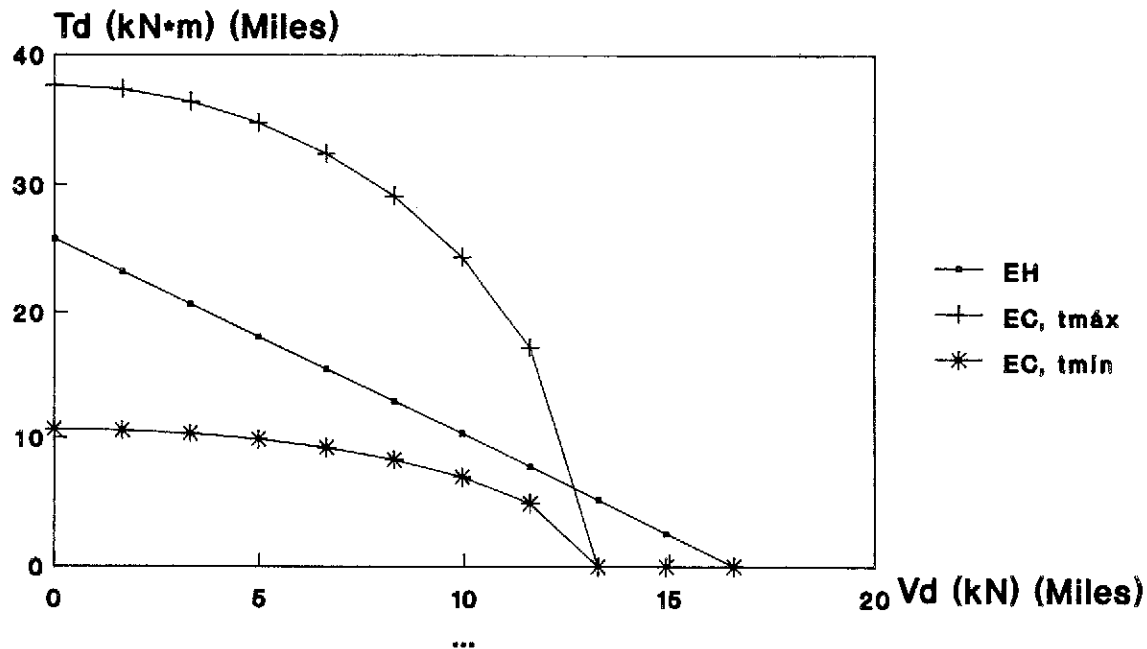
$$\text{EH: } T_{u3} = (2 \cdot A_e \cdot \tan \theta / u) \cdot A_{sl} \cdot f_{yd}$$

$$\text{EC: } A_{sl} \cdot f_{yld} = T_{Rd2} \cdot u_k / (2 \cdot A_k) \cdot \cot \theta$$

ARMADURAS TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE TORSION

Fig. 14.

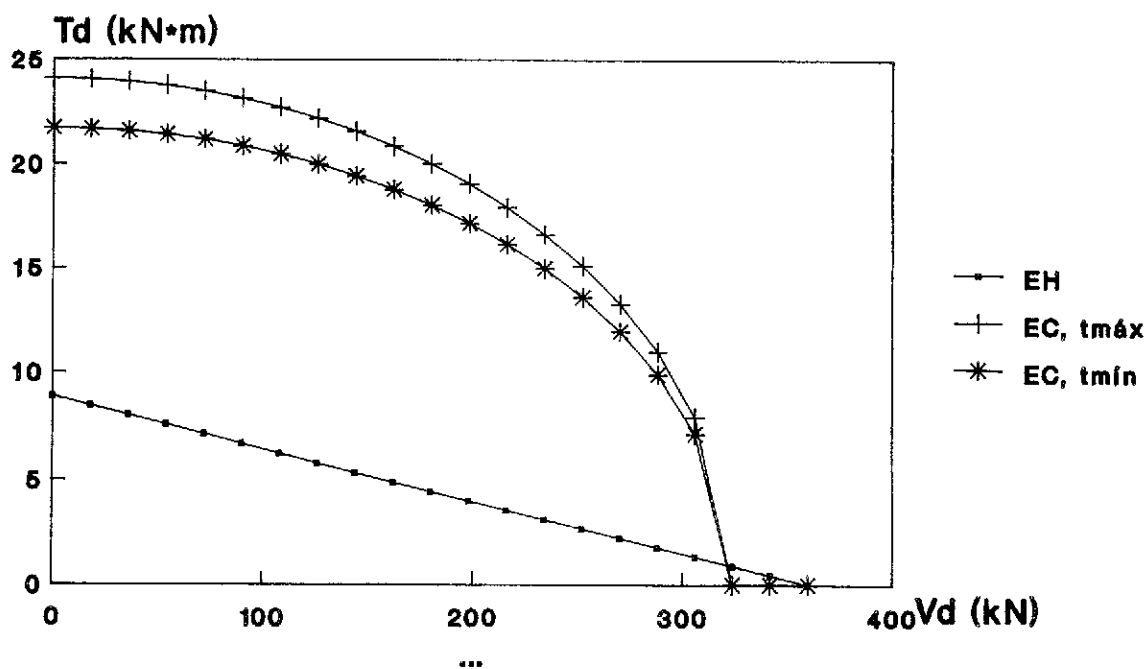
HORMIGON C35 recubrimiento = 3cm
 $\Theta = 45^\circ$ $Co = 4cm$



EJEMPLO DE SECCION CAJON 3*5 m2 INTERACCION CORTANTE-TORSOR

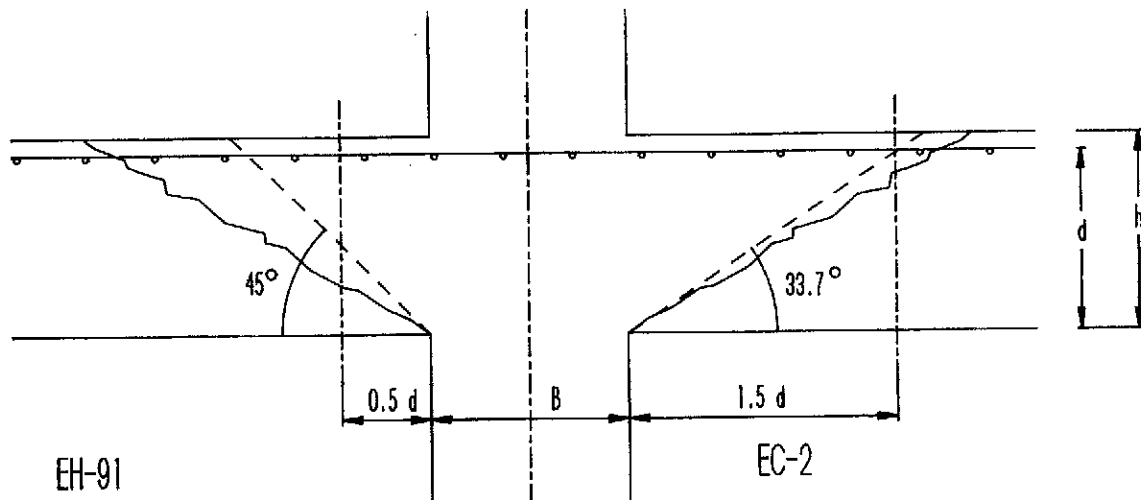
Fig. 15.

HORMIGON C20 recubrimiento = 3cm
 $\Theta = 45^\circ$ $Co = 4cm$



EJEMPLO DE SECCION VIGA 0.25*0.40 m2 INTERACCION CORTANTE-TORSOR

Fig. 16.



$$V_{RD1} = f_{cv} \cdot 2 \cdot d \cdot u$$

$$V_{RD2} = 1.5 \cdot V_{RD1}$$

$$V_{RD3} = f_{cv} \cdot d \cdot u + \sum A_{\alpha} \cdot f_{yad} \cdot 0.9 \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$V_{RD1} = \sum V_{RD} \cdot K \cdot (1.2 + 40 \rho_f) \cdot d \cdot u$$

$$V_{RD2} = 1.6 \cdot V_{RD1}$$

$$V_{RD3} = V_{RD1} + \sum A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$$

MODELOS DE CALCULO A PUNZONAMIENTO

Fig. 17.

una losa alrededor de un pilar, muestran que estas roturas se presentan con características de fragilidad.

Por otra parte, las roturas a punzonamiento observadas en los diferentes ensayos, demuestran que la carga última depende de una serie de parámetros, de los cuales los más significativos son: cuantía de las armaduras longitudinales de la cara de tracción de la losa, canto de la losa y resistencia característica del hormigón.

En los códigos actuales se calcula una resistencia tangencial de la losa, como una función de los tres parámetros citados anteriormente. La tensión de cálculo se obtiene, por otra parte, dividiendo la carga o reacción de cálculo del pilar, por el producto del llamado "perímetro crítico", por el canto útil de la losa. Se toma además en cuenta la excentricidad de la carga, mediante unos coeficientes.

El "perímetro crítico" es un perímetro que se determina fijando una distancia, múltiplo del canto útil, al área cargada. Y precisamente aquí estriba la mayor diferencia entre el modelo del EC-2 y los adoptados en los actuales códigos nacionales, como la EH-91.

La EH-91 fija el perímetro crítico, a una distancia de $0.5 \cdot d$ del área cargada. Esto proporciona un área crítica (producto del perímetro crítico por el canto útil) equivalente al tronco de pirámide que se formaría en una rotura a 45° .

Sin embargo, los ensayos con esta suposición, no han sido satisfactorios ya que muestran una gran dispersión y algunas incertidumbres.

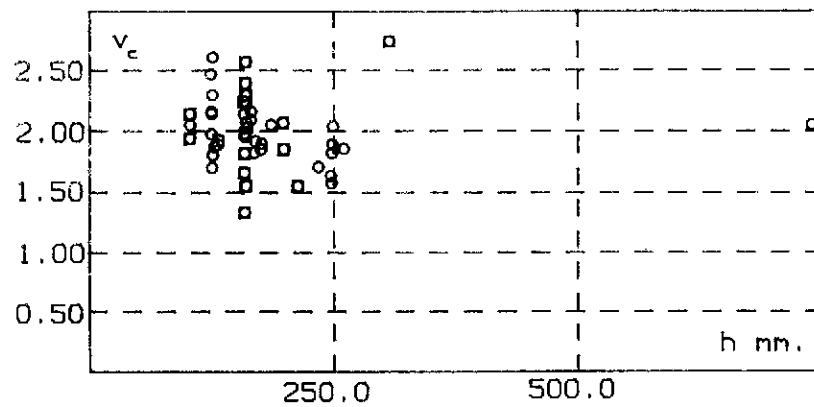
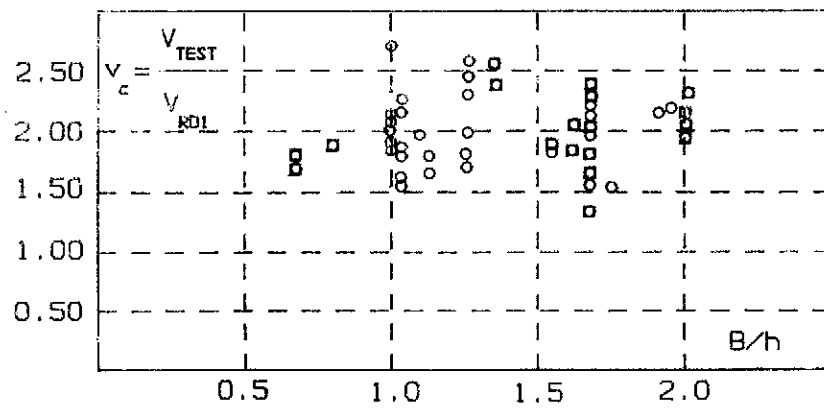
Así el EC-2 decidió la modificación de la distancia determinante del perímetro crítico, y para fijarla observó que, en los ensayos, a medida que esta distancia era mayor, menor era la influencia del tamaño del área cargada respecto del espesor de la losa. En base a esto se aumentó la distancia hasta $1.5 \cdot d$ (el Código Modelo del C.E.B./F.I.P.-90 lo fijó en $2.0 \cdot d$), valor para el cual los resultados de los ensayos son bastante independientes de la relación del área cargada respecto del canto útil. (Véanse figuras 18 a, b y c).

Finalmente, hay que señalar que se comprobó, mediante ensayos, que el modelo de cálculo propuesto por el EC-2 para determinar el perímetro crítico en losas sin armadura de punzonamiento, vale igualmente para losas con armadura de punzonamiento.

En definitiva, el EC-2 proporciona tres valores para el cálculo de la resistencia a punzonamiento:

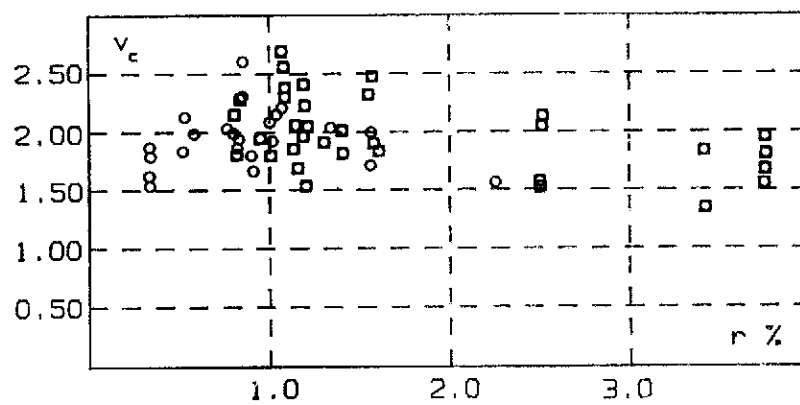
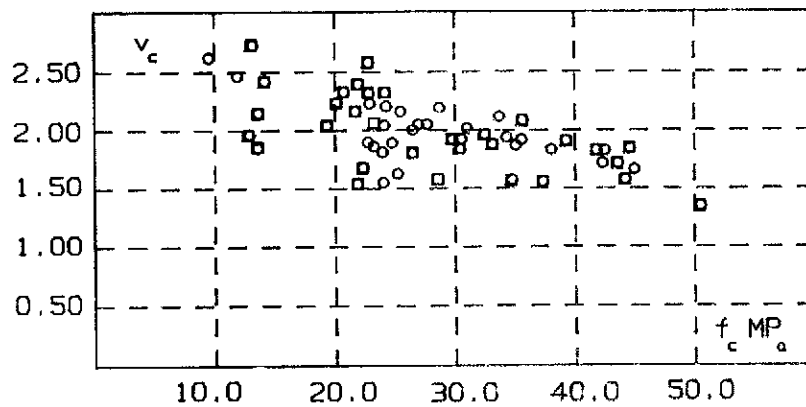
— v_{rd1} que es la resistencia a punzonamiento, por unidad de longitud de perímetro crítico, de una losa sin armadura de punzonamiento.

— v_{rd2} , valor límite superior, respecto a v_{rd1} , de



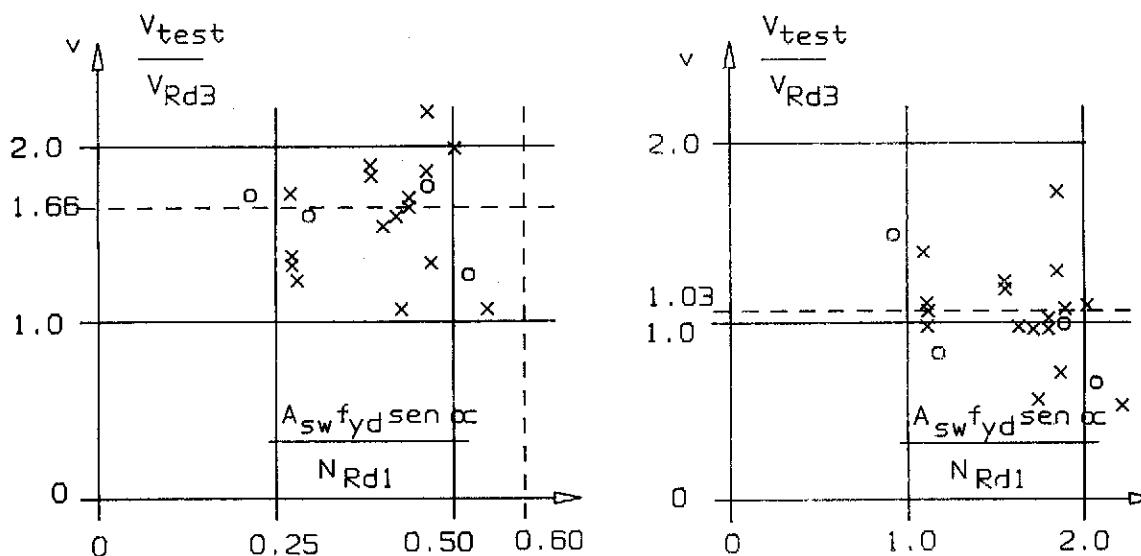
ENSAYOS MODELO PUNZONAMIENTO EC2

Fig. 18 a.



ENSAYOS MODELO PUNZONAMIENTO EC2

Fig. 18 b.



ENSAYOS DE CONTRASTE DEL MODELO A PUNZONAMIENTO EN EC2

Fig. 18 c.

la resistencia a punzonamiento de una losa con armadura a punzonamiento.

— v_{rd3} , resistencia a punzonamiento, por unidad de longitud de perímetro crítico, de una losa con armadura de punzonamiento.

Los valores citados se cuantifican del siguiente modo, (véase figura 17):

El valor de la resistencia a punzonamiento, por unidad de perímetro crítico:

En el EC-2

$$v_{rd1}^{EC-2} = \tau_{rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_i) \cdot d$$

En la EH-91

$$v_{rd1}^{EH-91} = f_{cv} \cdot 2 \cdot d$$

El valor límite superior de la resistencia a punzonamiento, por unidad de perímetro crítico, en una losa con armadura de punzonamiento:

En el EC-2 (Para losas de espesor ≥ 200 mm)

$$v_{rd2}^{EC-2} = 1,6 \cdot v_{rd1}^{EC-2}$$

En la EH-91

$$v_{rd2}^{EH-91} = 1,5 \cdot v_{rd1}^{EH-91}$$

El valor de la resistencia a punzonamiento, por unidad de longitud de perímetro crítico, de una losa con armadura de punzonamiento:

En el EC-2

$$v_{rd3}^{EC-2} = v_{rd1} + \sum^u A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sen \alpha / u$$

En la EH-91

$$v_{rd3}^{EH-91} = f_{cv} \cdot d + \sum^u A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d \cdot (\sen \alpha + \cos \alpha) / u$$

Referente a la determinación del valor de cál-

culo de la fuerza de punzonamiento que solicita a una determinada sección o perímetro crítico, ambas normas establecen criterios para tomar en consideración el efecto de la reacción y de la excentricidad, en un determinado pilar.

En el caso de la fuerza, en ambos códigos se toma el valor de la reacción, menos el área que actúa en el interior del perímetro crítico. Lo que ocurre es que al ser en el EC-2 mucho mayor el área encerrada por el perímetro crítico, resulta una fuerza algo menor.

Para tener en cuenta la excentricidad de esta fuerza, ambos códigos dan un criterio para estimar el porcentaje de momentos flectores, en una y otra dirección, que se transmiten en la losa como esfuerzos torsionales y por lo tanto producen esfuerzos tangenciales.

4.2. Comparación de perímetros críticos

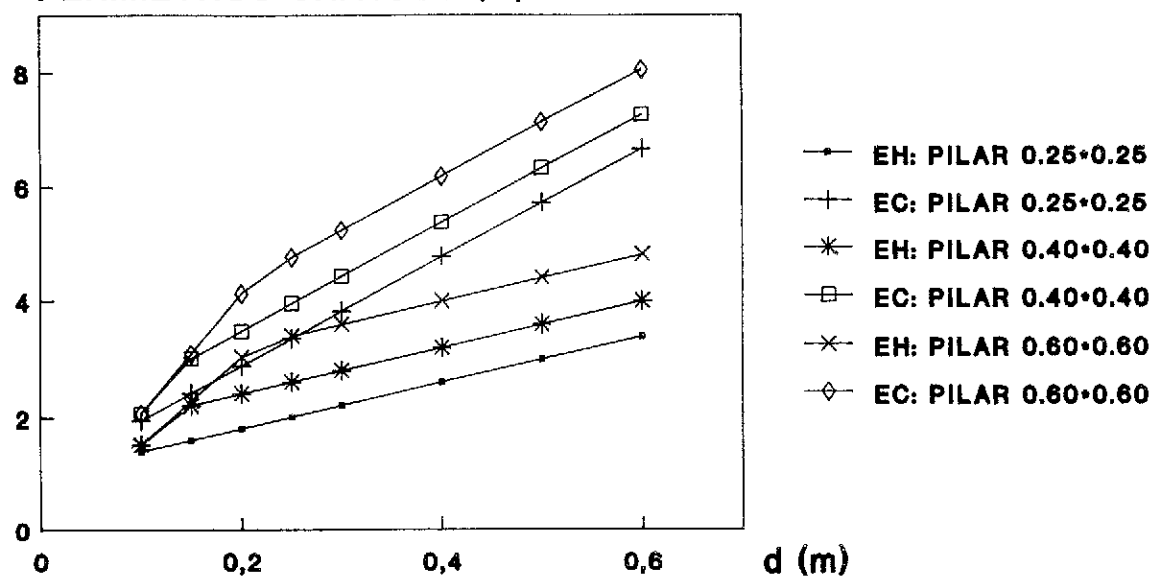
Para ver la influencia de ambos criterios en la determinación del perímetro crítico de una determinada losa, se ha dibujado, en la figura 19, en ordenadas, los perímetros críticos de pilares de 25×25 , 40×40 y 60×60 cm², y en abscisas los cantos útiles de una losa, con valores desde 0,1 a 0,6 m.

Se puede ver cómo el criterio del EC-2 da lugar a perímetros mayores que el criterio de la EH-91 y que son proporcionalmente mayores para cantos grandes de losas y pilares de pequeña sección, en tanto que tienden a acercarse en el caso de pilares grandes y forjados de poco canto. Ambos extremos son poco realistas, de modo que para el caso de pilares intermedios y cantos intermedios, la proporción

EH: distancia al área cargada: $0.5 \cdot d$

EC: distancia al área cargada: $1.5 \cdot d$

PERIMETROS CRITICOS (m)



PERIMETROS CRITICOS

Fig. 19.

entre ambos perímetros críticos sería del orden de 1,5, aproximadamente.

4.3. Contribución del hormigón en la resistencia a punzonamiento

En las figuras 20 y 21 se ha dibujado la contribución del hormigón a la resistencia a punzonamiento, en función de la resistencia característica del hormigón, a compresión, para ambos códigos, EC-2 y EH-91.

En las figuras se han representado las curvas f_{cv} y $2 \cdot f_{cv}$ de la Instrucción Española y las curvas $\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \rho)$ del EC-2. Esta última curva, al depender de otros dos parámetros, se ha desdoblado en tres en la figura 20 (variando ρ en los valores 0,000, 0,006 y 0,015) y en otras tres en la figura 21 (variando d , que determina k , en los valores 0,10, 0,30 y 0,60 m).

Se puede observar que la curva f_{cv} de la EH-91 está un 1,5 por encima, como media, de las curvas EC-2; y 2,3 veces en el caso de la curva $2 \cdot f_{cv}$.

4.4. Contribución de la armadura en la resistencia a punzonamiento

En cuanto a la contribución de la armadura de cortante en la resistencia a punzonamiento,

el EC-2 establece la fórmula:

$$\Sigma^u A_{sw} \cdot f_{yad} \cdot \sin \alpha$$

que no es más que la capacidad mecánica de cálculo, de toda la armadura que atraviesa el plano de rotura situado a una distancia de $1,5 \cdot d$ de la cara del pilar.

Sin embargo, la norma EH-91 mantiene la fórmula correspondiente a la celosía de Ritter-Morsch, tomando en cuenta las cuatro bandas de losa que llegan al pilar, es decir:

$$\Sigma^u A_a \cdot f_{yad} \cdot 0,9 \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

En este caso, la armadura que hay que considerar es la existente, por metro lineal, en la suma de las cuatro caras del pilar.

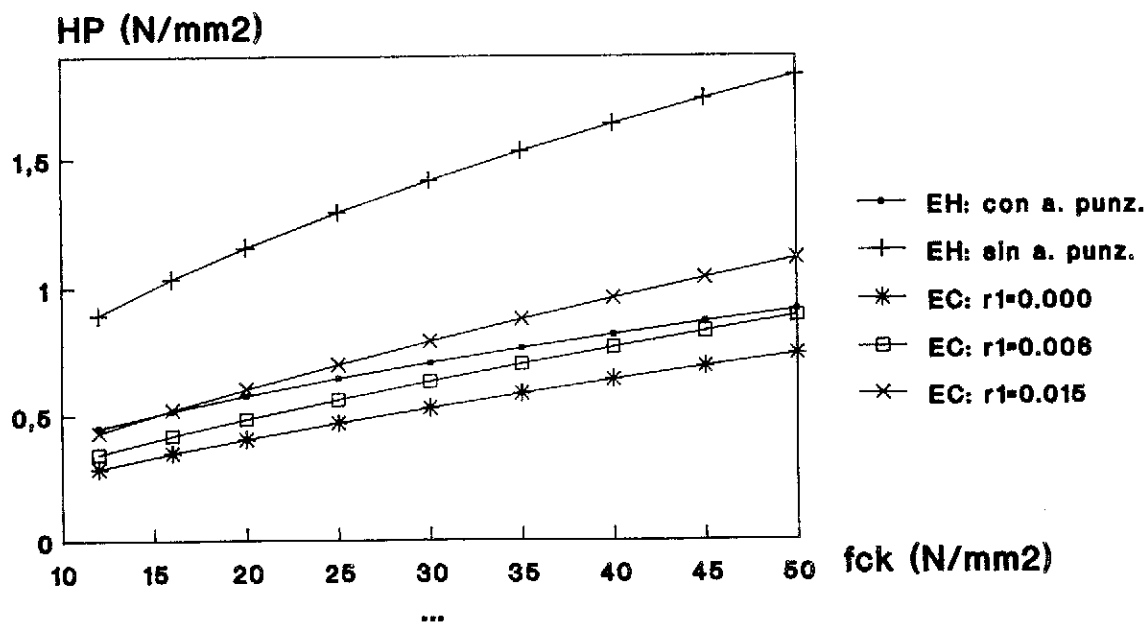
Para cercos a 90° , en una losa con canto útil de 30 cm y pilar de $40 \times 40 \text{ cm}^2$, la contribución de una armadura de cuantía A_a por metro lineal y metro de ancho sería:

$$\begin{aligned} \text{EC-2: } A_a \cdot f_{yad} \cdot 1,5 \cdot d \cdot 4 \cdot (B + 1,5 \cdot d) &= \\ &= 1,53 \cdot A_a \cdot f_{yad} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{EH-91: } A_a \cdot f_{yad} \cdot 4 \cdot (B + 0,5 \cdot d) \cdot 0,9 \cdot d &= \\ &= 0,59 \cdot A_a \cdot f_{yad} \end{aligned}$$

Es decir, la colaboración que, para una misma cantidad de armadura, considera el EC-2

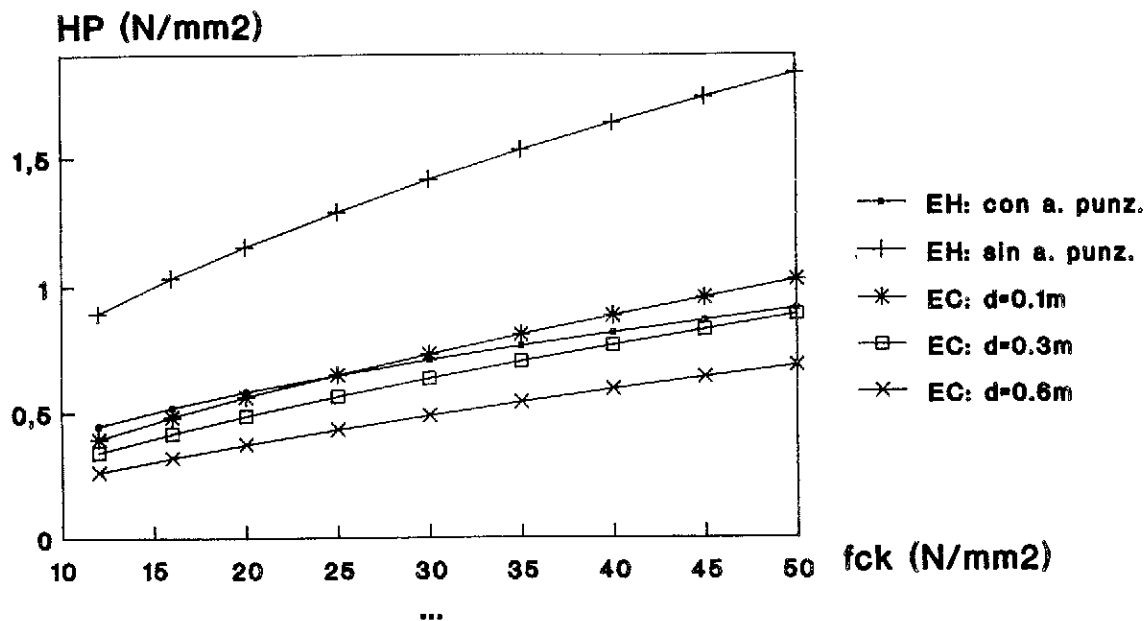
EH: $2 \cdot f_{cv}$, sin armadura de punzonamiento
 EH: f_{cv} , con armadura de punzonamiento
 EC: $TRd \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot r_1)$



CONTRIBUCION HORMIGON PUNZONAMIENTO (HP)
 CANTO DE FORJADO CONSTANTE, $d=0.3m$

Fig. 20.

EH: $2 \cdot f_{cv}$, sin armadura de punzonamiento
 EH: f_{cv} , con armadura de punzonamiento
 EC: $TRd \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot r_1)$



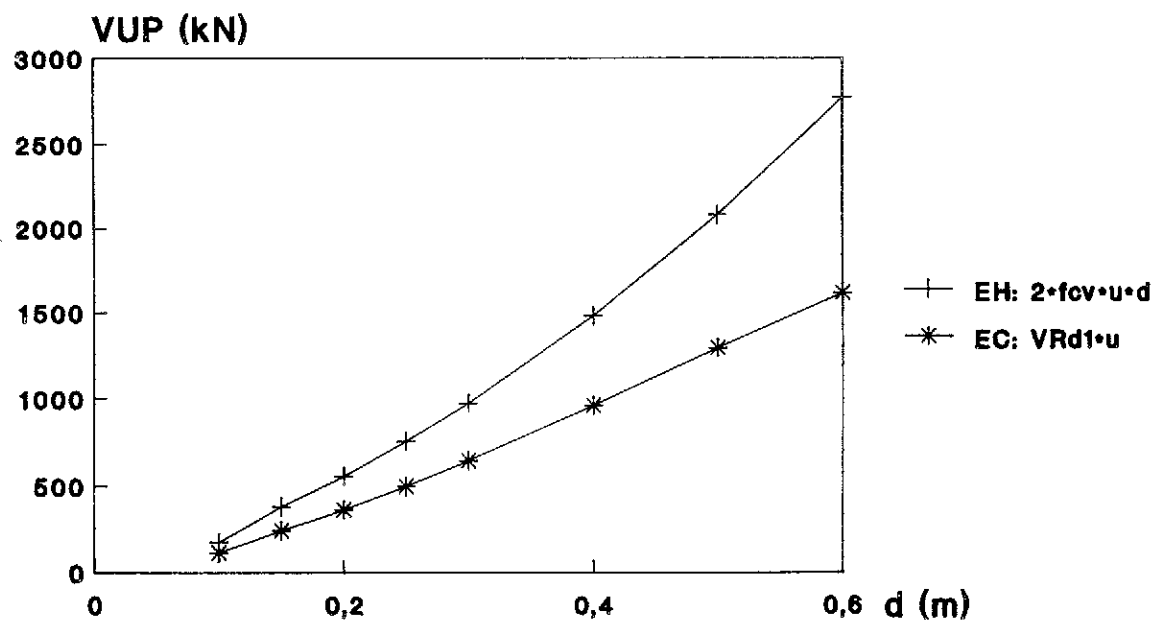
CONTRIBUCION HORMIGON PUNZONAMIENTO (HP)
 CUANTIA GEOMETRICA CONSTANTE, $r_1=0.006$

Fig. 21.

$$\text{EH: } 2 \cdot f_{cv} \cdot u \cdot d$$

$$\text{EC: } TRd \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot r_1) \cdot u \cdot d$$

FORJADO SIN ARMADURA
DE PUNZONAMIENTO



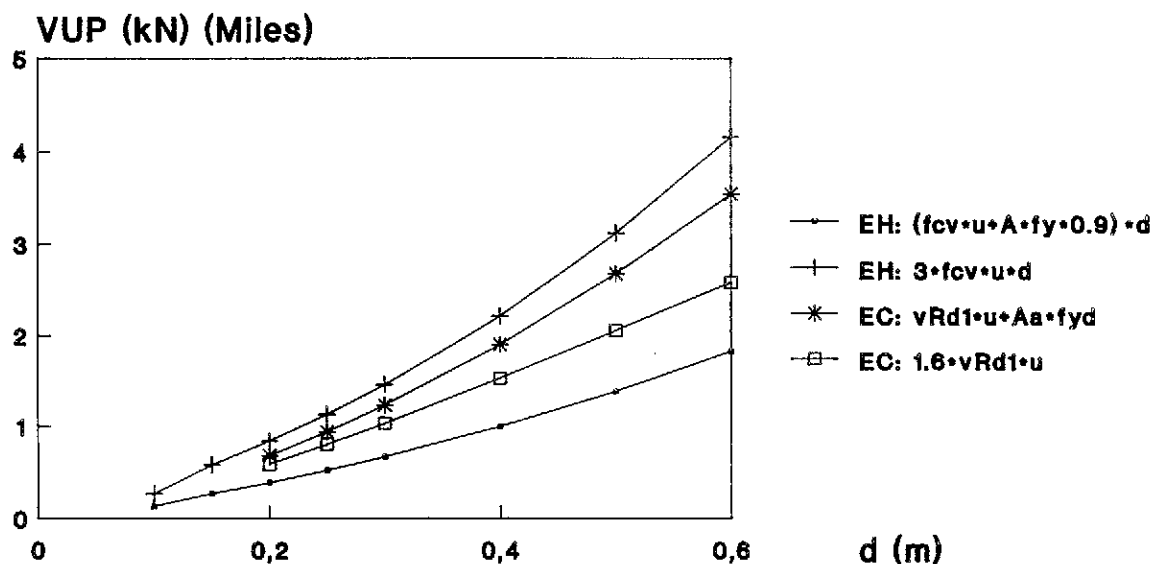
VALOR ULTIMO DE PUNZONAMIENTO (VUP)
PILAR 40*40, HORMIGON C20, $r_1=0.006$

Fig. 22.

$$\text{EH: } 3 \cdot f_{cv} \cdot u \cdot d = f_{cv} \cdot u \cdot d + A_a \cdot f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d$$

$$\text{EC: } 1.6 \cdot TRd \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot r_1) \cdot u \cdot d = vRd1 \cdot u + A_{sw} \cdot f_{yd}$$

FORJADO CON ARMADURA
DE PUNZONAMIENTO
(6mm a 20 cm)



VALOR ULTIMO DE PUNZONAMIENTO (VUP)
PILAR 40*40, HORMIGON C20, $r_1=0.006$

Fig. 23.

es tres veces mayor que la que considera la Instrucción Española.

La contribución de la armadura de cortante, en la resistencia a punzonamiento, en EH-91 se limita a $2 \cdot f_{cv} \cdot d \cdot u$, es decir:

$$\Sigma^u A_{\alpha} \cdot f_{yad} \cdot 0,9 \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \leq 2 \cdot f_{cv} \cdot d \cdot u$$

La contribución de la armadura, en el EC-2, se limita a $0,6 \cdot V_{rd1}$, es decir:

$$\Sigma^u A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \leq 0,6 \cdot \tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) \cdot d \cdot u$$

Dado que una misma cuantía es tres veces más eficaz en EC-2 que en EH-91 y que la limitación, por el contrario, es cuatro veces más tolerante en EH-91, el producto da limitación 1,33 veces más tolerante para la EH-91.

4.5. Resistencia a punzonamiento en losas sin armadura de cortante

En la figura 22 se ha recogido la resistencia a punzonamiento en kN (ordenadas), en losas de diferentes cantos (abscisas), sin armadura a punzonamiento, apoyadas en pilares de $40 \times 40 \text{ cm}^2$, con un hormigón de 200 kg/cm^2 de resistencia característica y una cuantía de armadura de flexión de $\rho = 0,006$.

Se puede observar que el menor valor del perímetro crítico dado por la EH-91, queda más que compensado por el alto valor dado para la resistencia unitaria del hormigón a punzonamiento ($2 \cdot f_{cv}$); de modo que el producto da una mayor resistencia para el código español EH-91, en la proporción de 1,5, para un forjado de canto útil 30 cm.

4.6. Resistencia a punzonamiento en losas con armadura de cortante

En la figura 23 se presentan las resistencias a punzonamiento de la misma losa del apartado anterior, añadiéndole armadura de cortante a razón de una rama $\phi 6$, en cuadrícula de 20 cm. En la misma figura se han incluido las curvas de valores límites para estas resistencias.

Se observa que, debido a la gran eficacia de la armadura considerada en el EC-2, se llegaría, en la mayor parte de los casos, al valor límite V_{rd3} . Por el contrario, éste no es el caso de la EH-91, con una eficacia de la armadura mucho menor, y una limitación mucho mayor.

Si consideramos los valores de cálculo de la figura 22, sin tener en cuenta los valores límites, el EC-2 da un valor de la resistencia última de punzonamiento dos veces mayor que el que se obtiene en la EH-91. Sin embargo, al tomar en cuenta los valores límites, esta proporción baja a 1,5, aproximadamente.

RESUMEN

El presente artículo recoge la comunicación correspondiente a los estados límites últimos de Cortante, Torsión y Punzonamiento, preparada para la Jornada técnica de presentación del Eurocódigo 2: "Estructuras de Hormigón".

