

hormigón

y ACERO

nº 128

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

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

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

- AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.**—Velázquez, 23. Madrid-1.
AGUSTI, S.A.—Carretera de Barcelona, 36. Gerona.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—General Yagüe, 8. Madrid-20.
ARPING, ESTUDIO TECNICO.—Avenida del Generalísimo, 51, derecha. Madrid-16.
CAMARA, S.A.—Paseo de San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S.A.—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S.A. (CYASA-PPB).—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.—Grialba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O.P. CENTRO BIBLIOGRAFICO.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.L.—Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
COMPANIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S.A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Clara del Rey, 33-1.^o. Madrid-2.
ELABORADOS METALICOS, S.A.—Apartado 553. La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.—Juan de Mena, 8. Madrid-14.
ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA BAUER, S.A.—Pintor Juan Gris, 5. Madrid-20.
E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.—Jorge Girona Salgado, 31. Barcelona-17.
EUROPEA DE INYECCIONES, S.A. (EURINSA).—López de Hoyos, 13. Madrid-6.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.—Hermosilla, 64. Madrid-1.
FREYSSINET, S.A.—General Perón, 20. Madrid-20.
HEREDIA Y MORENO, S.A.—Princesa, 3. Madrid-8.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.—Archs, 10. Barcelona-2.
HIFORCEM.—Apartado 41. Sevilla.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
IBERLING, S.A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES.—Ministerio de O.P. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.—Condesa Venadito, 1. Madrid-26.
INTEMAC.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.—Zurbano, 41. Madrid-10.
LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.—Apartado, 34. BENICARLO (Castellón).
NEXOR, S.A.—Dato, 18-1.^o. Vitoria.
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A. Fábrica de Forjas de Buelna. LOS CORRALES DE BUELNA (Santander).
PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. Madrid-1.
PRELOAD SISTEMAS, S.A.—Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.
PRENSOLAND, S.A.—Calle Industria, s/n. San Martín de Centellas (Barcelona).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
S.A.E. BBR.—Rosellón, 229. Barcelona.
S.A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.
SICOP, S.A.—Princesa, 24. Madrid-8.
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Velázquez, 150. Madrid-2.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A.—Monturiol, 5. Santa María de Bárbara (Barcelona).
VICENTE PEIRO FAYOS.—Quintana, 26. Madrid-8.

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

Son Instituciones Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Cali (Colombia).

El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).

El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).

La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).

El Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas (Venezuela).

El Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).

El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.

El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).

El Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. - IMCYC (México).

La Escuela Técnica de Ingenieros. Facultad de Ingeniería Civil. Av. Colombia y General Paz y Miño. Quito (Ecuador).

La Universidad de Cuenca. Facultad de Arquitectura. Cuenca (Ecuador).

El Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (Brasil).

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

nº 128

3^{er} trimestre 1978

CUOTAS ANUALES

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

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

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCIÓN Y DEL CEMENTO.—COSTILLARES — CHAMARTÍN — MADRID-33
APARTADO 19.002.

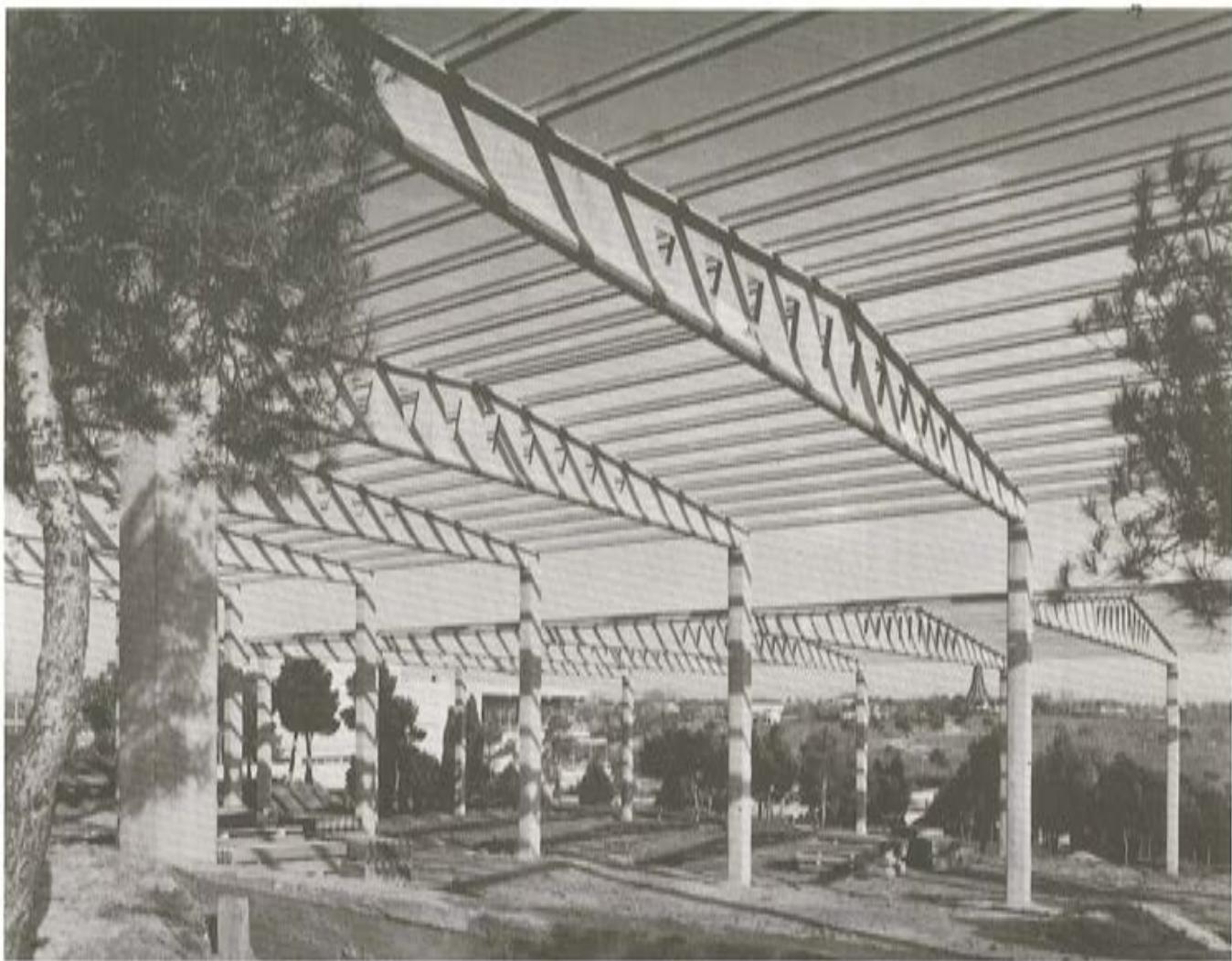
Depósito Legal: M-853-1968
Imprime: ACOR, S.A. - M. Hernández, 60 - MADRID



PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA
PREFABRICADOS ALBAJAR

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



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

FABRICAS:

HUESCA: Paseo Lucas Mallada, s/n. - Teléfono 22 39 00 (cinco líneas). (Casa central.)

MONZON: Carretera de Lérida - Teléfono 40 07 80.

GRAÑEN: Carretera de Huesca - Teléfono 27.

MADRID: Carretera de Toledo, Km. 7,300 - Teléfono 695 25 68.

ZARAGOZA: Avda. de Marina Moreno, 31 - Teléfono 23 75 02 3. (Comercial zona norte.)

MADRID: Carretera de Torrejón a Loeches, Km. 4,200 - Teléfono 675 04 50. TORREJON DE ARDOZ.

Fábricas: Carretera de Toledo, Km. 7,300 - Teléfono 695 25 68. GETAFE.

Oficinas: Orense, 10 - Teléfono: 455 05 35/6/7. MADRID-20.

hormigón y acero n. 128

índice

Comité de Redacción
de la Revista
Hormigón y Acero

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

	<u>Pág.</u>
457-0-61 El coeficiente de seguridad y el momento de rotura nominales como base de juicio para el control de las piezas mediante ensayos a rotura por flexión	9
Le coefficient de sécurité et le moment de rupture nominaux comme base de jugement pour le contrôle des éléments à l'aide d'essais de rupture par flexion.	
The safety factor and the nominal moment of rupture to estimate the control of units by means of the bending rupture tests.	
<i>J. Calavera.</i>	
457-8-54 Comportamiento, bajo cargas repetidas, de las viguetas de hormigón armado pretensado	23
Comportement sous charges répétées de poutrelles en béton armé précontraint.	
Behaviour of prestressed concrete joists under repeated loads.	
<i>J. Fauchart y J. Trinh.</i>	
457-8-55 Anexo. Hormigón armado pretensado (Clase III). Determinación de la armadura pasiva mínima a ubicar en una sección específica y para un pretensado dado ..	57
Annexe. Béton armé précontraint (Genre III)	
Détermination de l'armature passive minimale à disposer dans une section de coffrage et de précontrainte donnés.	
Annex. Reinforced prestressed concrete (Class III). Determination of the minimum passive reinforcement for a cross section and a given prestressing.	
<i>Jacques Fauchart.</i>	

457-8-56	Comportamiento de las viguetas de hormigón armado pretensado bajo cargas repetidas (Complemento)	87
	Comportement de poutrelles en béton armé précontraint sous charges répétées. (Complement).	
	Behaviour of reinforced prestressed concrete joists under repeated loads (Complement).	
	<i>J. Fauchart, M. Kavyrchine y J. Trinh.</i>	
628-0-44	Relaciones entre corrosión bajo tensión y propiedades mecánicas.	107
	Rapports entre la corrosion sous contraints et les propriétés mécaniques.	
	The relations between corrosion under stress and mechanical properties.	
	<i>M. Elices y V. Sánchez Gálvez.</i>	
	Notas de la F.I.P., Nº 69, 1977	119
	Notes de la F.I.P., Nº 69, 1977	
	F.I.P. Notes, Nº 69, 1977,	
	Comentarios y discusión de los artículos originales	141

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

ESPAÑA

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

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

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

EXTRANJERO

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

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

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

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

ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL.—Valaparaíso (Chile).

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

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

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

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

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

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

SCIENCE REFERENCE LIBRARY.—Londres (Inglaterra).

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

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

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

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

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

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE.—MAPUTORP. Moçambique.

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

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

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

El coeficiente de seguridad y el momento de rotura nominales como bases de juicio para el control de las piezas mediante ensayos a rotura por flexión

J. Calavera
Dr. Ingeniero de Caminos

El uso de los métodos semiprobabilistas de cálculo se ha generalizado tanto a las piezas de hormigón armado como a las piezas de hormigón pretensado. Coexisten con estos sistemas de cálculo Reglamentos Oficiales y prácticas de control de calidad que exigen el ensayo a flexión de un determinado número de vigas en cada lote de producción. El resultado del ensayo, medido como momento flector de rotura, ha de superar un cierto valor garantizado. Sin embargo, si el proyecto de la pieza ha sido realizado por métodos semiprobabilistas, de acuerdo con un trío de coeficientes γ_s , γ_c , γ_f y con unos valores característicos f_{ck} , f_{sk} de las resistencias del hormigón y del acero, no aparece claro cuál es ese valor garantizado y, en términos estrictos, ese valor no existe.

Por otra parte, la práctica de ensayar piezas a flexión hasta rotura, como criterio de control sigue siendo de gran interés y no existe aún un criterio sustitutivo.

En lo que sigue se analiza el problema para el caso del hormigón armado y para el caso del hormigón pretensado. En ambos casos se adopta como definición del coeficiente de seguridad nominal:

$$C_{sn} = \frac{M_{un}}{M}$$

donde M es el momento de servicio, es decir, siendo M_d el momento de cálculo:

$$M = \frac{M_d}{\gamma_f}$$

y M_{un} , es el momento nominal determinista de rotura, o sea, el que se alcanzaría en una pieza ideal construida exactamente con las dimensiones nominales y resistencias de los materiales iguales a las resistencias características cuya rotura se produjera exclusivamente por incremento del momento flector (*). M_{un} es por tanto el valor que debería adoptar en principio el fabricante, como valor garantizado en sentido determinista. Por supuesto, si se adopta este valor, ello supone adoptar los valores característicos como valores "mínimos" garantizados.

(*)Sobre esto puede verse "J. CALAVERA. Los Coeficientes de Seguridad en Teoría Clásica y en Teoría de Estados Límites. HORMIGÓN Y ACERO. Núm. 110. (Año 1974).

Es evidente la necesidad de dar un cierto sentido semiprobabilista al control mediante C_{sn} (o mediante M_{un}) y al mismo tiempo analizar los valores y variaciones de C_{sn} , variaciones que ocurren, como veremos a continuación, aunque se mantengan constantes los valores de γ_s , γ_c , γ_f .

De acuerdo con la fig. 1, existen tres campos de cuantías (o de deformaciones del acero) claramente distintos:

— El primero es aquél en que

$$e_{sd} \geq e_{sd,A_1} \quad (\text{con } e_{sk} \geq e_{sk,A_2}) \quad (*)$$

En este campo al plantear las ecuaciones de equilibrio, tanto en el equilibrio en valores de cálculo como en valores característicos los aceros están agotados (**).

— El segundo es aquél en que

$$e_{sk,B_2} \leq e_{sk} \leq e_{sk,A_2}$$

En este campo, el equilibrio planteado en valores característicos, supone el agotamiento del acero, pero no ocurre lo mismo en el caso de equilibrio en valores de cálculo, ya que en ese caso el acero se encuentra en el tramo $A_1 - B_1$.

— Para el tercero

$$e_{sd} < e_{sd,B_1} \quad (\text{con } e_{sk} < e_{sk,A_1})$$

Y en ambos planteamientos el acero no se agota.

A continuación se estudia el caso de sección rectangular, aunque el método y los conceptos son fácilmente extrapolables a otras secciones.

Primer campo: Las ecuaciones de equilibrio (***) son:

$$0,85 f_{cd} b y = A_s f_{yd} \quad [1]$$

$$0,85 f_{ek} b y_k = A_s f_{yk} \quad [2]$$

$$\text{de [1]} \frac{y}{d} = \frac{1}{0,85} \cdot \omega \quad \text{siendo } \omega = \frac{A_s f_{yd}}{f_{cd} b d} \quad [3]$$

$$\text{de [2]} \frac{y_k}{d} = \frac{\gamma_s}{0,85 \gamma_c} \cdot \omega \quad [4]$$

$$\text{y de [3] y [4]} \frac{y_k}{y} = \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \quad [5]$$

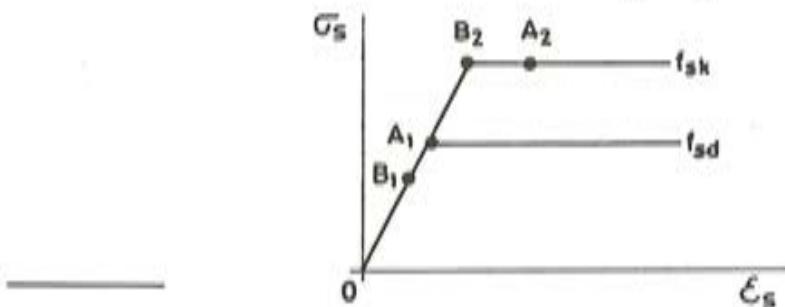


FIG. 1.

(*) El subíndice k corresponde en lo que sigue al planteamiento en valores característicos. Para el planteamiento en valores de cálculo utilizamos el subíndice d, cuando omitirlo puede dar lugar a confusión, suprimiéndolo en caso contrario.

(**) Se ha prescindido de la diferencia entre dominios 2 y 3, pues no afecta a los resultados que siguen.

(***) Se utiliza por simplificación el diagrama rectangular sin tope,

Para una deformación de rotura del hormigón igual a 0,0035, con $y = 0,8 \chi$, siendo χ la profundidad de la fibra neutra de deformación, se tiene

$$e_{sd} = 0,0028 \frac{1 - 1,25 \frac{y}{d}}{\frac{y}{d}} \quad [6]$$

$$e_{sk} = 0,0028 \frac{1 - 1,25 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \frac{y}{d}}{\frac{\gamma_s}{\gamma_c} \frac{y}{d}} \quad [7]$$

$$y \quad \frac{e_{sk}}{e_{sd}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_s} \cdot \frac{1 - 1,25 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \frac{y}{d}}{1 - 1,25 \frac{y}{d}} \quad (*) \quad [8]$$

Y, por lo tanto, la deformación de cálculo correspondiente al punto A_1 es

$$e_{sd A_1} = 0,0028 \frac{1 - 1,25 \frac{y}{d}}{\frac{y}{d}} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$\left(\frac{y}{d} \right)_{A_1} = \frac{0,0028}{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} \quad [9]$$

y de acuerdo con [3]

$$\omega_{A_1} = \frac{0,00238}{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} \quad [10]$$

Para el primer campo, con $\omega \geq \omega_{A_1}$

el momento específico de cálculo vale

$$\mu_d = \gamma_f \mu = \omega (1 - 0,59 \omega) \quad [11]$$

y planteando el equilibrio de la sección en valores característicos, se obtiene análogamente

$$\mu_{un} = \gamma_s \omega \left[1 - 0,59 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \omega \right] \quad [12]$$

y por tanto

$$C_{sn} = \frac{\mu_{un}}{\mu} = \gamma_f \gamma_s \frac{1 - 0,59 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \omega}{1 - 0,59 \omega} \quad [13]$$

Para $\omega < \omega_{A_1}$

(*) La ecuación [8] demuestra que los puntos de ambos diagramas de acero, correspondientes a los agotamientos en valores de cálculo y característicos, respectivamente, ni corresponden a un mismo e_s , ni están en la paralela a la recta de Hooke.

Segundo campo: En este caso, el extremo inferior del campo corresponde a $e_{sk} = \frac{f_{yk}}{E_s}$ y según [7]

$$0,0028 \frac{\frac{1 - 1,25}{\gamma_c} \frac{y}{d}}{\frac{\gamma_s}{\gamma_c} \frac{y}{d}} = \frac{f_{yk}}{E_s}$$

$$\left(\frac{y}{d}\right)_{B_1} = \frac{\gamma_c}{\gamma_s} \cdot \frac{0,0028}{0,0035 + \frac{f_{yk}}{E_s}} \quad [14]$$

$$\text{y según [3]} \omega_{B_1} = \frac{\gamma_c}{\gamma_s} \cdot \frac{0,00238}{0,0035 + \frac{f_{yk}}{E_s}} \quad [15]$$

El momento de cálculo, al no agotarse el acero en el agotamiento de la sección, debe calcularse teniendo en cuenta la ecuación de compatibilidad, de acuerdo con las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$0,85 f_{cd} b y = A_s \sigma_{sd} \quad (\text{siendo } \sigma_{sd} \text{ la tensión del acero}) \quad [16]$$

$$\sigma_{sd} = e_{sd} \cdot E_s \quad [17]$$

$$e_{sd} = 0,0028 \frac{\frac{1 - 1,25}{\gamma_c} \frac{y}{d}}{\frac{y}{d}} \quad [18]$$

$$M_d = A_s \sigma_{sd} \left[d - \frac{y}{2} \right] \quad [19]$$

De [16]

$$\frac{y}{d} = \frac{1}{0,85} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \cdot \omega \quad [20]$$

y sustituyendo en [18], se obtiene:

$$\omega \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \right)^2 + 0,0035 \omega \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} - 0,00238 = 0 \quad [21]$$

$$\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = \frac{-0,0035 + \sqrt{0,000012 \omega^2 + 0,00952 \frac{f_{yd}}{E_s} \omega}}{2 \frac{f_{yd}}{E_s} \omega} \quad [22]$$

y por tanto el momento de cálculo resulta de [19]

$$\mu d = \omega \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \left[1 - 0,5 \frac{y}{d} \right] \quad [23]$$

y con $\mu = \frac{\mu_d}{\gamma_f}$ y teniendo en cuenta [20]

$$\mu = \frac{\omega}{\gamma_f} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \left[1 - 0,588235 \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \omega \right] \quad [24]$$

donde $\frac{\sigma_{sd}}{f_{sd}}$ viene dado en función de ω por [22] y como antes

$$C_{sn} = \frac{\mu_{un}}{\mu} = \frac{\gamma_f \gamma_s \left[1 - 0,59 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \omega \right]}{\frac{\sigma_{sd}}{f_{sd}} \left[1 - 0,588235 \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \omega \right]} \quad [25]$$

expresión válida para:

$$\omega_{B_1} \leq \omega \leq \omega_{A_1}$$

Tercer campo: Para $\omega < \omega_{B_1}$, en el agotamiento de la sección ambos puntos de agotamiento del acero están en la recta de Hooke. El momento de cálculo viene dado por la expresión [24], pero en cambio, para el momento nominal de rotura ya no es válida la expresión [12] y es necesario plantear las ecuaciones de equilibrio en valores característicos, pero teniendo en cuenta la ecuación de compatibilidad.

$$0,85 f_{ek} b y_k = A_s \sigma_{sk} \quad [26]$$

$$\sigma_{sk} = e_{sk} E_s \quad [27]$$

$$e_{sk} = 0,0028 \frac{1 - 1,25 \frac{y_k}{d}}{\frac{y_k}{d}} \quad [28]$$

$$M_u = A_s \sigma_{sk} \left[d - \frac{y_k}{2} \right] \quad [30]$$

$$\text{De [26]} \quad \frac{y_k}{d} = \frac{1}{0,85 \gamma_c} \cdot \omega \cdot \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \quad [31]$$

y sustituyendo en [28]

$$\frac{\sigma_{sk}}{E_s} = 0,0028 \frac{\frac{1 - 1,25}{0,85 \gamma_c} \cdot \omega \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}}}{\frac{1}{0,85 \gamma_c} \cdot \omega \cdot \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}}}$$

de donde:

$$\frac{1}{0,85 \gamma_c} \frac{f_{yd}}{E_s} \omega \left(\frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \right)^2 + \frac{0,0028 \times 1,25}{0,85} \frac{1}{\gamma_c} \omega \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} - 0,0028 = 0$$

y resulta;

$$\frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} = \frac{-\frac{0,0035 \omega}{\gamma_c} + \sqrt{\frac{0,000012 \omega^2}{\gamma_c^2} + 0,00952 \frac{f_{yd}}{E_s} \frac{\omega}{\gamma_c}}}{2 \frac{f_{yd}}{E_s} \frac{\omega}{\gamma_c}} \quad [32]$$

Por tanto de:

$$\mu_{un} = A_s \sigma_{sk} \left[d - \frac{y_k}{2} \right]$$

resulta:

$$\begin{aligned} \mu_{un} &= \omega \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \left[1 - 0,5 \frac{y_k}{d} \right] \\ \mu_{un} &= \omega \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \left[1 - \frac{0,5}{0,85 \gamma_e} \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \right] \end{aligned} \quad [33]$$

y por tanto $C_{sn} = \frac{\mu_{un}}{\mu}$ resulta

$$\begin{aligned} C_{sn} &= \frac{\omega \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \left[1 - \frac{0,5}{0,85 \gamma_e} \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \omega \right]}{\frac{\omega}{f} \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \left[1 - 0,588235 \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \omega \right]} \\ C_{sn} &= \gamma_f \frac{\frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \left[1 - \frac{0,588235}{\gamma_e} \frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}} \omega \right]}{\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \left[1 - 0,588235 \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \omega \right]} \end{aligned} \quad [34]$$

donde $\frac{\sigma_{sk}}{f_{yd}}$ y $\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$ en función de ω vienen dadas por [22] y [32] respectivamente.

Los resultados de todo lo anterior se resumen en los gráficos siguientes:

- a) Los gráficos núms. 1 y 2, muestran la variación de C_{sn} para piezas de hormigón armado con acero AE-42 para los casos $\gamma_s = 1,10$, $\gamma_c = 1,4$, habitual en prefabricación industrial y $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_c = 1,5$ que es el caso habitual para obras de construcción tradicional.

En ellos se ha supuesto (*) que al rebasarse el límite elástico de cálculo se introduce armadura de compresión.