En primer lugar y para cada esfuerzo, la comunicación describe los modelos clásicos en que se basan los cálculos de estos estados límites, y deduce las fórmulas de dimensionamiento.

A continuación, se explican las diferencias entre el Eurocódigo y la Instrucción española vigente, en la aplicación de los modelos clásicos. Seguidamente, se comparan los resultados obtenidos por la aplicación de ambos códigos.

La comparación se hace para las fórmulas de dimensionamiento principales, y los resultados se presentan mediante diagramas. Para la confección de los diagramas, se han dado valores a una serie de parámetros, dentro de los intervalos habituales. En algún caso, ha sido necesario particularizar para un elemento estructural concreto.

Mediante el estudio de estos diagramas se puede deducir si, para un determinado caso, las diferencias entre ambas Instrucciones son o no significativas.

SUMMARY

This report includes the communication prepared for the presentation of Eurocode 2: "Concrete Structures" technical meeting, and refers to the ultimate limit states for shear, torsion and punching.

First of all and for each force, the communication describes the classic models on which the calculations of these limit states are based, and the design equations are deduced.

Then, the differences between Eurocode and the Spanish Instruction, when applying the classical models, are explained. Further on, the results obtained using both codes are checked.

This comparison is made for the main design equations, and the outcomes are charted. For the design of the diagrams, usual values are given to the parameters. In some cases, it has been necessary to particularize in a specific structural element.

Studying these diagrams, it can be concluded, for a particular case, whether the deviations between the two codes are significant.

Estados límites de servicio*

Jesús Rodríguez Santiago
Dr. Ingeniero de Caminos
GEOCISA

Profesor Titular del Departamento de Estructuras
de Edificación (ETSAM)

1. CONSIDERACIONES PREVIAS

La aprobación de la norma experimental europea ENV 1992/1/1 "EUROCODE 2" a finales de 1991, hace aconsejable su estudio y su comparación con la normativa española en el campo de las estructuras de hormigón.

En esta ponencia se analiza el contenido de los apartados del Eurocódigo 2, relativos a los Estados Límites de Servicio, y se lleva a cabo una comparación con el planteamiento contenido en las Instrucciones EH-91, EF-88 y EP-80.

Su estudio cobra especial relevancia dado que los estados límites de servicio están relacionados con muchos de los casos de patología observados en las estructuras de hormigón.

2. ESTADO LIMITE DE DEFORMACION

2.1. Planteamiento general

El apartado 4.4.3 del Eurocódigo 2 y su apéndice 4, contienen las especificaciones relativas al estudio de las estructuras de hormigón frente al estado límite de deformación.

Las deformaciones no deben afectar negativamente al funcionamiento o aspecto de la estructura, ni deben generar daños en los elementos de acabado que apoyen en ella. En cualquier caso, los valores máximos de las mismas deben ser acordados con el cliente.

Si la flecha producida por la combinación "cuasipermanente" de las cargas es inferior a $L/250$ (ISO 4356), el aspecto y la funcionalidad general de la estructura serán probablemente adecuados. Por otra parte, si la flecha activa es superior a $L/500$ (ISO 4356), los tabiques o fachadas que apoyen en la estructura resultarán en general dañados. Estos valores contenidos en EC2 son del mismo orden que los establecidos en el código español EF-88.

El EC2 propone unos límites de esbeltez " L/d " (tabla 4.14) que permiten obviar una comprobación explícita de las flechas.

A continuación, se resumen estos límites " L/d ", asociando las vigas al caso de elementos con cuantía geométrica elevada (1,5%) y las losas a los de cuantías bajas (0,5%). Asimismo, para su comparación con la normativa española, se han considerado los aceros AEH400N y AEH500N, y se ha deducido la tensión de servicio " σ_s " de las armaduras, suponiendo que las mismas han sido calculadas estrictamente en el E.L.U., con los coeficientes de seguridad medios previstos en EH-91.

* Jornada de presentación del Eurocódigo 2 "Estructuras de Hormigón", 8ª Ponencia.

	AEH400N		AEH500N	
	Vigas	Losas	Vigas	Losas
Vano isostático	20	28	16	23
Vano extremo	26	36	21	29
Vano intermedio	28	40	23	32
Voladizo	8	11	6	9
Placas macizas sobre pilares	—	34	—	27

Estos valores deben ser corregidos para luces grandes (> 7 m en vigas y $> 8,5$ m en placas sobre pilares) y para las vigas en T con b/b_w superior a 3.

En la tabla siguiente, se resumen los límites "L/h" establecidos en EF-88 para el caso de forjados de pisos con elementos dañables, si bien el cumplimiento de los mismos no exime de una comprobación de la flecha. También se muestran los límites establecidos en EH-91 relativos a placas macizas apoyadas sobre pilares.

	AEH400N	AEH500N
Vano isostático	24 (26)	22 (24)
Vano extremo	28 (31)	26 (29)
Vano intermedio	31 (34)	29 (32)
Voladizo	9 (10)	9 (10)
Placas macizas sobre pilares	32 (35)	32 (35)

Los límites contenidos en EF-88 y EH-91 se refieren al canto total, mientras que los indicados en el EC 2 se refieren al canto útil. Por ello, en la tabla anterior se han incluido entre paréntesis () los valores "L/d" tomando $d = 0,9 h$. Las diferencias entre los valores del EC2 y EF-88 no son importantes y, en cualquier caso, pueden ser debidas al hecho de haber asociado los forjados a elementos con cuantía geométrica igual a 0,5%, en la tabla del EC2. Sin embargo, EC2 establece un límite significativamente más restrictivo que EH-91 para las placas macizas apoyadas sobre pilares y armadas con acero AEH500N.

Es preciso realizar una comprobación explícita de la flecha cuando la esbeltez del elemento es superior a los límites establecidos en EC2. Sin embargo, en la normativa española es necesario siempre llevar a cabo dicha comprobación en las vigas o las losas unidireccionales.

2.2. Cálculo de la flecha

El apéndice 4 del Eurocódigo 2 plantea un procedimiento para el cálculo de las deformaciones en estructuras de hormigón, advirtiendo que no compensa utilizar métodos muy sofisticados ya que el cálculo de las mismas está

influido por un número importante de factores difícilmente cuantificables.

La deformación unitaria o la curvatura, pueden obtenerse a partir de los valores correspondientes a la sección no fisurada " α_i " o, si la pieza alcanza la fisuración, a partir de los valores anteriores y los correspondientes a la sección fisurada " α_{II} ", mediante la expresión:

$$\alpha = \xi \alpha_{II} + (1 - \xi) \alpha_i \quad [1]$$

siendo ξ un coeficiente que viene definido por la expresión siguiente:

$$\xi = 1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_s / \sigma_s)^2 \quad [1']$$

que para flexión puede ser sustituida por:

$$\xi = 1 - \beta_1 \beta_2 (M_{cr} / M)^2$$

en donde β_1 depende de las propiedades adherentes del acero y β_2 de la duración de la carga.

Mediante la expresión [1] se pueden obtener las curvaturas de las distintas secciones y mediante doble integración de las mismas se deducen los valores de las flechas.

El efecto de la fluencia se tiene en cuenta a través de un valor corregido del módulo de elasticidad, dividiendo por $(1 + \phi)$ el valor empleado en el cálculo de las deformaciones instantáneas (tabla 3.2), siendo ϕ el coeficiente de fluencia definido en la Tabla 3.3.

La curvatura producida por la retracción " ϵ_{cs} " viene definida mediante la expresión siguiente:

$$1/r_{cs} = \epsilon_{cs} (E_s / E_c) (S / I)$$

siendo "S" el momento estático del área del acero e "I" el momento de inercia de la sección.

El EC2 plantea un procedimiento simplificado de obtención de las flechas, aplicando la expresión [1] al cálculo directo de las mismas, siendo en este caso:

α : La flecha del elemento.

α_i : La flecha obtenida suponiendo que todo el elemento permanece no fisurado.

α_{II} : La flecha obtenida suponiendo que todo el elemento está fisurado.

En este caso, EC2 no plantea el procedimiento que hay que emplear, en piezas hiperestáticas, para calcular las flechas α_i y α_{II} ; si bien

es de suponer que tanto las características de las secciones como la aplicación de la expresión [1'] deben llevarse a cabo con la sección del centro del vano o con la sección de arranque del voladizo.

En relación con el E.L.S. de deformaciones, la normativa española contiene un procedimiento general para el cálculo de flechas, mediante la doble integración de las curvaturas, y EH-91 incluye también un procedimiento aproximado (método de Branson) para el cálculo de las mismas. Los métodos simplificados de EC2 y EH-91 conducen a valores similares de flechas instantáneas. Sin embargo, EH-91 proporciona valores superiores de las flechas totales (suma de las instantáneas y las diferidas), como se pone de manifiesto en el ejemplo teórico siguiente, en el que toda la carga es permanente y, por lo tanto, el valor de la deformación diferida es significativo.

2.3. Ejemplo

A continuación, se resuelve un ejemplo utilizando los métodos simplificados del EC2 y de la EH-91.

● DATOS

Viga biarticulada, con $L = 5$ m y una carga permanente $q = 3$ t/m.
Materiales: H-200 y AEH500N.
Canto $h = 0,45$ m y ancho $b = 0,25$.
Armaduras: Inferior: $A_1 = 10$ cm²; superior: $A_2 = 0$.
Edad de la puesta en carga: 28 días.
Condiciones ambientales: Humedad relativa: 65%.
Retracción: $\epsilon_{cs} = 0,25$ mm/m.

● CALCULO SEGUN EH-91

Módulo de elasticidad instantáneo: $E_c = 268.700$ kp/cm²
Sección bruta: $I_b = 189.844$ m⁴
Sección fisurada: $I_f = 79.564$ m⁴
Sección equivalente: $I_e = 81.218$ m⁴

Flecha instantánea: $\delta_i = 1,12$ cm
Flecha diferida: $\delta_f = 1,46$ cm
Flecha total: $\delta_t = 2,58$ cm

● CALCULO SEGUN EC2

FLECHA

INSTANTANEA:

Módulo de elasticidad: $E_c = 290.000$ kp/cm²
Sección bruta: $I_b = 189.844$ m⁴
Sección fisurada: $I_f = 75.052$ m⁴

FLECHA

DIFERIDA:

Coefficiente de fluencia: $\phi = 2,1$

Módulo de elasticidad: $E_c = 93.548$ Kp/cm²

Sección bruta: $I_b = 189.844$ m⁴

Sección fisurada: $I_f = 165.558$ m⁴

Flecha instantánea: $\delta_i = 1,11$ cm

Flecha total debida a las cargas: $\delta_1 = 1,58$ cm

Flecha debida a la retracción: $\delta_2 = 0,23$ cm

Flecha total: $\delta_t = 1,81$ cm

3. LIMITACION DE TENSIONES BAJO CONDICIONES DE SERVICIO

3.1. Planteamiento general

El apartado 4.4.1 del Eurocódigo 2 contiene las especificaciones relativas al control de las tensiones bajo las condiciones de servicio de la estructura.

Un valor excesivo de las tensiones de compresión, puede provocar la aparición de microfisuras y de fisuras longitudinales que afecten a la durabilidad. Por ello, deben limitarse las tensiones obtenidas bajo la combinación "rara" de acciones, a $0,6 f_{ck}$, especialmente en zonas agresivas (Clases 3 y 4), salvo que se tomen otras precauciones como el aumento del espesor del recubrimiento o el confinamiento del hormigón mediante la disposición de armadura transversal. En este sentido, el código EP-80 limita la tensión de compresión al valor $f_{ck}/1,6$ ($\approx 0,63 f_{ck}$), y el código EH-91 no contiene ninguna limitación explícita.

Por otra parte, un valor excesivo de las tensiones de compresión, invalida las expresiones contenidas en el apartado 2.5.5 para el cálculo de la fluencia. Por este motivo, en aquellos casos en que la fluencia tenga un efecto significativo deben limitarse las tensiones bajo las cargas "cuasipermanentes" a $0,45 f_{ck}$. En piezas flectadas, esta condición se cumple si la esbeltez " L/d " no supera el 85% de los límites fijados en la tabla 4.14, expuestos en el apartado 2.1 de esta ponencia.

En EC2 también se limitan las tensiones en las armaduras, de forma que no superen $0,80 f_{yk}$ en las pasivas, y $0,75 f_{pk}$ en las activas. Sin embargo, en la normativa española sólo EP-80 limita las tensiones iniciales en la armadura activa al 75% de su resistencia máxima y al 90% de su límite elástico, y las tensiones finales al 60% de su resistencia máxima.

3.2. Comprobación de las tensiones

La comprobación de las tensiones debe llevarse a cabo teniendo en cuenta las características de la sección no fisurada, o de la sección fisurada si se supera el valor de la resistencia a tracción del hormigón.

Las limitaciones contenidas en EC2 son satisfechas, sin requerir ningún cálculo explícito, si se cumplen las condiciones siguientes:

- Las secciones se arman de acuerdo con el E.L.U. (4.3), sin realizarse en el análisis una redistribución de solicitaciones superior al 30%.

- Se dispone una cuantía mínima de armadura (4.4.2.2) y se lleva a cabo un detalle de armado correcto (5).

Los efectos diferidos producidos por las acciones permanentes deben ser tenidos en cuenta cuando más del 50% de las tensiones sean producidas por las cargas "cuasipermanentes". En este caso, puede adoptarse un valor $E_s/E_c = 15$.

4. ESTADO LIMITE DE FISURACION

4.1. Planteamiento general

El apartado 4.4.2 del Eurocódigo contiene las especificaciones relativas al estudio de las estructuras de hormigón frente al estado límite de fisuración.

Dicho apartado está inspirado en el Model Code 1978 del CEB-FIP, del que a su vez proviene el artículo 44 de la EH-91, aunque con algunas modificaciones debidas a que:

- Actualmente, se considera menos importante la influencia del ancho de fisura en la corrosión.

- Se conoce mejor el efecto de las deformaciones impuestas coartadas y los criterios para establecer las cuantías mínimas de armaduras.

- Estudios estadísticos han permitido introducir ciertos refinamientos en la formulación del ancho de fisura.

- El Model Code 1978 no cubría suficientemente el tratamiento del pretensado frente a este estado límite.

Las fisuras no deben afectar negativamente, ni al funcionamiento de la estructura ni a su aspecto. No existen criterios claros para fijar el valor del ancho admisible de las mismas en relación con el riesgo de corrosión de las armaduras, la pérdida de estanquidad del hormigón o el deterioro de su aspecto. Por ello, no es necesario emplear procedimientos sofisticados para el cálculo del ancho de fisura en las estructuras de hormigón. En general, se obtiene un comportamiento adecuado frente a la fisuración mediante la disposición de una cuantía mínima de armaduras distribuidas convenientemente.

En edificación, valores del orden de 0,3 mm parecen adecuados para la máxima anchura de fisura en el hormigón armado y deben establecerse límites algo más severos para el hormigón pretensado. En cualquier caso, estos valores deben ser acordados con el cliente.

A falta de otros requisitos, EC2 limita a 0,3 mm el valor máximo de las fisuras en hormigón armado, calculado bajo la actuación de las acciones "cuasipermanentes". Esta limitación se establece para los ambientes 2, 3 y 4. En el ambiente 1 (interiores secos) no se establece límite alguno. Respecto al hormigón pretensado, la tabla adjunta contiene los límites establecidos, bajo actuación de las acciones "frecuentes":

Ambiente	Postensado	Pretensado
1	$W_{\text{máx.}} = 0,2 \text{ mm}$	$W_{\text{máx.}} = 0,2 \text{ mm}$
2	$W_{\text{máx.}} = 0,2 \text{ mm}$	Descompresión
3	Descompres. (*)	Descompresión
4	Descompres. (*)	Descompresión

(*) En lugar del límite de descompresión, se establece también un valor $W_{\text{máx.}} = 0,2 \text{ mm}$, siempre que se utilicen armaduras protegidas.

Las estructuras de hormigón armado o pretensado ubicadas en ambientes químicamente agresivos (ambiente 5) requieren un tratamiento específico, dependiendo del tipo de agresivo.

En general, el ancho de las fisuras en una estructura será inferior a los límites indicados si:

- Se disponen las cuantías mínimas de armadura adherente.

- Se limitan los tamaños máximos de los diámetros de las armaduras y la máxima separación entre ellas.

EC2 orienta gran parte del contenido del apartado 4.4.2 a fijar las cuantías mínimas, los diámetros y las separaciones máximas de las armaduras, de forma que cumpliendo dichos requisitos no sea necesario realizar un cálculo del ancho de la fisura. No obstante, incluye

también la expresión para dicho cálculo, por si fuera preciso realizarlo. A este respecto, EC2 se diferencia notablemente de EH-91, ya que el código español dedica una gran parte del artículo 44 al cálculo del ancho de fisura y, además, establece diferentes valores límites del ancho de fisura según las condiciones ambientales.

4.2. Cuantía mínima de armaduras

Las comprobaciones del E.L.S. de fisuración, contenidas en los apartados 4.4.2.3 y 4.4.2.4 de EC2, presuponen que el acero no alcanza su límite elástico cuando el hormigón se fisura.

Esta condición se cumple, implícitamente, mediante la disposición de cuantías de armadura adherente establecidas de acuerdo con los Estados Límites Últimos, si la fisuración es debida, exclusivamente, a las acciones exteriores.

Sin embargo, si dicha fisuración es también debida a los efectos derivados de las deformaciones impuestas coartadas, sean éstas de tipo intrínseco (ej.: retracción del hormigón) o de tipo extrínseco (ej.: asentamiento de un apoyo), es necesario disponer una cuantía mínima de armaduras adherentes determinada por la expresión siguiente:

$$A_s = k_a k f_{ct} A_c / \sigma_s \quad [2]$$

siendo:

k_a : Coeficiente que toma en consideración el tipo de distribución de tensiones en la sección:

1,0 para tracción.

0,4 para flexión sin compresión.

En secciones sometidas a esfuerzos de compresión no es necesario disponer una armadura mínima si toda la sección permanece comprimida, bajo la actuación de la combinación "rara" de acciones. En caso contrario, la armadura mínima viene fijada por la expresión [2] con valores de k_a comprendidos entre 0 y 0,4 (en las alas traccionadas de secciones en cajón $k_a = 0,8$).

k : Coeficiente variable entre 0,5 y 1, dependiendo del tipo de sección y del tipo de deformación impuesta coartada (intrínseca o extrínseca).

σ_s : Tensión en la armadura, inmediatamente después de fisurarse el hormigón. (El texto del EC2 indica que puede tomarse el valor correspondiente al límite elástico, representado por " f_{yk} ", lo que parece indicar que se refiere exclusivamente a la armadura pasiva y no a la armadura activa que debería representarse por " f_{pk} ").

f_{ct} : Resistencia del hormigón a tracción, a la

edad del comienzo de la formación de fisuras. Se sugiere tomar un valor no inferior a 3 MPa.

Los tendones de pretensado contribuyen a la armadura mínima, en un área de 300 x 300 mm alrededor de ellos, siempre que se reduzca su eficacia un 50%, en razón a sus condiciones de adherencia con el hormigón.

El código español EH-91 exige unas cuantías mínimas del 0,28% y 0,33% del área total de la sección, armada con acero AEH500 ó AEH400 respectivamente (tabla 38.3). Estas cuantías son superiores a las obtenidas con la fórmula [2] de EC2 que para el caso de flexión sin compresión (con $k_a = 0,4$, $k = 0,8$ y $f_{ct} = 30 \text{ kp/cm}^2$) exige valores del 0,19% y 0,24% del área traccionada " A_{ct} " de la sección, armada con acero AEH 500 ó AEH400, respectivamente.

Asimismo, el código EP-80 exige una cuantía mínima de armadura adherente igual al 0,5% de la sección traccionada " A_{ct} " (art. 51.5.1) que es del mismo orden que la obtenida mediante la fórmula [2] para el caso de las alas traccionadas en vigas pretensadas ($K_a = 0,8$).

4.3. Control de la fisuración sin realizar el cálculo del ancho de fisura

En general, no es necesario realizar comprobación explícita del ancho de fisura, en losas con un canto inferior a 20 cm. En el resto de los casos, tampoco es necesario realizar dicha comprobación cuando se cumplan las limitaciones incluidas en las tablas siguientes:

σ_s (MPa)	$\phi_{\text{máx.}}$ (mm) [H.A.]	$\phi_{\text{máx.}}$ (mm) [H.P.]
160	32	25
200	25	16
240	20	12
280	16	8
320	12	6
360	10	5
400	8	4
450	6	—

σ_s (MPa)	Separación máxima entre barras (mm)		
	Flexión	Tracción	Secciones pretensadas
160	300	200	200
200	250	150	150
240	200	125	100
280	150	75	50
320	100	—	—
360	50	—	—

En secciones de hormigón armado, el diáme-

tro máximo incluido en la primera de las dos tablas anteriores puede modificarse multiplicándolo por el coeficiente siguiente:

$$h/[10(h-d)] \geq 1$$

Esto significa que el diámetro máximo coincide con el valor incluido en la tabla, si el recubrimiento es igual a 0,1 h, mientras que el diámetro aumenta para recubrimientos inferiores, lo que puede animar a adoptar estrategias de proyecto tendentes a disminuir los recubrimientos, no deseables desde el punto de vista de la durabilidad (ej.: un recubrimiento 0,05 h, permite emplear un diámetro de valor doble al incluido en la tabla).

En las tablas anteriores, " σ_s " corresponde a la tensión del acero debida a la actuación de las cargas "cuasipermanentes" en secciones armadas y a la actuación de las cargas "frecuentes" en secciones pretensadas.

Si las fisuras provienen principalmente de deformaciones impuestas coartadas, sólo es necesario cumplir la limitación del diámetro máximo y, en este caso, la tensión " σ_s " corresponde a la tensión del acero justo después de producirse la fisuración del hormigón.

De acuerdo con el artículo 44.3 de la EH-91, si las armaduras han sido calculadas estrictamente bajo la actuación de las cargas, de acuerdo con el estado límite último, la tensión " σ_s " en el estado límite de fisuración sería, aproximadamente:

Tipo de acero	σ_s (MPa)
AEH400N	190
AEH500N	236

lo que equivale a afirmar que todas las secciones de H.A. armadas con $\phi \leq 20$ mm (AEH500) ó $\phi \leq 25$ mm (AEH400) no requieren ninguna comprobación explícita del ancho de fisura, siempre que se cumplan las separaciones máximas entre armaduras (200 mm para AEH500 y 250 mm para AEH400 en secciones sometidas a flexión).

No es inmediato establecer una comparación entre las especificaciones contenidas en EC2 y EP-80, ya que este último no incluye relaciones entre la tensión, el diámetro y la separación de las armaduras, relacionadas con la fisuración.

EC2 contiene también limitaciones relativas a la máxima separación entre armaduras transversales, con el fin de limitar la fisuración debida a las tensiones tangenciales. Estas limitaciones, incluidas en la tabla 4.13, afectan si el esfuerzo cortante es superior al triple del cortante resistido por una pieza sin armadura transversal, llegando a establecerse valores límites comprendidos entre 300 y 50 mm.

Para vigas de canto superior a 1,0 m, con su

armadura longitudinal localizada cerca de la cara traccionada de la misma, EC2 exige disponer una cuantía mínima de armadura de piel, situada entre la armadura principal y la fibra neutra de la sección, con el fin de controlar la fisuración en las caras laterales de la viga. EH-91 exige también una armadura de piel en el caso de vigas con canto superior a 60 cm, debiendo disponer redondos con $\phi \geq 8$ mm a $s \leq 30$ cm.

4.4. Cálculo del ancho de las fisuras

El ancho característico de las fisuras transversales, perpendiculares a la armadura traccionada, se calcula mediante la expresión siguiente:

$$W_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm}$$

siendo:

$\beta = 1,7$ para fisuración producida por las cargas. β varía entre 1,3 y 1,7 para secciones sometidas a deformaciones impuestas coartadas.

$$\epsilon_{sm} = [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2] \sigma_s/E_s \quad [3]$$

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \phi/r \quad [4]$$

El valor β , para el caso de fisuración producida por la acción de las cargas, y la expresión [3], coinciden con el artículo 44.3 de EH-91. Sin embargo, la expresión [4] difiere notablemente de la contenida en EH-91.

El primer sumando de [4] sustituye a los sumandos $2c + 0,2s$ de la fórmula del código EH-91. Este cambio con respecto a EH-91 y al Model Code CEB-FIP 1978 se ha realizado con el fin de evitar que el proyectista de la estructura adopte recubrimientos "c" pequeños, en piezas flectadas, para disminuir el ancho de las fisuras. Esta estrategia daría lugar a estructuras menos durables desde el punto de vista de la corrosión de las armaduras. El segundo sumando de [4] se ha modificado completamente respecto a EH-91 y Model Code 1978, con el fin de ajustar mejor con los resultados de ensayos recientes. El producto " $0,25 k_1 k_2$ " es el doble del producto " $k_1 k_2$ " de la fórmula en EH-91 y la cuantía " $r = A_{c,ef}/A_s$ " es mayor por la forma en que se define " $A_{c,ef}$ ". En general, el área eficaz " $A_{c,ef}$ " según EH-91 es igual a " $(h - d + 7,5 \phi) b$ " mientras que según EC2 es igual a " $2,5 (h - d) b$ ".

A la vista de estas modificaciones, no es posible concluir de forma genérica como afecta al cálculo del ancho de fisura la fórmula de EC2 con respecto a la formulación contenida en EH-91 y, mucho menos, con respecto a la contenida en EP-80 (art. 51.6) que es completamente diferente.

En el caso de tendones de pretensado, éstos pueden ser tenidos en cuenta para el cálculo del ancho de fisura en zonas próximas a los mismos, adoptando un valor mayor para k_1 ($k_1 = 2$ en lugar de $k_1 = 0,8$).

Cuando la fisuración provenga de la superposición de efectos debidos a las cargas y a las deformaciones impuestas, ambos efectos deben ser tenidos en cuenta al calcular " ϵ_{sm} ".

Por otra parte, si se desea calcular el ancho de fisura en zonas que no contengan armadura adherente, un límite superior del valor de la separación entre fisuras sería igual a la altura de las mismas (ej.: $s_{rm} = h - x$).

5. COMENTARIOS FINALES

En esta ponencia se ha resumido el contenido de los apartados del Eurocódigo 2 relativos a los Estados Límites de Servicio y se han realizado algunas comparaciones con la normativa española.

El tratamiento de las deformaciones en EC2, permite obviar el cálculo de la flecha si no se superan determinadas esbelteces. Asimismo, EC2 contiene un procedimiento general y un procedimiento aproximado para el cálculo de las flechas, cuya aplicación conduce a valores diferidos de las mismas, inferiores a los obtenidos con EH-91 (art. 45.4).

La comprobación de tensiones en el E.L.S. queda en general cubierta por las especificaciones relativas a los E.L.U., las cuantías mínimas de armaduras y los detalles de armado, contenidas en los apartados del EC2 4.3, 4.4.2.2 y 5, respectivamente.

El tratamiento del E.L.S. de fisuración en EC2 contiene, ante todo, la obligatoriedad de

disponer una cuantía mínima de armaduras adherentes. En general, esta cuantía no es superior a la especificada en la normativa española. Asimismo, establece un único valor del ancho admisible de fisura, (0,3 mm para H.A. y 0,2 mm para H.P), y el comportamiento de las estructuras frente a dicho estado límite se lleva a cabo, en general, limitando el diámetro y la separación entre armaduras, sin necesidad de calcular el ancho de fisura. No obstante, EC2 incluye también una expresión para dicho cálculo que no coincide con la contenida en EH-91 y en el Código Modelo CEB-FIP (1978), pues ha sido modificada para tener en cuenta investigaciones recientes.

RESUMEN

Este artículo corresponde a la ponencia presentada por el autor en la jornada de presentación del Eurocódigo 2, Part 1, celebrada en Madrid el 4/II/92.

En él se resume el contenido de los capítulos de dicho Eurocódigo dedicados a los estados límites de servicio (deformaciones, limitación de tensiones y fisuración) y se establece una comparación con la normativa española (EH-91, EF-88 y EP-80).

SUMMARY

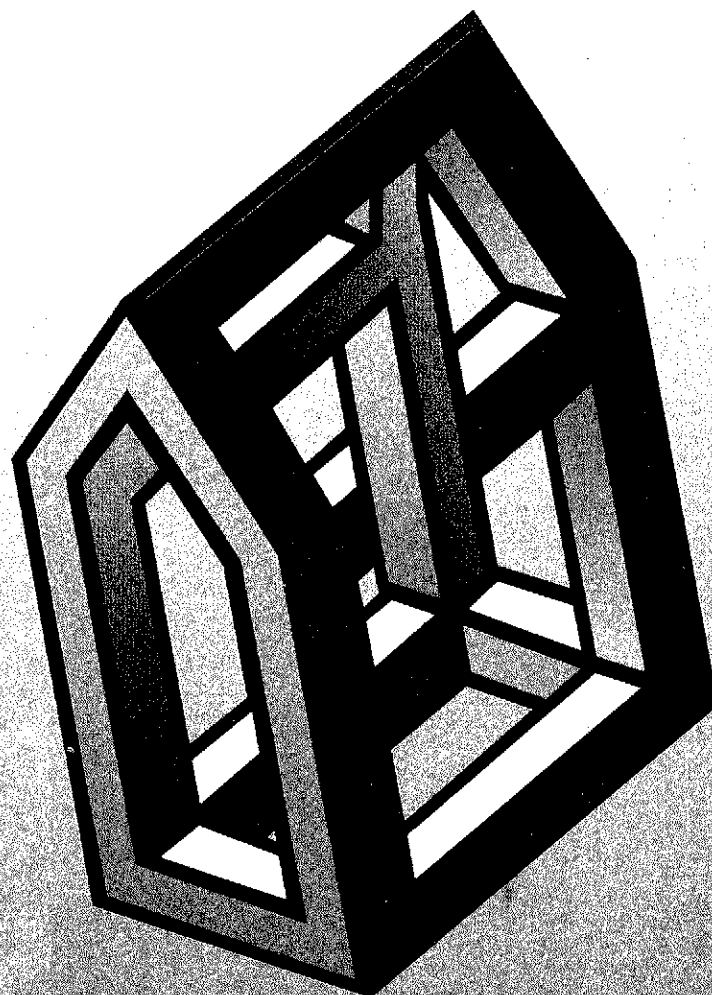
This paper corresponds to a lecture presented by the author at the seminar on EUROCODE 2, Part 1, organized in Madrid (February 4, 1992).

The chapters of this Eurocode related to Serviceability Limit States (deformation, limitation of stresses and cracking) are summarized and a comparison with the Spanish Codes EH-91, EF-88 and EP-80 is established.

CONSTRUCCION'92

FERIA INTERNACIONAL DE EDIFICACION, OBRAS PUBLICAS,
EQUIPAMIENTO URBANO Y MATERIAL ELECTRICO

SEVILLA, DEL 28 DE OCTUBRE AL 1 DE NOVIEMBRE



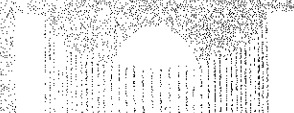
COLABORA:

JUNTA DE ANDALUCIA

*Consejería de Economía
y Hacienda*

PALACIO DE EXPOSICIONES Y CONGRESOS

Sevilla, 1 de noviembre de 1992



FIBES

SEVILLA

Prescripciones de detalle*

Jesús Chomón Díaz
Dr. Ingeniero Industrial
Escuela Técnica Superior de Arquitectura
Benedicto Gómez Sedano
Dr. Ingeniero Industrial
Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales

INTRODUCCION

En esta Ponencia se hace resaltar:

—Las novedades que aporta el EURO-CODIGO-2 respecto a la instrucción EH.

—Las diferencias en los temas contemplados por ambos tratados.

La mayoría de los comentarios se hacen con referencia al apartado correspondiente del E.C.-2 y a la documentación gráfica que se incluye en el presente texto.

5.2.1.2. Curvaturas permitidas (Figuras 1 y 2)

El E.C. indica acabados en gancho y en lazo (sin formulaciones específicas para anclajes).

El E.C. permite doblados en patilla, de 2ϕ en vez de $3,5\phi$, para barra $\phi \leq 20$; si bien, exige mayor longitud de la patilla. (No importante en valores absolutos).

En doblados con prolongación, el E.C. exige mayores recubrimientos mínimos, de 2ϕ a 3ϕ , y contempla mayores recubrimientos (7ϕ y 10 cm).

5.2.2.1. Condiciones de adherencia (Figura 3)

El E.C. incluye, en posición de buena adherencia, todas las armaduras en elementos con canto $h \leq 25\text{ cm}$.

5.2.2.2. Tensiones de adherencia de cálculo (Figura 3)

Existen fuertes diferencias (de 2 y 3 veces, según ϕ) entre los valores dados para estas tensiones en el E.C. y la EH-91; diferencias sólo “admisibles” si las formulaciones de aplicación —anclajes, por ejemplo— son distintas.

5.2.2.3. Longitudes básicas de anclaje de barras (Figuras 4 y 5)

Es de notar el distinto criterio en la formulación: $m\phi^2$ en la EH, y $(\phi/4)(f_{yd}/f_{bd})$ en el E.C., con los resultados que pueden observarse.

Asimismo, el E.C. fija para l_b neta en compresión, un mínimo de $0,6 l_b$, en vez de $0,3 l_b$ de la EH-91 (véase apartado 5.2.3.4.1).

5.2.3.1. Métodos de anclaje

El E.C. contempla y define el anclaje en prolongación recta, con barra transversal soldada.

Ya se ha indicado en 5.2.1.2 los acabados en gancho y en lazo y en doblado con prolongación.

5.2.3.2. Armadura transversal (en zona de anclaje) (Figura 6)

El E.C. exige disponer armadura transversal en todos los anclajes en compresión, y en los anclajes a tracción sin compresión transversal en la zona. (Se entiende por vigas y losas, no anclajes de pilares en zapatas, p.e.).

* Jornada de presentación del Eurocódigo 2 “Estructuras de Hormigón”, 9.ª Ponencia.

CURVATURA EN BARRAS

EH-91

E.C.

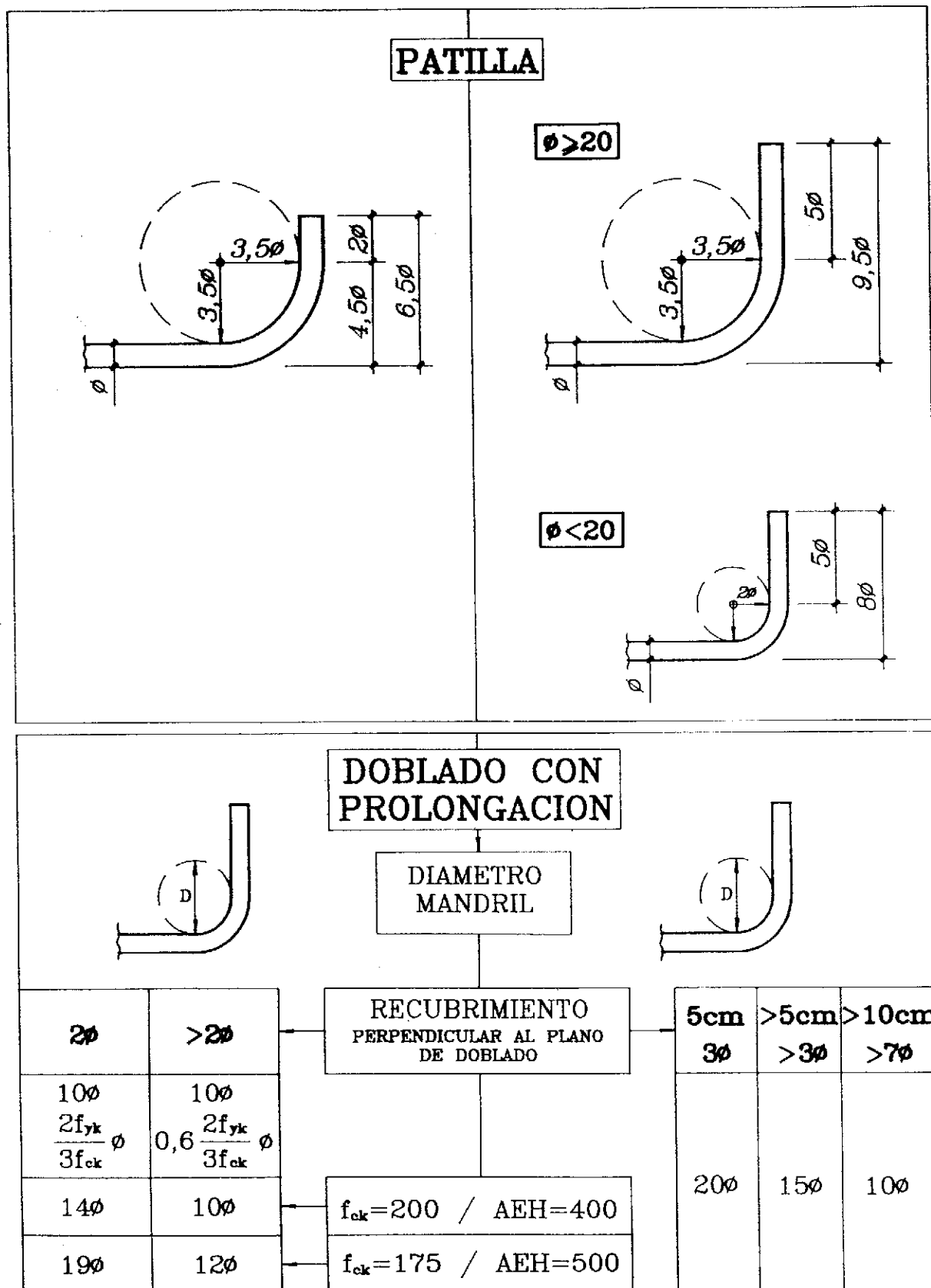


Fig. 1.