- b) Los gráficos núms. 3 y 4, muestran la variación análoga de C_{sn} para piezas de hormigón armado cuando se emplean cuantías supracríticas, es decir, se rebasa la cuantía correspondiente al límite elástico de cálculo, sin emplear armadura de compresión. El criterio es por supuesto anticoeconómico, pero puede presentarse en algún caso.

- c) Los gráficos núms. 5 y 6, muestran la misma variación que se analiza en b), pero para una pieza pretensada. (El diagrama del acero responde a un modelo simplificado pero suficientemente aproximado para lo que nos ocupa).

La primera conclusión importante que se extrae es que, dimensionando de acuerdo con las normas vigentes, no puede hablarse de un C_{sn} fijo. En este sentido, el C_{sn} depende del trío de valores γ_s , γ_c , γ_f y aún fijados éstos, la variación de C_{sn} con la cuantía es apreciable, sobre todo si se emplean cuantías supracríticas.

El valor mínimo de C_{sn} puede obtenerse haciendo $\omega = 0$ en la fórmula [13] y resulta:

$$C_{sn min} = \gamma_f \gamma_s \quad [35]$$

(*) Los gráficos citados están deducidos de acuerdo con lo expuesto en el trabajo citado al pie de la página 1.

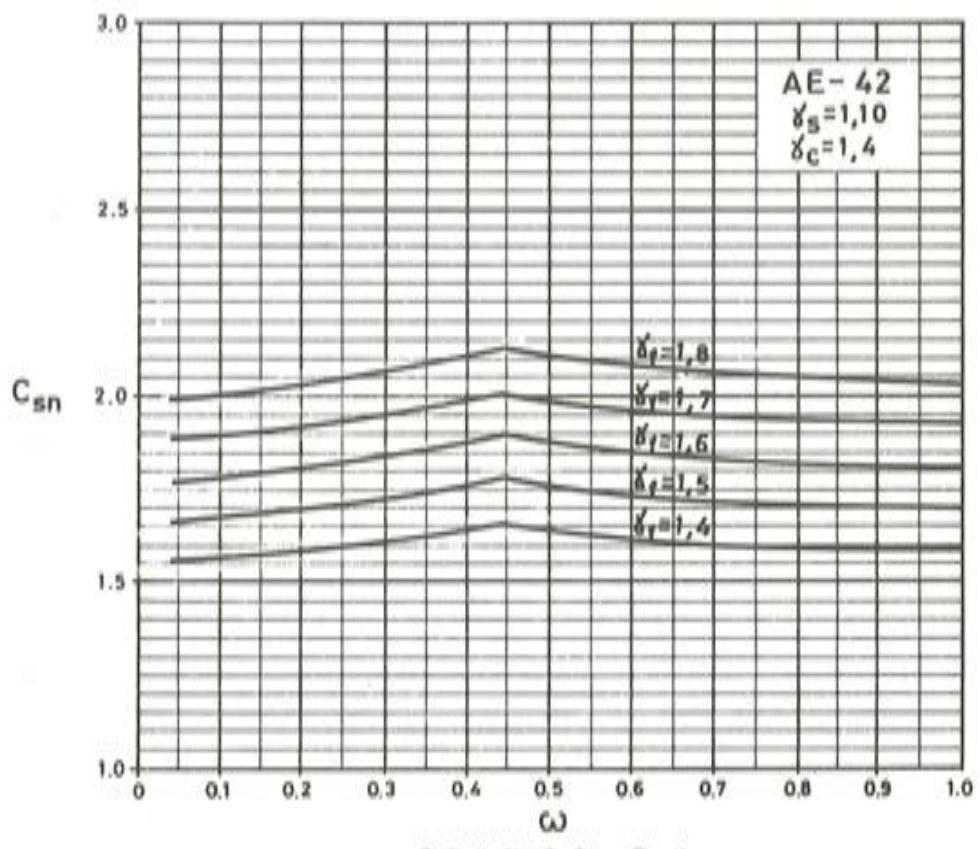


GRAFICO G-1

HORMIGON ARMADO, CON ARMADURA DE COMPRESSION PARA CUANTIAS SUPERIORES A LA CRITICA.

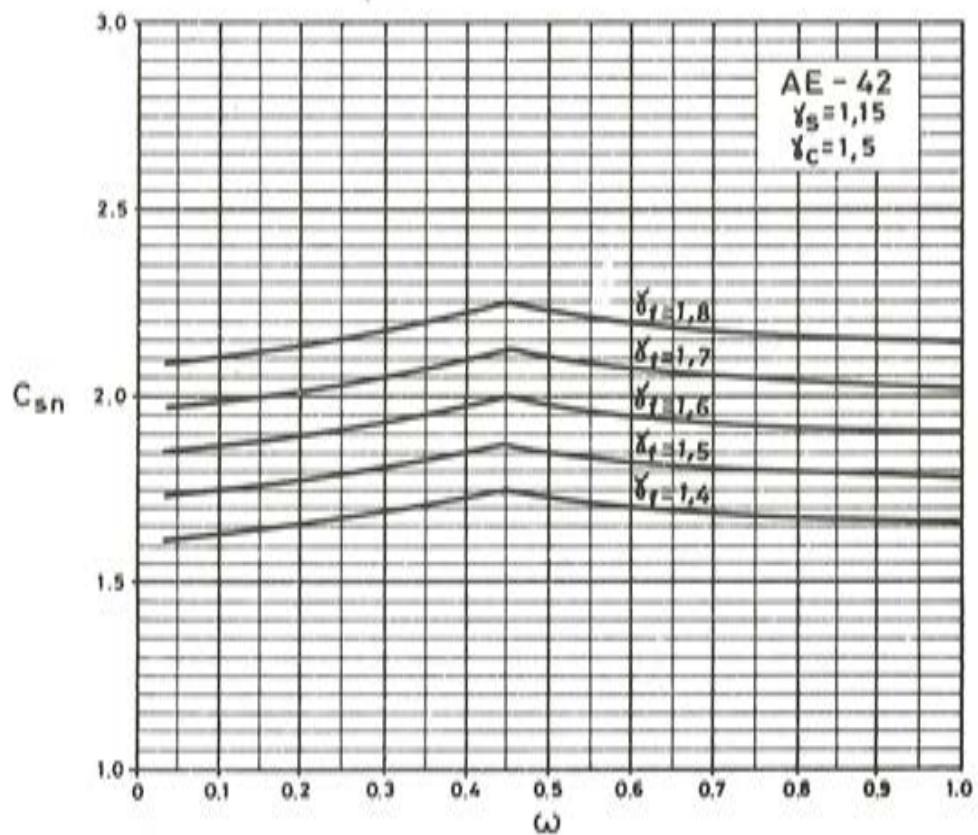


GRAFICO G-2

HORMIGON ARMADO, CON ARMADURA DE COMPRESSION PARA CUANTIAS SUPERIORES A LA CRITICA.

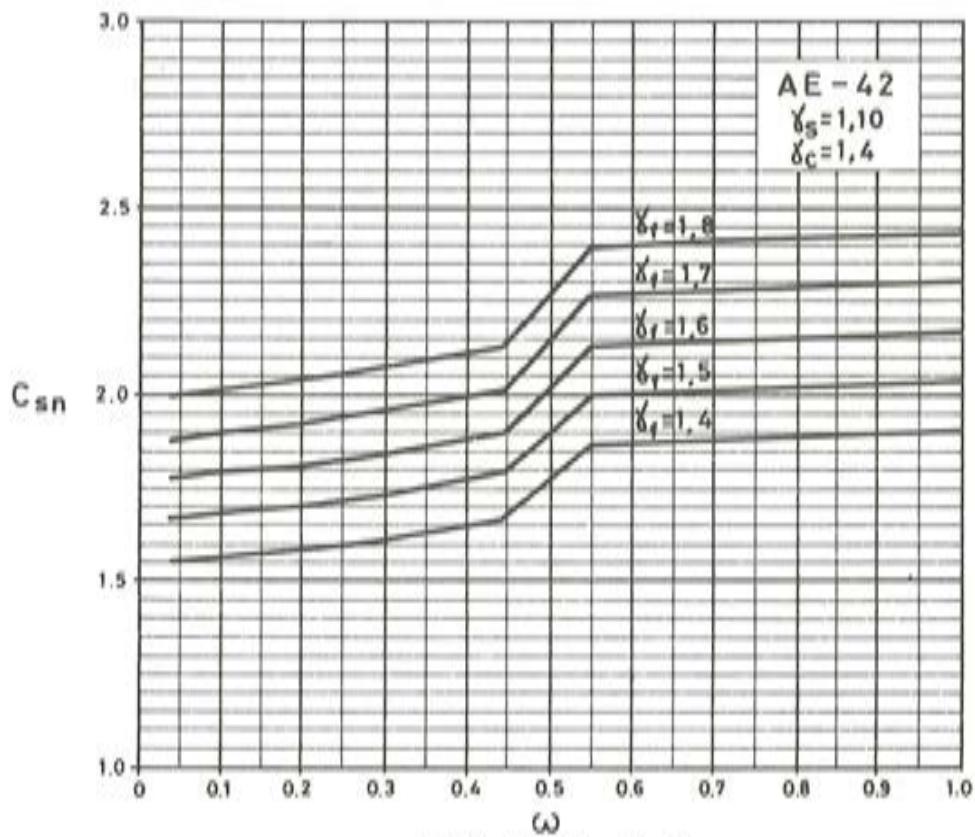


GRAFICO G - 3

HORMIGON ARMADO, CON CUANTIAS DE ARMADURA DE TRACCION SUPERIORES A LA CRITICA, SIN EMPLEAR ARMADURA DE COMPRESSION.

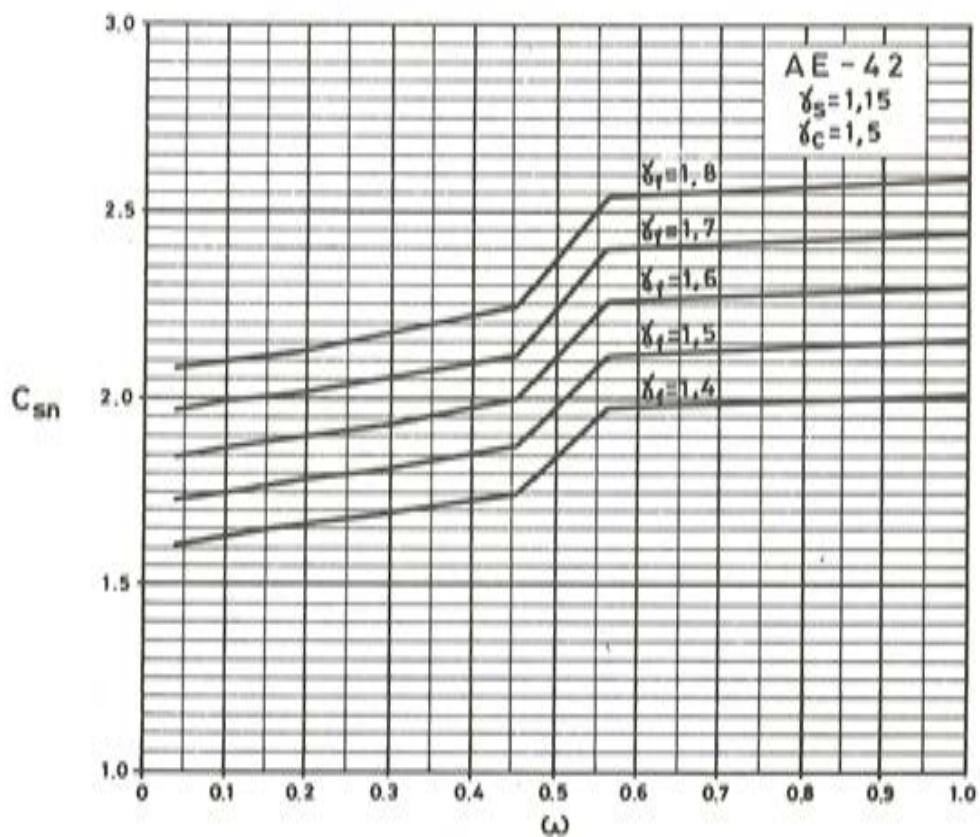


GRAFICO G - 4

HORMIGON ARMADO, CON CUANTIAS DE ARMADURA DE TRACCION SUPERIORES A LA CRITICA, SIN EMPLEAR ARMADURA DE COMPRESSION.

que para el caso de $\gamma_f = 1,4$ y $\gamma_s = 1,10$, mínimos autorizados en algunos casos determinados por las normas vigentes, conducen a $C_{sn,min} = 1,54$ (*).

La segunda cuestión, y es la que más nos interesa destacar, es que *así como el momento flector de rotura es una propiedad mecánica intrínsecamente ligada a la constitución de una pieza, su coeficiente de seguridad nominal, al estar ligado al valor γ_f , depende, no sólo de unas características de fabricación, sino de sus condiciones de empleo, es decir, de la intención del futuro proyectista.*

La afirmación anterior, plantea el problema de que en cuanto se adopten métodos de cálculo semiprobabilistas (como los previstos en IEH-73 e IEP-77) no puede hablarse de "coeficiente de seguridad" que ha de presentar una pieza al ser ensayada a flexión ya que ello no es un concepto verificable por el fabricante o constructor del elemento, puesto que está ligado a un coeficiente γ_f que será fijado por el usuario, sin que le sea posible hacerlo al fabricante o constructor. Esto afecta por supuesto de manera particular al caso de las viguetas prefabricadas, ya que la reglamentación española exige (Resolución de la Dirección General de Industrias para la Construcción del 31 de Octubre de 1966) un coeficiente de seguridad de 2 respecto al momento de utilización y el Reglamento del Sello Cietán exige 1,8. De acuerdo con las nuevas instrucciones EH-73 y EP-77, dicho coeficiente puede oscilar desde valores inferiores a 1,8 a otros superiores a 2.

Sin embargo, tanto para viguetas prefabricadas como para otras piezas (vías de puente, placas, π , etc.) es claro el interés de un control mediante ensayos a flexión (**). Abandonando por lo anteriormente dicho el camino de controlar los valores de C_{sn} , no queda otro que el de controlar los valores del momento de rotura M_{un} .

En los gráficos 7 a 12, se indican los valores de M_{un} expresados como momento específico nominal de rotura

$$\mu_{un} = \frac{M_{un}}{f_{cd} bd^2},$$

calculados mediante las fórmulas anteriormente deducidas.

En cada caso, y de acuerdo con el par de coeficientes γ_s , γ_c , adoptados y con el valor de ω que presente la sección, los gráficos permiten evaluar el momento nominal de rotura M_{un} .

Finalmente, parece importante analizar brevemente tres cuestiones adicionales:

- ¿Hasta qué punto las fórmulas utilizadas para el cálculo de M_{un} son precisas? De acuerdo con nuestra experiencia, si el valor de M_{un} se calcula a partir de la resistencia del hormigón medida en probeta cilíndrica 15/30 (curada en el mismo ambiente que la pieza y ensayada a la misma edad) y del diagrama del acero obtenido a la edad de ensayo de la pieza, la coincidencia es muy buena. De todas maneras, parece que un camino razonable es la medición directa de este valor mediante ensayo de prototipos, si se trata de una fabricación en serie.
- El exigir M_{un} , como una característica garantizada en sentido de "mínima" no parece sostenible. El examen de las fórmulas demuestra que M_{un} está básicamente ligada a la capacidad resistente de la armadura, con escasa dependencia de la calidad del hormigón. Adoptada para el acero la definición de valor característico como el asociado

(*) La idea de mantener $C_{sn,min}$ como valor mínimo uniforme no parece acertada, pues si la cuantía es alta y el coeficiente de seguridad alcanzase en ensayo un valor próximo al [35], estaría indicando el ensayo algún defecto de esa pieza.

(**) Por supuesto, argumentación análoga a la expuesta es válida para el esfuerzo cortante.

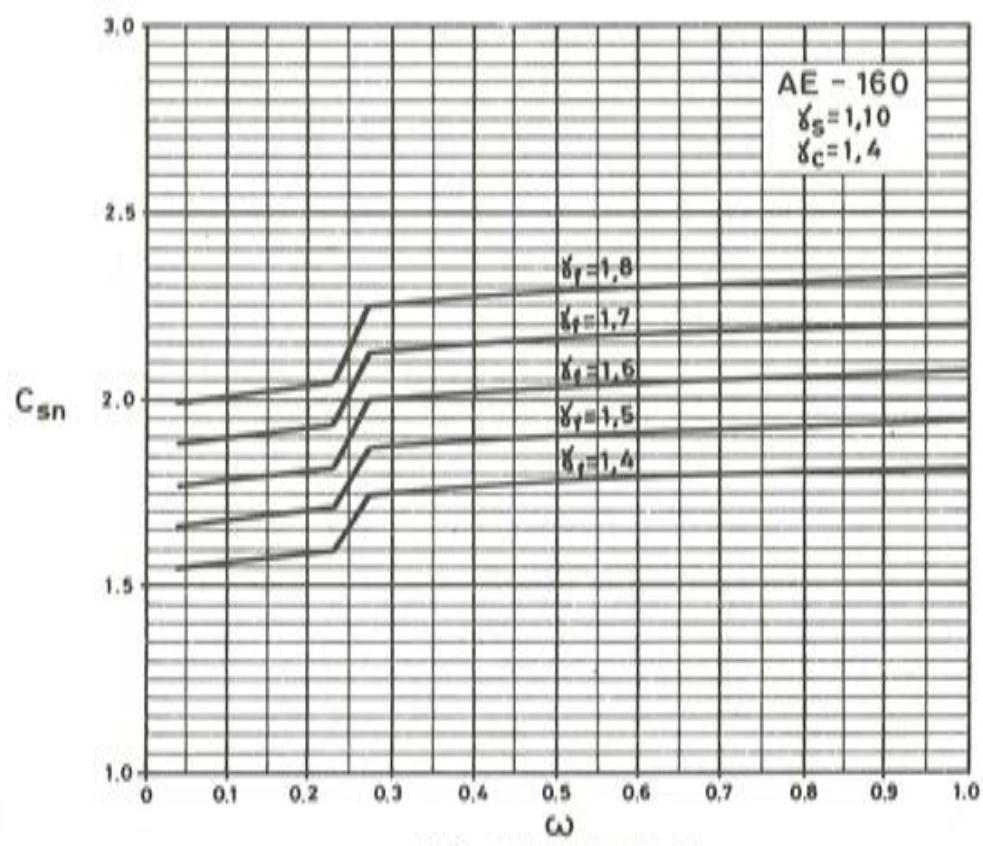


GRAFICO G - 5

HORMIGON PRETENSADO CON CUANTIAS PUDIENDO SUPERAR A LA CRITICA.

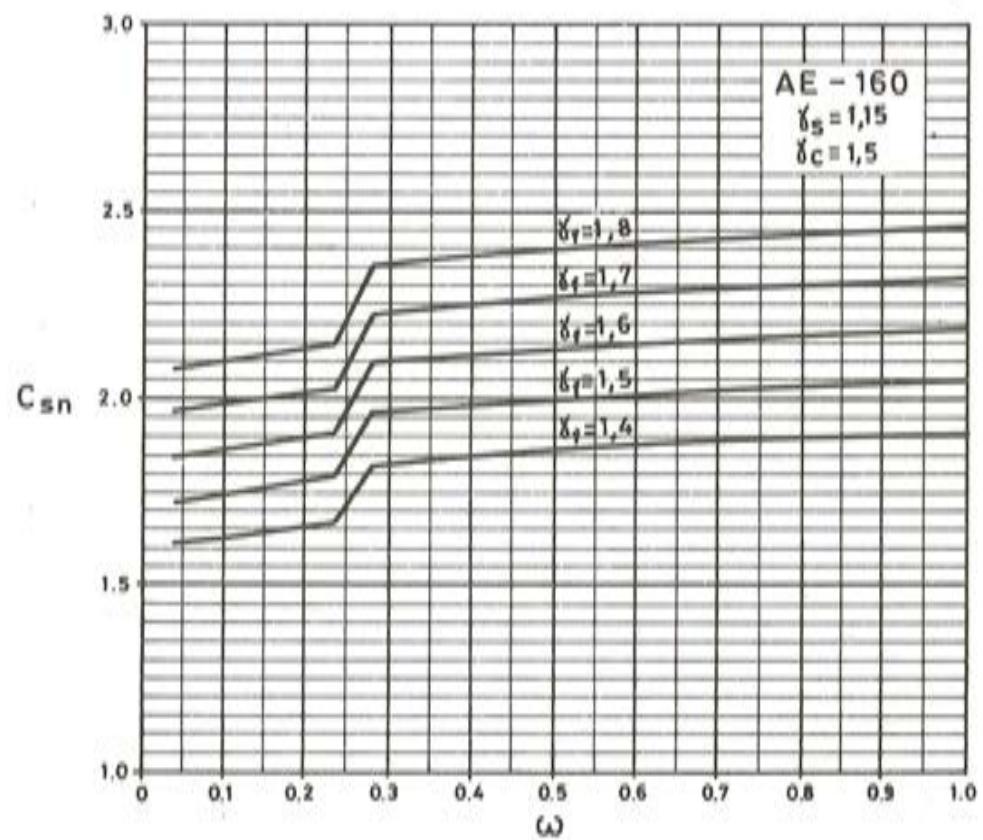


GRAFICO G - 6

HORMIGON PRETENSADO CON CUANTIAS PUDIENDO SUPERAR A LA CRITICA.

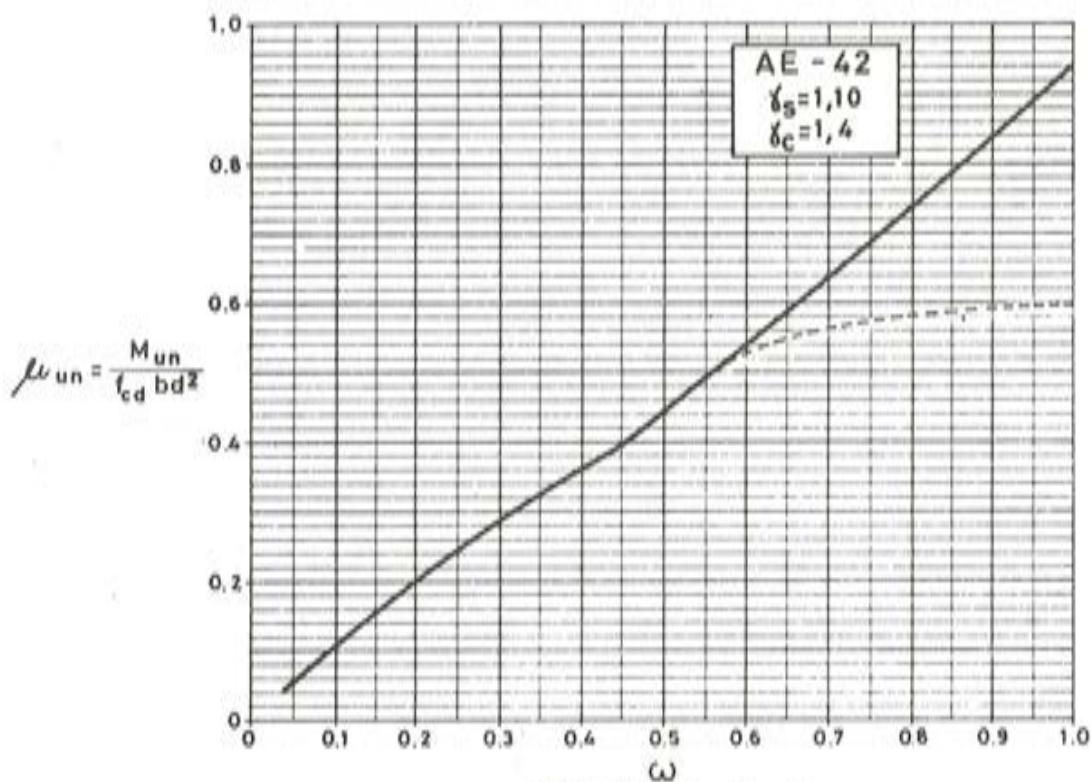


GRAFICO G - 7

HORMIGON ARMADO, CON ARMADURA DE COMPRESSION PARA CUANTIAS SUPERIORES A LA CRITICA.