METODOS DE ANCLAJE

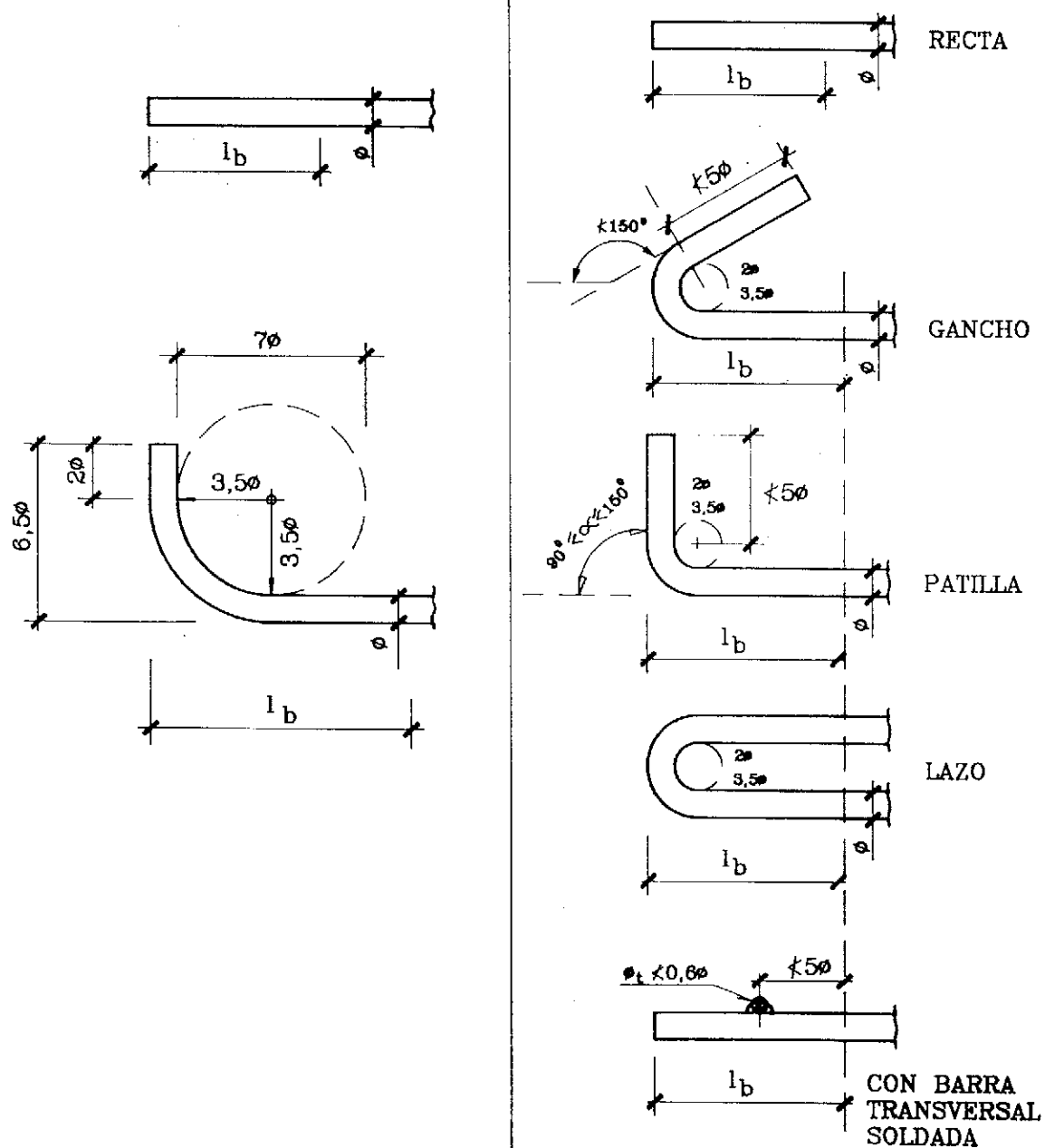


Fig. 2.

ADHERENCIA

EH-91

E.C.

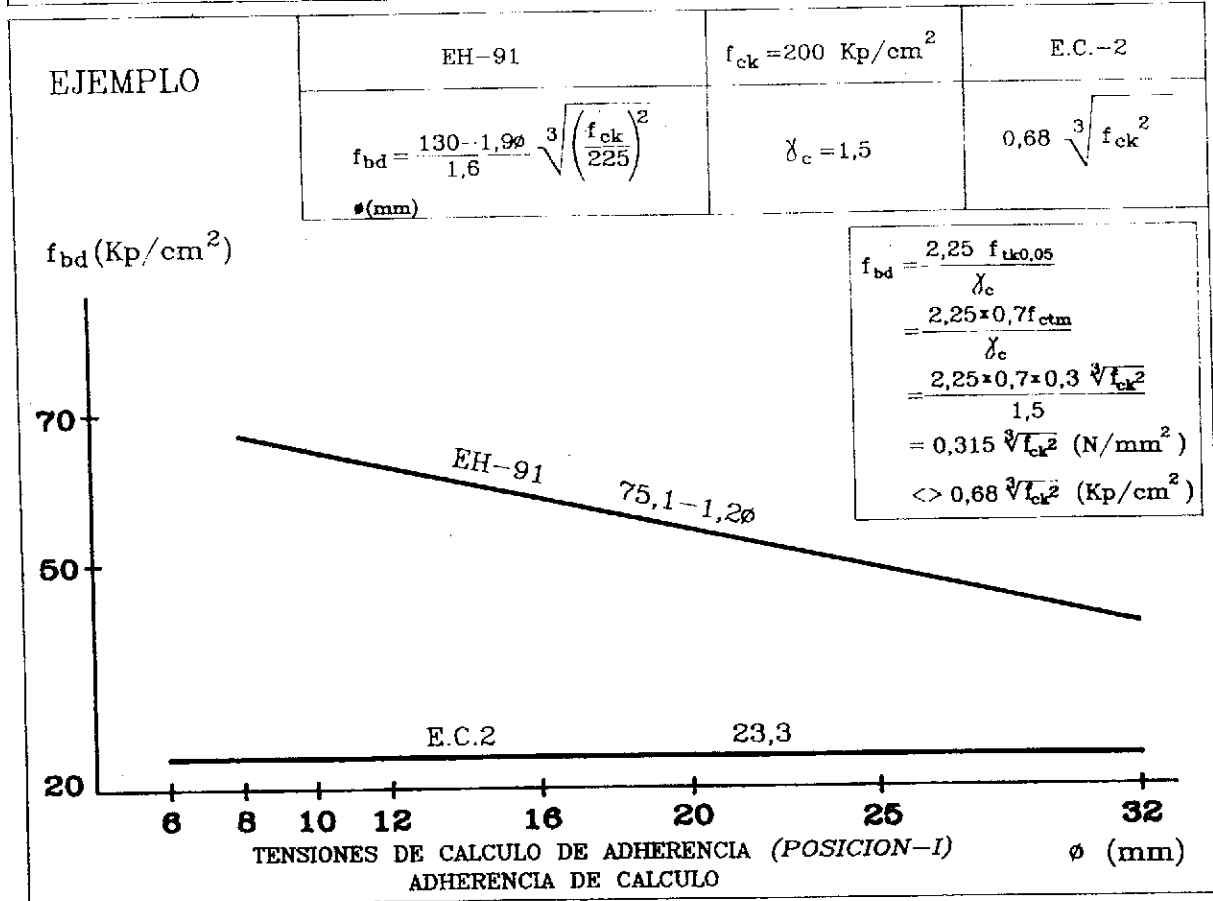
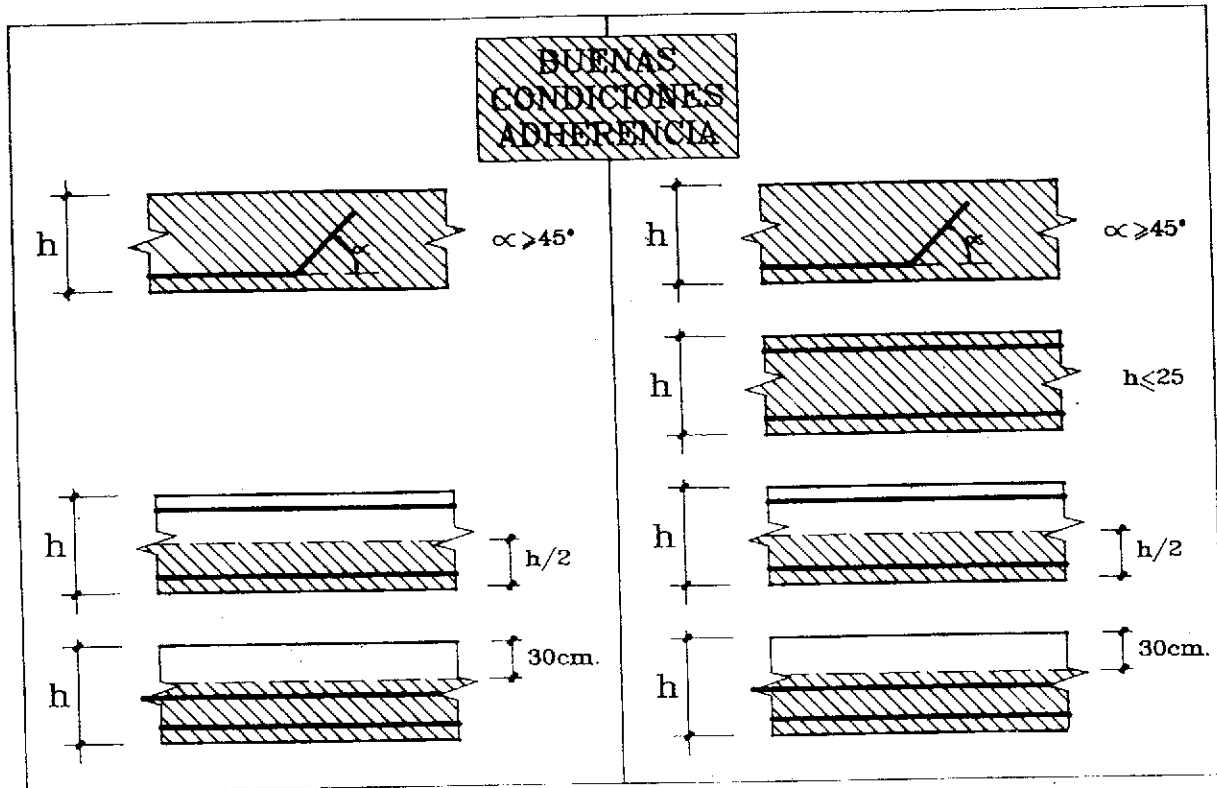


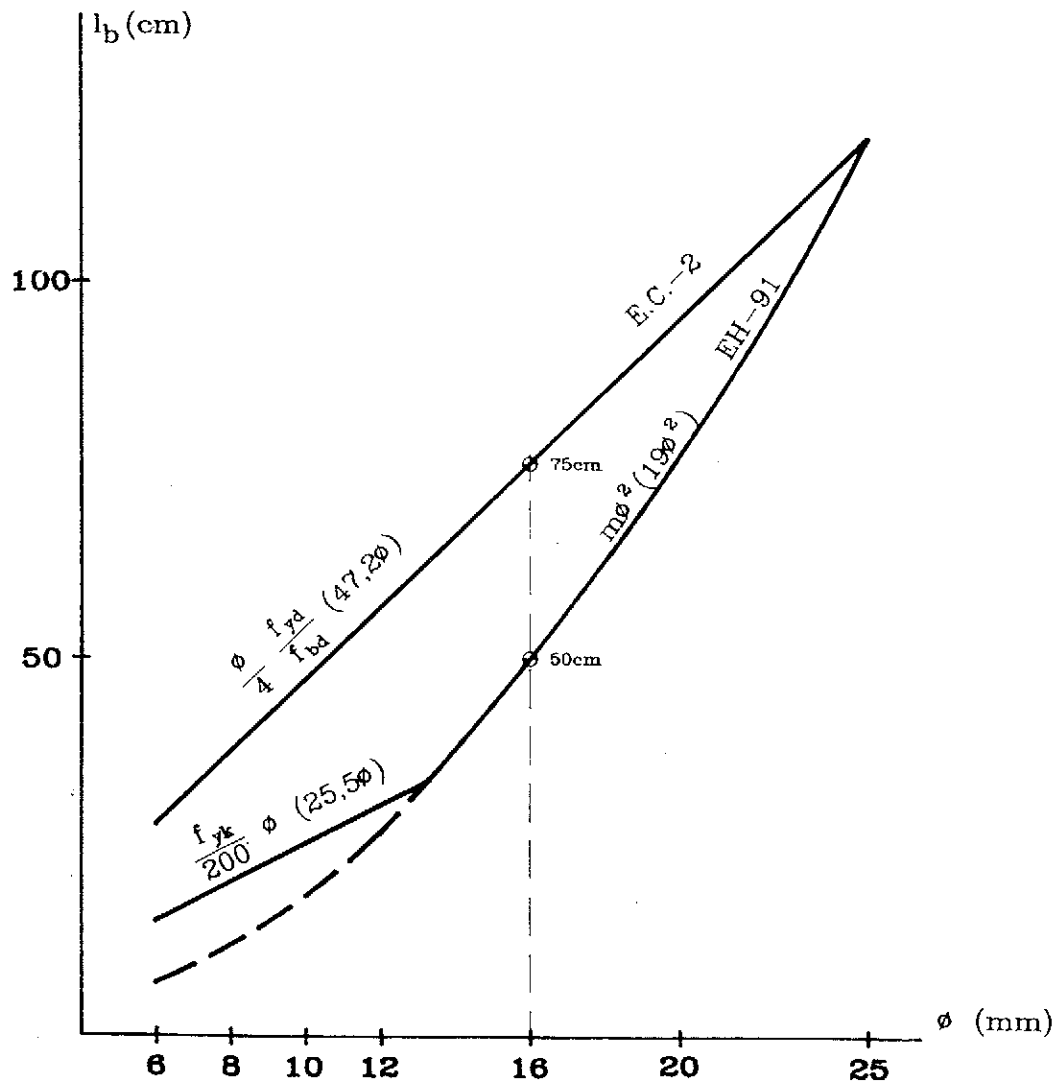
Fig. 3.

EJEMPLO

EH-91	$f_{ck}=200 \text{ Kp/cm}^2$ $\gamma_c=1,5$ $f_{yk}=5100 \text{ Kp/cm}^2$ $\gamma_s=1,15$	E.C.-2
$m\phi^2$		$\frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$
$m=19$		$f_{bd}=23,5 \text{ Kp/cm}^2$

mínimos
factor 0,7

0,6 l_b en compresión
recubrimiento 3ϕ

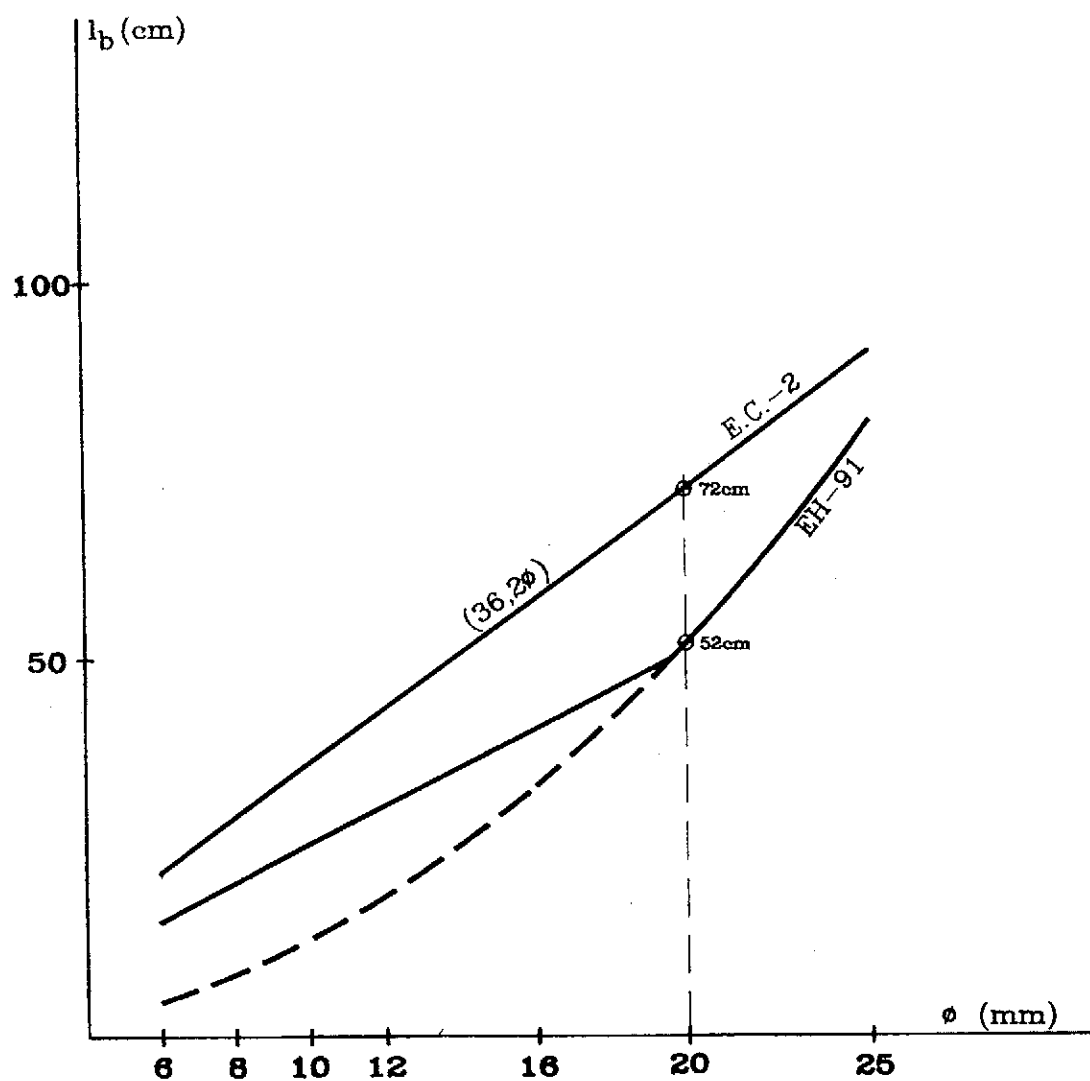


LONGITUD BASICA DE ANCLAJE (l_b) (POSICION-I)

Fig. 4.

EJEMPLO

EH-91	$f_{ck} = 300 \text{ Kp/cm}^2$	$\gamma_c = 1,5$	E.C.-2
$m\phi^2$	$f_{yk} = 5100 \text{ Kp/cm}^2$	$\gamma_s = 1,15$	$\frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$
$m=13$			$f_{bd} = 30,8 \text{ Kp/cm}^2$



LONGITUD BASICA DE ANCLAJE (l_b) (POSICION-I)

Fig. 5.

5.2.4.1.1. Empalmes por solapo, en barras (Figura 7)

El E.C. permite solapar barras con separación transversal de 4ϕ , "corrigiendo" la longitud de solapo.

En la definición de la armadura transversal que hay que disponer en la zona de solapos, el E.C. "penaliza" el solapo de barras de $\phi \geq 16$, fijando una armadura transversal, de sección igual a la de la barra solapada, y exigiendo incluso disponerla en estribos si existiesen dos solapos con separación transversal $< 10\phi$.

Es de notar la disposición de la armadura transversal con distribución no uniforme en la longitud de solapo.

5.2.4.1.3. Longitud de solapo (Figura 7)

Las longitudes de solapo son análogas en ambas normas, si bien el E.C. diferencia según sea el valor de b con respecto a 5ϕ .

Debe resaltarse que "a" se define en:

E.C.: Distancia libre transversal.

E.H.: Distancia transversal entre ejes.

5.2.5. Anclajes de cercos y armaduras de cortante (Figura 8)

En el E.C. se indica una disposición del posible anclaje de cercos por solapo con patilla, solapo con gancho o con barra soldada.

5.2.7. Grupos de barras (Figura 8)

El E.C. limita el ϕ_c a 55 mm; valor que en la EH-91 es de 70 mm para "pilares in situ".

El E.C. exige anclar barra a barra los grupos de barras.

5.4. Pilares (Figura 9)

El E.C. permite la ejecución "in situ" de pilares con dimensión mínima ≥ 20 cm.

5.4.1.2.1. Armadura longitudinal (Figura 9)

En E.C. la exigencia de cuantía mecánica mínima de la armadura longitudinal, es de 0,15 frente a 0,10 en la EH-91.

El armado máximo se contempla en el E.C. como cuantía geométrica máxima, ≥ 8 , incluso en sección con solapos; en la EH-91 como cuantía mecánica $\omega \geq 1$.

En "nuestros" diagramas adimensionales de interacción, la curva $\omega = 1$ sólo sería utilizable para el valor $f_{ck} \geq 215$ Kp/cm², deducido de la fórmula $A_s \geq f_{cd} \cdot A_c / f_{yk}$; y para el caso particular en que $f_{ck} = 300$ Kp/cm², $f_{yk} = 4.100$ Kp/cm², $\gamma_c = 1,5$ y $\gamma_s = 1,15$, la cuantía mecánica $\omega = 1$

corresponde a cuantía geométrica, en zona de solapo del 100% de la armadura, ya que siendo $h_s \geq 0,056 A_c$, en la zona de solapo su valor sería el doble, es decir, 11,2%, o sea superior al 8% que exige el E.C.

5.4.1.2.2. Armadura transversal (Figura 9)

El E.C. no considera como armadura transversal estructural, las barras $\phi < 6$ mm.

La máxima separación de estribos, en relación al ϕ de la barra longitudinal que ancla, es 12ϕ en el E.C. y 15ϕ en la EH-91.

Para las zonas b de inicio y final de barra, zonas con desvíos de armadura o zonas de solapo, la separación de estribos se reducirá mediante un factor 0,6.

5.4.2. Vigas (Figura 10)

5.4.2.1.1. Armadura longitudinal mínima y máxima (Figura 10)

5.4.2.1.2.

El E.C. reduce considerablemente, de 2,8 por 1.000 a 1,35 por 1.000, la cuantía geométrica mínima de armadura longitudinal de tracción que debe disponerse en una sección.

En el E.C., la armadura longitudinal de tracción se limita al 4%, como máximo, de la sección de hormigón (excepto en la zona de solapos).

La armadura longitudinal de compresión se limita, igualmente, al valor, 4%.

En la EH-91 no se limita la cuantía máxima de armaduras longitudinales.

5.4.2.1.3. Longitud de las armaduras de tracción (Figuras 10 y 11)

El tratamiento de la longitud de las armaduras, en relación con el dimensionado a cortante, es análogo en ambos tratados, si bien, el E.C. adiciona la variante del cálculo de cortante con inclinación variable de las bielas de compresión (θ variable).

El anclaje de las armaduras en apoyos extremos, directos o indirectos (brochales p.e.), y en apoyos intermedios, se considera con detalle en el E.C., no sólo en cuanto a la parte de armadura que ha de llegar a los apoyos sino también en las longitudes útiles para anclarla. (Véanse apartados 5.4.2.1.4 y 5.4.2.1.5).

5.4.2.2. Armadura de cortante (Figuras 12 y 13)

El E.C. admite, como armadura de cortante, distintas disposiciones de armaduras, convenientemente ancladas en las zonas de compresión y de tracción; si bien al menos el 50% de la

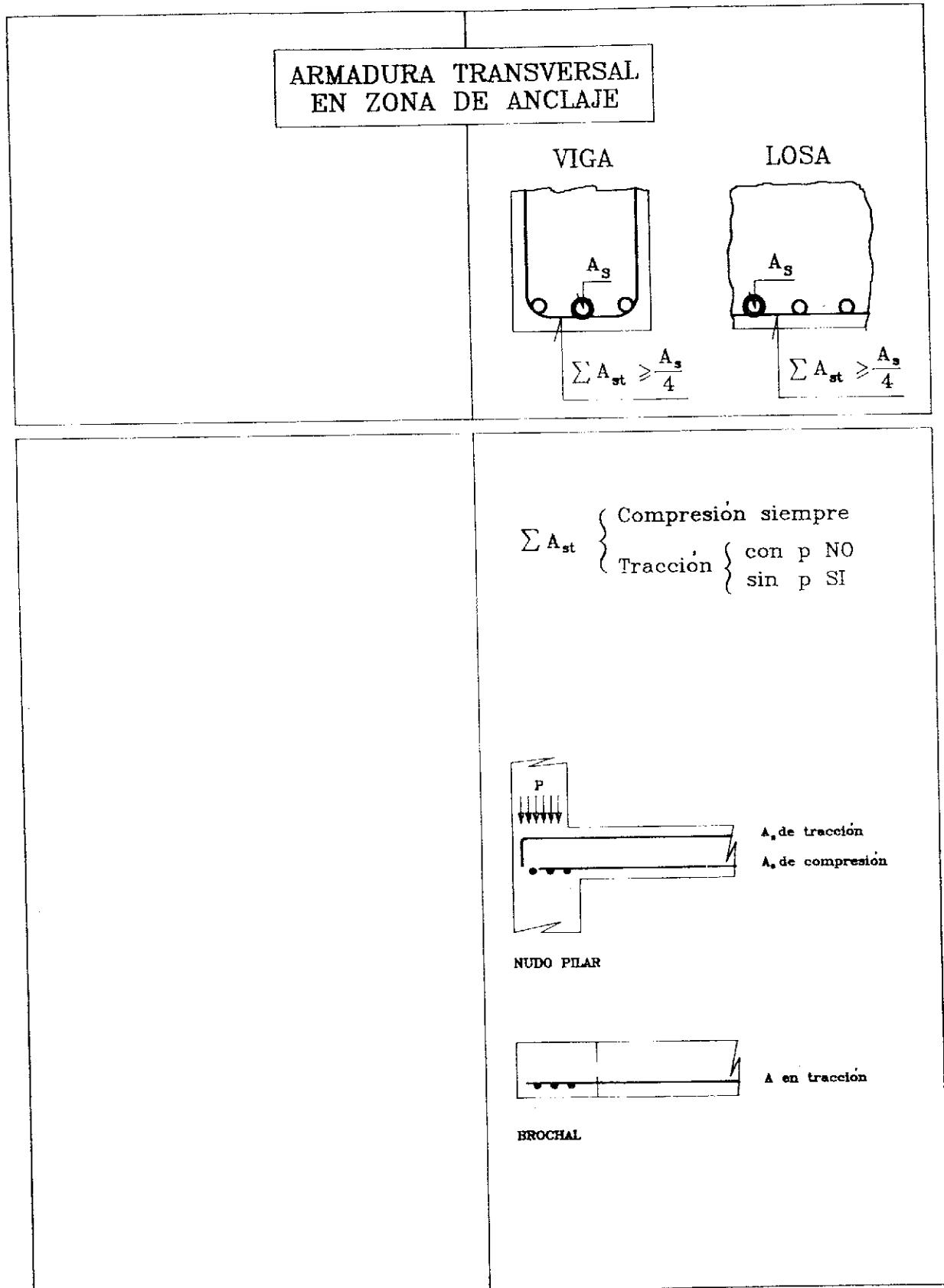


Fig. 6.

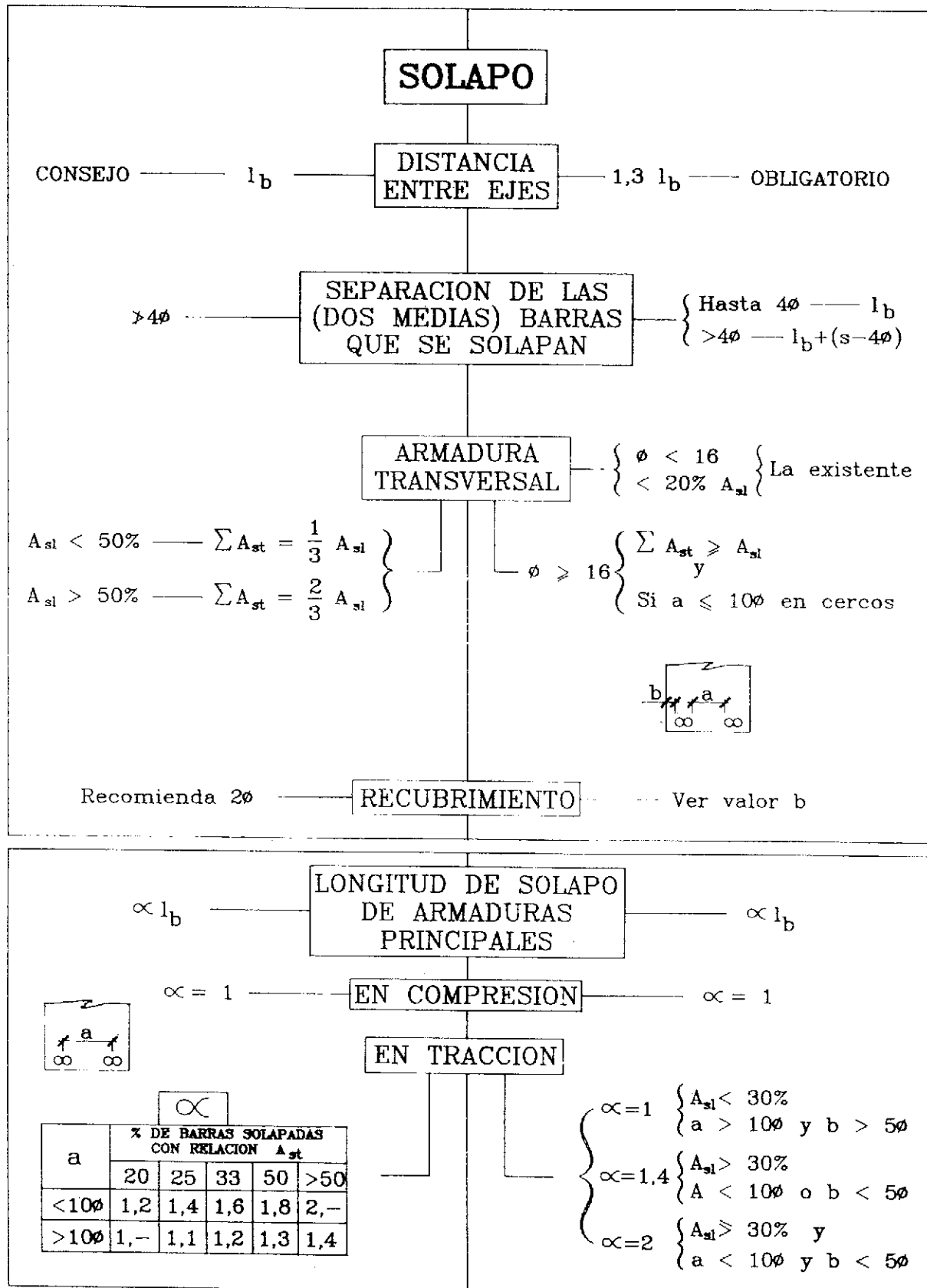


Fig. 7.

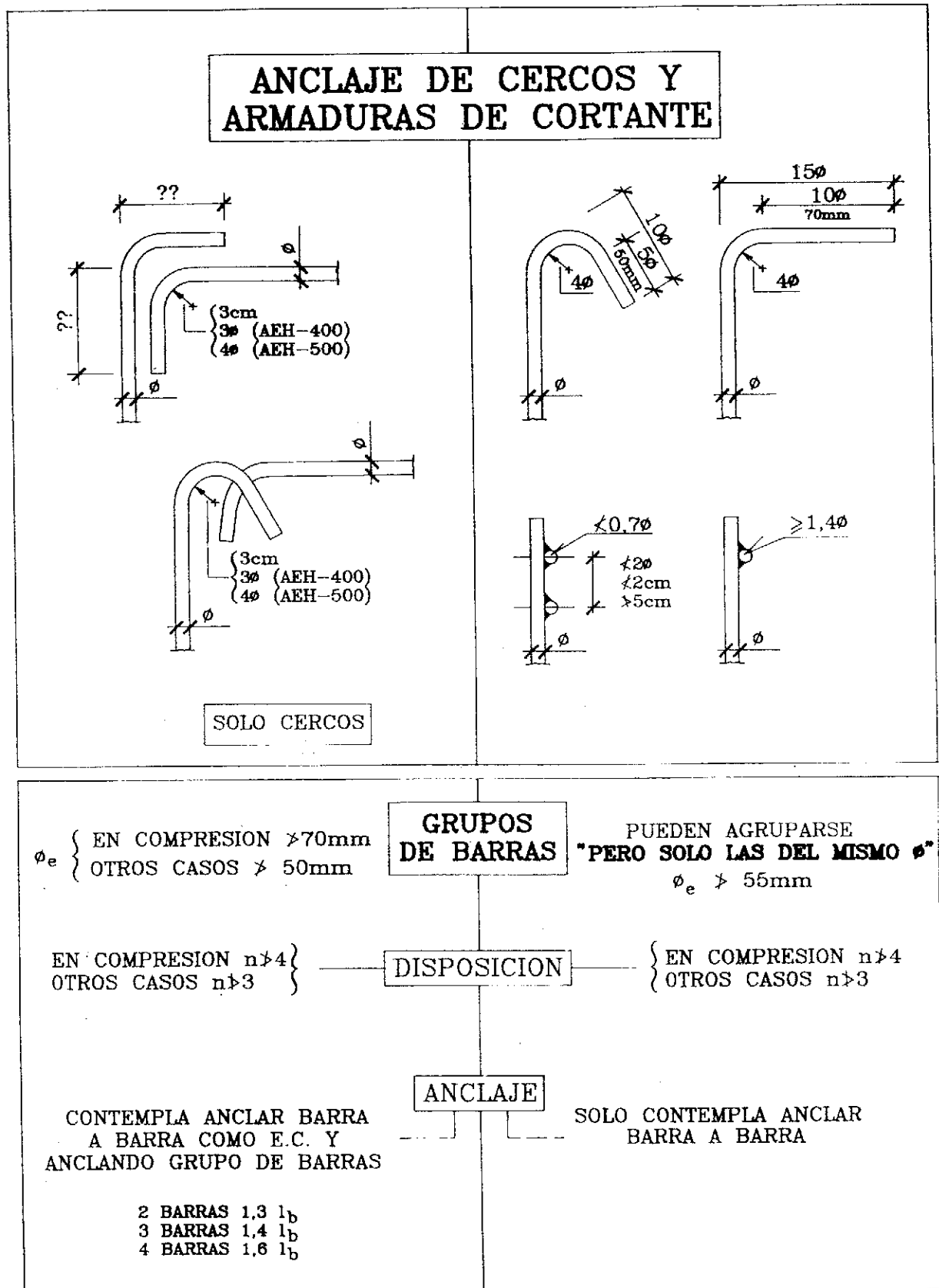


Fig. 8.

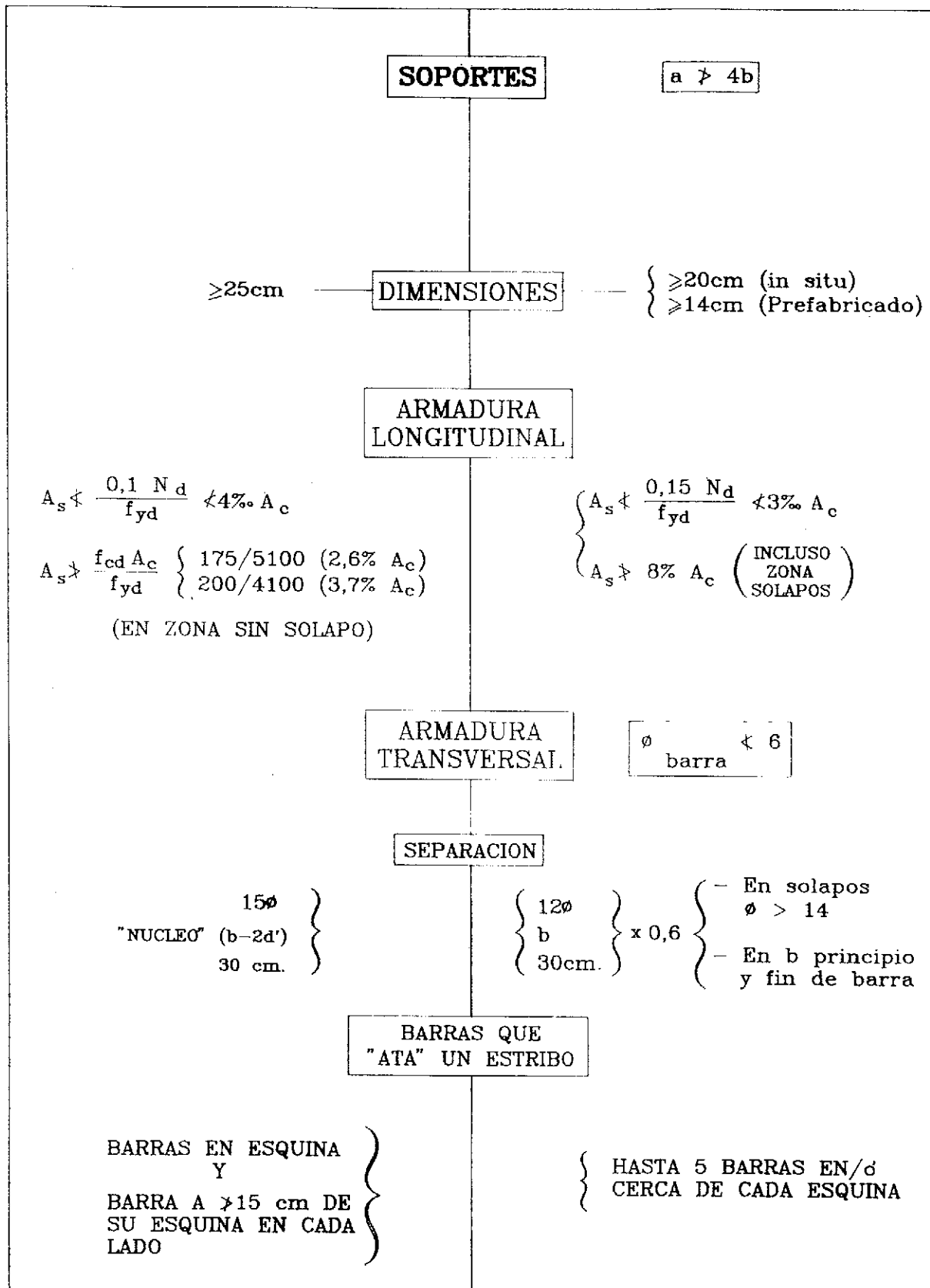


Fig. 9.