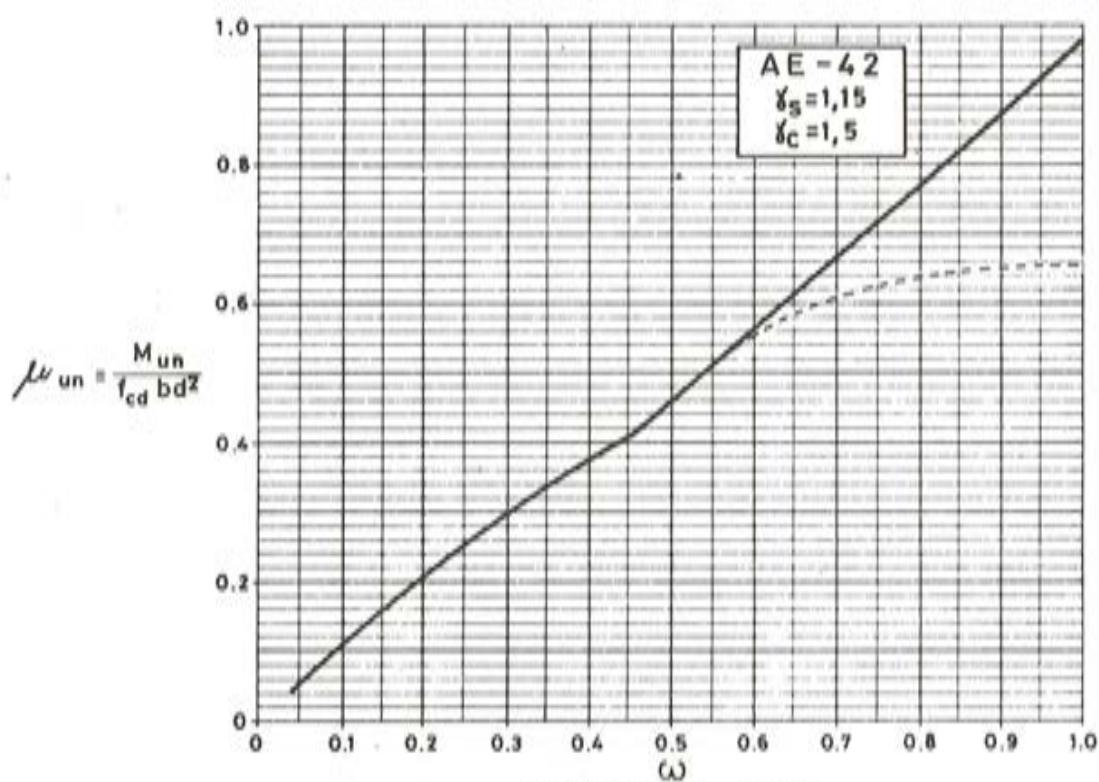
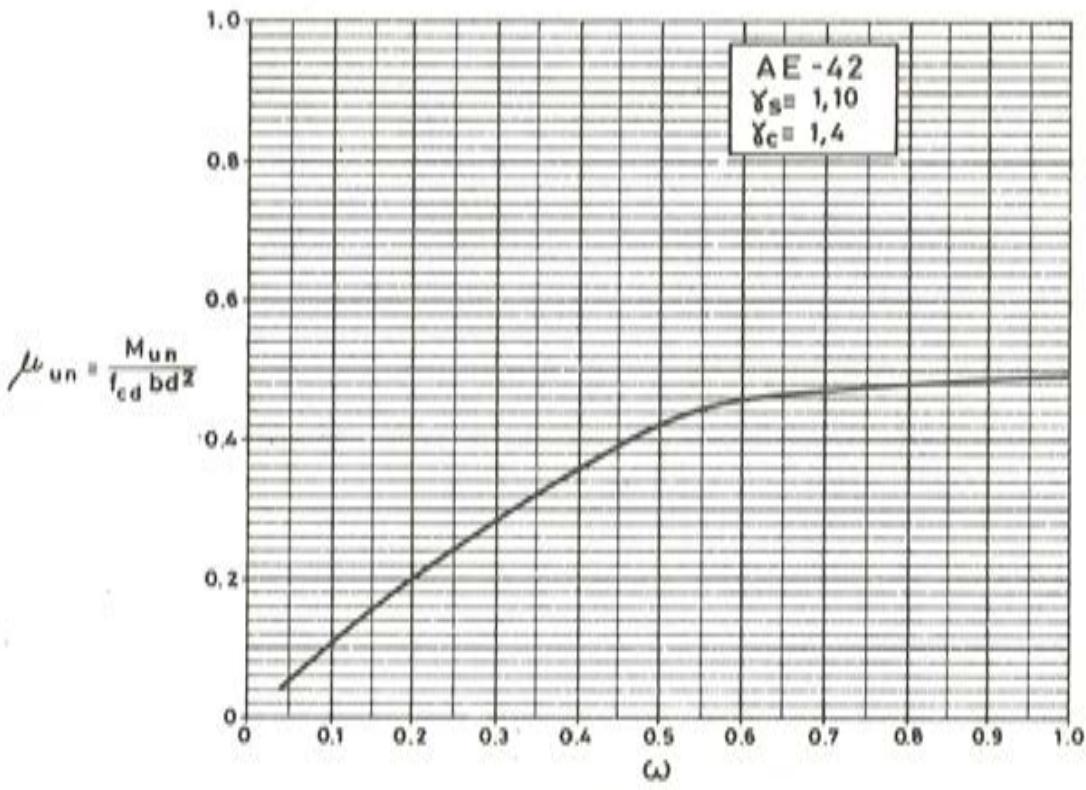


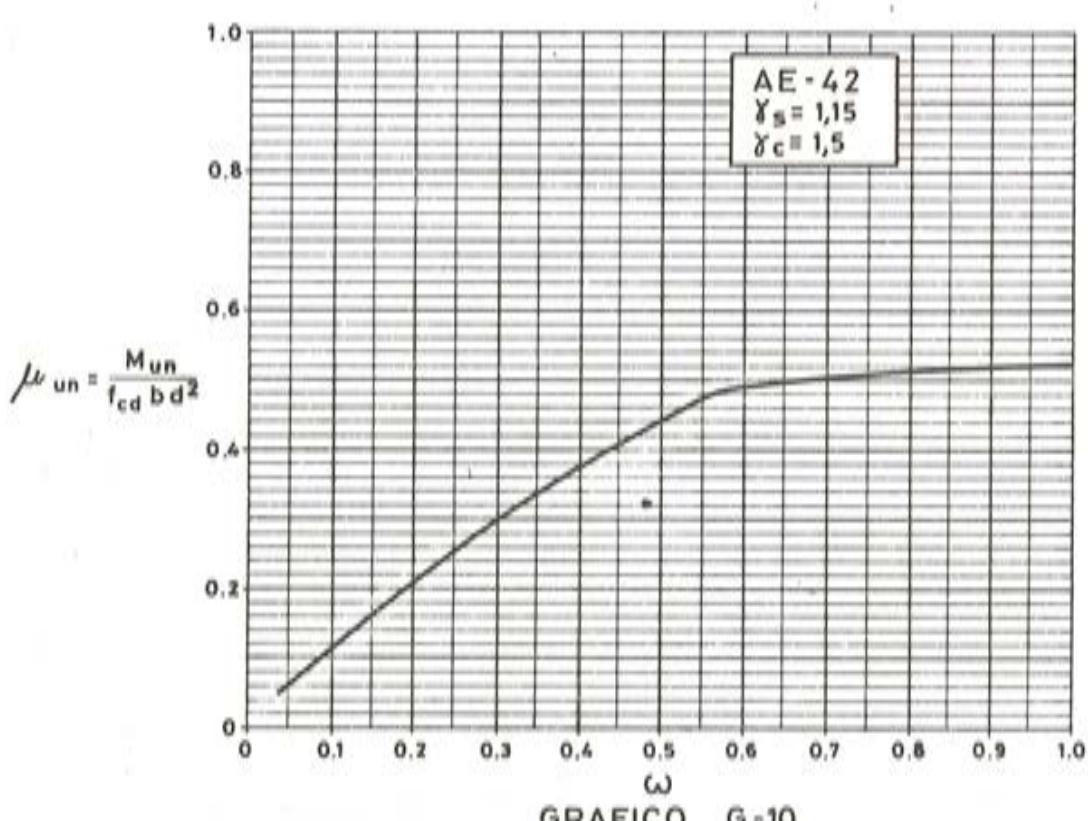
GRAFICO G - 8

HORMIGON ARMADO, CON ARMADURA DE COMPRESSION PARA CUANTIAS SUPERIORES A LA CRITICA.

NOTA: LA CURVA DE PUNTOS EN LOS GRAFICOS G-7 y G-8 INDICA SIMBOLICAMENTE VALORES MAS REALISTAS QUE LOS TEORICOS INDICADOS EN LINEA LLENA, YA QUE PARA CUANTIAS TAN ALTAS LA ARMADURA OCUPA UNA PARTE IMPORTANTE DEL CANTO DE LA PIEZA.



HORMIGON ARMADO, CON CUANTIAS DE ARMADURA DE TRACCION SUPERIORES A LA CRITICA, SIN EMPLEAR ARMADURA DE COMPRESSION.



HORMIGON ARMADO, CON CUANTIAS DE ARMADURA DE TRACCION SUPERIORES A LA CRITICA, SIN EMPLEAR ARMADURA DE COMPRESSION.

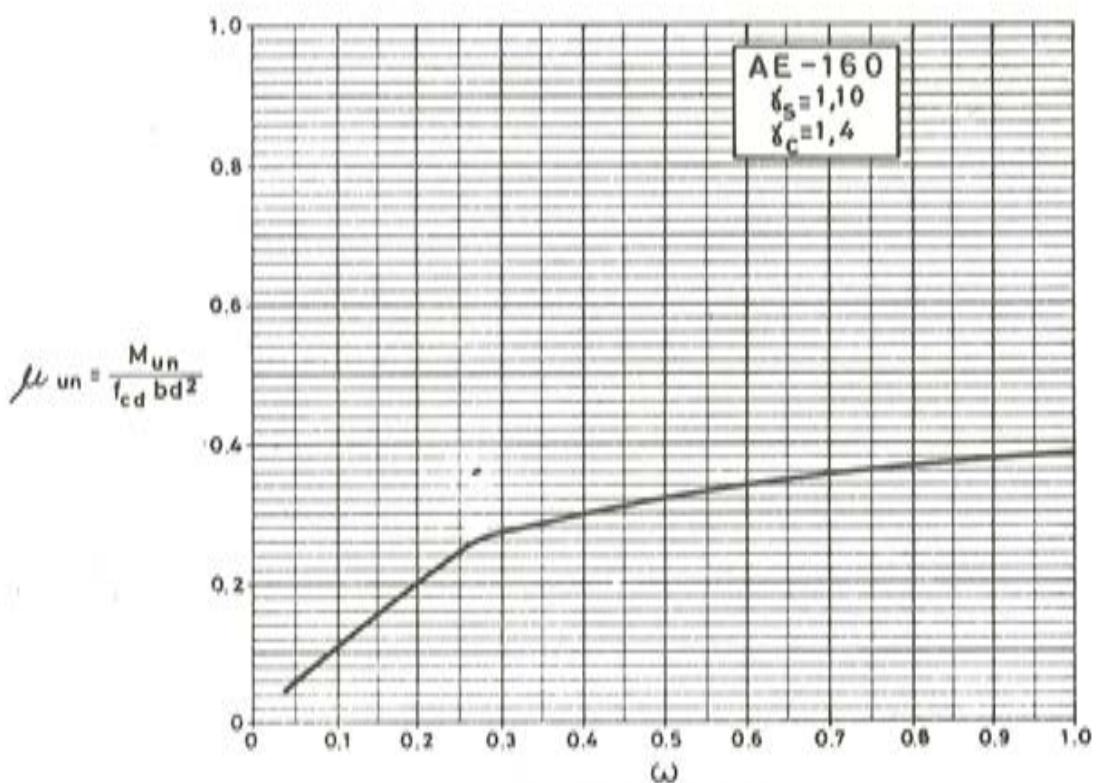


GRAFICO G-11
HORMIGON PRETENSADO CON CUANTIAS PUDIENDO SUPERAR A LA CRITICA.