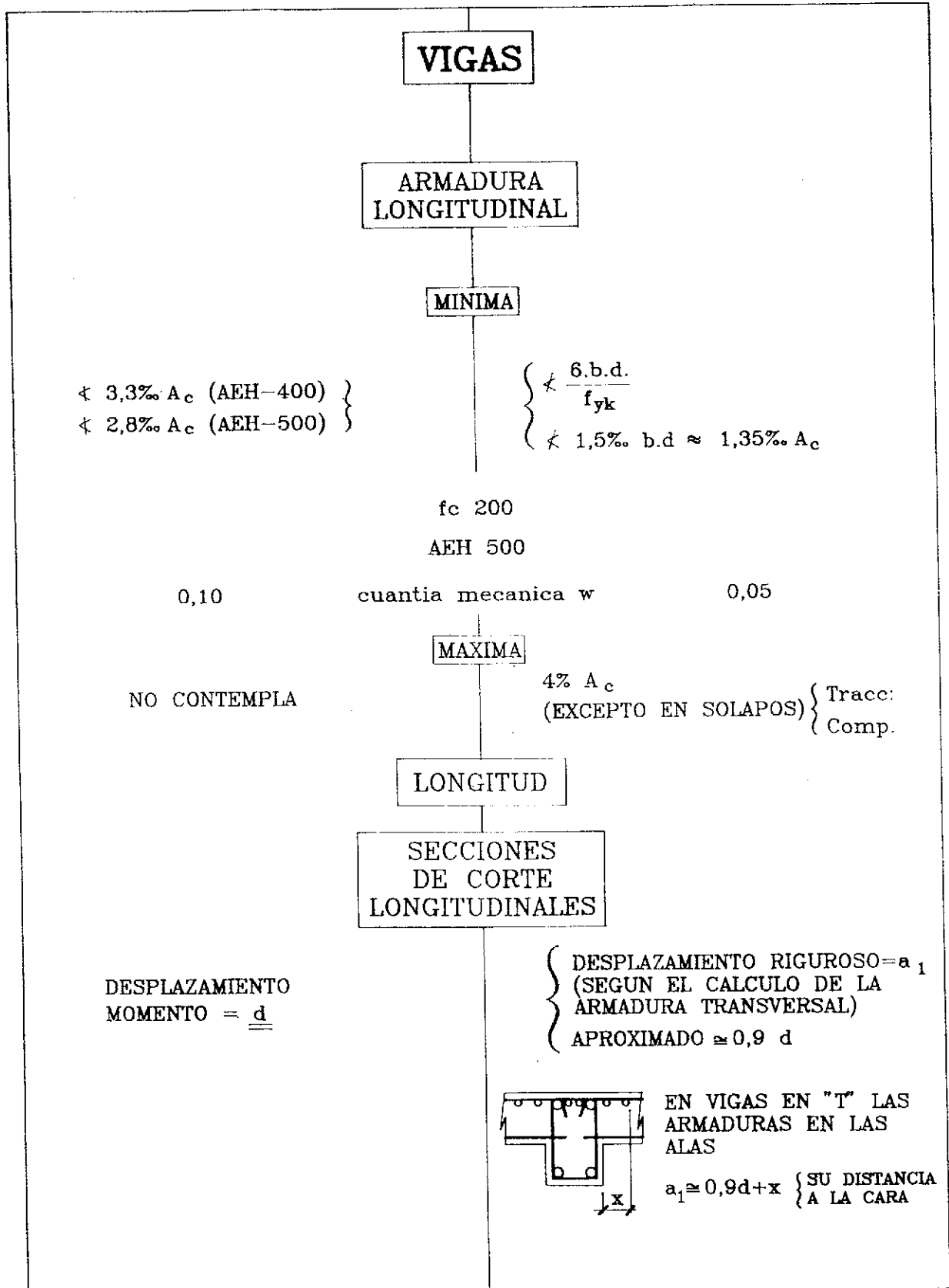


Fig. 10.

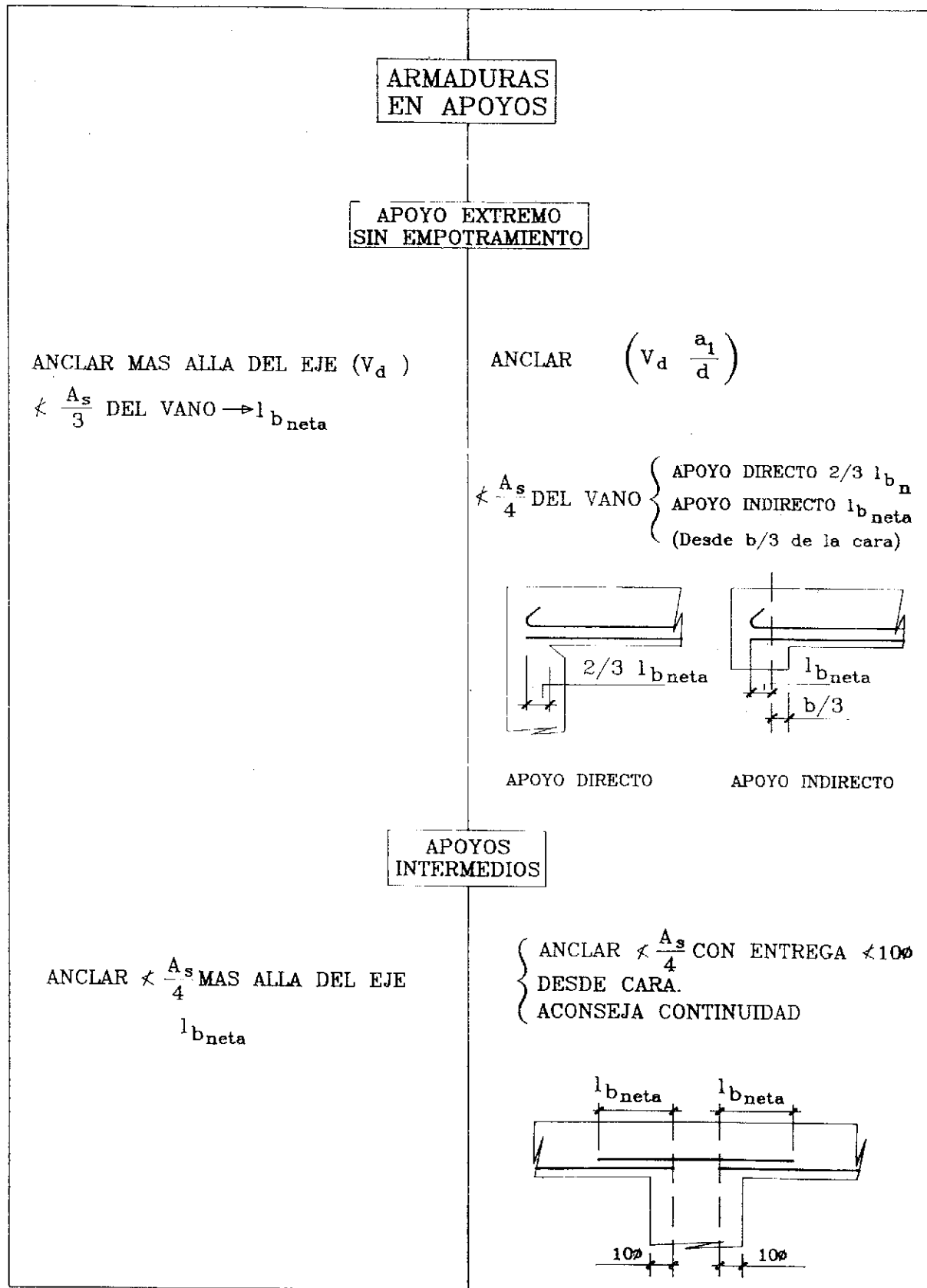


Fig. 11.

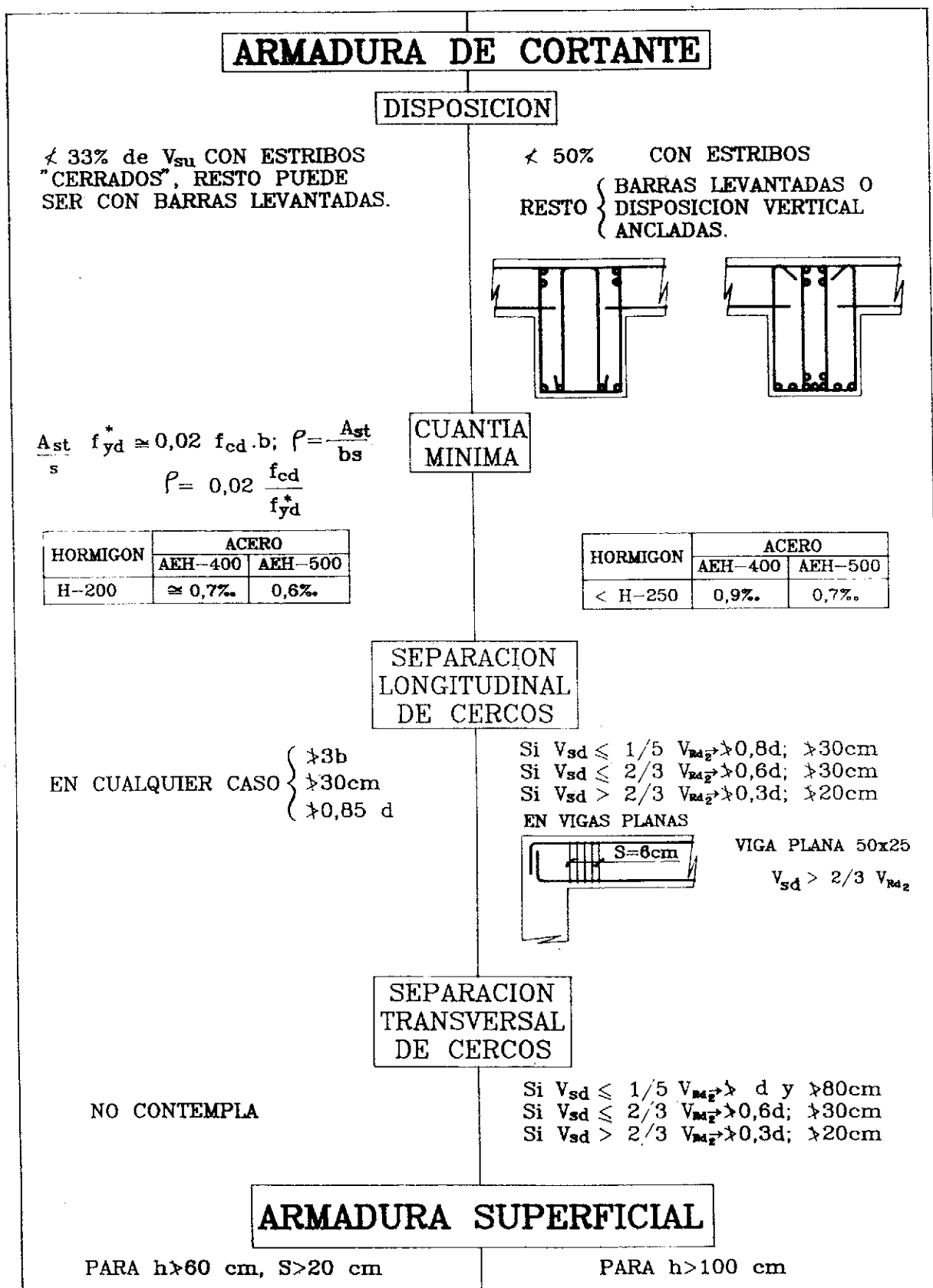


Fig. 12.

contribución de la armadura en la absorción de v_d , debe hacerse con estribos (33% en la EH-91) de $\phi \geq 12$ mm.

Las cuantías mínimas para los hormigones más usuales en edificación, $f_{ck} \leq 200$ Kp/cm², son mayores en el E.C.

En la separación de estribos, tanto longitudinal como transversalmente, el E.C. da distintas separaciones, en función de la relación del esfuerzo cortante absorbido por la armadura y el de agotamiento de la sección (bielas de compresión).

5.4.3. Losas macizas in situ (Figura 14)

5.4.3.1.

El E.C. no considera como elemento estructural de hormigón armado, a las losas con canto menor de 50 mm.

5.4.3.2. Armadura de flexión (Figura 14)

El E.C. permite que las distancias entre barras sean:

- Armadura principal $1,5 h \geq 35$ cm.
- Armadura secundaria $2,5 h \geq 40$ cm.

5.4.3.2.2. Armadura en zonas de apoyos (Figura 14)

El E.C. exige que al menos el 50% de la armadura del vano, se ancle en el apoyo.

El E.C. dispone que en los apoyos se ha de colocar una armadura superior que absorba un momento igual al 0,25 del momento del vano, aunque se considere un apoyo sin empotramiento.

5.4.3.3. Armadura de cortante (Figura 14)

El E.C. indica que en las losas de canto menor de 20 cm, no se necesita disponer armadura de cortante. (En una versión anterior, añadía "por consideraciones prácticas").

El E.C. permite que para solicitaciones de cortante de valor $V_d < 1/3 V_u$, pueden disponerse sólo barras levantadas, con separación máxima "d".

Ejemplo de aplicación de E.C. a la separación de estribos de elementos dimensionados a cortante con E.H. (Nomenclatura EH)

$V_{u2} \text{ (EH)} \sim V_{sd} \text{ (E.C.)}$
 $V_{u1} \text{ (EH)} \sim V_{Rd2} \text{ (E.C.)}$
 $V_{cu} \text{ (EH)} \sim V_{cd} \text{ (E.C.)}$

Separación de cercos	
Longitudinal	Transversal
$V_{u2} \leq \frac{V_{u1}}{5} \rightarrow \geq 0,8 d; \geq 30 \text{ cm}$	$\geq d ; \geq 80 \text{ cm}$
$V_{u2} \leq \frac{2 V_{u1}}{3} \rightarrow \geq 0,6 d; \geq 30 \text{ cm}$	$\geq 0,6 d; \geq 30 \text{ cm}$
$V_{u2} > \frac{2 V_{u1}}{3} \rightarrow \geq 0,3 d; \geq 20 \text{ cm}$	$\geq 0,3 d; \geq 20 \text{ cm}$

Para $f_{ck} = 200 \text{ kp/cm}^2$

$V_{u1} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$
 $V_{cu} = 0,50 \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d$

$\frac{V_{u1}}{V_{cu}} = 0,6 \sqrt{f_{cd}} \approx 7; \quad V_{u1} = 7 V_{cu}$

Esfuerzo cortante de cálculo

	Longitudinal	Transversal
$V_{u2} \leq (1/5 \cdot 7 \cdot V_{cu}) = 1,4 V_{cu}$	0,8 d	80 cm
$V_{u2} \left\{ \begin{array}{l} \text{de } (\frac{1}{5} \cdot 7 V_{cu}) = 1,4 V_{cu} \\ \text{a } (\frac{2}{3} \cdot 7 V_{cu}) = 4,6 V_{cu} \end{array} \right\}$	0,6 d	0,6 d
$V_{u2} \left\{ \begin{array}{l} \text{de } (\frac{2}{3} \cdot 7 V_{cu}) = 4,6 V_{cu} \\ \text{a } (1 \cdot 7 V_{cu}) = 7 V_{cu} \end{array} \right\}$	0,3 d	0,3 d

Fig. 13.

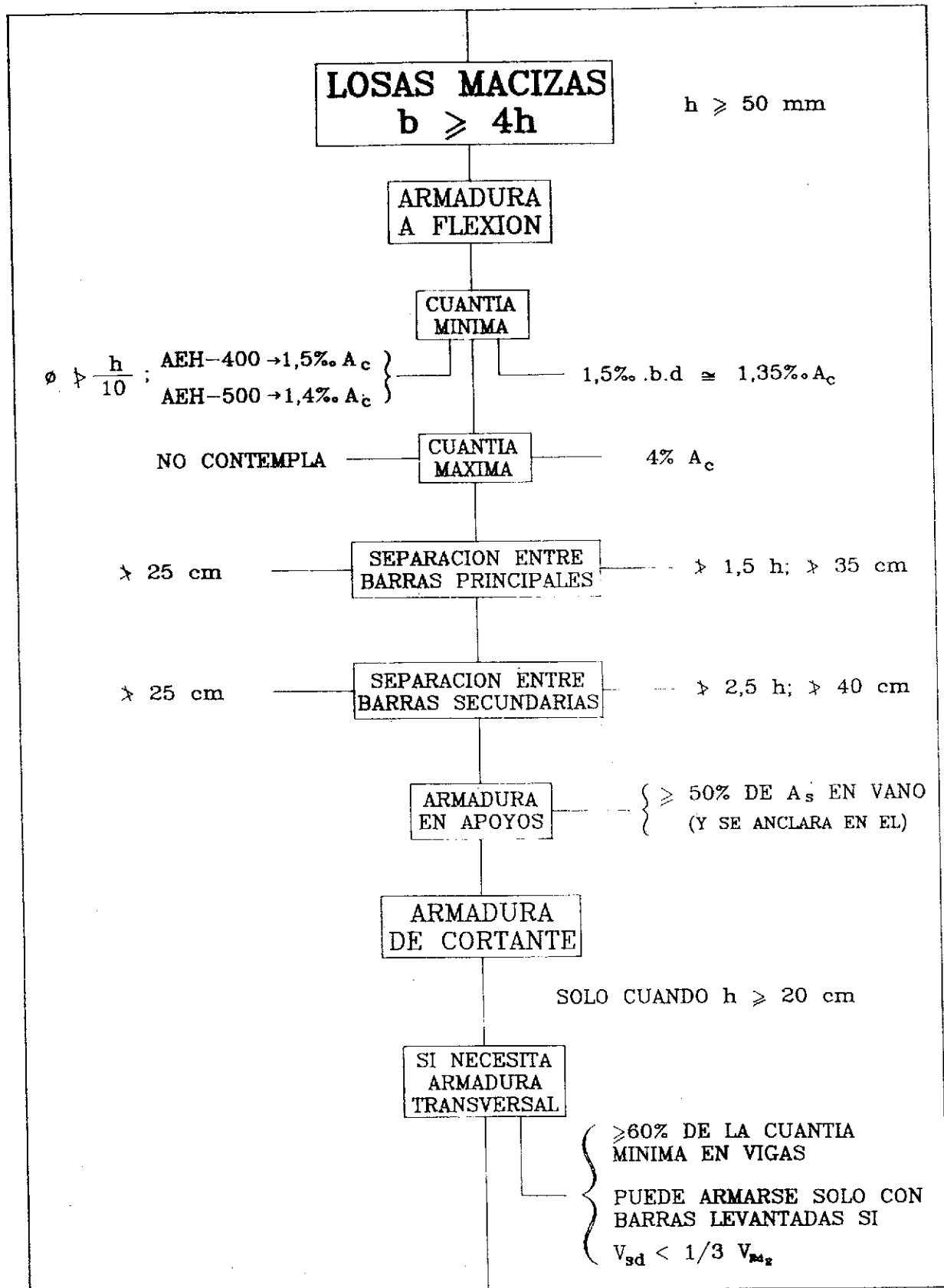


Fig. 14.

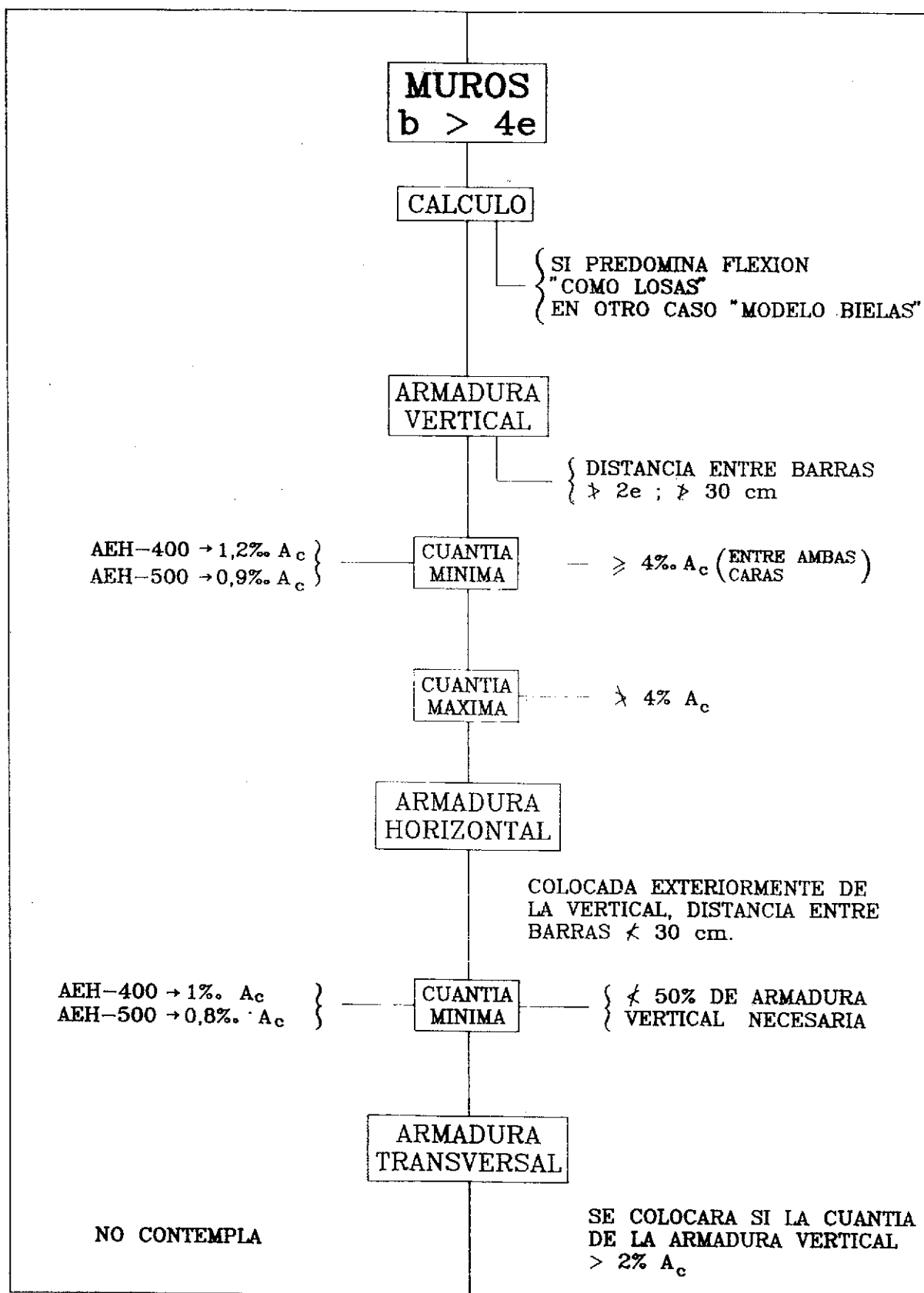


Fig. 15.

5.4.7. Muros de hormigón armado (Figura 15)

5.4.7.1

El E.C. define geométricamente como muro, el elemento de ancho mayor que cuatro veces el canto; y especifica las distintas disposiciones de armado que deben utilizarse según su estado de sollicitación:

—En muros con sollicitación de flexocompresión, las disposiciones de armado serán como en las losas.

—En muros con sollicitación de compresión compuesta, las disposiciones de armado serán las que se indican en este apartado.

5.4.7.2. Armadura vertical (Figura 15)

En el articulado se dice que la cuantía geométrica mínima, suma de la existente en ambas caras, será ≤ 4 por 1.000, la máxima $\geq 4\%$, y la separación máxima entre barras se fija en 2e y 30 cm.

La EH-91 fija la cuantía mínima en valores muy inferiores, 0,9 por 1.000, para AEH-500.

5.4.7.3. Armadura horizontal (Figura 15)

El E.C. fija la cuantía mínima (en cada cara), en el 50% de la armadura vertical; y señala que debe ir colocada en el exterior de la armadura vertical.

5.4.7.4. Armadura transversal (Figura 15)

El E.C. define con claridad que, en un muro (pantalla de edificación, por ejemplo), se han de disponer estribos cuando la cuantía geométrica de armadura vertical sea mayor del 2%.

RESUMEN DE CONCLUSIONES QUE SE ESTIMA CONVENIENTE DESTACAR

—De las disposiciones de detalle del E.C., se deduce que exige “disponer” mayores recubrimientos que los prescritos en la EH; 3ϕ en barras acabadas en patilla, para poder aplicar el coeficiente (0,7) reductor de l_b , por ejemplo.

—En zonas de anclaje, exige armadura transversal, excepto en el caso de barras traccionadas ancladas en zonas con tensiones de compresión normales a la barra.

—En empalmes por solapo de barras $\phi \geq 16$, el E.C. exige mayor sección de armadura transversal.

—En relación directa con la adherencia:

—Para el E.C., todas las armaduras de losas de hasta 25 cm de canto, están en buenas

condiciones de adherencia.

—La tensión de adherencia de cálculo, f_{bd} , del E.C. está entre $1/3$ y $1/2$ de la fijada por la E.H.

—Existe criterio dispar en el cálculo de la longitud básica de anclaje de las barras, l_b , y conduce a resultados con diferencias muy importantes.

—Las cuantías límites de armado en el E.C., se dan, en “general”, con criterio de cuantía geométrica; en la E.H. suelen indicarse como cuantías mecánicas (lo que se estima más lógico).

—En relación con el armado de vigas:

—El E.C. fija una cuantía geométrica mínima de la armadura de tracción, sensiblemente menor que la E.H. (1,35 por 1.000 a 2,8 por 1.000) y se acerca a la armadura correspondiente a la rotura agria.

—En la disposición de estribos, tanto en la separación longitudinal como en el número de ramas por sección transversal, las prescripciones del E.C., aplicadas a las vigas planas, dan lugar a una “densidad” alta de armadura transversal.

—En los soportes hormigonados in situ, el E.C. permite una dimensión transversal mínima de 20 centímetros.

RESUMEN

Se realizó una breve descripción de las novedades, respecto a la INSTRUCCION PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCION DE OBRAS DE HORMIGON EN MASA O ARMADO EH-91, que aporta el EUROCODIGO EC-2.

La mayoría de los comentarios se hacen con referencia a la documentación gráfica que se acompaña.

En los comentarios, las referencias gráficas y apartados se refieren al EUROCODIGO EC-2.

En la parte final del artículo se da un resumen de conclusiones, en las que se aprecian las diferencias que se deben destacar.

SUMMARY

Here is included some information about news that regarding the “Project and work Instruction for Concrete and Reinforced concrete” EH-91, appear in the Eurocode EC-2.

The majority of the commentaries made refer to the illustrations and graphs that are included with them.

In the commentaries, the Graphic references and paragraphs refer to the Eurocode EC-2.

In the final part of the article there is a conclusive summary in which the important differences are clearly stated.

Tratamiento del pretensado en el Eurocódigo EC-2

Florencio J. Del Pozo Vindel

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

E.T.S. Ing. Caminos de Madrid

Antonio R. Marí Bernat

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

E.T.S. Ing. Caminos de Barcelona

1. INTRODUCCION. CAMPO DE APLICACION

En este artículo se aborda el tratamiento del pretensado en el Eurocódigo EC-2. No se trata de describir exhaustivamente cómo trata el Eurocódigo esta tecnología sino más bien de plantear a grandes rasgos cuales son los aspectos más relevantes abordados y cómo difieren aquéllos respecto del tratamiento que se les da en la normativa actualmente vigente en España. Este punto es de especial interés dado el proceso de revisión en que se encuentra la Instrucción Española para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado, EP-80.

El Eurocódigo EC-2 es aplicable a estructuras, de edificación y Obras Públicas, de hormigón en masa, armado y pretensado. Sin embargo, no cubre aspectos particulares de ciertas obras especiales de edificación (edificios de altura) o de Obras Públicas (viaductos, edificios de contención, plataformas off-shore) en los que puedan existir estructuras pretensadas.

Por otra parte, está en desarrollo la parte 1D del Eurocódigo, dedicada exclusivamente al pretensado interno con armaduras postesas no adherentes y al pretensado exterior.

El Eurocódigo EC-2 distingue entre "Principios Generales" y "Reglas de Aplicación". Los primeros comprenden aquellas afirmaciones y definiciones generales para las que no hay alternativa, o bien aquellos requisitos o modelos de análisis para los que no se permite alternativa salvo que esté específicamente indicado. Las reglas de aplicación son reglas reconocidas que siguen los principios generales y cumplen los requisitos. Se pueden usar reglas alternati-

vas siempre que esté demostrado que cumplen los principios pertinentes y que conduzcan a comportamientos equivalentes en cuanto a resistencia, condiciones de servicio o durabilidad de las estructuras.

La primera diferencia clara con la normativa española es el tratamiento conjunto hormigón armado-hormigón pretensado que se da en el Eurocódigo EC-2. Sin embargo, cabe destacar que los principios generales que lo inspiran son esencialmente los mismos que en la EP-80.

2. BASES DE CALCULO

Se adopta el método de los estados límites, clasificándolos en estados límites últimos y de servicio, en todos los cuales se hace mención expresa del pretensado.

Se definen tres situaciones de proyecto, que son:

—Situaciones persistentes correspondientes a las condiciones normales de uso de la estructura.

—Situaciones transitorias como, por ejemplo, durante la construcción o reparación.

—Situaciones accidentales.

En relación a las acciones, el Eurocódigo EC-2 no da los valores numéricos de las mismas que hay que tener en cuenta en el cálculo. Estos los proporciona un Eurocódigo separado "Acciones sobre Estructuras", aplicable a los diferentes tipos de construcción.

Se definen unos valores representativos de las acciones variables, que son fracciones de los valores característicos. Estos son: valores de combinación, valores frecuentes y valores permanentes. Ello afecta de forma notable al dimensionamiento en servicio de estructuras pretensadas, como se verá más adelante.

* Jornada de presentación del Eurocódigo 2 "Estructuras de Hormigón". 10ª y última Ponencia.

3. ANALISIS

La determinación de los efectos del pretensado se trata de forma separada, por razones prácticas, en el apartado 2.5.4 del EC-2.

Para *cálculo en condiciones de servicio* se estiman dos valores característicos de la fuerza de pretensado:

$$P_{k, \text{sup}} = \gamma_{\text{sup}} \cdot P_{m, t}; \quad P_{k, \text{inf}} = \gamma_{\text{inf}} \cdot P_{m, t}$$

donde $P_{k, \text{sup}}$ y $P_{k, \text{inf}}$ son, respectivamente, los valores característicos superior e inferior. $P_{m, t}$ es la fuerza media de pretensado estimada, incluyendo las pérdidas y propiedades de los materiales.

Los coeficientes γ_{sup} y γ_{inf} pueden estimarse en (1,1) y (0,9), respectivamente, en ausencia de una determinación más rigurosa. En este

aspecto hay coincidencia total con la normativa EP-80. Ahora bien, el EC-2 limita los anteriores factores al caso en el que la suma de pérdidas por rozamiento y diferidas no supere el 30% del pretensado inicial.

En cuanto al análisis estructural, para cálculo de esfuerzos en servicio, se utiliza la teoría elástica, incluyendo efectos isostáticos e hiperestáticos. Se acepta utilizar los valores medios del pretensado, en el cálculo de esfuerzos en edificios normales, donde no se considere necesario el cálculo del ancho de fisura. Sin embargo, cuando la respuesta de la estructura es muy sensible al pretensado, se utilizan los valores característicos (verificación de anchos de fisura, estado límite de descompresión o apertura de juntas entre elementos prefabricados).

No se definen explícitamente las clases de

FUERZA PRETENSADO

VALORES CARACTERISTICOS

	EC2	EP
E.L.S.	$P_{k, \text{sup}} = \gamma_{\text{sup}} \cdot P_m$ $P_{k, \text{inf}} = \gamma_{\text{inf}} \cdot P_m$	$P_k = P_m$
E.L.U.	$P_k = P_m$	

- $\gamma_{\text{sup}} = 1,10$

- $\gamma_{\text{inf}} = 0,90$

Valores válidos:

—Salvo determinación más rigurosa

— $\Delta P_\mu + \Delta P_t \geq 0,30 \cdot P_o$

COEFICIENTES DE PONDERACION

	EC2	EP
E.L.S.	$\gamma_p = 1,00$	$\gamma_{p, \text{favorable}} = 0,90$ $\gamma_{p, \text{desfavorable}} = 1,10$
E.L.U.	$\gamma_{p, \text{favorable}} = 0,90$ $\gamma_{p, \text{desfavorable}} = 1,20$	$\gamma_p = 1,00$

- IGUALES RESULTADOS EN E.L.S. ENTRE EC2 Y EP.

- FUTURA MODIFICACION DE $\gamma_{\text{E.L.S.}}$ EN EP PARA ARMADURAS PRETESAS

$$\gamma_{p, \text{favorable}} = 0,95$$

$$\gamma_{p, \text{desfavorable}} = 1,05$$

- JUSTIFICACION DE EP PARA $\gamma_{\text{E.L.U.}} = 1,00$.

—Flexión → Escaso error

—Cortante → Doble efecto compensado

LIMITACIONES

Máxima tensión $\sigma_{o, \text{máx.}}$ de tesado		Máxima tensión σ_{pm0} de anclaje	
EC2	EP	EC2	EP
0,80 f_{pk} 0,90* $f_{p0, lk}$	0,85 f_{pk} 0,95 $f_{p0, lk}$	0,75 f_{pk} 0,85 $f_{p0, lk}$	0,75 f_{pk} 0,90 $f_{p0, lk}$

Máxima fuerza final
ponderada

- EC2 → SIN LIMITACIONES

- EP → $\gamma_p \cdot P_{k, f} \geq 0,60 \cdot f_{pk}$

* Hasta 0,95 excepcionalmente.

dimensionamiento frente a fisuración como en la normativa española.

En relación a la limitación de tensiones de compresión para evitar la microfisuración del hormigón, se deben utilizar los valores medios del pretensado.

En estado límite último el valor de cálculo del pretensado viene dado por:

$$P_d = \gamma_p \cdot P_{m,t}$$

donde γ_p viene dado en la tabla 2.2 del EC-2 y cuyos valores estándar o de referencia son $\gamma_p = 1,2$ para efectos desfavorables y $\gamma_p = 0,9$ para efectos favorables.

En ello existe una diferencia con la norma EP-80, ya que en España queda fijo el coeficiente de ponderación del pretensado, en estado límite último, a $\gamma_p = 1$, tanto si es favorable como desfavorable. En la EP-80 ya se comenta que se adopta este único valor por razones de simplicidad de cálculo, justificando el escaso error que se produce.

El valor γ_p en EC-2 puede modificarse en algunas circunstancias. Así, en la evaluación de los efectos combinados del pretensado y del peso propio (situación de vacío) se admite $\gamma_p = 1$ y un coeficiente de mayoración de peso propio $\gamma_G \leq [1, 2]$.

Cuando se evalúan los efectos locales del pretensado (en zonas de anclaje, presión sobre el hormigón) hay que trabajar con una fuerza igual a la carga característica de rotura del tendón.

También se admite tomar $\gamma_p = 1,0$ en el cálculo de secciones, siempre que se cumplan las dos condiciones siguientes:

- a) Que no haya más de un 25% de área total de acero de pretensado dentro de la zona de compresión en el estado límite último.
- b) Que la tensión en el acero de pretensado más próximo a la cara traccionada, en estado límite último sea superior a $f_{p0,1 \text{ k/ym}}$.

Con estas condiciones se trata de garantizar una rotura dúctil, con lo cual el valor de la fuerza de pretensado no afecta al momento último resistente y, por tanto, no tiene sentido ponderar aquella.

Los efectos hiperestáticos de pretensado, en estado límite último se tratarán con sus valores característicos.

En cuanto al análisis estructural, en estado límite último los efectos del pretensado se abordan distinguiendo entre los casos de utilizar métodos lineales o métodos no lineales y plásticos.

En el primer caso debe adoptarse $\gamma_p = 1$. En el caso de adoptar métodos lineales con redistribu-

bución, ésta se aplicará a los momentos, incluyendo los efectos hiperestáticos.

En el segundo caso, cuando se utilizan métodos de análisis no lineal, se puede adoptar $\gamma_p = 1$. Si se trata de métodos plásticos, los efectos hiperestáticos de pretensado pueden ignorarse en el cálculo de secciones.

En el cuadro adjunto se resumen algunos aspectos relativos a la fuerza de pretensado, tales como valores característicos, coeficientes de ponderación y limitaciones, comparando las propuestas del EC-2 y de la EP-80.

4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

En el EC-2 se hace referencia a las siguientes propiedades físicas, mecánicas y tecnológicas del acero de pretensado que hay que tener en cuenta en el proyecto: densidad, coeficiente de dilatación térmica, tensión que produce una deformación remanente del 0,1%, resistencia especificada a tracción, relación carga máxima real/carga máxima especificada, diagrama tensión-deformación, características de ductilidad, módulo de elasticidad, fatiga, comportamiento frente a tensiones multiaxiales, condiciones superficiales, relajación y susceptibilidad a la corrosión bajo tensión.

Merece especial atención el tratamiento de las siguientes propiedades:

Características de ductilidad

Debe garantizarse la adecuada ductilidad al alargamiento del acero de pretensado. Ello está garantizado si el alargamiento bajo carga máxima supera el valor especificado en la EN 10138 ($\epsilon_{su} \approx 3,0\%$). A efectos del análisis estructural, si no se dispone lo contrario, los tendones postesos pueden considerarse de alta ductilidad y los pretesos de ductilidad normal. Igualmente, debe garantizarse la ductilidad a flexión, a través de la satisfacción de los requisitos de aptitud al doblado.

Tensiones multiaxiales

En la tabla 4.4 del EC-2 se especifican unos requisitos que se deberán satisfacer en relación a radios de doblado del desviador que sostiene el tendón, frente al diámetro nominal, en función de la situación que se trate (alambre o cordón simple traccionado dentro de una vaina lisa, alambre o cordón simple traccionado dentro de una vaina estriada, tendón de alambres o cordones múltiples).