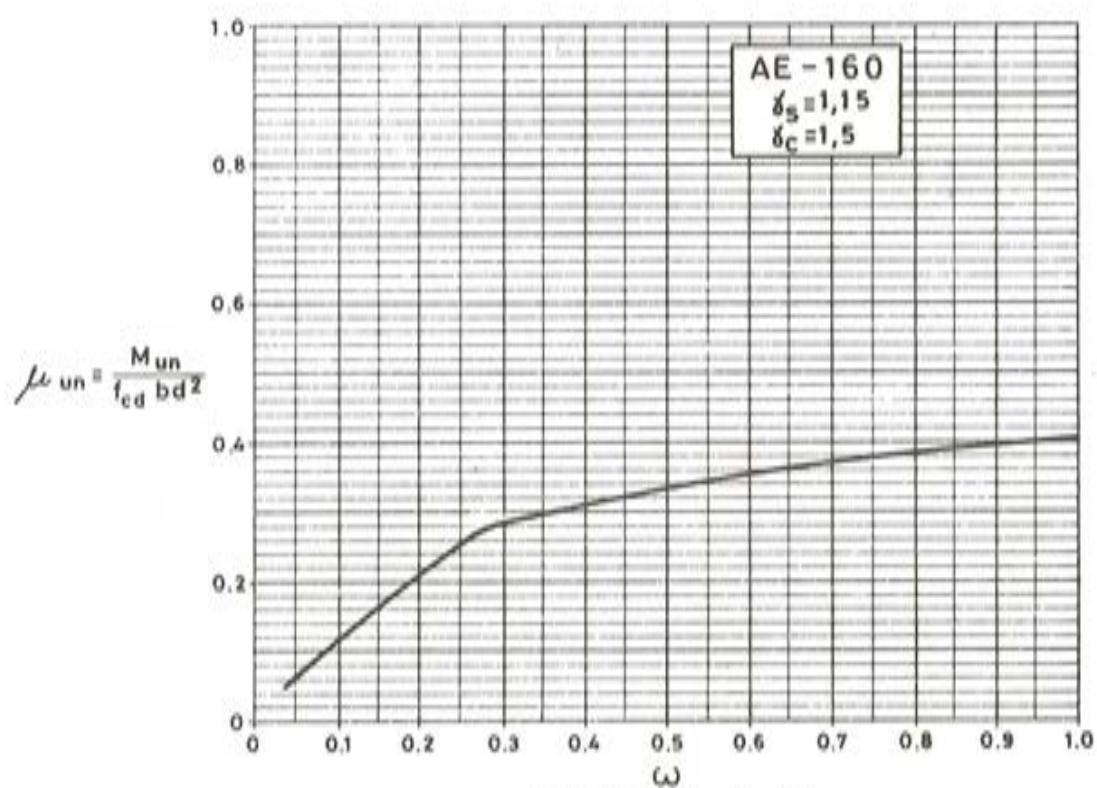


GRAFICO G-12
HORMIGON PRETENSADO CON CUANTIAS PUDIENDO SUPERAR A LA CRITICA.

al cuantil 5%, parece suficientemente aproximado *definir* y *estimar* el momento característico de rotura también como valor asociado al cuantil 5%.

- Lo anterior, es estrictamente válido sólo para secciones rectangulares. Sin embargo, como la mayoría de las piezas T, π , etc., se dimensionan de forma que, en valores de cálculo, la cabeza comprimida esté en la tabla, los resultados son válidos para casi todas las secciones empleadas en la práctica usual.

NOTA: El autor desea expresar su agradecimiento a F. Blanco y A. Sánchez Vicente de la División de Asistencia Técnica de INTEMAC que programaron y tabularon la obtención de los datos para la redacción de los gráficos incluidos en este trabajo.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de enero de 1979.

Comportamiento, bajo cargas repetidas, de las viguetas de hormigón armado pretensado^(*)

Por: Jacques Fauchart y Jacques Trinh

Resumen: Dos series de viguetas de hormigón armado pretensado, han sido sometidas a ensayo con cargas rápidamente repetidas. Cada serie de viguetas se ha moldeado con el mismo encofrado y ha presentado la misma resistencia estática final; sin embargo el grado de pretensado varió entre 0 (hormigón armado) y 1 (hormigón pretensado). Las dos series se moldearon en diferentes clases de encofrados y los niveles de sobretensión de la carga en las armaduras de pretensado fueron distintos.

Estas pruebas han permitido confirmar el correcto comportamiento de las viguetas de hormigón armado y de hormigón pretensado. El comportamiento de las viguetas de hormigón armado pretensado resulta satisfactorio siempre y cuando las sobretensiones de las armaduras de pretensado no rebasen un determinado nivel. El hormigón armado pretensado se fisura y deforma menos correctamente que el hormigón armado. Además, las fisuras se vuelven a cerrar casi por completo en el momento de la descarga, incluso en condiciones de ensayo muy desfavorables.

I. INTRODUCCION

El Comité mixto C.E.B.-F.I.P. define cuatro clases de elementos en hormigón armado o pretensado (1)**, y es probable que el futuro reglamento Francés (título 7, fascículo 61 del Cuaderno de Prescriptions Communes) haga lo mismo. Estas clases se diferencian, esencialmente, por las condiciones admisibles respecto al alargamiento del hormigón a tracción, así como a los riesgos de eventual fisuración (fig. 1).

** Las cifras entre paréntesis señalan las referencias que se facilitan al final de la memoria (que precede al Anexo. Pág. 55).

(*) Nota editorial.—El original en francés de este interesante trabajo ha sido publicado en la revista Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 309-310, de septiembre-octubre, 1973. Queremos dejar constancia de nuestro sincero agradecimiento a M.J.P. Arathoon y a los autores, por las facilidades dadas y su amabilidad al otorgarnos su autorización para incluir en Hormigón y Acero esta versión española del mismo.

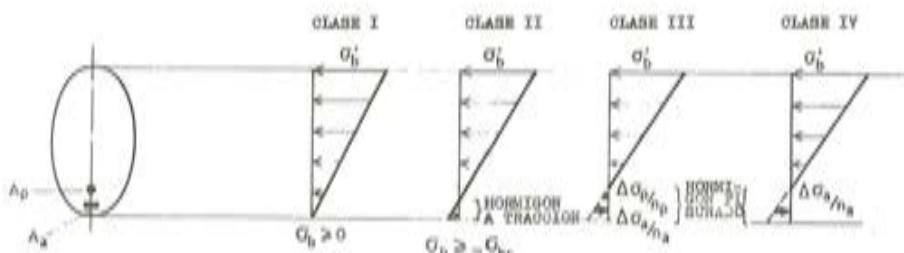


Fig. 1.-Diagramas de tensiones bajo cargas de servicio máximas

La clase I es la correspondiente al hormigón totalmente pretensado, en la cual no se admite que se ejerzan tracciones en ninguna sección recta de la pieza de hormigón.

En la clase II (pretensado parcial) son admisibles las tracciones en el hormigón, pero de tal modo limitadas que sea poco probable la aparición de fisuras.

En la clase III (hormigón armado pretensado) se considera normal la fisuración del hormigón que trabaja a tracción, pero se aconseja limitar la abertura de las fisuras a un valor del orden de 0,1 a 0,2 mm, según sea la agresividad del medio ambiente.

La clase IV, finalmente, es la del hormigón armado clásico.

En las clases intermedias, II y III, son necesarias las armaduras "pasivas"[•], además de las de pretensado, para limitar la abertura de las fisuras y reforzar la resistencia frente a la rotura. Ahora bien, si se pueden estimar con precisión los valores de las cargas estáticas de rotura a flexión, falta experiencia en lo que concierne a los estados límites de utilización de las construcciones de las clases II y III, es decir su comportamiento en servicio normal. En particular se plantea el problema de la durabilidad de las armaduras de pretensado que, pudiendo encontrarse dentro de la zona fisurada del hormigón, corren el riesgo de romperse frágilmente:

- *bien por corrosión bajo tracción*, si se encuentran, como consecuencia de las fisuras, expuestas durante mucho tiempo a una atmósfera corrosiva;
- *bien por fatiga*, cuando atraviesen secciones fisuradas que se abren cada vez que se apliquen las cargas.

Para estudiar este último punto hemos emprendido un trabajo experimental sobre el comportamiento bajo cargas repetidas con viguetas de diferentes clases.

El presente artículo expone los resultados obtenidos en la primera fase de la investigación, que ha sido efectuada en el Centre d'Essais des Structures (Centro de Ensayo de Estructuras) desde enero de 1970 hasta agosto de 1971, con la colaboración de G. Chetta y S. Modjtahedi y la cual constituyó los temas de la tesis de doctor ingeniero.

En el núm. 2 del Bulletin d'Information du Service d'Etude des Strutures se puede encontrar una síntesis bibliográfica sobre los trabajos ya efectuados sobre este tema (2) y, en un próximo número "Précontrainte - 2", el conjunto de resultados obtenidos en nuestros ensayos, que en la presente memoria no podemos mas que resumir.

• Son las armaduras clásicas del hormigón, que no han sido puestas en tensión previamente.

Los subíndices relativos a las armaduras adoptados aquí son:

- p para las armaduras de pretensado (aceros "activos").
- a para las armaduras del hormigón armado (aceros "pasivos").

II. LAS VIGUETAS PARA LOS ENSAYOS

II.1. Programa de ensayos

Esta primera parte de la investigación se ocupa esencialmente del comportamiento comparativo, bajo cargas repetidas, de las viguetas de cada una de las cuatro clases, en primer lugar dentro del ámbito de su funcionamiento normal (primera fase de los ensayos, que alcanza un millón de ciclos), después, si las viguetas se encuentran todavía intactas, mucho más cerca de su solicitud a rotura estática (segunda fase de los ensayos).

En esta primera parte, que tiene por objeto servir de orientación, se ha elegido un procedimiento que consiste en realizar los ciclos muy rápidos (a un ritmo de 500 por minuto, con objeto de limitar la duración de los ensayos) realizándose la solicitud de las viguetas esencialmente a flexión.

Han sido sometidas a ensayo dos series de viguetas:

- La serie A comprende 6 viguetas de sección rectangular de 15 x 28 cm, con referencia A 1 hasta la A 4 (Fig. 2).

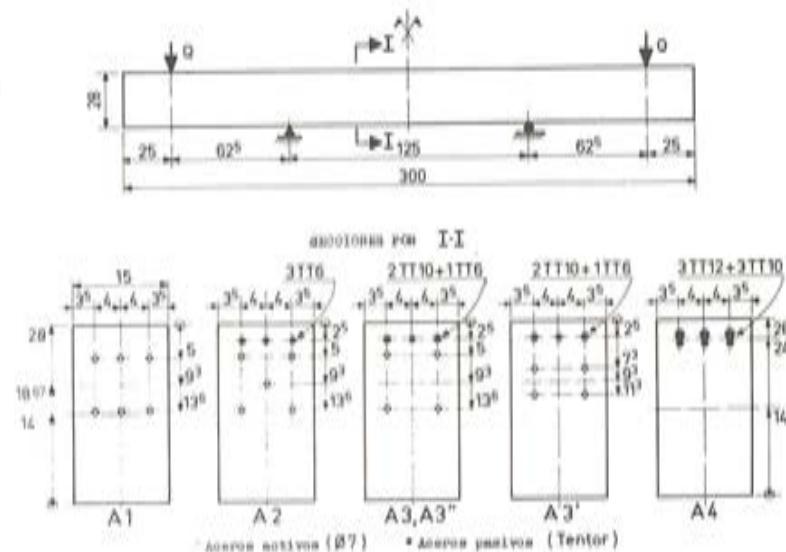


Fig. 2.—Sección transversal de las viguetas A

- Las cinco viguetas de la serie B (con referencia B 1 hasta B 4) son de sección en T, (fig. 3).

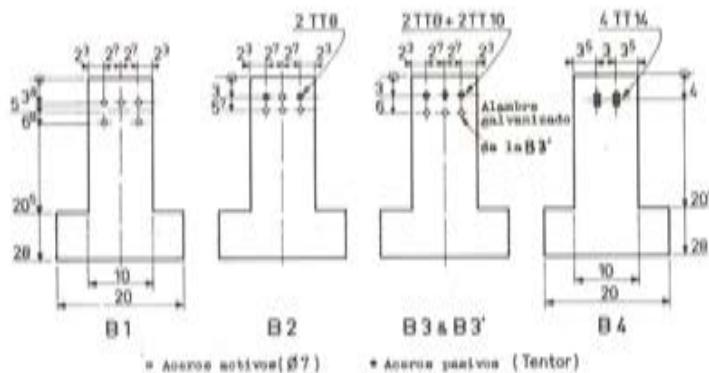


Fig. 3.—Secciones transversales de las viguetas B.

En cada serie las viguetas tienen:

- las mismas dimensiones en su sección recta;
- el mismo momento flector M_f , calculado a rotura, siendo debida la rotura, en todos los casos, a la insuficiencia de las armaduras. Dicho momento es igual a 6,25 tm para la serie A y de 6,75 tm para la serie B;
- los grados de pretensado varían de 0 (clase IV: hormigón armado) a 1 (clase I: hormigón pretensado) consiguiéndose esto gracias a la variación de la armadura de pretensado. Las armaduras pasivas aportan el complemento de resistencia necesaria contra la rotura a flexión.

Para cada serie, el "momento de servicio", M_s , es el momento a aplicar para descomprimir la fibra extrema más próxima de las armaduras de las viguetas de la clase I. La relación M_s/M_f vale 0,45 para las viguetas de sección rectangular, y 0,57 para las de sección en T. A igualdad de resistencia frente a la rotura, y para las mismas condiciones de comportamiento en servicio, estas últimas disponen de armaduras de pretensado más excéntricas y podrán, pues, ser sometidas a más fuertes sobretensiones que las viguetas de sección rectangular.

La tabla 1, que se da a continuación, define las diferentes viguetas sometidas a ensayo.

**TABLA I
VIGUETAS DE ENSAYO**

	Clase I		Clase II		Clase III		Clase IV	
	I	T	I	T	I	T	I	T
Ensayadas a 28 días	A 1	B 1	A 2	B 2	A 3 A 3'(1)	B 3 (2) B 3'(3)	A 4	B 4
Ensayadas a la edad de cinco meses. (4)					A 3''			

- (1) A 3' difiere de la A 3 en que los alambres de pretensado de la primera están más concentrados, para una misma excentricidad global.
- (2) La B 3 ha sido ensayada en ambiente saturado, por rociado continuo de la cara que se encuentra sometida a esfuerzos de tracción.
- (3) Para satisfacer una petición del L.C.P.C. (Laboratorio Central de Ponts et Chaussées) en la B 3' uno de los alambres era de acero galvanizado.
- (4) La A 3'' se conservó durante cinco meses bajo la exclusiva acción del pretensado, con objeto de poder estudiar las pérdidas de tensión de pretensado.

II.2. Constitución de las viguetas de ensayo

II.2.1. Armaduras

La armadura de flexión de las viguetas queda definida en las figuras 2 y 3. Para servir de ejemplo, en las figuras 4 y 5 se representan los conjuntos de armaduras de las viguetas A 3 y B 3.

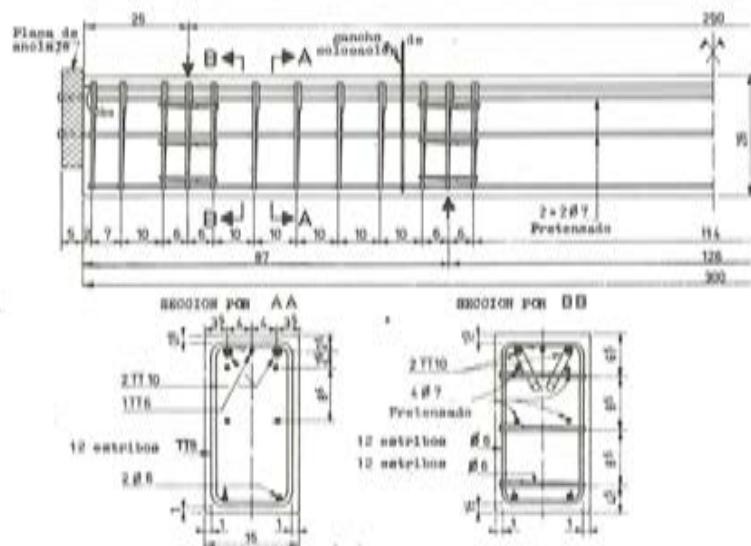


Fig. 4.—Armaduras de las viguetas A3 y A3'.

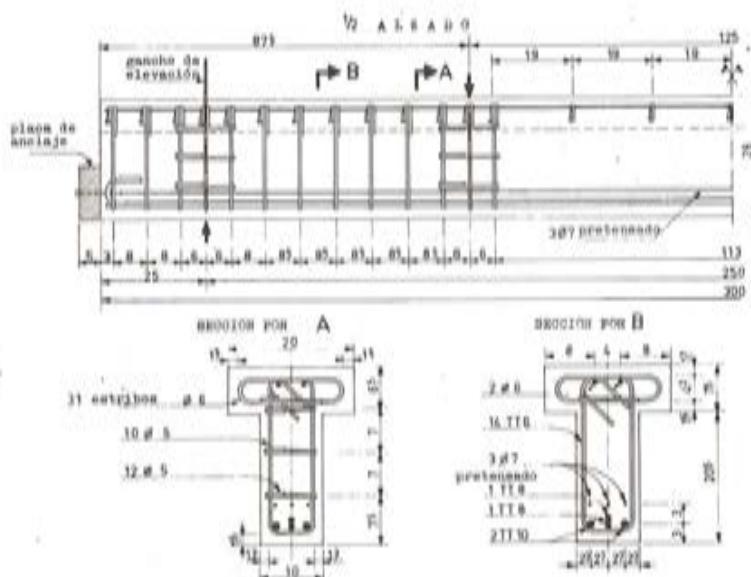


Fig. 5.—Armaduras de las viguetas B3 y B3'.

II.2.2. Armaduras de pretensado

Las viguetas van pretensadas con armaduras pretesas.

Las armaduras de pretensado son alambres de 7 mm de diámetro: Chativix C 7 E.S.A., de calidad mecánica corriente $T_{0,1} = 143 \text{ kg/mm}^2$ y $R = 170 \text{ kg/mm}^2$. Estos alambres han sufrido un tratamiento de estabilización mediante puesta en tracción previa, para reducir su posterior relajación. Su módulo de elasticidad es de 20.950 kg/mm^2 (fig. 6).

Los alambres presentan ligeras entalladuras superficiales destinadas a mejorar su adherencia al hormigón. Para juzgar su eficacia, se han efectuado ensayos de adherencia por arrancamiento mediante su extracción de los cubos de hormigón de 20 cm de arista, con alambres entallados, en un caso, y con alambres análogos lisos, en otro caso. En la figura 7

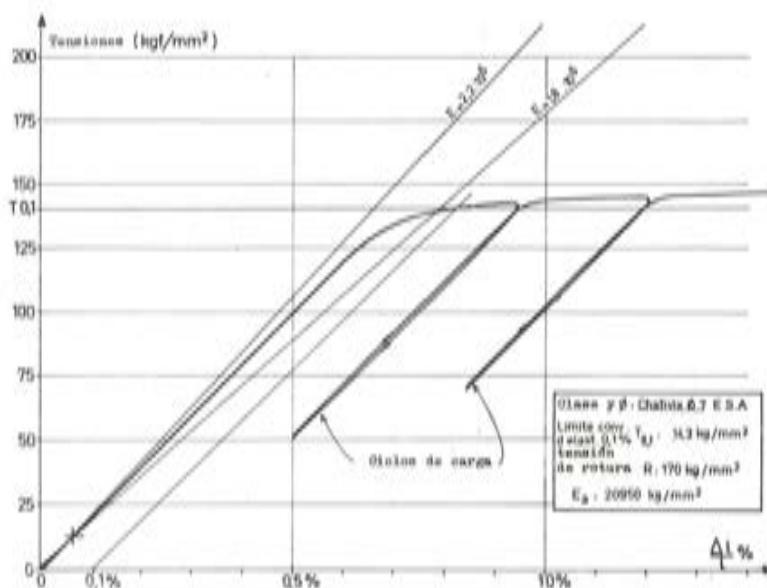


Fig. 6.—Diagrama de tracción de un alambre de pretensado de ϕ 7.

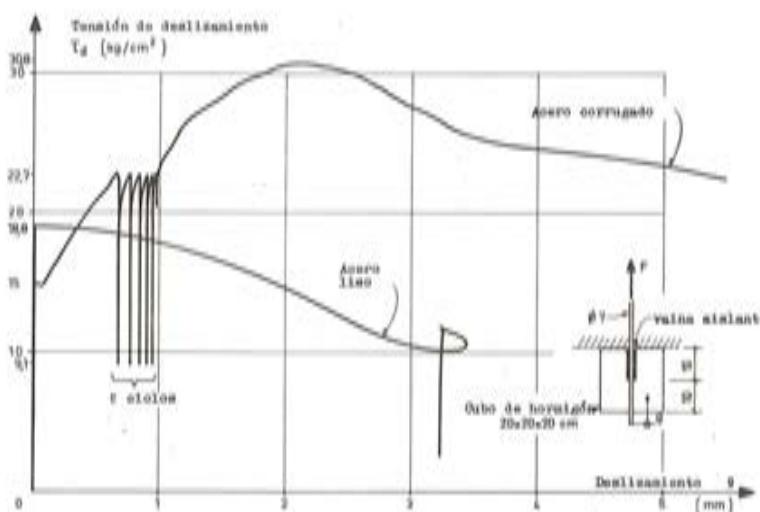


Fig. 7.—Ensayos comparativos entre un alambre corrugado y otro liso, de ϕ 7.

pueden verse los resultados de estos ensayos. La adherencia de los alambres lisos es muy baja y, salvados los primeros deslizamientos, sobreviene un cizallamiento del orden de $18,8 \text{ kg/cm}^2$. En compensación, la adherencia del alambre entallado subsiste después de un principio de deslizamiento que aumentó hasta superar los 30 kg/cm^2 , incluso aún cuando se ejerzan tracciones repetidas.

Ahora bien, nuestro objetivo no era estudiar el poder de anclaje por adherencia de las armaduras activas. En consecuencia hemos anclado estas de una manera concentrada en los extremos de las viguetas. A tal fin, los alambres de pretensado se hacen pasar a través de dos placas de acero, remachándolos después en sus extremos, según el procedimiento C.I.P.E.C. Estas placas cumplen una triple misión:

- situar los alambres en su justa posición (al menos entre sí),
- servir de cabezas de tracción, para apoyar el gato durante el tesado de los alambres,
- servir como placas de anclaje.