Relajación

Se definen tres clases de relajación, aten-

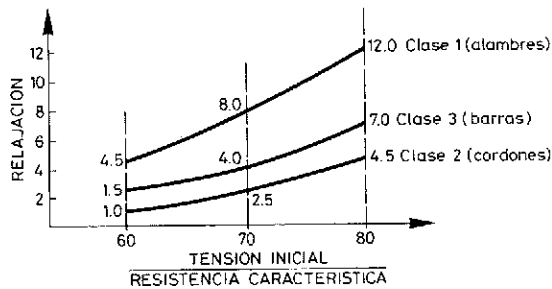
diendo a los máximos porcentajes de pérdida de tensión.

Clase 1: Para alambres y cordones, alta relajación.

Clase 2: Para alambres y cordones, baja relajación.

Clase 3: Para barras.

La figura adjunta representa el porcentaje de pérdidas de tensión a las 1.000 horas, a 20°C, en función de la relación, Tensión inicial σ_{po} /Resistencia característica f_{pk} .



Para cálculos en proyecto, deberán tomarse como valores de la relajación a las 1.000 horas, aquéllos que figuren en el certificado expedido por el fabricante, o los establecidos en la figura, para las tres clases de acero.

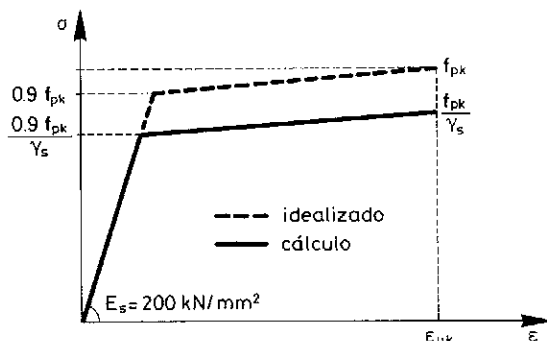
Puede suponerse que las pérdidas a largo plazo son equivalentes a tres veces las pérdidas por relajación a las 1.000 horas.

En relación a los sistemas de pretensado se especifican definiciones, propiedades y métodos de ensayo de los diferentes elementos, similares a los establecidos en la EP-80.

5. CALCULO DE ELEMENTOS Y SECCIONES

Datos para proyecto

Como diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de pretensado para el análisis global, puede utilizarse el de la figura adjunta.



Para el cálculo de secciones puede adoptarse, bien una rama plástica totalmente horizontal con valor de la tensión $\sigma = 0.9 \frac{f_{pk}}{\gamma_s}$ sin que la

deformación tenga límite, o bien una rama inclinada, estando limitado el incremento de deformación del acero a 0.01.

Los aspectos más relevantes que habrá que considerar en el cálculo de piezas de hormigón pretensado son los siguientes:

Clases de resistencias mínimas del hormigón que se vaya a utilizar.

Piezas postensadas: C 25/30; esto es $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$ en probeta cilíndrica o 30 MPa en probeta cúbica.

Piezas pretensadas: C 30/37. Véase tabla 3.1 del EC-2 para más detalles. Se observa que en este segundo caso se exige una resistencia mínima de 30 N/mm².

Número mínimo de unidades de pretensado en elementos estructurales aislados. Se establece la tabla 4.6 y sus excepciones, con objeto de garantizar, con una cierta seguridad, que el fallo de un cierto número de barras, alambres o tendones no implique el fallo de toda la pieza.

Fuerza inicial de pretensado

Se limita $\sigma_{0, \text{máx}}$ en el extremo activo inmediatamente después del tesado, al menor de los valores $0.80 f_{pk}$ o $0.90 f_{p0.1, k}$.

La tensión en el acero después del anclaje en armaduras postesas o después de la transferencia en armaduras pretesas debe limitarse a $0.75 f_{pk}$ o $0.85 f_{p0.1, k}$.

Pérdidas de pretensado

Los aspectos más relevantes que difieren de la EP-80 son los siguientes: **Pérdidas instantáneas por acortamiento elástico:** En el caso de elementos postesados, cuando los tendones no se tesan simultáneamente, las pérdidas se producen de forma progresiva. Si no se requiere una precisión mayor, estas pérdidas pueden calcularse tomando la mitad del producto del coeficiente de equivalencia por la tensión del hormigón adyacente promediada a lo largo de la longitud de los tendones.

Las pérdidas por relajación a corto plazo, $P_{i, r}$, en piezas con armaduras pretesas son las que se producen desde el tesado hasta la transferencia de la fuerza al hormigón. Para este cálculo puede utilizarse directamente la tabla 4.5 del EC-2 que proporciona, para un número de horas entre 0 y 1.000, el porcentaje de pérdidas respecto de las producidas a las 1.000 horas.

FUERZA DE PRETENSADO PERDIDAS

<p>ARM. PRETESAS $P_m = P_0 - \Delta P_c - [\Delta P_{ir}] - \Delta P_t$</p> <p>ARM. POSTESAS $P_m = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_{si} - \Delta P_{\mu} - \Delta P_t$</p> <p>$P_m$ Fuerza media de pretensado</p> <p>P_0 Fuerza inicial de pretensado</p> <p>ΔP_c Pérdida por deformación elástica</p> <p>ΔP_{si} Pérdida por deslizamiento del anclaje</p> <p>ΔP_{μ} Pérdida por rozamiento</p> <p>ΔP_t Pérdida diferida</p> <p>ΔP_{ir} Pérdida por relajación a corto plazo</p>	<ul style="list-style-type: none">$P_m(x, t_0, t)$ x Abscisa t_0 Edad de carga t Instante de evaluaciónVALORES USUALES $P_m(x, t_0, t_0)$ Pretensado inicial $P_m(x, t_0, \infty)$ Pretensado finalSE RECOMIENDA MEDIR EN EXTREMO OPUESTO	<p>TESADO NO SIMULTANEO → PERD. PROGRESIVAS</p> $EP \xi = \frac{n-1}{2n}$ <p>EC2 $\xi = 0,50$</p> <table><tr><th>n</th><th>EC2</th><th>EP</th></tr><tr><td>2</td><td>0,50</td><td>0,25</td></tr><tr><td>10</td><td>0,50</td><td>0,45</td></tr></table>	n	EC2	EP	2	0,50	0,25	10	0,50	0,45																												
n	EC2	EP																																					
2	0,50	0,25																																					
10	0,50	0,45																																					
<p>$\Delta P_{\mu}(x) = P_0 [1 - e^{-\mu(\theta + kx)}]$</p> <table><tr><th>Valores de μ</th><th>EC2</th><th>EP</th></tr><tr><td>Alambres</td><td>0,17</td><td>0,19</td></tr><tr><td>Cordones</td><td>0,19</td><td>0,19</td></tr><tr><td>Barras corrug.</td><td>0,65</td><td>0,29</td></tr><tr><td>Barras lisas</td><td>0,33</td><td>0,24</td></tr></table>	Valores de μ	EC2	EP	Alambres	0,17	0,19	Cordones	0,19	0,19	Barras corrug.	0,65	0,29	Barras lisas	0,33	0,24	<ul style="list-style-type: none">CONSIDERA RETRACCION + FLUENCIA + RELAJACIONFORMULA ITERATIVAEXPRESION MAS AFINADA → $\Delta P_{t, EC2} \approx (0,8-0,9) \Delta P_{t, EP}$COMPATIBILIDAD DEFORMACIONES HORMIGON-ACEROCOEFICIENTE ENVEJECIMIENTO = 0,80	<p>RELAJACION A 1.000 HORAS Y 70% DE TENSION</p> <table><tr><th></th><th>EC2</th><th>EP</th></tr><tr><td>Cables</td><td>2,5-8,0</td><td>3,0-6,0</td></tr><tr><td>Barras</td><td>4,0</td><td>3,0</td></tr><tr><td>Alambres</td><td>2,5-8,0</td><td>2,0-5,0</td></tr></table>		EC2	EP	Cables	2,5-8,0	3,0-6,0	Barras	4,0	3,0	Alambres	2,5-8,0	2,0-5,0										
Valores de μ	EC2	EP																																					
Alambres	0,17	0,19																																					
Cordones	0,19	0,19																																					
Barras corrug.	0,65	0,29																																					
Barras lisas	0,33	0,24																																					
	EC2	EP																																					
Cables	2,5-8,0	3,0-6,0																																					
Barras	4,0	3,0																																					
Alambres	2,5-8,0	2,0-5,0																																					
<table><tr><th rowspan="2">Valores de k</th><th colspan="4">Diámetro de la vaina ϕ (mm)</th></tr><tr><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><td>EP</td><td>0,016</td><td>0,012</td><td>0,009</td><td>0,007</td></tr><tr><td>EC2</td><td colspan="4">0,005 — 0,010</td></tr></table> <p>EXPERIMENTAL: k INDEPENDIENTE DE ϕ k DEPENDIENTE DE GRADO LLENADO (EC2 → 50%)</p>	Valores de k	Diámetro de la vaina ϕ (mm)				30	40	50	60	EP	0,016	0,012	0,009	0,007	EC2	0,005 — 0,010				<ul style="list-style-type: none">RETRACCION Y FLUENCIA (HR = 70% $e = 400$ mm)EH-91 $-23 \cdot 10^{-5}$EC2 $-38 \cdot 10^{-5}$EP-80 OBSOLETA.VARIACION CON EL TIEMPO SIMILAR EP-EC2.VALORES EC2 VALIDOS SI $\sigma_c \geq 0,45 \cdot f_{ck}$	<p>VARIACION DE LA RELAJACION EN EL TIEMPO</p> <ul style="list-style-type: none">EC2 <table><tr><th>t(horas)</th><td>1</td><td>5</td><td>20</td><td>100</td><td>200</td><td>500</td><td>1000</td><td>∞</td></tr><tr><th>Rel.(%)</th><td>15</td><td>25</td><td>35</td><td>55</td><td>65</td><td>85</td><td>100</td><td>300</td></tr></table> <ul style="list-style-type: none">EP $\log \frac{\Delta P_{rel}}{P_0} = K_1 + K_2 \cdot \log(t)$	t(horas)	1	5	20	100	200	500	1000	∞	Rel.(%)	15	25	35	55	65	85	100	300
Valores de k		Diámetro de la vaina ϕ (mm)																																					
	30	40	50	60																																			
EP	0,016	0,012	0,009	0,007																																			
EC2	0,005 — 0,010																																						
t(horas)	1	5	20	100	200	500	1000	∞																															
Rel.(%)	15	25	35	55	65	85	100	300																															

En cuanto a las *pérdidas diferidas* se utiliza una formulación que integra los efectos de la retracción, fluencia y relajación del acero de pretensado. Esta es:

$$\Delta \sigma_{p, c+r+s} = \frac{\varepsilon_s (t - t_0) \cdot E_s + \Delta \sigma_{p, r} + \alpha \phi (t - t_0) \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cpo})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left[\left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_p^2 \right) (1 + 0,8 \phi (t + t_0)) \right]}$$

donde:

$\Delta \sigma_{p, c+r+s}$ = Variación de tensión en el acero de pretensado, debida a fluencia, retracción y relajación.

$\varepsilon_s (t - t_0)$ = Deformación de retracción final.

$\Delta \sigma_{p, r}$ = Variación de tensión debida a relajación. Puede obtenerse de la figura 4.8 del EC-2 para una relación σ_p/f_{pk} calculada a través de la ecuación: $\sigma_p = \sigma_{pg0} - 0,3 \Delta \sigma_{pc+s+r}$, donde σ_{pg0} es la tensión inicial de los tendones, debida al pretensado y a las cargas permanentes.

α = Coeficiente de equivalencia: E_s/E_c .

$\sigma_{cg}, \sigma_{cpo}$ = Tensión en el hormigón en la fibra en contacto con el acero, debida a las cargas permanentes y al pretensado inicial, respectivamente.

$\phi (t, t_0)$ = Coeficiente de fluencia.

A_p = Área de acero de los tendones.

A_c = Área de la sección de hormigón.

I_c = Inercia de la sección de hormigón.

z_p = Excentricidad del cable.

Esta expresión resulta de considerar la compatibilidad de deformaciones entre hormigón y acero en contacto, admitiendo un coeficiente de envejecimiento en relación a la fluencia del hormigón, de 0,8.

El inconveniente de esta expresión es que debe resolverse iterativamente, pues para conocer $\Delta \sigma_{p, r}$ hay que estimar la relación σ_p/f_{pk} y ésta depende de la propia pérdida $\Delta \sigma_{pc+s+r}$. Por tanto, debe estimarse un valor de $\Delta \sigma_{pc+s+r}$ inicialmente e ir iterando.

Como valor inicial se recomienda $\sigma_p = 0,85 \cdot \sigma_{pg0}$. En el caso en que se disponga como único dato del coeficiente de relajación final ρ_p puede aproximarse $\Delta \sigma_{p, r} = \rho_p \cdot \sigma_{po}$.

Esta formulación representa una mejora cualitativa y proporciona generalmente pérdidas diferidas algo más reducidas.

El cuadro adjunto resume los aspectos más relevantes del tratamiento de las pérdidas en el EC-2 y su comparación con la EP-80.

Zonas de anclaje en piezas pretensadas. El Eurocódigo define unos valores para la longitud de transmisión $l_{tp} = \beta_l \cdot \phi$, donde β_l depende de la resistencia del hormigón en el momento de

la transmisión y del tipo de armadura activa (cordones y alambres lisos, alambres estriados, etc.). El EC-2 se extiende bastante en el estudio de zonas de anclaje, teniendo en cuenta el efecto de posibles fisuraciones.

En armaduras postesas, la capacidad resistente tras la placa de anclaje se obtiene a través de la conocida expresión para cargas concentradas sobre macizo (5,22). La armadura pasiva necesaria tras los anclajes debe ser, como mínimo, de una cuantía del 0,15% en ambas direcciones. Recomienda utilizar un modelo biela-tirante, con un ángulo de dispersión de la fuerza de pretensado $\beta = \arctan (2/3) = 33,7^\circ$.

6. ESTADOS LIMITES

Estados límites últimos

Flexocompresión: Se adopta el diagrama de pivotes, con una deformación última del hormigón de 0,0035. La deformación del acero, si se utiliza un diagrama tensión-deformación elasto-plástico con rama horizontal, puede no limitarse. Si el diagrama es bilineal con la rama superior inclinada, la deformación del acero se limitará al 0,01.

Cortante: Si el alma contiene vainas inyectadas, con un diámetro $\phi > b_w/8$, la resistencia a cortante, V_{rd2} , deberá calcularse sobre la base de un espesor normal del alma dado por:

$$b_{w, nom} = b_w - 1/2 \Sigma \phi$$

donde $\Sigma \phi$ se determinará para el nivel más desfavorable.

En piezas con tendones de pretensado inclinados, el cálculo de V_{pd} debe distinguir dos casos:

—Las tensiones en los tendones no son superiores a la resistencia característica $f_{p0,1k}$. Entonces, el esfuerzo de pretensado que se debe considerar es el valor medio, P_m , tomando en consideración las pérdidas, multiplicado por el coeficiente de seguridad correspondiente (generalmente $\gamma_p = 0,9$).

—La tensión en el acero de los tendones es

superior a $f_{p,0,1k}$. El esfuerzo de pretensado se calcula con $f_{p,0,1k}/\gamma_s$.

Estados límites de servicio

Se consideran los estados límites de deformación, vibraciones, fisuración por compresión y fisuración por tracción. Los aspectos más destacables son los siguientes:

Fisuración por compresión: Se limita la tensión de compresión, bajo la combinación poco frecuente de cargas, a $0,6 f_{c,k}$, para evitar la fisuración longitudinal del hormigón que ocasionaría una reducción de la durabilidad.

Si la tensión en el hormigón originada por las cargas cuasi-permanentes es mayor que $0,45 f_{c,k}$, la fluencia puede ser superior a la calculada con los modelos propuestos, de carácter lineal. En vigas pretensadas se explicita la conveniencia de realizar esta verificación en el momento de la transferencia del pretensado al hormigón.

Fisuración por tracción: En el EC-2 no se definen explícitamente, como en la EP-80, las clases I, II y III de dimensionamiento. El procedimiento consiste en exigir que se satisfaga el estado límite de descompresión o el estado límite de abertura de fisuras, según el tipo de

exposición (véase tabla 4.1 del EC-2), adoptando en su caso un valor del ancho de fisura en proyecto, w_k , bajo la combinación de cargas frecuentes.

El estado límite de descompresión requiere que, bajo la combinación de cargas frecuentes, todas las partes de los tendones y vainas estén al menos 25 mm dentro del hormigón sometido a compresión.

La tabla 4.10 del EC-2, que se incluye en el cuadro adjunto, establece los criterios que se deberán satisfacer en el dimensionamiento a fisuración de piezas pretensadas. En relación a esta tabla cabe hacer algunos comentarios:

—Para tipo de exposición 2 (elementos exteriores o interiores de edificios con elevada humedad, expuestos o no al hielo), se exige descompresión para armaduras pretesas y se admite $w < 0,2$ mm en armaduras postesas. Esta diferenciación es discutible, existiendo argumentos en pro y en contra. Por una parte, es más fácil de observar la existencia de una mala protección del acero en armaduras pretesas (por ejemplo un hormigón mal ejecutado, poroso, etc.) que detectar una deficiente inyección de vainas en armaduras postesas, ya que ésta es una operación difícil de controlar. Además, la incertidumbre en el valor de la fuerza de

ESTADOS LIMITES

ESTADOS LIMITES ULTIMOS

- FLEXOCOMPRESION - DIAGRAMA DE PIVOTES
 - HORMIGON A COMPRESION $\rightarrow \epsilon_c = 3,5$ por mil.
 - ACERO A TRACCION $\rightarrow \epsilon_s = 10$ por mil.
(Sólo con diagrama bilineal)
- CORTANTE
 - EC2 $\rightarrow b_{w, nom} = b_w - 1/2 \cdot \sum \phi_{vaina}$
 - EP $\rightarrow b_{w, nom} = b_w - \sum \phi_{vaina}$

ESTADOS LIMITES SERVICIO FISURACION POR COMPRESION

- COMPROBACION CON P_m
 - EC2 $\rightarrow \sigma_c \geq 0,60 \cdot f_{ck}$
Cargas poco frecuentes
Salvo precauciones
 $\sigma_c \geq 0,45 \cdot f_{ck}$
Cargas cuasipermanentes
Salvo reformulación fluencia
 - EP $\rightarrow \sigma_c \geq 0,625 \cdot f_{ck}$
Cargas totales

ESTADOS LIMITES SERVICIO FISURACION POR TRACCION (EP)

- CLASES DE PRETENSADO (I, II, III)
 - AMBIENTE
 - UTILIZACION (Estanqueidad)
 - FATIGA
- COMPROBACIONES
 - E.L. DESCOMPRESION ($\sigma_c \geq 0$)
 - E.L. APARICION DE FISURAS ($\sigma_c \geq f_{ct, k}$)
 - E.L. FISURACION CONTROLADA ($w_k \rightarrow$ Ambiente)

ESTADOS LIMITES SERVICIO FISURACION POR TRACCION (EC2)

- NO CLASES DE PRETENSADO \rightarrow CLASE III
- COMPROBACION w_k PARA CARGAS FRECUENTES

AMBIENTE	PRETESAS	POSTESAS
1	0,2	0,2
2	DESCOMPRESION	0,2
3 y 4	($\sigma_c \geq 0$ EN 25 mm)	DESC. o 0,2
5	MEDIDAS ESPECIALES	

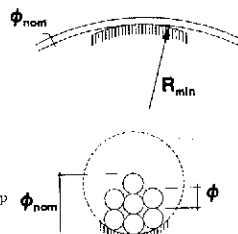
DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

RADIO DE CURVATURA

- Limitación por $\sigma_{multiaxial}$
- Alambre o cordón simple

Vaina	R_{min}/ϕ_{nom}
Lisa	20
Estrada	40

- Tendón múltiple $\rightarrow \xi = n_{tot}/n_{ap}$
- EP sin prescripción



TOLERANCIAS

- RECUBRIMIENTOS — EC2 \rightarrow NINGUNA EN REDUCCION
— EP \rightarrow + 20%
- POSICION TENDONES

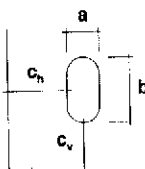
	EC2	EP
$L \leq 200$	$\pm 0,025 L$	$\pm 0,030 L$
$L > 200$	$\pm 0,040 L$ ± 30	± 25 (x 2)

$\rightarrow L$: Dimensión de la pieza en dirección del movimiento

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS POSTESOS

- GENERALES
 - EC2 \rightarrow 20-50 mm^(*)
 - EP \rightarrow 40 mm
- ESPECIFICOS
 - AMBAS $c_h \leq a$ $c_h \leq b/2$
 $c_v \leq a$



(*) Dependiendo del ambiente.

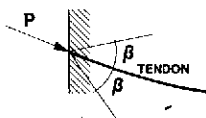
ELEMENTOS PRETESOS

- GENERALES
 - EC2 \rightarrow 20-50 mm
 - EP \rightarrow 7 mm
- ESPECIFICOS
 - EC2 \rightarrow En general 2 ϕ
Tendones estrados 3 ϕ
 - EP \rightarrow Si $\phi \leq 3$ mm 8-13 mm (Ambiente)
Si $\phi > 3$ mm 10-15 mm (Ambiente)
Siempre $\leq \phi$

ANCLAJE

ELEMENTOS POSTESOS

- FUERZA DIMENSIONAMIENTO
 - EC2 $\rightarrow P_k$
 - EP $\rightarrow P_0$
- ARMADURAS DIFUSION
 - Modelo biela-tirante
 - EC2 $\rightarrow \beta = \arctg 2/3$
 - EP $\rightarrow \beta = \arctg 1/2$



ELEMENTOS PRETESOS

- EC2 \rightarrow LONGITUD DE TRANSMISION
 $L_{bp} = \beta_b \cdot \phi$

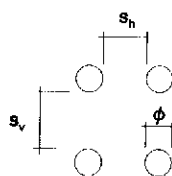
$f_{c, transfer}$ (MPa)	25	30	35	40	45	50
LISO	75	70	65	60	55	50
NERVADOS	55	50	45	40	35	30

- EP \rightarrow GARANTIA FABRICANTE
RECOMENDABLE HOMOLOGACION

SEPARACIONES

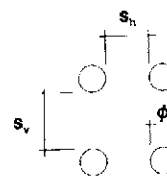
ELEMENTOS POSTESOS

	EC2	EP
s_v	ϕ 50	ϕ 40
s_h	ϕ 40	ϕ 40



ELEMENTOS PRETESOS

	EC2	EP
s_v	d_g ϕ 10	$0,7 \phi$ 10
s_h	$d_g + 5$ ϕ 20	$1,2 d_g$ ϕ 10



VARIOS

- NUMERO MINIMO DE ELEMENTOS DE PRETEN-SADO
 - EC2^(*) BARRAS/ALAMBRES INDIVIDUALES 3
BARRAS/ALAMBRES EN CORDON 7
TENDONES (NO CORDON) 3
 - EP NO EXISTE

(*) Demostración de seguridad adecuada frente a rotura

GRUPOS DE ELEMENTOS

- PRETESOS
 - EC2 Y EP \rightarrow TENDONES SEPARADOS
- POSTESOS
 - EC2 \rightarrow MAXIMO 2 EN VERTICAL (Precauciones)
 - EP \rightarrow MAXIMO 2 EN HORIZONTAL Y 4 EN TOTAL

RESISTENCIA MINIMA HORMIGON

- EC2 \rightarrow PRETESAS C 30/37
POSTESAS C 25/30
- EP \rightarrow H-250

ACOPLADORES

- EVITAR ACOPLAMIENTO $> 50\%$ EN UNA SECCION

pretensado es superior en armaduras postesas, debido a las pérdidas por rozamiento, dependientes de numerosas variables. Por otra parte, generalmente los recubrimientos en armaduras postesas suelen ser mayores y proporcionan una barrera más amplia frente a la agresividad ambiental.

—Es importante hacer hincapié en que se trata de la combinación de cargas frecuentes, que lógicamente incluye las cargas permanentes más la parte de acciones variables de carácter frecuente.

7. DETALLES CONSTRUCTIVOS

Disposición de armaduras

No se admiten armaduras pretesas en contacto. En el caso de armaduras postesas se admite sólo el caso de dos vainas en contacto colocadas verticalmente.

Recubrimientos: Se remite al apartado general 4.1.3.3 donde se establece el recubrimiento mínimo para garantizar la transmisión de fuerzas de adherencia, evitar el descascarillado, proteger frente al fuego y proteger el acero frente a la corrosión.

En armaduras pretesas se exige un recubrimiento mínimo de 2ϕ y si se trata de alambres corrugados esta distancia debe aumentarse a 3ϕ .

Para elementos postesados el recubrimiento debe ser al menos igual al valor del diámetro de la vaina.

Separaciones: En armaduras pretesas se establecen criterios muy similares a los actuales, en función del diámetro del cordón, del tamaño máximo del árido, d_g , y siempre superior a 10 mm en vertical y 20 mm en horizontal.

En postesas la separación mínima entre conductos debe ser el diámetro o 40 mm en hori-

zontal, y 50 mm en vertical. Estos valores absolutos mínimos no existen en la EP-80.

Anclajes y acopladores: Se recomienda evitar colocar acopladores en el 50% o más de los tendones de una sección transversal.

Ejecución: Los aspectos relativos a requisitos básicos del acero de pretensado, fabricación, transporte y almacenamiento y colocación de tendones, no difieren sustancialmente de los incluidos en la normativa española. Igualmente, no existen diferencias conceptuales en lo referente a las operaciones de tesado e inyección. El Eurocódigo especifica que todas estas operaciones deben ser supervisadas por un ingeniero director de obra.

En el cuadro adjunto se resumen las disposiciones constructivas más significativas, estableciendo una comparación entre la EP-80 y el EC-2.

RESUMEN

En este artículo se realiza un estudio del tratamiento del hormigón pretensado en el Eurocódigo EC-2. No se trata de analizar exhaustivamente dicho tratamiento, sino de estudiar aquellos aspectos de mayor relevancia y sus similitudes o diferencias con la Instrucción española EP-80.

SUMMARY

This paper contains a study of the treatment of the prestressed concrete in the Eurocode EC-2. The aim of the study is not to analyze exhaustively the subject but to pay particular attention to the most important themes and its differences and similarities with the Spanish code EP-80.

DE LA ARMONIZACION EUROPEA DE DOCUMENTOS TECNICOS

En la mañana del 4 de octubre de 1991, tuvo lugar la segunda y última jornada que, sobre el tema "El reto del 93: el Mercado Unico de la construcción europea", se ha venido celebrando en el marco de VETECO'91. En esta ocasión, el aspecto tratado fue "El fabricante ante el reto del 93", expuesto por los arquitectos de la Subdirección General de Normativa y Tecnología de la Edificación del MOPT, *Julio Salazar Mitchell* y *Francisco Sanz Iglesias*.

LA DIRECTIVA EUROPEA DE PRODUCTOS

Julio Salazar fue el encargado de explicar el desarrollo que se está produciendo en España en relación con la directiva sobre productos de construcción, cuya idea básica es la armonización, por parte de los doce países comunitarios, de todos los documentos técnicos que eviten cualquier tipo de barrera de este tipo de productos.

Toda la Directiva que, en síntesis, consta de 10 capítulos y 4 anexos, se concreta en dos tareas básicas: una, tendente a la normalización y otra, tendente a la certificación. Para ello se organizó una estructura funcional encargada a un Comité Permanente de la construcción, que funciona por medio de cuatro grupos.

Uno de ellos es el encargado de establecer los requisitos exigidos al producto de construcción que, a la postre, formará parte de la edificación. Estos se resumen en: resistencia mecánica y estabilidad; seguridad en caso de incendio; higiene, salud y medio ambiente; seguridad de utilización; protección contra el ruido; y ahorro de energía y aislamiento térmico.

La forma de enlazar estos requisitos con el producto es misión de los denominados Comités Técnicos de los Documentos Interpretativos que, una vez elaborados, se envían al Comité Permanente para que establezca las normas correspondientes.

Otro grupo es el de Coordinación de Documentos Interpretativos, que es el que hace de filtro para que, posteriormente, el Comité Permanente apruebe su elaboración.

Los otros grupos son los de Certificación y Mandatos: establecen las listas de posibles normas para que desaparezcan las posibles trabas técnicas del mercado y permitan fijar la "marca CE"; *Julio Salazar* la definió como "un sello de calidad mínima, básica, para que el producto se pueda poner en el mercado".

El Grupo de Mandatos ha dictado una serie de normas necesarias, que son todas comunes a los países europeos y que se denominan "nor-

malizadas". Los mandatos establecidos por el Grupo, los diferenció *Julio Salazar* en:

—Mandatos "armonizadores"; aquellos en los que el proceso está de acuerdo con lo dicho por la Directiva. Son: eurocódigos estructurales, protección contra el ruido, comportamiento térmico de materiales para obra civil y componentes, resistencia al fuego, láminas flexibles para cubiertas, revestimientos elásticos de suelo, y vidrios para la edificación.

—Mandatos "no armonizadores": son los que se hicieron antes de que la Directiva entrara en vigor. De entre éstos, unos están relacionados con dicha Directiva (hierro y acero; hormigón; cemento y cales; madera); y otros lo están con otras Directivas (aparatos de combustión y suministro de agua y alcantarillado).

El señor *Salazar* concluyó asegurando que "si un producto no cumple todos los requisitos esenciales que exijan las normas, no podrá llevar la marca CE".

NORMAS ARMONIZADAS Y SISTEMA DE CERTIFICACION

De la parte certificativa de la Directiva se ocupó *Francisco Sanz*, quien comentó el sistema de certificación de conformidad que se piensa aplicar a los productos de construcción. Diferenció dos sistemas de especificaciones técnicas, dentro de lo que serían las bases de certificación: las Normas armonizadas CEN (Comité Europeo de Normalización) y las Normas nacionales reconocidas.

"Los productos —dijo— llevarán marca de reconocimiento de certificación, para lo cual se exigirá: un ensayo inicial de tipo del producto y otro de muestras de un lote; un control de producción en la fábrica, y la elaboración de documentos-guías.

En este punto enumeró cada uno de los organismos de evaluación que intervienen en la certificación de conformidad para la marca CE. Son: los organismos de certificación, los de inspección y los laboratorios de ensayo.

En lo relativo a la obtención de la documentación necesaria por parte del fabricante, que certifique la conformidad de la marca CE, el señor *Sanz* acabó explicando los diversos métodos existentes:

—El Certificado CE de Conformidad, que viene determinado por alguno de los organismos autorizados.

—Y la Declaración CE de Conformidad, que contempla dos posibilidades: una, en función del control de producción de la fábrica; y otra, en base al ensayo inicial del tipo y del control de producción de la fábrica.

Algunas ideas sobre el predimensionamiento de puentes empujados: Empuje con nariz metálica

Celso Iglesias
Ingeniero de Caminos
M.S. (E.N.P.C.)

Carlos Fernández Casado, S.A.

1. BREVE RESEÑA HISTORICA

La idea básica del procedimiento surgió al ejecutar las obras del viaducto sobre el Ager, en Austria, a principios de los años 60. Se trataba de un puente de autopista, de 280 m de largo, de 4 vanos y luces $73 + 2 \times 85 + 36$. El puente se construyó mediante cimbra completa de los vanos que soportaban dóculas prefabricadas, con juntas de 50 cm de ancho, hormigonadas "in situ" y que se pretensaban mediante cables activos en ambos extremos. El autor del proyecto, Leonhardt, concibió un camino deslizante de madera que era soportado por la cimbra, y sobre éste unos patines de madera, engrasados con aceite de automóvil, que daba un coeficiente de rozamiento aproximado de 0,25. El autor se dió cuenta inmediatamente que habría sido más simple el construir todo el tablero en un extremo y hacerlo deslizarse hasta su posición definitiva, añadiendo, si era necesario, algún apoyo intermedio, pero suprimiendo la costosa cimbra.

Leonhardt intenta varias veces imponer su idea a la Administración alemana, pero no lo consigue debido a las exigencias de ésta, tales como:

- Pretensado total de la estructura en fase de construcción, aunque luego se admitiesen hasta 40 kg/cm^2 en servicio.
- Tolerancias de apoyos de varios centímetros.
- Comprobación de esfuerzos en la estructura para cada paso de empuje de 50 cm, teniendo en cuenta las diversas desnivelaciones de apoyos longitudinales y transversales.

Debido a estas dificultades, proyecta el primer puente empujado, en Venezuela, en 1961, sobre el río Caroní, de 480 m de largo y construido en toda su longitud en una orilla del río mediante dovelas prefabricadas y juntas hormigonadas "in situ". El empuje se realizó sobre 8

apoyos definitivos y 4 provisionales. El pretensado de construcción era, evidentemente, centrado y utilizó una nariz metálica de lanzamiento, de 17 m de longitud, justificando sus cálculos con el reglamento AASHO que permitía tensiones grandes de tracción y cortante.

En servicio, para hacer frente a la sobrecarga, descentró el pretensado centrado de construcción, mediante gatos hidráulicos en apoyos y centro de vano, operación que resultó ser de gran complejidad técnica y de duración mayor que el propio lanzamiento.

Los apoyos deslizantes eran de neopreno-teflón, zunchados, pero no podían ser manejados por una sola persona debido a su peso, pues en esa época las tensiones admisibles se situaban entre $80\text{-}100 \text{ kg/cm}^2$, mucho menores que las actuales de $120\text{-}150 \text{ kg/cm}^2$. Cada ciclo de empuje de 80 cm que se hizo, requirió levantar todo el puente para poner los apoyos deslizantes en su posición inicial.

En Francia, se introduce el procedimiento a principios de los 70, por Pierre Launay del grupo CITRA-SPIE-BATIGNOLLES, para la construcción del acueducto de Abcou y, posteriormente, del viaducto del Boivre, en Poitiers, del puente de Champigny-sur-Yonne y del puente de Bresille, sobre el Ognon.

En Italia, el ingeniero Koncz proyecta el viaducto de Semorile, en el que se empujaba una sección transversal en U que se completaba, tras el empuje, mediante losa superior "in situ".

En España son ejemplos el acueducto de los Monegros, el acueducto de Alcanadre, puente del Andarax, etc.

El sistema de construcción por empuje de tablero de puentes de hormigón es una herencia más que este material debe a la construcción metálica, que históricamente se desarrolló primero. (Puentes metálicos de Freyssinet).

2. EMPUJE DE TABLEROS

2.1. Generalidades

El proceso constructivo, que no vamos a describir detalladamente y que se puede encontrar en otros trabajos (1), consiste en prefabricar el tablero por dovelas de una cierta longitud, en un "área de prefabricación" situada normalmente en uno de los estribos y empujarlo hasta alcanzar su posición definitiva. Para limitar la longitud del área de prefabricación, modernamente se tiende al empuje sucesivo a medida que avanza el hormigonado de dovelas en el área de prefabricación. Entre cada trozo existirá la armadura pasiva y activa, colocadas en espera, que aseguran la continuidad y el monolitismo de la construcción. Se tiende a longitudes de dovelas, en cada fase, iguales a la mitad de la luz, siendo el primer trozo más corto para que las juntas de construcción caigan al cuarto de la luz en la posición definitiva.

2.2. Movimientos posibles de un tablero

De todos los desplazamientos posibles que podemos hacer seguir a un tablero (Fig. 1), el empuje supone una traslación longitudinal según el eje del mismo.

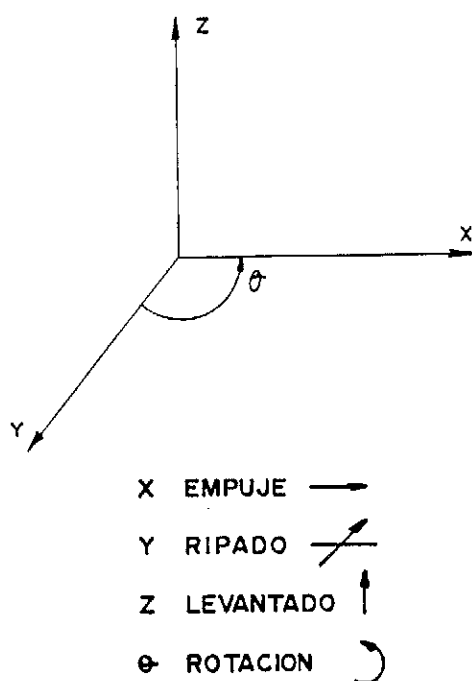


Fig. 1. Movimientos posibles de un tablero

Este movimiento de traslación no limita los trazados para los que se puede utilizar el método de empuje, exclusivamente al puente recto y así se pueden lanzar puentes curvos pero

de radio constante y, en general, cualquier curva plana cuya geometría coincida con ella misma al trasladarse en su camino de rodadura. Sería esto equivalente a establecer, en términos matemáticos, la igualdad de las coordenadas de Euler y Lagrange del eje del dintel, en toda la fase de lanzamiento. Así, es posible empujar (2) no sólo los tableros rectos y curvos de radio constante sobre planos horizontales, sino también:

- Puentes curvos de radio constante sobre un plano cualquiera, aunque en este caso el intradós del dintel sufre una pequeña variación de peralte que es despreciable para radios muy grandes, pero que es importante para radios pequeños, haciendo necesarias pequeñas adaptaciones de los aparatos de apoyo deslizantes.

- Empuje de tableros según una hélice, en cuyo caso el intradós ya no es una superficie plana pero continúa siendo reglada. Si el eje de la hélice es vertical, el intradós es un círculo en proyección horizontal para todo punto.

- Empuje de tableros según un tronco de cono, en cuyo caso los puntos del intradós describen una curva alabeada.

El concepto de tablero empujable se refiere evidentemente a la posibilidad de empujar sin generar momentos adicionales en la estructura, debidos al propio empuje, y que resulten inadmisibles respecto a los que soportaría la misma en servicio. Se refiere también a la posibilidad de empujar sin que la estructura se salga del camino de rodadura; de ahí que un trazado plano en clotoide no sea empujable y se recurra, en casos de variaciones muy leves sobre el trazado ideal recto, a aumentar la longitud de voladizos, la separación y ancho de las almas o incluso ambas cosas a la vez.

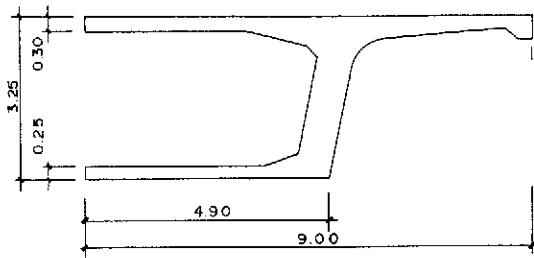
Por ello, son también empujables los puentes rectos sobre un perfil longitudinal inscrito en una curva circular de radio constante R , sobre perfiles en rampa o incluso en pendiente, aunque haya que tomar precauciones especiales para frenar el deslizamiento del puente en estos casos.

2.3. Empuje de tableros con perfil longitudinal variable

El problema es muy diferente si nuestro tablero se inscribe en una alineación recta en planta pero variable en alzado. Técnicamente, el puente sigue siendo empujable, pero es entonces cuando aparecen esos momentos adicionales anteriormente citados que pueden hacer inadmisible el procedimiento de empuje.

Para adquirir un orden de magnitud de lo que supone esto, lo ilustraremos con un ejemplo

PUENTE DE GENNEVILLIERS



$$26.40 + 44.70 + 17 \times 49.50 = 912.60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A &= 12.774 \text{ m}^2 \\ I &= 19.204 \text{ m}^4 \\ v &= 1.184 \text{ m} \\ v' &= 2.066 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} E_i &= 3670000 \text{ t/m}^2 \\ E_d &= 1220000 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Fig. 2.

concreto. Este problema se planteaba al intentar construir un segundo puente en la Dársena del puerto de Gennevilliers, en París (Proyecto de los ingenieros franceses J. Mathivat y B. Lenoir, SECOA) y paralelo a un puente ya existente y construido en su día por el procedimiento de voladizos sucesivos, siendo las características geométricas de la solución que se pretendía empujar las que se indican en la figura 2 y el perfil longitudinal del puente ya construido el que se indica en la figura 3.

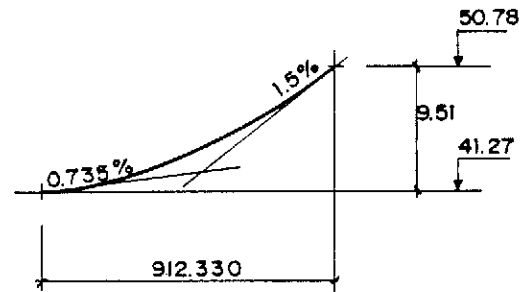


Fig. 4. Perfil empujable $R=99705,4 \text{ m}$.

Con la limitación de construir un segundo puente que fuese paralelo, tanto en planta como en alzado, se vio que el perfil longitudinal "empujable" que mejor se adaptaba al trazado ya existente (Fig. 3) era un círculo como el de la figura 4, que resulta ser de radio $R = 99.705,4 \text{ m}$, pero que tenía el inconveniente de separarse del perfil ideal (del puente ya existente) $0,509 \text{ m}$, lo que resultaba inadmisibles al tratarse de calzadas paralelas. Si empujásemos directamente sobre el perfil longitudinal de la figura 3, habríamos de imponer un radio de $R = 22.500 \text{ m}$ a la viga cajón de la figura 2:

$$M = EI/R = 3.670.000 \times 19,204/22.500 = 3.132 \text{ tm}$$

A título indicativo, sabemos que un gradiente térmico ΔT induciría un momento:

$$M = \Delta T EI a/h$$

$$\Delta T = 14,44^\circ\text{C}$$

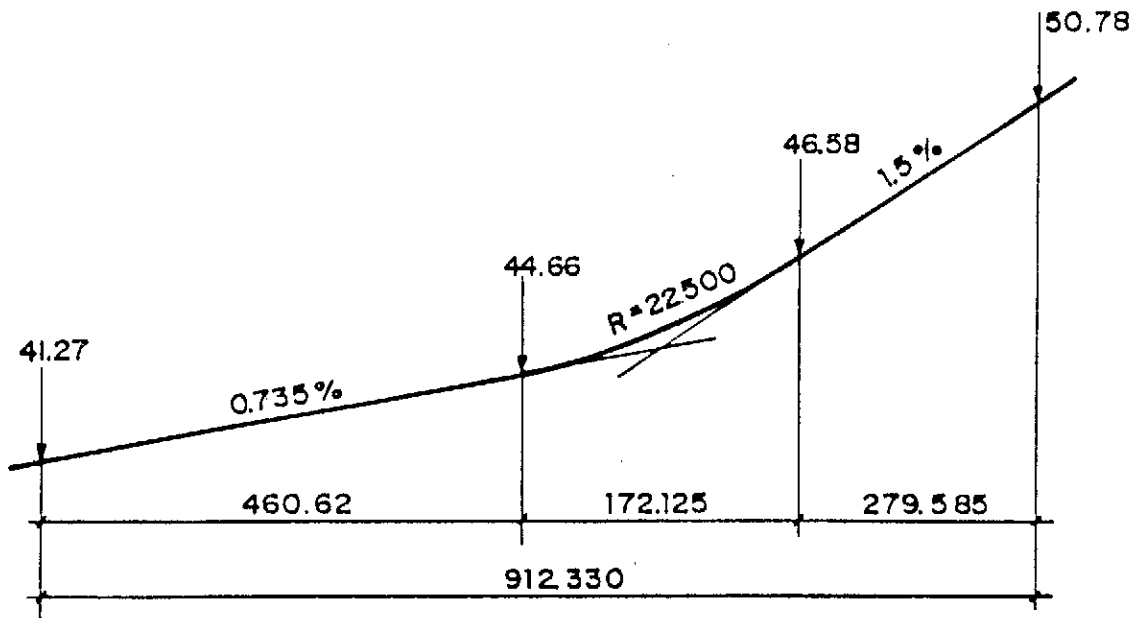


Fig. 3. Perfil del puente de Gennevilliers

El momento correspondiente a $R = 22.500 \text{ m}$, $M = 3.132 \text{ tm}$, induce unas tensiones:

$$\sigma_{\text{sup.}} = + 193,1 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = -337 \text{ t/m}^2$$

y siendo el área de la sección transversal $A = 12,774 \text{ m}^2$ deberemos mayorar la fuerza de pretensado en un valor:

$$337 \times 12,774 = 4.305 \text{ t}$$

Por su parte, el pretensado de empuje lo podemos estimar, en primera aproximación:

$$p = 12,774 \times 2,5 \text{ t/m}^3 = 31,935 \text{ t/m}$$

mayorado 1,05 para tener en cuenta sobrepesos

$$1,05 \times 31,935 = 33,5 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{pp}} = 33,5 \times \frac{49,5^2}{24} = 3.240 \text{ tm}$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = - 368 \text{ t/m}^2$$

Y la fuerza de pretensado necesaria sería:

$$N = 368 \times 12,77 = 4.700 \text{ t}$$

lo que nos muestra que sería preciso duplicar el pretensado de empuje debido al momento parásito generado por $R = 22.500 \text{ m}$.

No obstante, es posible todavía una solución que permitiría aproximar el perfil longitudinal deseado sin que los momentos parásitos engendrados por el proceso de lanzamiento resultasen inadmisibles. Así por ejemplo, si construimos el dintel con una contraflecha equivalente a un radio de 45.000 m , el momento parásito inducido sería exactamente la mitad, al pasar en la zona curva en alzado de nuestro perfil, de $R = 45.000 \text{ m}$, a $R = 22.500 \text{ m}$.

Finalmente, en la última propuesta que se hizo, se adoptó un compromiso entre las dos soluciones anteriores, adoptando un perfil definitivo de radio $R = 45.000 \text{ m}$ y construyendo en contraflecha con radio $R = 90.000 \text{ m}$. De esta forma, el momento parásito que imponía el empuje era:

$$1/\Delta R = 1/90.000 - 1/45.000 = 1/90.000$$

$$M = 3.670.000 \times 19,204/90.000 = 783 \text{ tm}$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = -783 \times 0,107582 = - 84 \text{ t/m}^2$$

$$N = 84 \times 12,77 = 1.075 \text{ t}$$

que representa una fuerza de pretensado admisible respecto del total requerido para el proceso de empuje. Por otra parte, con este perfil longitudinal elegido se conseguía que la máxima separación entre el perfil óptimo del puente por voladizos y el que se iba a empujar, se redujese a $0,164 \text{ m}$, lo que resultaba aceptable.

Enlazando con lo dicho anteriormente, se ve que ante un perfil variable en alzado, la forma que mejor se adapta al empuje, o que reduce al mínimo los momentos parásitos por forma al

empujar, sería la superficie troncocónica que mejor se ajuste a nuestro trazado en alzado. Este es el problema que indirectamente se resuelve en el puente de Gennevilliers.

3. DIMENSIONAMIENTO OPTIMO DE NARICES METALICAS

3.1. Introducción

Es bien sabido que, para hacer frente al gran momento en ménsula que se generaría durante el lanzamiento en apoyo, se recurre a la ayuda de narices metálicas que, tras apoyar en pila, alivian el momento negativo de voladizo. Los parámetros básicos que definen el buen dimensionamiento de esta nariz metálica son la relación de rigideces, la relación de pesos por unidad de longitud y la relación de longitudes entre los elementos nariz y tablero que se empuja. Como en cualquier problema de estructuras, hemos de conocer, pues, los datos siguientes:

MATERIALES:

- Hormigón: E, I
- Acero: E_o, I_o

GEOMETRIA:

- Luz del vano: l
- Longitud nariz metálica: l_o

CARGAS:

- Peso tablero: q
- Peso nariz metálica: q_o

Intuitivamente, resulta evidente que si disponemos una nariz metálica muy deformable, independientemente de que ésta sea suficientemente larga como para apoyar enseguida, no podrá evitar el descenso en ménsula del tablero y, por tanto, el incremento de momento negativo en apoyo después de haber apoyado el tablero, que podrá incluso superar con mucho al momento en ménsula justo antes del apoyo. Inversamente, si dispusiésemos una nariz metálica teóricamente de la misma rigidez que el tablero que se desca empujar, pero demasiado corta, el momento en ménsula antes del apoyo todavía podría resultar inadmisibile. Hay que buscar, pues, un compromiso entre la rigidez de la nariz metálica, que siempre resulta cara de conseguir, y su longitud, que también supone kilos de acero. La consecuencia de este "momento parásito", es decir, si esta nariz no consigue rebajar suficientemente el valor del momento en ménsula, por rigidez o longitud inadecuadas, es el tener que disponer un pretensado de refuerzo muy importante en la zona delantera próxima a la nariz. Aunque su costo frente al total necesario para llevar a cabo el empuje del puente puede resultar insignificante,

ya que al fin y al cabo se trata de un refuerzo de una zona muy localizada y no un pretensado adicional generalizado, puede dar lugar a problemas constructivos serios de espacio físico para situar anclajes y pretensado de solidarización nariz-tablero.

Para algunos autores (2), la nariz óptima sería, pues, aquella para la que su longitud l_0 , su rigidez $E_0 I_0$ y su peso por unidad de longitud q_0 son tales que en ningún momento posterior al apoyo de la nariz en la pila siguiente, se supera el valor máximo del momento de voladizo que se alcanza justo antes de apoyar.

3.2. Planteamiento del problema en resistencia de materiales

El problema es conceptualmente sencillo y consiste en resolver una viga continua, el último de cuyos vanos resulta ser de material, inercia y carga por unidad de longitud, variables.

El cálculo manual, aunque un poco laborioso no presenta complicación, con la salvedad de considerar, para simplificar los cálculos, un momento de inercia medio constante en la zona de nariz metálica, pero variable para cada posición del proceso de empuje. La consideración de $I_0 = \text{cte}$, simplifica notablemente las integrales de Mohr; y para evitar la imprecisión que esto supone, se calcula, para cada paso de empuje, el valor de la inercia de la sección de nariz metálica que apoya, hallando a continuación la media entre esta sección y la sección de empotramiento de la nariz con el tablero. Para

una estructura metálica con cabeza superior de área A y cabeza inferior de área A' y montantes, se puede expresar el valor de su momento de inercia transversal (3):

$$I = k \cdot h^2; \quad k = A \cdot A' / (A + A')$$

Conociendo el valor del momento de inercia I_0 en la sección de empotramiento con el tablero, podemos calcular el valor de la constante k y estimar el valor del momento de inercia transversal en nariz metálica. En particular, como ya se ha dicho, en la sección de empotramiento de la nariz con el tablero y en la sección de apoyo de la nariz. Tomando la media entre ambas secciones, se puede adoptar como valor constante en las integrales de Mohr para cada paso de empuje. El valor obtenido resulta ser:

$$I_{\text{medi.}} = I_0 (1 + \gamma^2) / 2 \quad (\text{véase Fig. 5})$$

El valor del momento de continuidad se calcula imponiendo la igualdad de giros a ambos lados del apoyo A . Para una viga continua de infinito número de vanos, se obtiene el valor del giro en A de forma inmediata (3):

$$\theta_A = 1/2 \sqrt{3} \cdot (M_1 \cdot l / EI) + 1/24 \sqrt{3} \cdot (q \cdot l^3 / EI)$$

Valor al que tiende muy rápidamente según aumenta el número de vanos, ya que para dos vanos se obtiene (Fig. 6):

$$n = 2: \theta_A = 0,2917 (M_1 \cdot l / EI) + 0,0208 (q \cdot l^3 / EI)$$

$$n = \infty: \theta_A = 0,2887 (M_1 \cdot l / EI) + 0,0241 (q \cdot l^3 / EI)$$

Igualando este giro al obtenido al estudiar la viga simplemente apoyada de la figura 5, se puede calcular el valor de M_1 . La metodología y

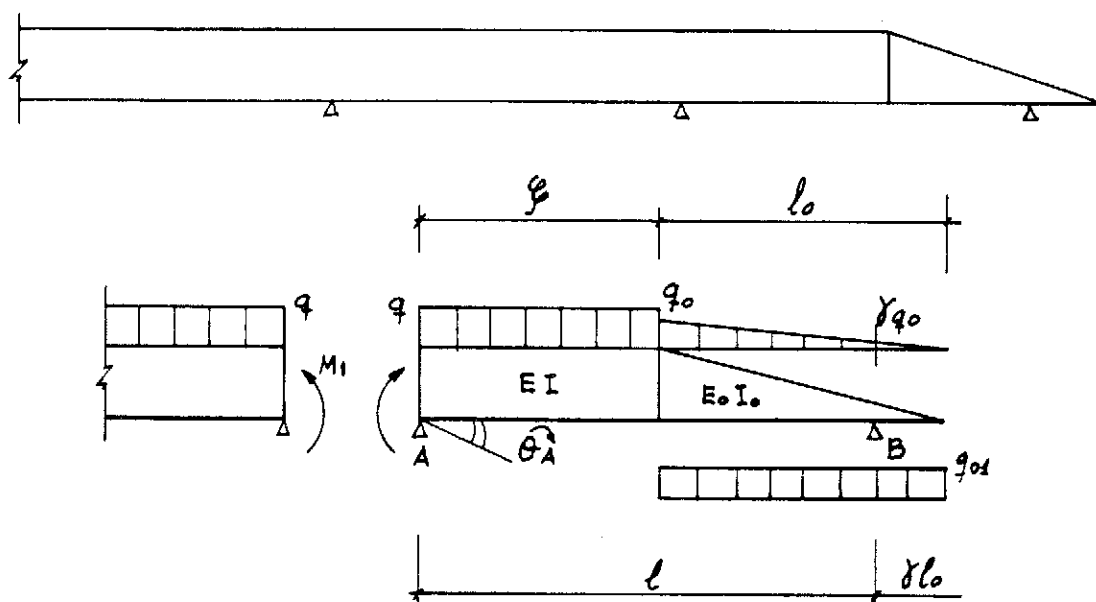


Fig. 5. Cálculo de una posición de empuje después de apoyar

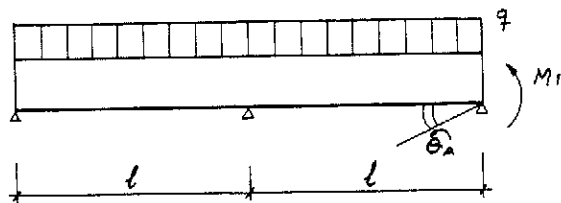


Fig. 6.

expresiones obtenidas se adjuntan en anejo. Resulta muy sencillo programar estas expresiones y obtener la variación en forma adimensional del momento en apoyo $M/q l^2$ en función de la posición del tablero durante el empuje ξ/l . Asimismo, conocido M_1 , resulta inmediato el cálculo del momento flector positivo en la junta de unión tablero-nariz, que serviría de punto de partida para predimensionar el pretensado de solidarización necesario entre nariz y tablero, realizado en general mediante barras de pretensado. De igual manera se puede obtener la variación de la reacción vertical sobre la pila, que mediante una estimación del coeficiente de rozamiento con el apoyo deslizante, servirá para estimar la máxima reacción horizontal a la que estará sometida.

3.3. Aplicación a algunos puentes empujados

A continuación, se pretende estimar la bon-

dad del dimensionamiento realizado para las narices metálicas de algunos puentes empujados proyectados en la Oficina Carlos Fernández Casado, S.A., así como dos casos concretos proyectados por la oficina francesa SECOA y en los que el autor de este trabajo tuvo la ocasión de colaborar. Es necesario señalar que muchas veces se proyecta con narices metálicas impuestas que no responden al óptimo deseable de dimensionamiento, como se verá a continuación.

Para cada uno de los puentes que se citan a continuación, se ha confeccionado una pequeña ficha en la que se reflejan sus características geométricas en cuanto a distribución de luces y cantos adoptados, características mecánicas, así como las características de las narices metálicas adoptadas.

SECOA (Société d'Etudes et Calculs en Ouvrages d'Art)

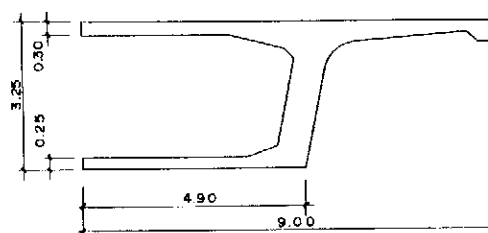
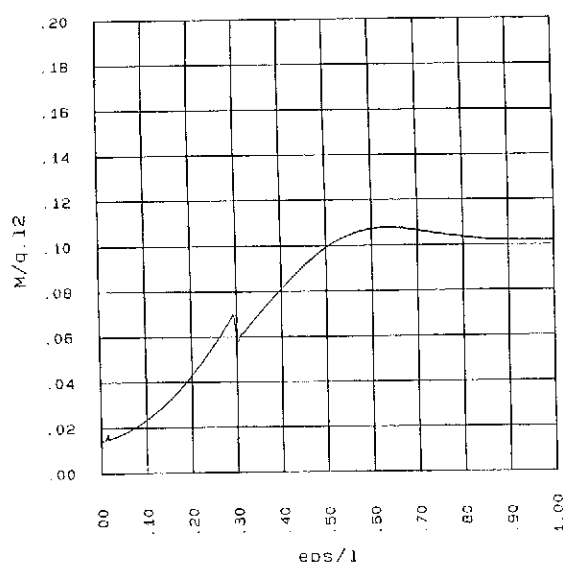
Puente de Gennevilliers (Francia)
Puente de la Violette (Francia)

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.

Puente de Tula (México)
Puente de Badiraguato (México)
Puente del Pilar (Zaragoza)
Puente de la Marquesa (México)
Puente de Tordesillas (Valladolid)
Puente sobre el Llobregat (Barcelona)

PUENTE DE GENNEVILLIERS

— $(EI)_o / (EI) = 0.19$ $l_o/l = 0.70$ $(q_o + q_{o1})/q = 0.08$



$$26.40 + 44.70 + 17 \times 49.50 = 912.60 \text{ m}$$

$$A = 12.774 \text{ m}^2$$

$$I = 19.204 \text{ m}^4$$

$$v = 1.184 \text{ m}$$

$$v' = 2.066 \text{ m}$$

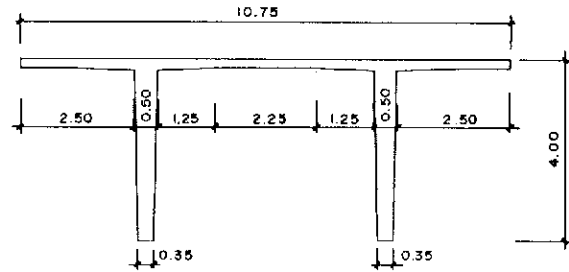
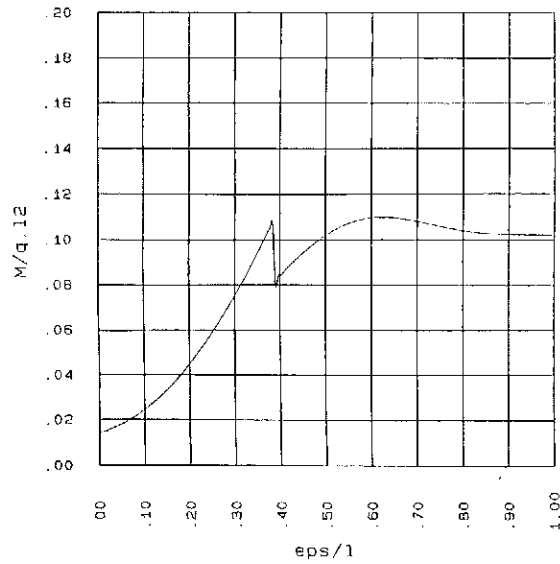
$$f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 3670000 \text{ t/m}^2$$

$$E_d = 1220000 \text{ t/m}^2$$

PUENTE DE LA VIOLETTE

— (EI) o / (EI) = 0.20 $l_0/l = 0.62$ $(q_0 + q_01) / q = 0.11$



$$42.00 + 8 \times 60.00 + 42.00 = 564.00 \text{ m}$$

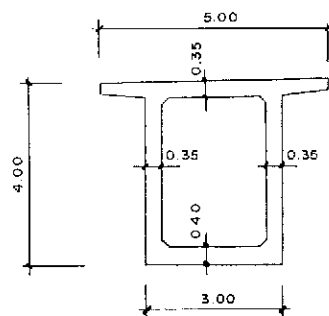
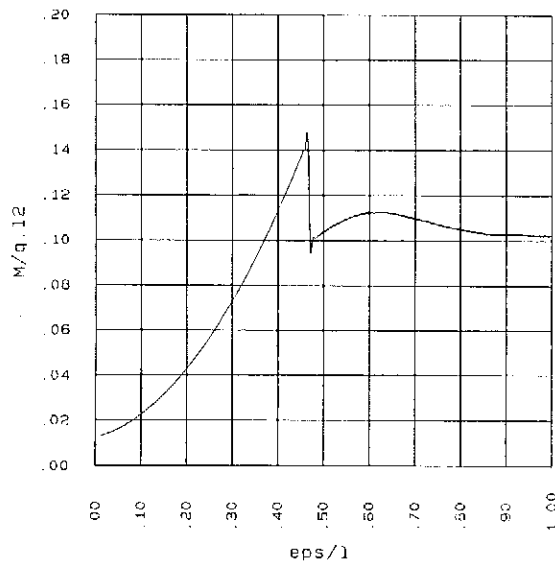
$$\begin{aligned} A &= 5.525 \text{ m}^2 \\ I &= 8.601 \text{ m}^4 \\ v &= 1.209 \text{ m} \\ v' &= 2.791 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} E_i &= 4200000 \text{ t/m}^2 \\ E_d &= 1400000 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

PUENTE DE TULA

— (EI) o / (EI) = 0.20 $l_0/l = 0.54$ $(q_0 + q_01) / q = 0.13$



$$40.00 + 5 \times 52.00 + 40.00 = 340.00 \text{ m}$$

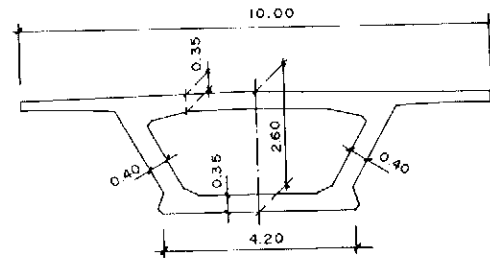
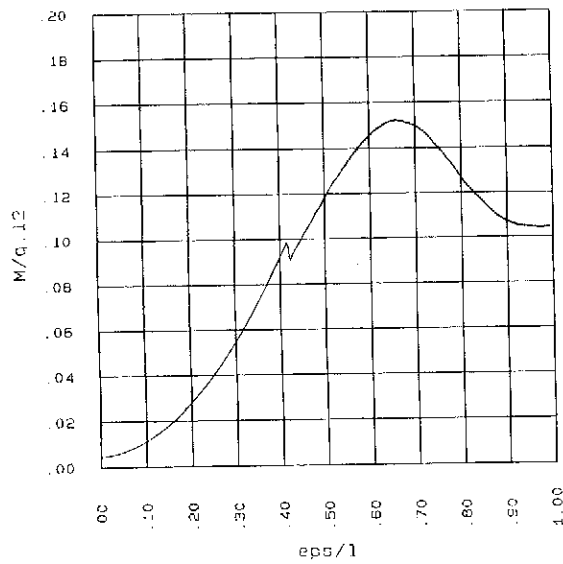
$$\begin{aligned} A &= 5.228 \text{ m}^2 \\ I &= 11.825 \text{ m}^4 \\ v &= 1.889 \text{ m} \\ v' &= 2.211 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} E_i &= 3500000 \text{ t/m}^2 \\ E_d &= 1160000 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

PUENTE DE BADIRAGUATO

$$(EI)_{o/(EI)} = 0.04 \quad l_o/l = 0.58 \quad (q_o + q_{o1})/q = 0.04$$



$$40.00 + 3 \times 48.00 + 40.00 = 224.00 \text{ m}$$

$$A = 6.538 \text{ m}^2$$

$$I = 5.810 \text{ m}^4$$

$$v = 1.024 \text{ m}$$

$$v' = 1.576 \text{ m}$$

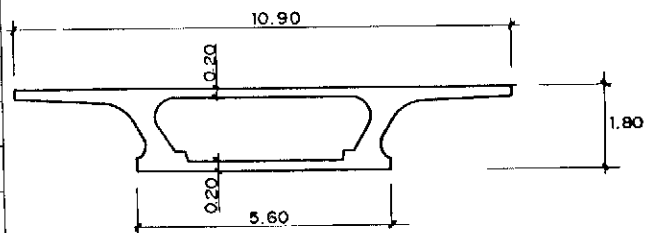
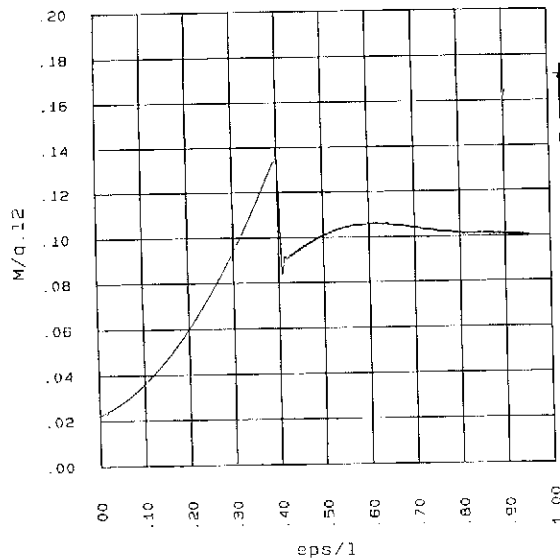
$$f_{ck} = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 4000000 \text{ t/m}^2$$

$$E_d = 1300000 \text{ t/m}^2$$

PUENTE DEL PILAR

$$(EI)_{o/(EI)} = 0.30 \quad l_o/l = 0.60 \quad (q_o + q_{o1})/q = 0.21$$



$$48.04 + 47.27 + 47.02 + 47.27 + 48.04 = 237.64$$

$$A = 5.310 \text{ m}^2$$

$$I = 2.412 \text{ m}^4$$

$$v = 0.720 \text{ m}$$

$$v' = 1.080 \text{ m}$$

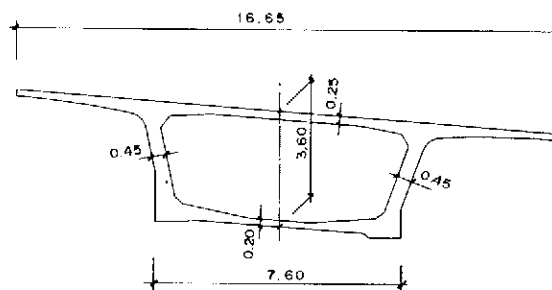
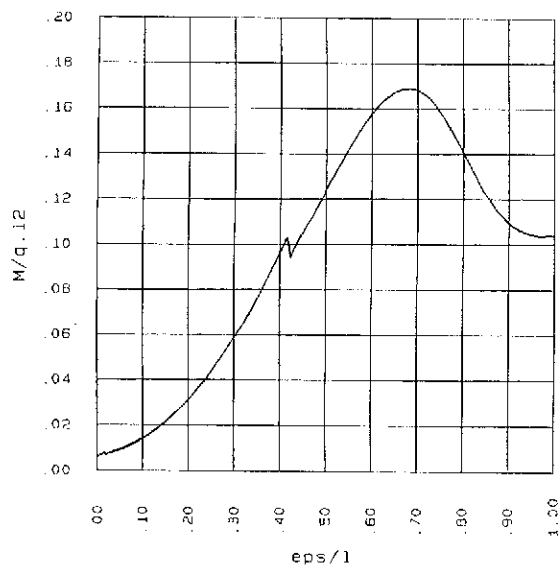
$$f_{ck} = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 4000000 \text{ t/m}^2$$

$$E_d = 1333000 \text{ t/m}^2$$

PUENTE DE LA MARGUESA

— (EI) $\sigma / (EI) = 0.02$ $1\sigma / 1 = 0.58$ $(q_0 + q_{01}) / q = 0.04$



$$45.00 + 4 \times 60 + 45 = 330 \text{ m}$$

$$A = 10.588 \text{ m}^2$$

$$I = 21.526 \text{ m}^4$$

$$v = 1.446 \text{ m}$$

$$v' = 2.291 \text{ m}$$

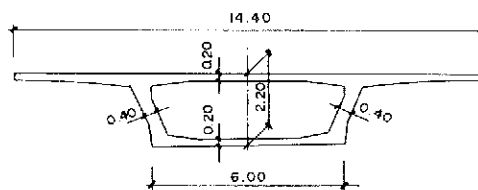
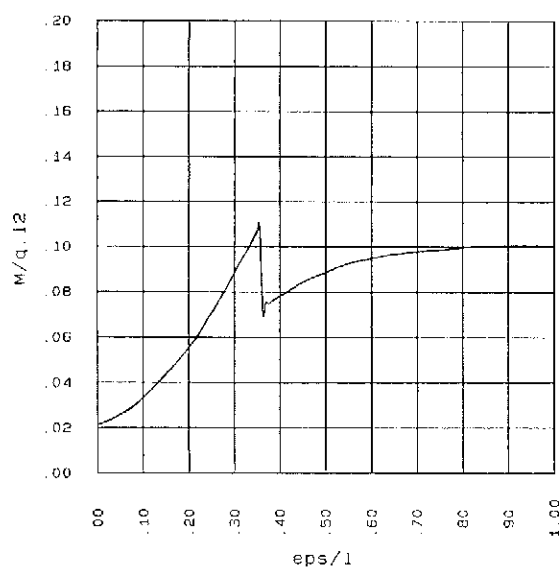
$$f_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 3800000 \text{ t/m}^2$$

$$E_d = 1260000 \text{ t/m}^2$$

PUENTE DE TORDESILLAS

— (EI) $\sigma / (EI) = 0.57$ $1\sigma / 1 = 0.65$ $(q_0 + q_{01}) / q = 0.15$



$$37.20 + 3 \times 46.50 + 37.20 = 213.90 \text{ m}$$

$$A = 6.566 \text{ m}^2$$

$$I = 4.515 \text{ m}^4$$

$$v = 0.931 \text{ m}$$

$$v' = 1.413 \text{ m}$$

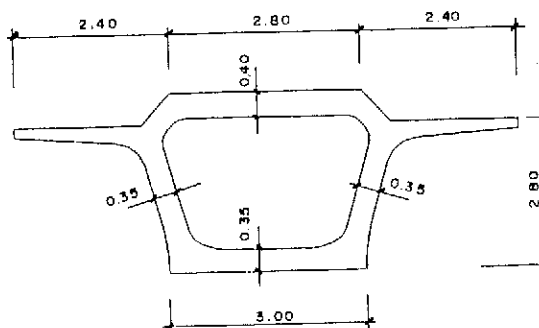
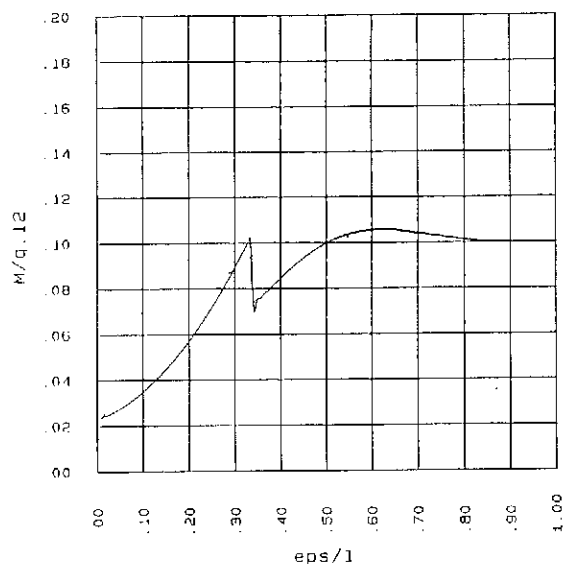
$$f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 3500000 \text{ t/m}^2$$

$$E_d = 1180000 \text{ t/m}^2$$

PUENTE SOBRE EL LLOBREGAT

$$(EI) \sigma / (EI) = 0.23 \quad l_0/l = 0.67 \quad (q_0 + q_01) / q = 0.12$$



$$41.50 + 4 \times 49.80 + 41.50 = 282.20 \text{ m}$$

$$A = 4.875 \text{ m}^2$$

$$I = 4.488 \text{ m}^4$$

$$v = 1.218 \text{ m}$$

$$v' = 1.582 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 3550000 \text{ t/m}^2$$

$$E_d = 1180000 \text{ t/m}^2$$

3.4. Estimación del óptimo económico para empuje de tableros con nariz metálica

3.4.1. Luces de vanos

Para algunos autores, como ya se ha señalado en 3.1, el dimensionamiento óptimo de la nariz de lanzamiento sería aquél para el que no se superase, en ningún momento posterior al apoyo de la punta de la nariz en la pila siguiente, el valor máximo del momento de voladizo, alcanzado justo antes de apoyar. Sin embargo, parece insuficiente esta condición y sería útil referir los dos valores máximos que presenta la envolvente de momentos negativos en la sección de pila, a los valores de momento en viga biempotrada ($0,083 p/l^2$) y viga empotrada-apoyada ($0,125 p/l^2$).

Al considerar el valor $0,083$ estamos comparando la cantidad de pretensado necesario en zona delantera, con la cantidad del mismo que se precisa en zonas alejadas de la nariz metálica. Sin embargo, si se considera el valor $0,125$, estamos comparando la cantidad necesaria, para el caso en que construyésemos el vano final sobre cimbra y, además, éste tuviera la misma luz que los vanos centrales (caso del Puente del Pilar). No obstante, lo habitual es que los vanos finales tengan aproximadamente una luz $l' = 0,75 l$ con lo que:

$$0,125 p/l^2 = 0,125 p (0,75 l^2) = 0,070 p/l^2 <$$

$< 0,083 p/l^2$. Esto hace que el valor de referencia para una estimación objetiva del óptimo dimensionamiento de ser $0,083 p/l^2$, pues en general se suele cumplir que $0,125 p/l'^2 < 0,083 p/l^2$. Por otra parte, éste ha de ser el criterio de dimensionamiento de la luz del primer o último vano de un puente empujado:

$$0,125 p/l'^2 = 0,083 p/l^2, \text{ o sea, } l' = 0,816 l$$

En relación muy estrecha con la longitud de este primer vano está también la concepción del área de prefabricación del puente. Conocida la luz de los vanos intermedios, se debe disponer un vano de transición de aproximadamente la mitad de esa luz y, entre el final del área y el estribo, un apoyo intermedio, creando dos vanos iguales al cuarto de la luz. Esto se debe hacer por tres razones principales:

1. Si pasamos bruscamente del área de prefabricación al primer vano, podemos tener fenómenos de despegue del tablero, con esfuerzos incontrolables.

2. Asegurar la estabilidad al vuelco en las primeras fases de empuje.

3. El tablero debe pasar, encima de las primeras pilas, con la mitad del pretensado total de empuje, pues normalmente se va al pretensado de 2 dovelas en cada fase de lanzamiento, con lo que sólo estará colocado la mitad del pretensado aludido.

3.4.2. Momento de voladizo y longitud de nariz

Cuando la nariz está a punto de apoyar y tenemos el máximo voladizo en lanzamiento, el momento negativo está directamente ligado a la longitud de nariz adoptada, para un peso de tablero y de nariz dados. Se suelen disponer longitudes de nariz del orden de 0,6 veces la luz del vano máximo que habrá que salvar durante el lanzamiento. A continuación, se trata de buscar una justificación a este valor, que fue apuntado por primera vez por Leonhardt, y que sin duda tiene su origen en un estudio de tipo paramétrico.

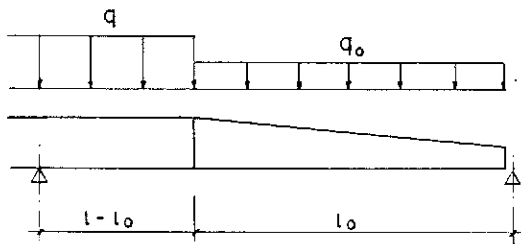


Fig. 7.

El momento en voladizo será la suma del momento debido al hormigón, M_h , más el momento debido a la nariz, M_n . Si suponemos un peso q_0 uniforme, medio, por metro lineal, entre un peso en sección de unión nariz-tablero (q_i) y en la sección final del pico (q_f):

$$M_v = M_h + M_n = q (\ell - \ell_0)^2/2 + q_0 \ell_0 (\ell - \ell_0/2)$$

Haciendo:

$$\ell_0 = \alpha \ell$$

$$q_0 = \beta q$$

$$M_v = q \ell^2 [(1 - \alpha^2)/2 + \beta \alpha (1 - \alpha/2)] = \lambda (\alpha, \beta) q \ell^2$$

Si denominamos M_e al momento de empotramiento perfecto y quisiéramos ℓ_0 tal que $M_v = M_e$, ello obligaría a la igualdad: $\lambda (\alpha, \beta) = 1/12$

$$(1 - \alpha)^2/2 + \beta \alpha (1 - \alpha/2) = 1/12$$

- Si $\alpha = 0,4$; $\beta < 0$ no es posible.
- Si $\alpha = 0,5$; $\beta < 0$ no es posible.
- Si $\alpha = 0,6$; $\beta = 0,0079$, que es demasiado pequeño.

En conclusión, parece que como $M_v > M_e$ para los rangos habituales de pesos de tableros y narices, un buen criterio, que además optimiza el pretensado de lanzamiento, sería disponer una longitud ℓ_0 de nariz tal que M_h sea, como mucho, igual a M_e . La condición anterior se expresa:

$$(1 - \alpha)^2/2 = 1/12$$

$$\alpha = 1 - (1/\sqrt{6}) = 0,592$$

Conocida la luz ℓ que hay que empujar, se opta porque, al menos, la parte de momento que representa el tablero en voladizo máximo, no supere el momento de empotramiento perfecto M_e . Lo contrario sería desperdiciar pretensado, pues compensaríamos esfuerzos que sólo aparecen en lanzamiento y que en servicio desaparecen y no superan el valor de M_e (en cuanto a esfuerzos provenientes de peso propio, evidentemente). Además, este pretensado de lanzamiento posee el inconveniente de ser mucho menos efectivo que el de servicio, por estar obligado a excentricidad nula.

En la línea de ideas de 3.4.1 y aceptando $\ell_0 = 0,6 \ell$, es interesante referir el valor de M_v al de M_e , para saber por dónde nos movemos. El peso medio de una nariz metálica oscila entre 1 t/m y 3 t/m. Un valor de referencia aceptable puede ser 2 t/m, como peso medio uniforme a lo largo de ℓ_0 :

$$M_v = M_e + M_n$$

$$M_n = q_0 \ell_0 (\ell - \ell_0/2); \text{ con } \ell_0 = 0,6 \ell$$

Como quiera que los pesos de los tableros oscilan entre 12 t/m y 18 t/m, un valor medio puede ser de 15 t/m con lo que:

$$q_0 = 0,133 q.$$

Por lo tanto, resulta:

$$M_n = 0,056 q \ell^2 \quad M_e = 0,083 q \ell^2$$

3.4.3. Momento máximo después de apoyar

En anejo se indica la expresión del máximo de la envolvente de negativos y que ahora recordamos:

$$M_i = - \left[\frac{E_o I_o}{EI} \left(\sum_{i=1}^4 A_i B_i + \frac{q \ell^4}{24 \sqrt{3}} \right) + \sum_{i=1}^4 A_{io} B_{io} \right] \left[\frac{E_o I_o (A_s^M B_s + \frac{\ell^2}{2 \sqrt{3}}) + A_{s0}^M B_{s0}}{EI} \right]$$

Con objeto de obtener simplificaciones que nos puedan llevar a algunas conclusiones, hacemos las hipótesis siguientes:

$$\bullet (EI)_o/EI = (0,19 + 0,20 + 0,20 + 0,30 + 0,57 + 0,23)/6 = 0,25.$$

Media de los casos estudiados.

- $\ell_0 = 0,6 \ell$.
- $\xi = 0,6 \ell$ (posición aproximada del máximo).
- $q_o + q_{o1} = 2q_o$, con $q_o = q_{o1}$; con q_o medio = $q_{om} = 1,5 q_o$.
- $q_{om} = \beta' q$.

Resolviendo los cinco problemas planteados en las fórmulas que se recogen en anejo, se obtiene:

Problema 1:

$$p = 0,889 q_{om}$$

$$a = \ell - \xi = 0,4 \ell$$

(EI):

$$A_1 = 0,01280 q_{om} \ell^3$$

$$B_1 = 0,6 \ell$$

(EI)_o:

$$A_{1,0} = 0,01328 q_{om} \ell^3$$

$$B_{1,0} = 0,24286 \ell$$

Problema-2:

$$p = q$$

(EI):

$$A_2 = 0,03960 q \ell^3$$

$$B_2 = 0,64545 \ell$$

(EI)_o:

$$A_{2,0} = 0,01440 q \ell^3$$

$$B_{2,0} = 0,26667 \ell$$

Problema-3:

$$p = 0,445 q_{om}$$

$$a = 0,4 \ell$$

(EI):

$$A_3 = 0,00427 q_{om} \ell^3$$

$$B_3 = 0,6 \ell$$

(EI)_o:

$$A_{3,0} = 0,00403 q_{om} \ell^3$$

$$B_{3,0} = 0,25098 \ell$$

Problema-4:

$$M_v = 0,01478 q_{om} \ell^2$$

$$a = 0,4 \ell$$

(EI):

$$A_4 = -0,00266 q_{om} \ell^3$$

$$B_4 = 0,6 \ell$$

(EI)_o:

$$A_{4,0} = -0,00473 q_{om} \ell^3$$

$$B_{4,0} = 0,18333 \ell$$

Problema-5:

$$a = 0,4 \ell$$

(EI):

$$A_5^m = 0,420 \ell$$

$$B_5^m = 0,74286 \ell$$

(EI)_o:

$$A_{5,0}^m = 0,08 \ell$$

$$B_{5,0}^m = 0,26667 \ell$$

Sustituyendo en la expresión de M , obtenemos, con $(EI)_o/EI = 0,25$:

$$M_i = (0,095 + 0,032 \beta') q \ell^2$$

$$M_e = 0,083 q \ell^2$$

$$M_v = (0,083 + 0,417 \beta') q \ell^2 \text{ (si } \ell_o = 0,6 \ell)$$

Como ya se vió, sería ideal que $M_v = M_i$, pero eso lleva a un valor de $\beta' = 0,031$. Como en la práctica β' es siempre mayor que 0,031, estamos ante un valor máximo $M_{v\max} = M_v$, o lo que es igual, hemos considerado, en esta primera aproximación al problema, una nariz tan rígida que M_i no supera, en ningún momento posterior al apoyo, al momento de voladizo M_v . Evidentemente, éste no puede ser el óptimo ni desde el punto de vista del tablero (pues no lleva al límite su capacidad resistente) ni desde el punto de vista económico (ya que la rigidez de nariz supone peso de acero).

3.4.4. Rigidez y peso propio de nariz

En el punto anterior se ha hecho una hipótesis sobre el valor de la relación de rigideces $(EI)_o/EI = 0,25$. Es evidente que rigidez y peso propio de nariz están relacionados en el sentido de que a mayor rigidez mayor peso.

Vamos a tratar de encontrar una relación simple entre inercia y peso de nariz, con el fin de poder determinar cómo influyen éstos en los valores de $M_v(q_o)$ y $M_i(I_o)$.

● RIGIDEZ DE NARIZ.

Se trata de una estructura metálica articulada, que esquemáticamente se representa en la figura 8.

Se obtiene fácilmente el valor de la inercia:

$$I = 1/12 h^3 e + I_o$$

$$d + d' = h; A/d' = A'/d = (A + A')/h$$

$$I_o' = A d^2 + A' d'^2 = (A d) d + (A' d') d' = dd' (A + A')$$

$$I_o' = h^2 AA'/(A + A')$$

Con lo que $I_o = h^3 e/6 + 2h^2 AA'/(A + A')$.

$$I_o = I_o(h, e, A, A')$$

● PESO DE LA NARIZ:

En una longitud "a" de nariz, se tendría como sección de acero:

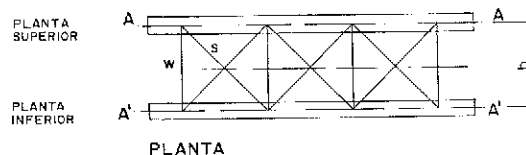


Fig. 8.

Rigidización transversal:

$$2 \sqrt{h^2 + b^2} s$$

Planta superior:

$$2aA + bw + 2 \sqrt{a^2 + b^2} s$$

Planta inferior:

$$2aA' + bw + 2 \sqrt{a^2 + b^2} s$$

Almas:

$$2hea$$

Si hacemos $s = w$; $A = A'$; $a = b$, y $h = b$, en la rigidización transversal, obtenemos:

$$4aA + (2 + 6\sqrt{2})as + 2hea = 4aA + 10,5as + 2hea$$

Sin contar el peso de rigidizaciones, obtenemos el peso por metro lineal:

$$q_o = 4A \cdot \rho_s + 10,5 \cdot \rho_s \cdot s + 2h \rho_s \cdot e$$

El valor de h es variable entre un valor h_i generalmente igual al canto del tablero y un valor h_r . Suponemos que en este caso $h_i = 2h_o$ y $h_r = h_o$ y haremos $a = h_o$. Con todo ello se obtiene un peso medio por metro lineal:

$$q_{om} = 4A \cdot \rho_s + 10,5 \cdot \rho_s \cdot s + 3 \cdot \rho_s \cdot e + 25\%$$

Pudiendo considerar una mayoración de un 25%, para tener en cuenta sobrepesos por rigidización. Debe señalarse, no obstante, que la tendencia moderna es hacer narices con espesores de alma importantes que reduzcan peso de rigidizadores, en lugar de almas muy delgadas y abundante rigidización.

Puesto que $I_o = I_o(h, e, A)$ y $q_{om} = q_{om}(e, A)$ se deduce:

$$I_{om} = I_{om}(q_{om}, h)$$

Operando en valor medio, para I_o se obtiene:

$$\text{con } A = A'$$

$$h_i = 2h_o = h; I_i = h^3 e/6 + h^2 A$$

$$h_r = h_o = h/2; I_r = h^3 e/48 + h^2 A/4$$

$$I_{om} = 3/32 h^3 e + 5/8 h^2 A$$

Con lo que se concluye que la rigidez depende directamente del canto de la viga metálica y del peso medio por unidad de longitud q_{om} . En otras palabras, para un puente de esbeltez dada, lo cual fija el canto de tablero y nariz, la inercia depende directamente de q_{om} . Por otra parte, es fácil ver que ha de existir una cierta compatibilidad entre la rigidez de la nariz y su longitud.

3.4.5. Valores de momentos para una nariz media y comparación de momentos

Para una luz grande, del orden de 60 m, se pueden tomar valores como los que se indican:

● $A = A'$, platabandas de 600 x 35; $A = A' = 0,0210 \text{ m}^2$.

● $e = 0,025 \text{ m}$.

● $s = w$, perfiles laminados; L 200 x 20 $s = 0,00763 \text{ m}^2$.

$$q_{om} = 4A \cdot \rho_s + 10,5 \cdot \rho_s \cdot s + 3e \cdot \rho_s = 1,76 + 25\% = 2,20 \text{ t/m}$$

lo que confirma que $q_{om} = 2 \text{ t/m}$ es un valor aceptable para nuestras estimaciones.

Con $q_{om} = 2 \text{ t/m}$ y $q = 15 \text{ t/m}$, obtenemos los valores siguientes para los momentos M_i , M_v :

● $M_i = (0,095q + 0,043) l^2 = 1,468 l^2$.

● $M_v = (0,083q + 0,056) l^2 = 1,806 l^2$.

● $M_e = (0,083q) l^2 = 1,250 l^2$.

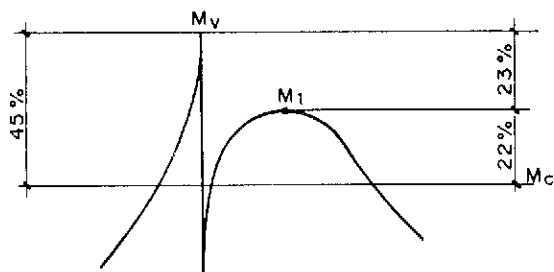


Fig. 9.

Se observa que $M_v > 1,44 M_o$, y $M_v > 1,23 M_i$. De esto se concluye que la nariz es demasiado rígida. Lo ideal sería perder rigidez, por tanto peso de acero, y llegar a igualar M_v y M_i . Para disminuir el valor de M_v debemos reducir peso en voladizo libre de nariz de lanzamiento, lo que a su vez lleva a una reducción de inercia, según se ha visto. Ahora bien, una reducción de inercia conlleva una reducción de rigidez y, por tanto, un aumento de M_i . Lo que sucede es que M_i es más sensible a la pérdida de rigidez de nariz, que M_v a la correspondiente pérdida de peso en ménsula. Es decir, para una reducción de peso dada, que conlleva la correspondiente disminución de rigidez de nariz, el momento M_i aumenta mucho más rápido de lo que disminuye M_v .

3.4.6. Verificación de la inercia de la nariz

Todo lo anterior se basa en la hipótesis de

partida $(EI)_o/EI = 0,25$. Faltaría verificar que esta relación de rigideces efectivamente se cumple. Para poder hacerlo precisamos introducir una serie de parámetros, típicos de las secciones cajón y de sobra conocidos, que simplemente recordamos a continuación:

- $\ell_o = 0,59 \ell$
- $\rho = I/Sv v'$ S = Sección de hormigón
- $h = v + v'$ h = Canto del tablero
- $\lambda = h/\ell = 1/14$ λ = Esbeltez
- $v'/h = 2/3$ como se demuestra a continuación:

Génnevilliers	$v'/h = 0,636$	
Violette	$v'/h = 0,698$	
Tula	$v'/h = 0,553$	
Badiraguato	$v'/h = 0,606$	Media = 0,617
Pilar	$v'/h = 0,600$	
Marquesa	$v'/h = 0,636$	
Tordesillas	$v'/h = 0,642$	
Llobregat	$v'/h = 0,565$	

Con estos valores se obtiene, de forma inmediata, la relación de rigideces $(EI)_o/EI$:

- $(EI)_o = 21 \times 10^6 \times 0,4290$.

$I_o = I_{om} = 0,4290 \text{ m}^4$, para los valores adoptados en 3.4.4.

- $EI = 3,5 \times 10^6 \times 13,56$.

$$I = 0,55 q/2,5 \text{ vv}' = 0,904 q = 13,56 \text{ m}^4.$$

$$h - v' = h - 2/3 h = h/3.$$

$$h = 4,30, \text{ para la esbeltez elegida.}$$

$$q = 15 \text{ t/m.}$$

● $(EI)_o/EI = 0,19$, con lo que concluimos que la relación de rigideces en torno a 0,25 es demasiado grande.

$$M_i = 1,957 \ell^2$$

$$M_v = 1,801 \ell^2$$

$$M_e = 1,250 \ell^2$$

$$M_v > 1,44 M_e, \text{ y } M_i > 1,10 M_v$$

Con los valores anteriores se consigue un buen dimensionamiento de partida aunque no se consigue demostrar que se trate del óptimo económico.

3.4.7. Coste del sistema y optimización económica

Distinguiremos, en el caso más general, las partidas siguientes:

- Pretensado centrado sobre vano y medio:

$$C_{\text{pret}} = c_{\text{pret}} \times m = c_{\text{pret}} \times \rho_s \times (P_{\text{min}}/\sigma_t) \times 1,5 \ell$$

c_{pret} : Precio del pretensado = 400 pta/Kg (1991).

ρ_s : Densidad del acero.

P_{min} : Pretensado centrado mínimo para evitar tracciones.

$$M/I v = P_{\text{min}}/S$$

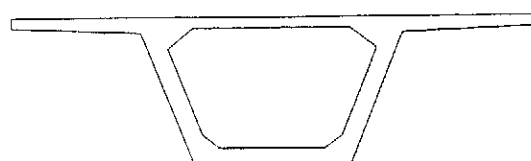
$$\sigma_t = 0,70 f_{pu}$$

- Nariz de lanzamiento:

$$C_{\text{nariz}} = c_{\text{nariz}} \times m = c_{\text{nariz}} \times q_{om} \times \ell_o$$

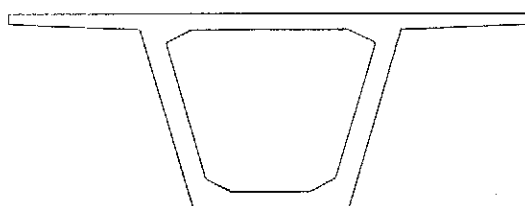
c_{nariz} : Precio kg acero nariz = 250 pta/kg (1991).

Aunque en los apartados anteriores se han realizado una serie de estimaciones aproximadas para puentes de luces en torno a los 60 m, llegando a una serie de conclusiones, no hemos hallado en ningún momento el óptimo económico. Esto nos decidió a confirmar los resultados precedentes mediante dos estudios paramétricos para puentes de luces habituales. Se eligió un puente de carretera de 10 m de ancho de plataforma $1,5 + 2 \times 3,5 + 1,5$ y esbeltez de $1/16$. Las luces elegidas fueron 45 y 60 m.



45 m de luz
esbeltez 1/16
canto= 2.80 m

$$\begin{aligned} A &= 5.242 \text{ m}^2 \\ I &= 6.539 \text{ m}^4 \\ v &= 1.013 \text{ m} \\ v' &= 1.787 \text{ m} \end{aligned}$$



60 m de luz
esbeltez 1/16
canto= 3.70 m

$$\begin{aligned} A &= 6.513 \text{ m}^2 \\ I &= 11.795 \text{ m}^4 \\ v &= 1.360 \text{ m} \\ v' &= 2.340 \text{ m} \end{aligned}$$

Fig. 10.

Puente de 45 m de luz

Estamos ante un peso $q = 13,1 \text{ t/m}$ por lo que se sitúa en la banda baja de pesos. En el estudio se supuso H-350. Se realizó el cálculo para 9 casos diferentes de relaciones de rigidez $(EI)_o/EI$, dimensionando el pretensado necesario centrado en zona delantera, para cada uno de los casos, y comprobando las máximas tensiones de compresión en losa inferior. Se tuvo la precaución de no tomar rigideces de nariz tan bajas que obligasen a una gran cantidad de pretensado centrado que pudiera, con o sin el pretensado de servicio, agotar la sección.

Se ajustaron los pesos de las narices en función de la rigidez considerada en cada caso, tal y como se establece en el apartado 3.4.4. Las narices metálicas se pueden considerar ligeras en cuanto a peso de acero, pero sirven a efectos de demostrar la existencia de un mínimo económico.

Se pretensa con cables de $12 \phi 0,6''$ al 70%, obteniendo los resultados siguientes, después de un 5% de pérdidas:

Del análisis de los datos anteriores se puede establecer la siguiente casuística a nivel de rigidez de nariz metálica:

Caso A: Nariz muy rígida; casos 1, 2, 3, 4, 5.

Caso B: Nariz rígida igualando λ_1 y λ_2 ; caso 6.

Caso C: Nariz semirrígida con $\lambda_2 > \lambda_1$; caso 7.

$$\lambda_2 > 1,15 \quad \lambda_1$$

$$\lambda_1 > 1,30 \quad M_c$$

Caso que da el mínimo económico.

Caso D: Nariz flexible; casos 8, 9.

Por tanto vemos que el óptimo económico se obtiene para el caso 7 que proporciona una relación de rigideces de 0,10 y nos sirve para comparar con nuestras estimaciones manuales que rondaban valores de $(EI)_o/EI = 0,19$.

Partiendo de estos valores de referencia podemos estar seguros de no alejarnos mucho del óptimo económico para los puentes habituales, es decir, que no sean demasiado pesados (La Marquesa = 26 t/m) ni demasiado rígidos (La Marquesa = $21,5 \text{ m}^4$).

Caso	λ_1	λ_2	M (tm)	P (t)	Uds Pret	$(EI)_o/EI$
1	0,1368	0,1034	3.630	3.481	17	0,32
2	0,1424	0,0999	3.779	3.624	18	0,46
3	0,1290	0,1132	3.423	3.283	16	0,18
4	0,1346	0,1056	3.572	3.426	17	0,28
5	0,1323	0,1083	3.511	3.367	16	0,23
6	0,1205	0,1173	3.198	3.067	15	0,14
7	0,1084	0,1246	3.307	3.172	15	0,10
8	0,1051	0,1354	3.593	3.446	18	0,07
9	0,1027	0,1373	3.644	3.495	18	0,06

Caso	Peso pret.	Peso nariz	Precio ($\times 10^3$)
1	16,2	48,84	18.690
2	17,2	53,70	20.305
3	15,3	42,05	16.620
4	16,2	46,90	18.205
5	15,3	44,96	17.370
6	14,3	34,76	14.420
7	14,3	26,74	12.395
8	17,2	25,10	13.155
9	17,2	22,90	12.605

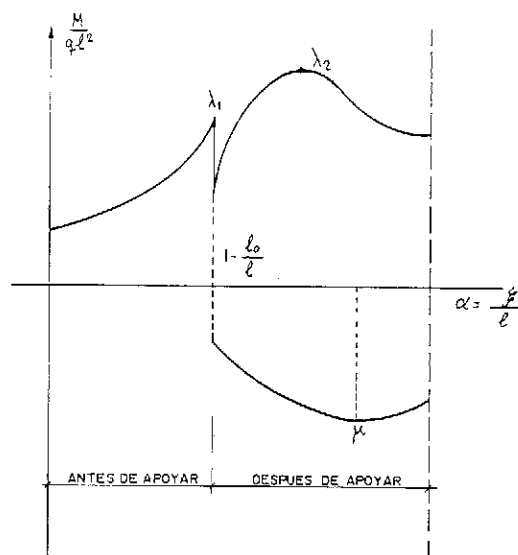


Fig. 11. Envolvente de momentos en la zona delantera.

Puente de 60 m de luz

Estamos ante un peso $q = 16,3 \text{ t/m}$ por lo que se sitúa en la banda alta de pesos. En el estudio se supuso H-350. Se realizó el cálculo para 7 casos diferentes de relaciones de rigidez $(EI)_o/EI$, dimensionando exactamente igual que en el caso anterior para cada uno de los casos, con las mismas precauciones.

Se pretensa con cables de $12 \phi 0,6''$ al 70%, obteniendo los resultados siguientes, después de un 5% de pérdidas:

Caso	λ_1	λ_2	M (tm)	P (t)	Uds Pret	$(EI)_o/EI$
1	0,1392	0,1012	8.159	6.128	19	0,38
2	0,1347	0,1048	7.895	5.930	18	0,29
3	0,1275	0,1139	7.473	5.613	17	0,17
4	0,1191	0,1181	6.981	5.243	16	0,14
5	0,1320	0,1077	7.737	5.811	16	0,24
6	0,1120	0,1244	7.291	5.476	18	0,10
7	0,1054	0,1315	7.708	5.789	18	0,08

Caso	Peso Pret.	Peso nariz	Precio ($\times 10^3$)
1	38,3	84,5	36.445
2	36,3	78,1	34.045
3	34,3	67,7	30.645
4	32,3	55,7	26.845
5	36,3	74,2	33.070
6	34,3	43,6	24.620
7	36,3	42,1	25.045

Del análisis de los datos anteriores se puede establecer la misma casuística a nivel de rigidez de nariz metálica:

Caso A: Nariz muy rígida; casos 1, 2, 5.

Caso B: Nariz rígida, igualando λ_1 y λ_2 ; casos 3, 4.

Caso C: Nariz semirígida, con $\lambda_2 > \lambda_1$; caso 6.

$$\lambda_2 > 1,11 \quad \lambda_1$$

$$\lambda_1 > 1,34 \quad M_e$$

Caso que da el mínimo económico.

Caso D: Nariz flexible; caso 7.

3.5. Conclusiones prácticas

1. Se estudia un caso práctico de empuje sobre perfil longitudinal variable en alzado, viendo cómo influye en los momentos adicionales por proceso constructivo, la forma geométrica del puente. El hormigonado en contraflecha, ajustándonos luego por deformaciones impuestas, puede reducir de forma considerable el pretensado de proceso. Sin olvidar que estos

esfuerzos, por fluencia, acabarán desapareciendo a tiempo infinito.

2. Se apunta una posible razón para el valor, generalmente aceptado, de 0,6 de la luz máxima a empujar, para la longitud de nariz. Se justifica por qué los vanos laterales son aproximadamente $l' = 0,75 l$.

3. Se cuestiona el concepto de "rigidez óptima" de nariz, basado en igualar el momento de voladizo M_v con el máximo de la envolvente de negativos. Se sugiere que este

óptimo ha de ir ligado a comparar M_v y M_1 con el momento de empotramiento perfecto M_e , que al fin y al cabo dimensiona pretensado centrado para zonas alejadas de la nariz, y resulta ser un índice de cuánto nos alejamos en zona delantera de este pretensado mínimo. Además, se apunta que con la mera igualación de M_v y M_1 no aprovechamos ni, en último término, agotaríamos, la capacidad resistente de la sección de hormigón.

4. Se establece la dependencia de rigidez de nariz, del canto y de su peso medio por unidad de longitud q_{om} . Para un puente de esbeltez dada, lo cual fija en principio no sólo el canto de la sección sino también de la nariz (aunque ésta pueda tener un canto mayor), la inercia depende directamente de q_{om} . Por tanto, rigidez de pico supone peso de acero.

5. Se realiza una estimación manual para determinar la solución de nariz metálica óptima para un puente de esbeltez dada de 1/15, así como peso aproximado de 15 t/m. Se sugiere que la solución, desde el punto de vista del tablero de hormigón, se acercará al óptimo resistente cuando M_v no supera en más de un 50% a M_e y, a su vez, el máximo de la envolvente de negativos M_1 , en aproximadamente un 10% al momento de voladizo. Con una relación $(EI)_o/EI = 0,19$. Este estudio no consigue demostrar que éste sea precisamente el mínimo económico.

6. Para determinar si existe o no ese mínimo, se realiza un estudio paramétrico mediante cálculo mecanizado para un puente medio de carretera, esbeltez 1/16, y 10 m de plataforma, y se obtiene un mínimo de costo para $(EI)_o/EI = 0,10$, con unos valores de momentos:

45 m de luz:

$$\lambda_2 > 1,15 \quad \lambda_1 \\ \lambda_1 > 1,30 \quad M_e$$

60 m de luz:

$$\lambda_2 > 1,11 \quad \lambda_1 \\ \lambda_1 > 1,34 \quad M_e$$

7. Se puede concluir que para luces entre 45 y 60 m y $e = 1/16$; $0,10 < (EI)_o/EI < 0,19$, da el óptimo económico.

ANEJO

Problema 1:

$$p = \gamma q_o + q_{o1} \\ a = l - \xi$$

(EI):

$$A1 = \frac{pa^2 \xi (l-a)}{4l}; \quad B1 = a + \frac{\xi}{3}$$

(EI)_o:

$$A10 = \frac{pa^3}{12} (4l - 3a); \quad B10 = \frac{a}{2} \frac{5l - 4a}{4l - 3a}$$

Problema 2:

$$p = q$$

(EI):

$$A2 = \frac{p \xi^3}{12l} (4l - 3\xi); \quad B2 = l - \frac{\xi}{2} \frac{5l - 4\xi}{4l - 3\xi}$$

(EI)_o:

$$A20 = \frac{p \xi^2 (l - \xi)^2}{4l}; \quad B20 = \frac{2}{3} (l - \xi)$$

Problema 3:

$$p = (1 - \gamma) q_o \\ a = l - \xi$$

(EI):

$$A3 = \frac{pa^2 \cdot \xi^2}{6l}; \quad B3 = a + \frac{\xi}{3}$$

(EI)_o:

$$A30 = \frac{pa^3}{24l} (5l - 4a); \quad B30 = \frac{8a}{15} \frac{6l - 5a}{5l - 4a}$$

Problema 4:

$$M_v = \frac{q_o l_o^2 \gamma^3}{6} + \frac{l_o^2 \gamma^2}{2} q_{o1}; \quad a = l - \xi$$

(EI):

$$A4 = -\frac{M_v \xi^2}{2l}; \quad B4 = a + \frac{\xi}{3}$$

(EI)_o:

$$A40 = -\frac{M_v a}{2l} (l + \xi); \quad B40 = \frac{a}{3} \frac{l + 2\xi}{l + \xi}$$

Problema 5:

$$a = l - \xi$$

(EI):

$$A5 = \frac{\xi (l + a)}{2l} M_1 = A_{50}^M M_1; \quad B5 = \frac{\xi}{3} \frac{2l + a}{l + \xi} + a$$

(EI)_o:

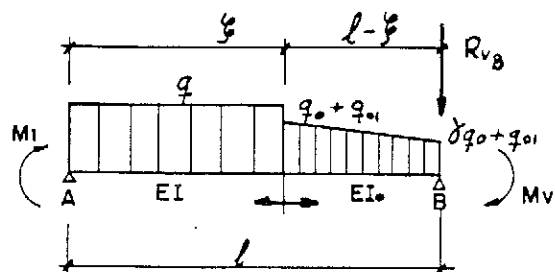
$$A50 = \frac{a^2}{2l} M_1 = A_{50}^M M_1; \quad B50 = \frac{2a}{3}$$

$$\theta_A = \frac{1}{l} \left[\sum_{i=1}^4 \frac{A_i B_i}{EI} + \frac{A_{50}^M B_5}{EI} M_1 + \sum_{i=1}^4 \frac{A_{i0} B_{i0}}{E_o I_o} + \frac{A_{50}^M B_{50}}{E_o I_o} M_1 \right] = -\frac{l}{2\sqrt{3}} \frac{M_1}{EI} - \frac{1}{24\sqrt{3}} \frac{q l^3}{EI}$$

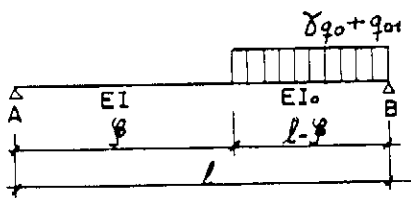
$$M_1 = - \left[\frac{\frac{E_o I_o}{EI} \left(\sum_{i=1}^4 A_i B_i + \frac{q l^4}{24\sqrt{3}} \right) + \sum_{i=1}^4 A_{i0} B_{i0}}{\frac{E_o I_o}{EI} \left(A_{50}^M B_5 + \frac{l^2}{2\sqrt{3}} \right) + A_{50}^M B_{50}} \right]$$

A_i = Areas de momentos

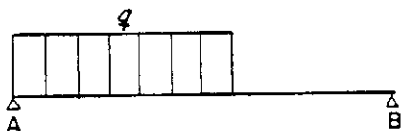
B_i = Brazos de momentos



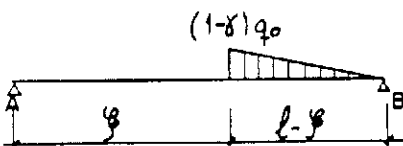
PROBLEMA - 1



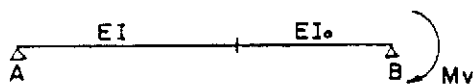
PROBLEMA - 2



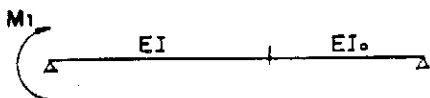
PROBLEMA - 3



PROBLEMA - 4



PROBLEMA - 5



BIBLIOGRAFIA

1. C. SIEGRIST. "Construcción de puentes de hormigón pretensado por empuje del tablero". Hormigón y Acero n° 135, 1980.
2. M. PLACIDI. "La construction au sol et la mise en place par déplacement". Annales de l'ITBTP n° 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 Chaussées, 1988.

5. P. LAUNAY, P. BAUM, P. CHASSAGNETTE, H. SOUTFF. "Une nouvelle méthode de construction des ouvrages de franchissement en béton précontraint: le poussage". Annales de l'ITBTP n° 269. Mayo 1970.

6. J. MANTEROLA, L. FDEZ. TROYANO. "Tres obras empujadas. Acueducto de los Monegros. Puente de Tula. Puente de Atoyac". Hormigón y Acero n° 158, 1986.

7. R. MARTI. "Puentes empujados en Korea". Hormigón y Acero n° 158, 1986.

RESUMEN

En el presente trabajo se abordan algunas cuestiones relativas al procedimiento de construcción por empuje de tablero y se realizan dos estudios de tipo paramétrico para puentes empujados con nariz metálica.

Se trata el caso concreto de empuje de tablero con perfil longitudinal variable en alzado; se justifica el valor comúnmente aceptado del 60% para la longitud de nariz, respecto del vano principal que se va a empujar; se trata de establecer unas relaciones de predimensionamiento entre los parámetros fundamentales del problema. Esto último, mediante estimaciones manuales en un primer paso para, posteriormente, mediante dos estudios paramétricos para puentes estándar de 45 y de 60 m de luz (esbeltez 1/16), establecer el dimensionamiento óptimo basándonos en un criterio económico.

SUMMARY

In this paper some questions about incremental launched-bridges technique are discussed and two parametric studies for launched-bridges with steel nose are performed. The particular case of incremental launched-bridges in non uniform elevation alignment is discussed. The commonly accepted value of 60% of the mean span as length for the steel nose is justified and some simple relationships for previous design involving the main parameters of the problem are proposed. This last by means of a coarse estimation method, as first approximation to the problem, and, in a second step, through two parametric studies for standard bridges (45 and 60 m mean span, 1/16 slenderness) an optimum design based on economic criteria is established.

Reparación de pilares de hormigón con pérdida de esquinas o recubrimiento

J.L. Ramírez, Dr. Ing. Ind.

J.M. Bárcena, Dr. Ing. Ind.

J.I. Urreta, Dr. Ing. Ind.

B. de Val, Lic. C. Químicas

J.R. Aurrecoechea, Ing. Ind.

LABEIN-Bilbao

0. INTRODUCCION

En el presente artículo se expone un trabajo de investigación desarrollado en torno a la reparación de daños parciales en zonas localizadas de columnas de hormigón, sometidas a compresión centrada.

Este tipo de daños se produce con frecuencia en procesos de corrosión de armaduras, acentuados por una baja calidad de hormigón, escaso recubrimiento o presencia de gases y líquidos agresivos. Se manifiesta por la pérdida de esquinas de columnas (Fig. 1) y/o agrietamiento longitudinal paralelo a las armaduras. Algunas veces este problema se origina por golpes recibidos por las columnas situadas en áreas de trabajo.

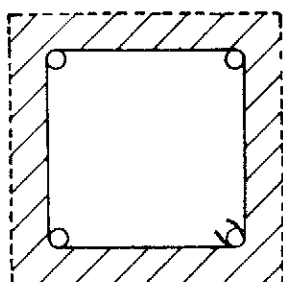


Fig. 1.

En caso de incendio la pérdida del recubrimiento se produce no sólo en las esquinas, sino en el total del perímetro de la columna (Fig. 2), especialmente en su parte superior.

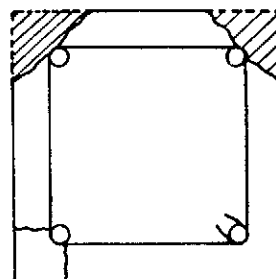


Fig. 2.

Finalmente, en ocasiones, aparecen daños causados por diferentes tipos de cavidades incorrectamente realizadas en las columnas, daños que, en general, pueden incluirse en la categoría de daños parciales localizados.

1. DISEÑO DE LAS COLUMNAS PARA REPARACION PARCIAL

La sección transversal utilizada ha sido de 25 x 25 cm, escogiéndose un recubrimiento superior al usual, de forma que fuera mayor la sensibilidad a la pérdida del hormigón en esquinas o del recubrimiento. La especificación de la columna aparece en la figura 3.

A partir de dichas especificaciones, las contribuciones en resistencia de cálculo del acero y el hormigón son 83,1 kN y 694,2 kN, respectivamente, lo que significa haberse adoptado una relación de capacidades mecánicas acero/hormigón, algo superior al mínimo del 10%, de manera que la pérdida de secciones de hormigón tenga mayor influencia.

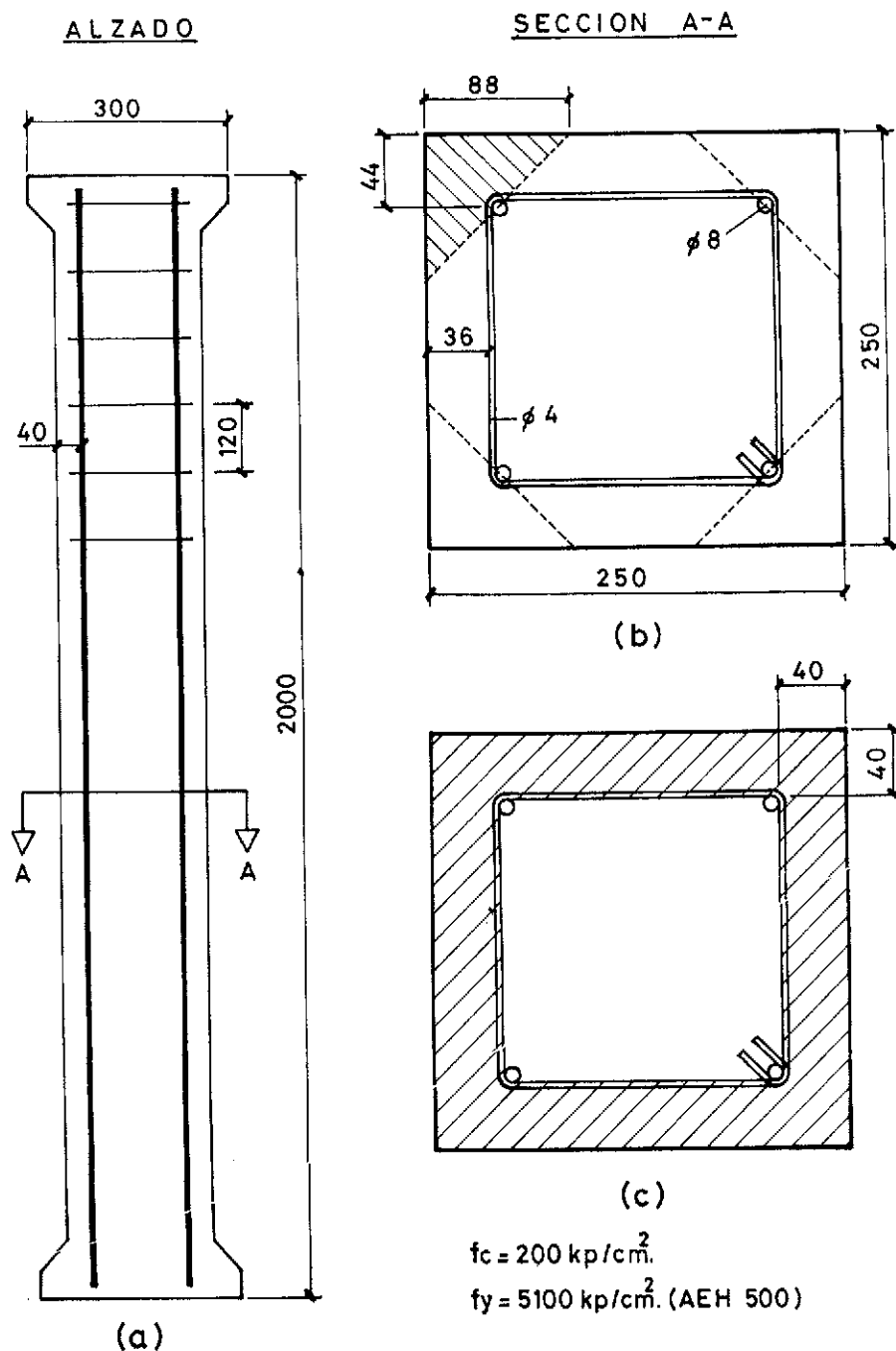


Fig. 3.

De hecho, con una sección transversal de 25 x 25 cm y un recubrimiento de 40 mm, la resistencia de la columna se reducirá en un 12% en el caso de pérdida de dos esquinas, lo que ya es significativo. En el caso de pérdida de las cuatro esquinas o del recubrimiento completo, las pérdidas de resistencia son importantes (25% y 50% respectivamente).

2. FABRICACION DE LAS COLUMNAS PARA REPARACION PARCIAL

Hormigonado de las columnas

Se preparó un molde metálico séxtuple (Foto 1) que se hormigonó tres veces permitiendo un estudio comparativo de las resistencias y com-

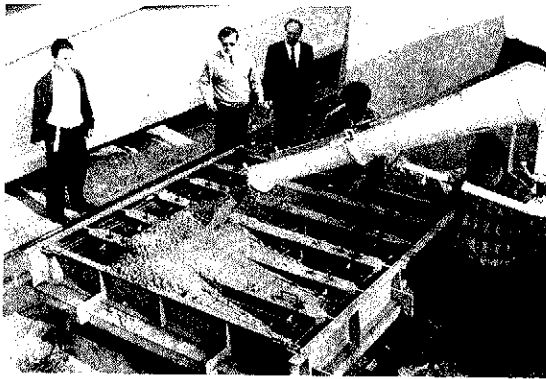


Foto 1.

portamientos de las columnas en las siguientes situaciones:

- Columna de referencia.
- Columna con pérdida de cuatro esquinas.
- Primer tipo de reparación de cuatro esquinas.
- Segundo tipo de reparación de cuatro esquinas.
- Columna con pérdida de dos esquinas.
- Columna con reparación de dos esquinas (por el mejor método que resulte de los dos intentados para las cuatro esquinas).

En pilares procedentes de otro hormigonado del molde séxtuple se han comparado:

- Columna de referencia.
- Columna con pérdida de todo el recubrimiento.
- Columna con reparación del recubrimiento (con el mejor método de los dos intentados para la reparación de las cuatro esquinas).

Teniendo en cuenta resultados de masas de prueba previamente preparadas, se hormigonaron cuatro series de columnas (2, 3, 4, 5).



Foto 2.

Eliminación de esquinas o de recubrimiento

Esta eliminación se realizó, inmediatamente después de desencofrar, en los 90 cm centrales de los pilares (Foto 2), de acuerdo con los siguientes criterios.

En tres de las series (2-, 3-, 5-) se mantuvo una columna de referencia sin cambio (-0); se eliminaron las cuatro esquinas en tres columnas, una de ellas dejándola sin reparar (-1) y las otras dos para ser reparadas por el primer y segundo métodos de reparación (-2, -3); en las dos columnas restantes se eliminaron dos esquinas, una para quedar sin reparar (-4) y la otra para ser reparada por el método que diera mejores resultados en las reparaciones de las cuatro esquinas (-5).

En la cuarta serie se dejaron dos columnas de referencia sin reparar (40, 41). En el resto se eliminó el recubrimiento en todo su perímetro, dejándose dos sin reparar (42 y 43) y aplicándose el método correspondiente de reparación, a las otras dos (44 y 45).

Resumiendo, para cada método de reparación existen columnas intactas de referencia, dañadas y no reparadas y aquéllas correspondientes a las reparaciones llevadas a cabo.

Almacenamiento de las columnas

Una vez finalizada la eliminación de esquinas o recubrimiento de las columnas correspondientes, fueron colocadas horizontalmente, a la intemperie, con objeto de oxidar las armaduras (Foto 3).

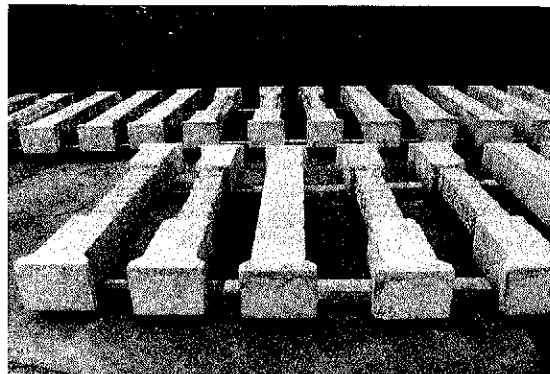


Foto 3.

Las columnas se regaban abundantemente cada día y se giraban 180° cada dos semanas. Este proceso se desarrolló a lo largo de ocho meses.

3. PROCEDIMIENTOS DE REPARACION

3.1. Fase previa

Una vez cumplido el período de almacena-

miento de las columnas, se ha procedido a la realización de las reparaciones. En la posición horizontal de almacenamiento y previamente, se han cincelado suavemente las superficies resultantes de las zonas de hormigón eliminadas, al objeto de dejar al descubierto $3/4$ de la superficie de la armadura y eliminar la capa musgosa aparecida durante el almacenamiento. Finalmente, se han cepillado, con cepillo metálico duro, la parte descubierta de las armaduras y las superficies de hormigón.

3.2. Imprimación anticorrosiva

Después de la limpieza de las superficies, y de haber eliminado el polvo y las partículas sueltas de hormigón, se han pintado las armaduras con una pintura, rica en zinc, de protección contra la corrosión.

3.3. Aplicación de una capa elástica blanda a las armaduras

Una vez que la protección anticorrosiva se secó, se aplicó encima una capa de material blando elástico (Foto 4).



Foto 4.

Se trata de una composición epoxy-poliuretano, con la finalidad de absorber expansiones posibles futuras de las armaduras, como consecuencia de nuevas corrosiones, sin que se rompan las esquinas reparadas.

Ello supone una ventaja, pero es indudable que conlleva una disminución de la adherencia.

3.4. Reparación de columnas dañadas en cuatro esquinas con un mortero especial de reparación aplicable a llana

Las primeras columnas reparadas fueron las de cuatro esquinas perdidas, realizándose dos procedimientos: utilización de un mortero especial aplicable a llana, o de un mortero especial colable. El que diera mejor resultado se utilizaría para reparar los pilares con dos esquinas perdidas, o con falta de todo el recubrimiento.

La utilización de un mortero aplicable a llana, aparece de inmediato como un método de bajo coste de ejecución y, por tanto, interesante. Se trata de un mortero comercial, a base de cemento modificado con polímeros, de tipo tixotrópico y viscosidad media, que se coloca después de una imprimación de tipo epoxy, viniendo dadas las normas de dosificación y características en la información del fabricante.

El mortero especial se aplicó en varias capas, antes de que la imprimación estuviera totalmente seca, dejando un tiempo entre capa y capa y, finalmente, terminando la superficie con un acabado fino (Foto 5).



Foto 5.

3.5. Reparación de columnas dañadas en cuatro esquinas con un mortero especial colable

El segundo método utilizado se basó en un

mortero a base de cemento modificado con polímeros, especialmente colable, ofrecido hoy en día por el mercado de este tipo de productos, que alcanza una consistencia próxima a la líquida. Es además de alta resistencia y nula retracción.

La elevada colabilidad del producto garantiza el llenado de cavidades largas y estrechas, difícil de lograr con morteros aplicados a llana. El inconveniente que presenta, es la necesidad de hacer un molde completo y estanco. (Foto 6).

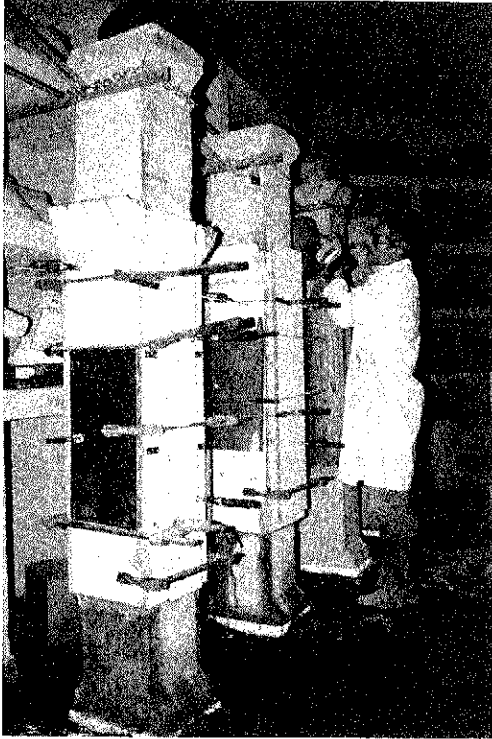


Foto 6.

3.6. Reparación de columnas dañadas en dos esquinas

Una vez que fueron reparadas y ensayadas las columnas representativas de los dos tipos de reparación de cuatro esquinas perdidas, y evaluados los resultados, se verificó la mayor regularidad y mejores resultados de las reparaciones ejecutadas con el mortero especial colable.

Por ello, la reparación de las columnas dañadas en dos esquinas se efectuó análogamente a lo descrito en el punto 3.5.

3.7. Reparación de columnas con pérdida total de recubrimiento

En esta reparación perimetral de las columnas, se colocó primeramente una fina malla electrosoldada de acero de 3 mm ϕ y 15 cm de separación, alrededor del núcleo de hormigón.

A continuación se utilizó el mortero especial colable, de acuerdo con lo indicado en el apartado anterior.

4. DESARROLLO Y RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Se han realizado dos tipos de ensayos: uno concerniente a los materiales utilizados para la fabricación y reparación de las columnas y otro relativo a dichas columnas, en sus diferentes condiciones.

Además de los valores de carga de rotura, se han obtenido curvas carga-deformación, módulos de elasticidad, etc.

4.1. Ensayo a compresión de los materiales

A partir de los ensayos de compresión del hormigón utilizado en la fabricación de las columnas y de los materiales de reparación, se han preparado el Cuadro 1 y la Figura 4, con valores ilustrativos de la resistencia, módulos de elasticidad y parte significativa de las curvas carga-deformación.

4.2. Columnas

Se han ensayado también columnas a compresión, de acuerdo con las figuras 3a, b y c.

En algunas de ellas se han instalado extensómetros óhmicos en la cara exterior del hormigón original o del mortero de reparación que, conjuntamente a los colocados en las armaduras previamente al hormigonado de los pilares, han permitido el registro de las curvas carga-deformación.

Se han realizado dos ciclos de carga: uno hasta una carga del orden de la de servicio y el segundo hasta alcanzar la rotura. La edad de las columnas originales, en el momento del ensayo, fue de 8 meses aproximadamente. La del material de reparación fue del orden de unos 13 días.

Como ha sido mencionado, se ha trabajado, por una parte, con tres series de seis columnas, 2ª, 3ª y 5ª, en las que se han planteado las siguientes situaciones:

* Referencia: Columna completa preparada inicialmente según figura 3a.

* Sin cuatro esquinas: Columna a la que faltan las cuatro esquinas, eliminadas por cincelado en el momento del desmoldeo, y con dimensiones según figura 3b.

CUADRO 1

MATERIAL	EDAD (días)	RESISTENCIA (MPa)	MODULO E (MPa)
HORMIGON	242	18,8	26.313
MORTERO ESP. COLABLE $\frac{A}{P} = \frac{4 \text{ l.}}{25 \text{ Kg.}}$	13	61,1	26.780
MORTERO ESP. LLANA $\frac{A}{P} = \frac{6 \text{ l.}}{50 \text{ Kg.}}$	13	54,4	32.272

MODULO E PARA LOS DISTINTOS MATERIALES

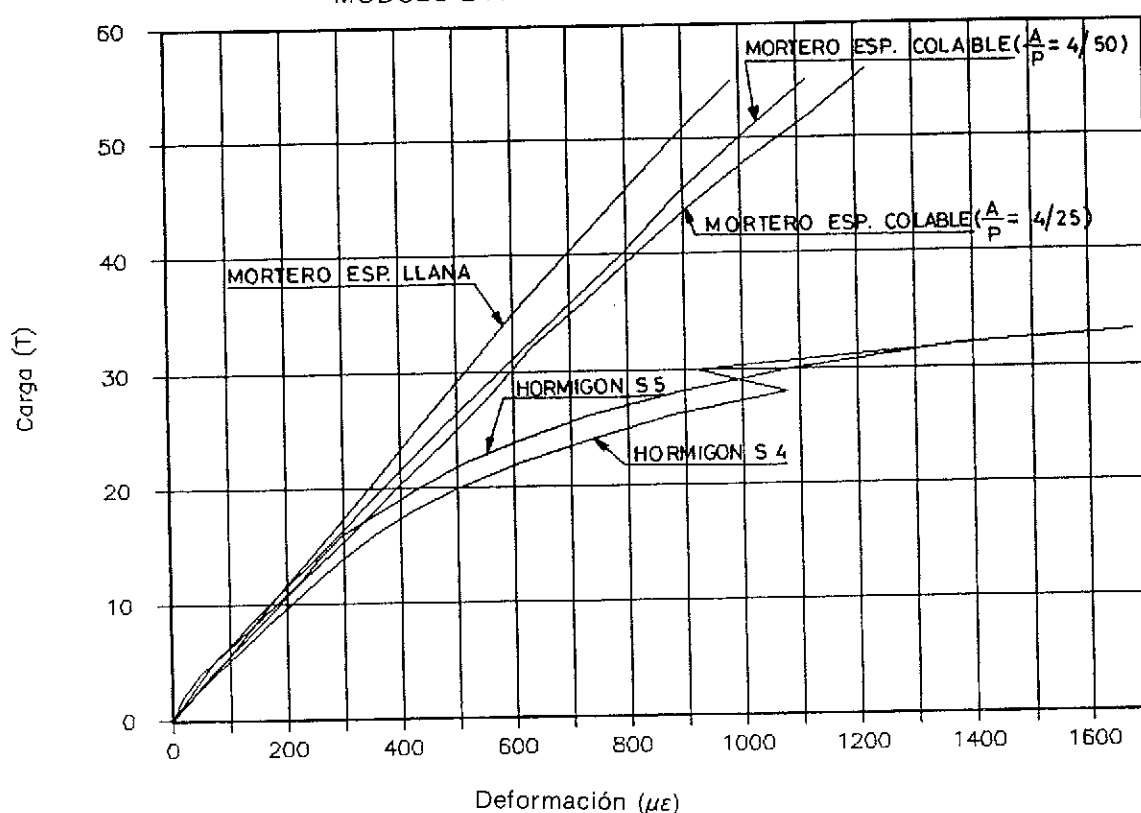


Fig. 4.

* Cuatro esquinas reparadas con mortero especial colable (explicado en apartado 3).

* Cuatro esquinas reparadas con mortero especial aplicable a llana (explicado en apartado 3).

* Sin dos esquinas: Columna con dos esquinas de una cara eliminadas por cincelado en el momento del desencofrado, con dimensiones según figura 3b.

* Dos esquinas reparadas con un mortero especial colable (explicado en apartado 3).

Se ha utilizado también otra serie, la 4ª, de la que se han ensayado, por doble, columnas en las siguientes situaciones:

* Referencia: Columna completa preparada inicialmente según figura 3a.

* Pérdida del recubrimiento: Columna a la que se ha eliminado todo el recubrimiento, por cincelado en el momento del desmoldeo y con dimensiones según figura 3c.

* Recubrimiento reparado con un mortero especial colable (explicado en apartado 3).

A continuación se exponen, para estos dos grupos de ensayos, tablas que incluyen la resistencia a la compresión de las columnas, curvas carga-deformación obtenidas y explicación de los modos de rotura.

4.2.1. Resistencia a compresión de las columnas

Se indica en los cuadros 2 y 3.

45º, pandeando las barras longitudinales entre los estribos.

* Cuatro esquinas reparadas con mortero especial colable: En general, el fallo se ha producido por las esquinas reparadas, debido a insuficiente adherencia.

* Cuatro esquinas reparadas con mortero especial aplicable a llana: El fallo se ha producido con pérdida de las esquinas reparadas, debido a adherencia insuficiente. (Foto 7).

CUADRO 2

Resistencia a compresión de las columnas en diferentes condiciones

SERIE	Carga de rotura a compresión (kN)					
	Referencia	Sin cuatro esquinas	Cuatro esquinas reparadas mortero especial colable	Cuatro esquinas reparadas mortero especial llana	Sin dos esquinas	Dos esquinas reparadas mortero especial colable
2	1.169	870	1.150	1.078	997	1.071
3	1.046	784	1.022	882	914	1.017
5	993	811	1.007	882	939	1.024
Media	1.069	822	1.060	947	950	1.037
% Respecto Referencia	100	76,8	99,0	88,6	88,8	97,0

CUADRO 3

Resistencia a compresión de las columnas en diferentes condiciones

Serie	Carga de rotura a compresión (kN)		
	Referencia	Pérdida del recubrimiento	Recubrimiento reparado mortero esp. colable
4	1.022 1.029	603 573	1.010 978
Media	1.025	588	994
% Respecto Referencia	100,0	57,3	96,9

4.2.2. Formas de rotura de las columnas

* Referencia: Las roturas se producen a diferentes alturas en las columnas, bruscamente y sin previo agrietamiento. En alguna de ellas aparecen planos a 45º.

* Sin cuatro esquinas: Rómpen sin agrietamiento previo, a mitad de altura, en planos a

* Sin dos esquinas: La rotura se inició en la zona de las esquinas perdidas, con pandeo de las armaduras, extendiéndose al resto de la columna.

* Dos esquinas reparadas con mortero especial colable: Fallo por una separación inicial de las esquinas reparadas, transmitiéndose la rotura al resto de la columna.



Foto 7.

* Pérdida del recubrimiento: Se produce la rotura del hormigón a 45° y el pandeo de las armaduras.

* Recubrimiento reparado con mortero especial colable: Ha fallado el hormigón en su unión con el área reparada, con abertura subsiguiente de esta zona.

4.2.3. Curvas carga-deformación del ensayo de las columnas

Se han obtenido diversas curvas carga-deformación de las columnas ensayadas, que no se incluyen en razón de brevedad, con la excepción de la figura 5 particularmente representativa de un comportamiento al que nos referiremos más adelante.

5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y ANALISIS DE LAS CURVAS

A continuación se va a analizar la eficiencia de las columnas que han sido ensayadas en diferentes condiciones de su sección transversal, comparando resistencias teóricas esperables de los ensayos, con las reales, y las de los diferentes tipos entre sí.

PILAR 53. Reparadas cuatro esquinas con mortero especial colable

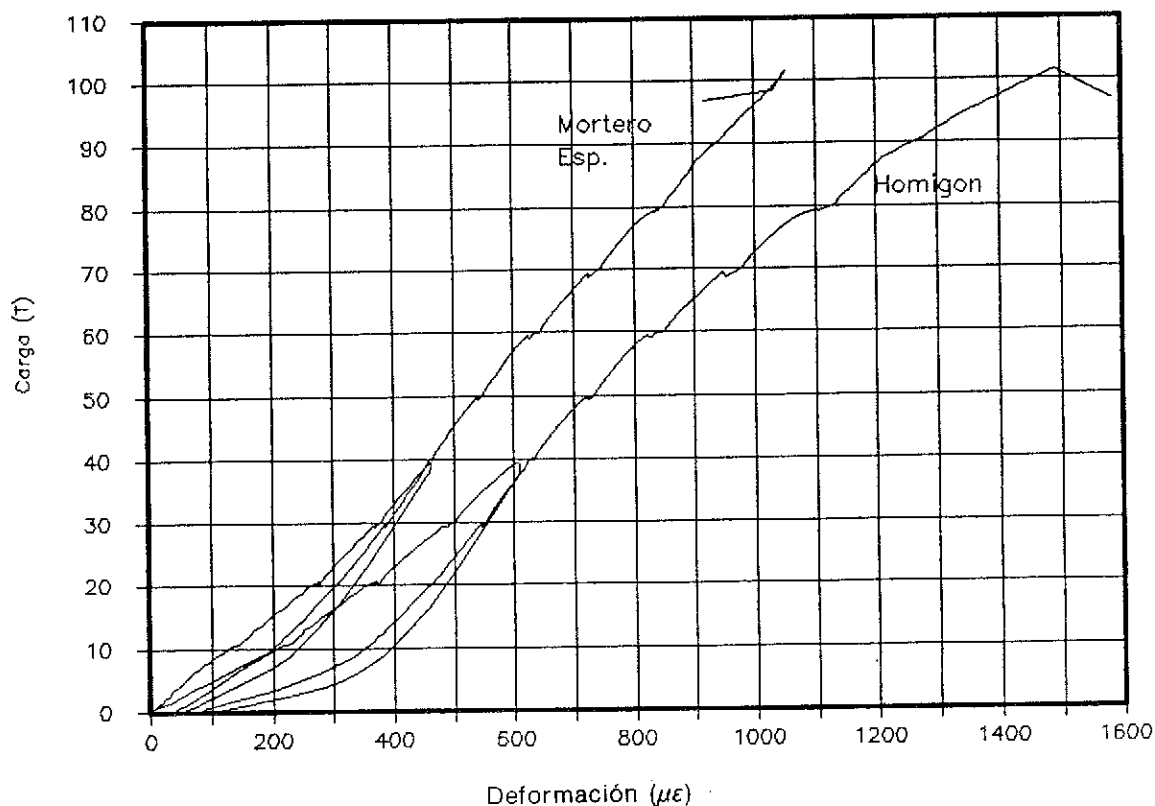


Fig. 5.

Ello permitirá extraer algunas conclusiones respecto al comportamiento real de los elementos reparados, respecto al cálculo, lo que puede que aconseje establecer algún coeficiente adicional de seguridad; y, al mismo tiempo, ha permitido escoger el método de reparación más adecuado, de los dos investigados, para el tipo de patología contemplado.

5.1. Valores teóricos de la resistencia a compresión de las columnas

El método seguido para calcular la resistencia a compresión esperable de las columnas, se basa en añadir la resistencia de las armaduras para una deformación unitaria del 0,2% a la proporcionada por el hormigón. Esta es función de la resistencia sobre probeta cilíndrica estándar a la edad del ensayo de las columnas y de un coeficiente de cansancio de 0,95, para tener en cuenta que un ensayo se hace en un pequeño espacio de tiempo. También se ha utilizado un coeficiente de seguridad complementario de 1,2 para tener en cuenta la posible excentricidad.

5.2. Eficacias relativas

En los cuadros 4 y 5 se incluyen las relaciones valores experimentales/teóricos y los comportamientos relativos.

5.3. Análisis de las curvas carga-deformación

Considerando en primer lugar las curvas obtenidas a partir de las probetas de materiales, puede verificarse que los módulos de elasticidad del hormigón y de los materiales de reparación, para tensiones de servicio, no difieren mucho (Cuadro 1 y Fig. 4).

Las resistencias de rotura, al contrario, difieren mucho, siendo la de los materiales de reparación el triple de la del hormigón de referencia.

Lo anterior hace suponer que se originarán fuerzas rasantes en las superficies de contacto de los morteros de reparación con la columna, superficies disminuidas por la aplicación de la capa gruesa de epoxy poliuretano a la superficie expuesta de las armaduras.

CUADRO 4
Eficacia de columnas con esquinas dañadas y reparadas

Columna tipo	Carga de rotura (kN)		$\frac{\gamma_n}{(2)}$ (1)	$\bar{\gamma}_{nr}$ Relativa a Referencia
	Calculada (1)	Real (2)		
Referencia	1.098	1.169	1,06	—
	988	1.046	1,06	
	1.015	992	0,98	
	1.034 (100%)	\bar{X} 1.069 (100%)	$\bar{\gamma}_n$ 1,03	
Sin cuatro esquinas	843	870	1,03	1,00
	760	784	1,03	
	781	811	1,04	
	795 (77%)	\bar{X} 822 (77%)	$\bar{\gamma}_n$ 1,03	
Cuatro esquinas reparadas mortero esp. colable	1.098	1.150	1,05	0,99
	988	1.022	1,03	
	1.015	1.007	0,99	
	1.034 (100%)	\bar{X} 1.060 (99%)	$\bar{\gamma}_n$ 1,02	
Cuatro esquinas reparadas mortero esp. llana	1.098	1.078	0,98	0,88
	988	882	0,89	
	1.015	882	0,87	
	1.034 (100%)	\bar{X} 947 (89%)	$\bar{\gamma}_n$ 0,91	
Sin dos esquinas	970	998	1,03	1,01
	874	914	1,04	
	898	939	1,04	
	914 (88%)	\bar{X} 950 (89%)	$\bar{\gamma}_n$ 1,04	
Dos esquinas reparadas mortero esp. colable	1.098	1.071	0,98	0,98
	988	1.017	1,03	
	1.015	1.024	1,01	
	1.034 (100%)	\bar{X} 1.038 (97%)	$\bar{\gamma}_n$ 1,01	

CUADRO 5

Eficacia de columnas con pérdida del recubrimiento y reparadas

Columna tipo	Carga de rotura (kN)		$\frac{\gamma_n}{(1)}$ (2)	$\bar{\gamma}_{nr}$ Relativa a Referencia
	Calculada (1)	Real (2)		
Referencia	937	1.022	1,09	
	937	1.029	1,10	
	937 (100%)	\bar{X} 1.025 (100%)	$\bar{\gamma}_n$ 1,10	
Pérdida del recubrimiento	470	603	1,28	1,13
	470	573	1,22	
	470 (50%)	\bar{X} 588 (57%)	$\bar{\gamma}_n$ 1,25	
Recubrimiento reparado	937	1.010	1,08	0,96
	937	978	1,04	
	937 (100%)	\bar{X} 994 (97%)	$\bar{\gamma}_n$ 1,06	

Con relación a las curvas carga-deformación de las columnas, pueden formularse las siguientes consideraciones:

En algunas ocasiones, la deformación unitaria última ha resultado menor que el 0,2%, valor usualmente establecido por las normas para el estado límite último a compresión simple.

El efecto de la excentricidad inicial en los ensayos se evidencia en la mayor deformación de la cara dañada respecto a la no dañada, puesta de manifiesto por los extensómetros óhmicos (pilares sin dos esquinas).

Se observan diferencias de deformación entre las esquinas reparadas y el hormigón antiguo del mismo pilar, para la carga aplicada. Por ejemplo, para una carga de 40 t, próxima a la de servicio, la diferencia de deformación unitaria a mitad de altura de la reparación, va desde 50 hasta 250 $\mu\epsilon$ dependiendo de los casos (Fig.5).

Ello revela una tendencia a un deslizamiento relativo entre el material de reparación, más fuerte, y el hormigón inicial de la columna, al ir la cargando, lo que generará una fuerza tangencial en la superficie de contacto de ambos materiales.

Esta tendencia estará sin embargo algo compensada al estar las esquinas perdidas cinceladas de manera que el mortero aplicado quede confinado entre las superficies límites del daño, perpendiculares a la dirección de la columna.

El hecho de que este fenómeno aparezca incluso para tensiones a las que los módulos de elasticidad del hormigón inicial y de los morteros de reparación son análogos, hace pensar en una adherencia insuficiente de las esquinas reparadas. Ello se agudizará para cargas más elevadas que las de servicio, para las que el

módulo de elasticidad del hormigón antiguo se hace menor respecto al material de reparación (Fig. 4).

Se está en vías de analizar mediante un modelo matemático, la importancia de la influencia de los parámetros de resistencia y rigidez de los materiales, de la consideración de cargas breves o permanentes y del nivel de carga en el momento de la reparación, en el comportamiento de este tipo de reparación.

En ausencia de dicho análisis parece favorable utilizar materiales de reparación de algo mayor resistencia que la del hormigón original, pero que no den lugar a diferencias significativas de módulo de elasticidad a lo largo de la curva de carga del elemento reparado. Además, parece conveniente mejorar la adherencia, sea prescindiendo de la capa epoxy-poliuretano sobre las armaduras, sea por medio de una capa de adhesivo o anclajes mecánicos.

6. CONCLUSIONES

La problemática tratada en el presente trabajo puede resultar útil para los casos en que sea necesario proceder a la reparación cosmética de un pilar o columna o también cuando la reparación deba aportar la resistencia perdida.

De hecho, la pérdida de un número variable de esquinas, de cierta extensión del recubrimiento, o la existencia de cavidades o huecos en las caras de las columnas, representará globalmente una pérdida de sección transversal cuya importancia dependerá del tamaño de la columna y de la sección de armaduras.

Si consideramos exclusivamente reparación cosmética (eliminación de los deterioros, protección de las armaduras, etc.) cuando la dismi-

nución de resistencia es menor del 10%, todas las situaciones contempladas en este trabajo pertenecerían a otra categoría, porque la menor pérdida de sección producida, dos esquinas, supone una pérdida de resistencia del 12% para el tamaño de columna considerado.

La pérdida de cuatro esquinas supone una disminución del 23% y la de la totalidad del recubrimiento, del 50%.

Naturalmente, en casos reales, con mayores secciones de hormigón y armaduras, algunas pérdidas de esquinas caerán dentro de las necesidades de reparación cosmética, mientras otras, especialmente las de pérdida de recubrimiento, precisarán de aportación de resistencia. De ahí nuestro interés en conocer el comportamiento mecánico de estos tipos de reparación.

Como conclusiones finales podemos enumerar las siguientes:

- * Considerando los suficientemente buenos resultados mecánicos de uno de los tipos de reparación, puede ser interesante considerar la aplicación de una capa gruesa y blanda de epoxy-poliuretano sobre las armaduras corroídas, después de su limpieza.

Esta capa actuará absorbiendo posibles expansiones futuras debidas a un progreso de la corrosión.

Ello facilita, por otra parte, la preparación de la reparación, al no necesitarse limpiar totalmente la parte posterior de las armaduras, lo que es caro y complicado, aunque parece recomendable aplicar alguna protección o inhibidor de la corrosión a la parte vista y limpia de las armaduras.

El efecto perjudicial de esta capa blanda consiste en que reduce la superficie adherente entre los morteros de reparación y el hormigón original pero, como hemos mencionado anteriormente, se han obtenido suficientemente buenos resultados.

- * Las comparaciones del comportamiento de las columnas reparadas en sus cuatro esquinas con morteros especiales aplicables a llana o por colado, arroja una clara ventaja a este último procedimiento. De hecho, del 23% de la resistencia perdida por la ausencia de las cuatro esquinas (Cuadro 4), el 22% puede ser recuperado con el mortero especial colable; mientras que la aplicación del mortero con llana sólo ha permitido recuperar el 11%. Este último método ha sido la mitad de eficiente que el primero.

Se ha confirmado, igualmente, la suficientemente buena calidad del procedimiento con mortero especial colable para la reparación de columnas con pérdida de dos esquinas o del recubrimiento.

La pérdida de dos esquinas ha disminuido la resistencia en un 11% y la reparación ha permitido una recuperación del 8%. La falta de recubrimiento ha conducido a una pérdida de resistencia del 43% (Cuadro 5) y su reparación con mortero especial colable ha supuesto una recuperación del 40%.

La eficacia resistente con este método, en los tres diferentes casos, ha sido similar y mejor del 97% de la resistencia de la columna de referencia.

- * La rotura de las columnas con esquinas reparadas comienza con un inicio de despegue, especialmente en las zonas extremas de la reparación.

Aunque la eficiencia de la reparación es mayor del 97%, aún podría incrementarse con algunos anclajes mecánicos que pudieran dejarse embebidos en la reparación, con la aplicación de algún adhesivo a las caras en contacto, o creando un mejor encaje de los extremos de la reparación por medio de un cajeado adecuado.

- * La diferencia pronunciada del módulo de elasticidad del hormigón inicial y mortero de reparación para tensiones elevadas (que es parecido para bajas) producirá fuerzas de corte anormales en la superficie de contacto, que favorecerán la pérdida de adherencia.

Ello ha sido probado por el retraso en la deformación de las esquinas reparadas, con respecto al hormigón de la columna, verificado por medio de extensómetros óhmicos durante los ensayos. Por ello deberán utilizarse materiales de reparación de características no muy diferentes de las del hormigón de referencia.

- * Los ensayos de las columnas han confirmado, en varias ocasiones, deformaciones últimas de compresión menores del 0,2%, valor establecido como deformación límite en compresión simple.

- * El método que utiliza mortero especial colado, claramente recomendable desde el punto de vista de las mayores resistencias obtenidas, no representan, ni en la preparación de la reparación ni en el coste de los materiales, gran desventaja respecto al basado en la aplicación de mortero especial con llana.

- * Esta investigación experimental debe completarse, y se está en vías de ello, con el estudio de modelos matemáticos que estudien los diferentes parámetros que entran en juego: resistencia y rigidez de los materiales originales y de reparación, transferencia de cargas a través de las superficies de contacto, actuación de cargas permanentes y el hecho de efectuar la reparación con el elemento estructural bajo carga.

7. AGRADECIMIENTOS

Este artículo presenta, en parte, resultados del proyecto BREU P3091 "Assessment of Performance and Optimal Strategies for Inspection and Maintenance of Concrete Structures Using Reliability Based Expert Systems". Este proyecto está subvencionado por el programa BRITE-EURAM de la EEC, siendo sus socios:

- University of Aberdeen, UK.
- LABEIN, Bilbao, Spain.
- CSR, Aalborg, Denmark.
- Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- JAHN Ingenieursbureau, Brielle, Holland.

8. BIBLIOGRAFIA

- Hellesland, J.; Green, R. "Test of repaired reinforced concrete columns". Journal of American Concrete Institute, December 1972.
- Ramírez, J.L.; Bárcena, J.M. "Strength efficiency of bad quality reinforced concrete columns strengthened by two different ways". Colloque Inter-Associations Liege, June 1975.
- Ramírez, J.L.; Bárcena, J.M.; Feijoo, J.M.; "Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado". Informes de la Construcción nº 290. Marzo 1977.
- Grill, León A. "Strengthening and/or repairing of existing structures". IABSE Symposium. Strengthening of building structures. Venice 1983.
- Fudong, Ren; Shaoxiong, Liang "Experimental study of reinforced concrete columns

repaired and strengthened by steel angles". Jian Zhu Jie Gou Xue Bao. 1986.

—Kraft, Udo. "Strengthening of concrete columns". Bautechnik, May, 1987.

—Ramírez, J.L.; Bárcena, J.M.; Urreta, J.I.; del Val B.; Aurrecoechea, J.R. "Repair of concrete columns with partial localized damages". Report BREU P3091. Ts. 1-05. April 1991.

RESUMEN

Se trata de una investigación experimental sobre reparación de esquinas o recubrimiento de pilares de hormigón armado, que se han perdido por diversas circunstancias.

Se comparan métodos basados en dos géneros de morteros de reparación; se discuten las propiedades mecánicas más recomendables para colaboración con el sustrato, y se plantea un método especial de limpieza y preparación de las armaduras antes de la reparación.

SUMMARY:

The paper deals with experimental research about corners or cover repair in reinforced concrete columns, that have been lost because of different reasons.

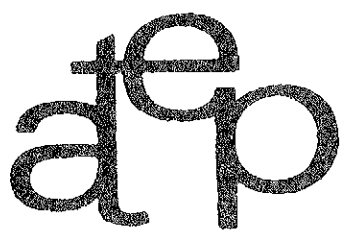
It is compared methods based in two repair mortar types, it is discussed the mechanical properties more adequate for collaboration with the substrate and it is presented an special method for cleaning and preparing the reinforcing bars before the repair.

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

- FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. (FCCSA).**—Paseo de la Castellana, 118-4.ª planta. 28046 Madrid.
- FREYSSINET, S.A.**—General Perón, 24. 28020 Madrid.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HORMIGONES GERONA, S.A.**—Lorenzana, 45. 17002 Gerona.
- HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.**—Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.
- HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.**—Avda. General Perón, 40-C-4.ª. 28020 Madrid.
- IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).**—Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).**—Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.
- INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).**—Velázquez, 11-3.ª-izda. 28001 Madrid.
- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.**—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
- INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).**—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
- INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA). Biblioteca.**—Orense, 70. 28020 Madrid.
- JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.**—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
- LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.**—Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
- PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).**—Padre Damián, 42-1.ª-D. 28036 Madrid.
- SENER, TECNICA INDUSTRIAL Y NAVAL, S.A.**—Avda. del Triunfo, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
- SIKA, S.A.**—Carretera Madrid-Irún, Km. 14,500. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
- SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A. (SECEGSA).**—Estébanez Calderón, 3-1.ª-A. 28020 Madrid.
- TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).**—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.
- TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.**—Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.
- TREFILERIAS QUIJANO, S.A.**—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
- TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).**—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
- VSL IBERICA, S.A.**—Paseo de la Castellana, 117-2.ª-dcha. 28046 Madrid.

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



**asociación técnica
española del pretensado**