El tesado de los alambres se realiza sobre un banco constituido por un chasis metálico rectangular (fig. 8). Los alambres permanecen en tensión durante tres semanas. Un dinamó-

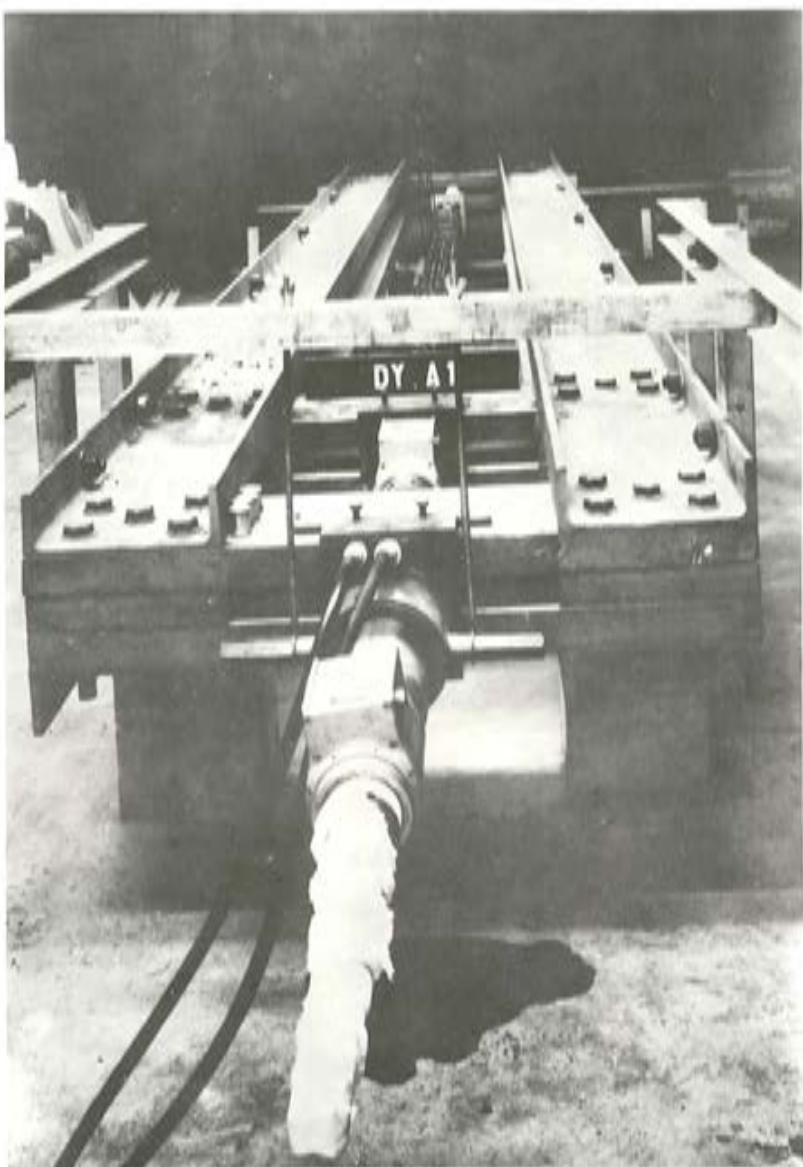


Fig. 8.—Banco para poner en tracción las armaduras de pretensado.

metro, intercalado entre los alambres, permite medir la fuerza de tracción a que se pretensan las viguetas. Esta medida ha demostrado que tal tensión de tracción permanece constante durante tres semanas. La relajación de las armaduras es, por tanto, despreciable y en consecuencia no se tiene en cuenta en los subsiguientes cálculos. En la tabla 2 se facilitan los valores de las tensiones iniciales.

Para la serie A, son próximos a $3/4 R$ (o sea $0,9 T_{0,1}$) y para la serie B son un poco más elevadas, especialmente para la B3 ($T_{0,1} \approx 0,82 R$).

II.2.3. Armaduras pasivas

Son barras de alta adherencia de acero corrugado Tentor. En la figura 9 puede verse un diagrama típico de tracción-deformación, y en la tabla 3 se facilitan sus características mecánicas medias. El valor medio de su módulo de elasticidad vale 20.690 kg/mm^2 .

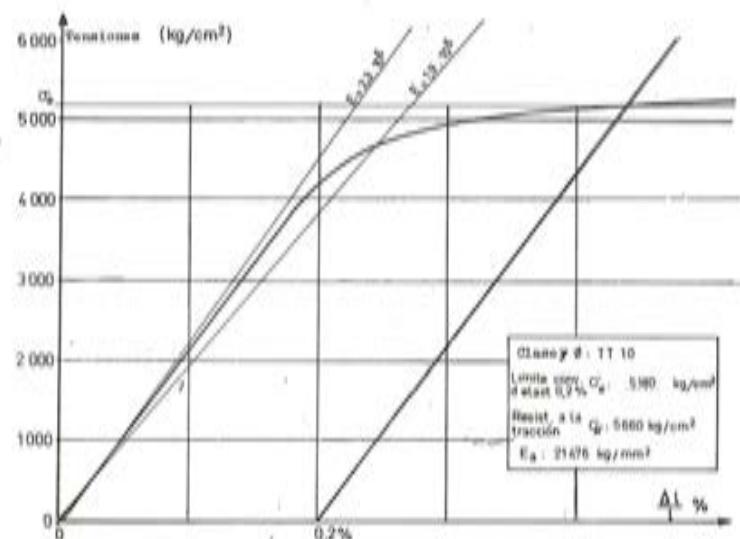


Fig. 9.—Diagrama de tracción de una barra Tentor $\phi 10$.

TABLA 2

Vigueta		A1	A2	A3	A3'	A3''
Tracción inicial	Esfuerzo (t) σ_p (kg/mm ²)	29,889 129,42	24,455 127,07	19,378 125,88	18,520 120,29	19,020 123,54
Vigueta		B1	B2	B3	B3'	
Tracción inicial	Esfuerzo (t) σ_p (kg/mm ²)	25,026 130,01	19,736 128,16	16,017 138,67	15,159 131,25	

II.2.4. Módulo de elasticidad de las armaduras

A efectos de cálculo se ha tenido en cuenta un solo valor para $E_a = 20.850 \text{ kg/mm}^2$ en todo el conjunto de armaduras, activas o pasivas. Este valor medio corresponde a una dispersión tipo del 3,5 por 100.

TABLA 3

Diámetro (mm)	6	8	10	12	14
Límite elástico convencional al 0,2 por 100 = σ_e (kg/mm ²)	53,3	53,1	47,7	48,3	48,2
Resistencia a la tracción σ_{ar} (kg/mm ²)	63,3	60,8	54,3	54,4	56,5

II.2.5. Hormigón

La dosificación por m³ del hormigón utilizado, puesto en obra ha sido:

- cemento portland (CPAL 325) 400 kg
- grava del Sena (5/12,5 mm) 1.080 kg
- arena del Sena (0/5 mm) 680 kg
- agua, aproximadamente 200 l.

La adición de agua se realizó por ajuste con objeto de obtener en el hormigón recién amasado la misma consistencia. Tal consistencia se midió con el cono de Abrams (presentando un aplastamiento de unos 7 cm).

TABLA 4
CARACTERISTICAS MECANICAS DEL HORMIGON

Viguetas	Resistencia (en kg/cm ²) a compresión, en probeta cilíndrica: σ_j			Resistencia a flexo-tracción a los 28 días (en kg/cm ²) σ_{28}
	en el momento del pretensado	en el día del ensayo	en el día de la rotura	
A1	330	450	480	30
A2	310	380	395	26
A3	300	365	365	30
A3'	330	450	470	28
A3''	315	430	530	30
A4	—	420	455	27
B1	355	415	450	36
B2	305	335	370	23
B3	350	430	440	32
B3'	325	420	440	31
B4	—	440	440	27

II.2.6. Fabricación de las viguetas

Las viguetas se moldearon en encofrados de madera, realizándose el vertido después del montaje de la armadura pasiva, dispuesta alrededor de la armadura activa, y efectuándose es-

ta operación en el mismo banco para el pretensado de los alambres. El hormigón va directamente en contacto con las placas de anclaje de estos alambres. Seguidamente se cubrieron las piezas con sacos húmedos y se dejaron así durante 24 horas. A continuación se procedió al desencofrado de las viguetas y se dejaron curar durante 10 días en un ambiente de niebla.

La aplicación del pretensado a las viguetas se realizó cuando la edad del hormigón alcanzó los 14 días. El valor de E se determinó por relajación progresiva, utilizándose para tal fin un gato hidráulico. El esfuerzo de tracción se aplicó en los extremos de la armadura activa.

A continuación se dejaron las viguetas en la nave de ensayos, que estaba acondicionada para permanecer a 22°C y un 58 por 100 de humedad relativa, hasta el día en que se realizó el ensayo de carga, que fue a los 28 días, a excepción de las viguetas A 3", que se ensayaron únicamente a la edad de cinco meses. Los testigos que se sacaron del hormigón se conservaron en las mismas condiciones termohigrométricas en el laboratorio de hormigones.

III. REALIZACION DE LOS ENSAYOS

III.1. Dispositivo para someter a carga las probetas (fig. 10)

Con objeto de poder observar como se abrían las fisuras, se colocaron las viguetas en posición invertida, es decir con la cara de tracción hacia arriba.

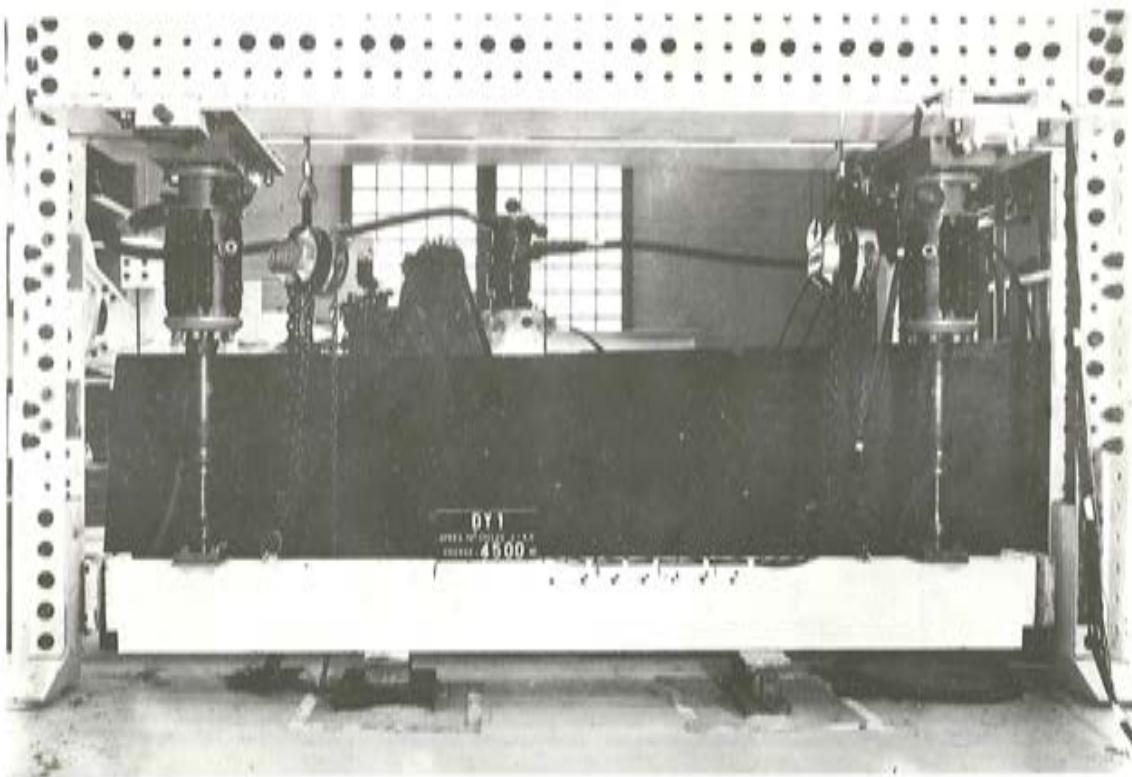


Fig. 10.—Dispositivo para el ensayo

Cada una de las viguetas, de 3 m de longitud, se colocó sobre dos apoyos, situados a 1,25 m. En ambos extremos se aplicaron cargas verticales Q, por medio de dos gatos hidráulicos Amsler de 20 toneladas (10 t en el caso de carga dinámica), regulada por un pulsador Amsler (de 250 a 500 ciclos por minuto).

III.2 Dispositivo de medidas

III.2.1. Las deformaciones son medidas por medio de extensómetros mecánicos (tensotast). Sus sensores se fijan sobre los alambres de pretensado de tal forma que no se produzcan en dichos puntos debilitamientos frente a la fatiga (fig. 11). El alambre pasa por un anillo

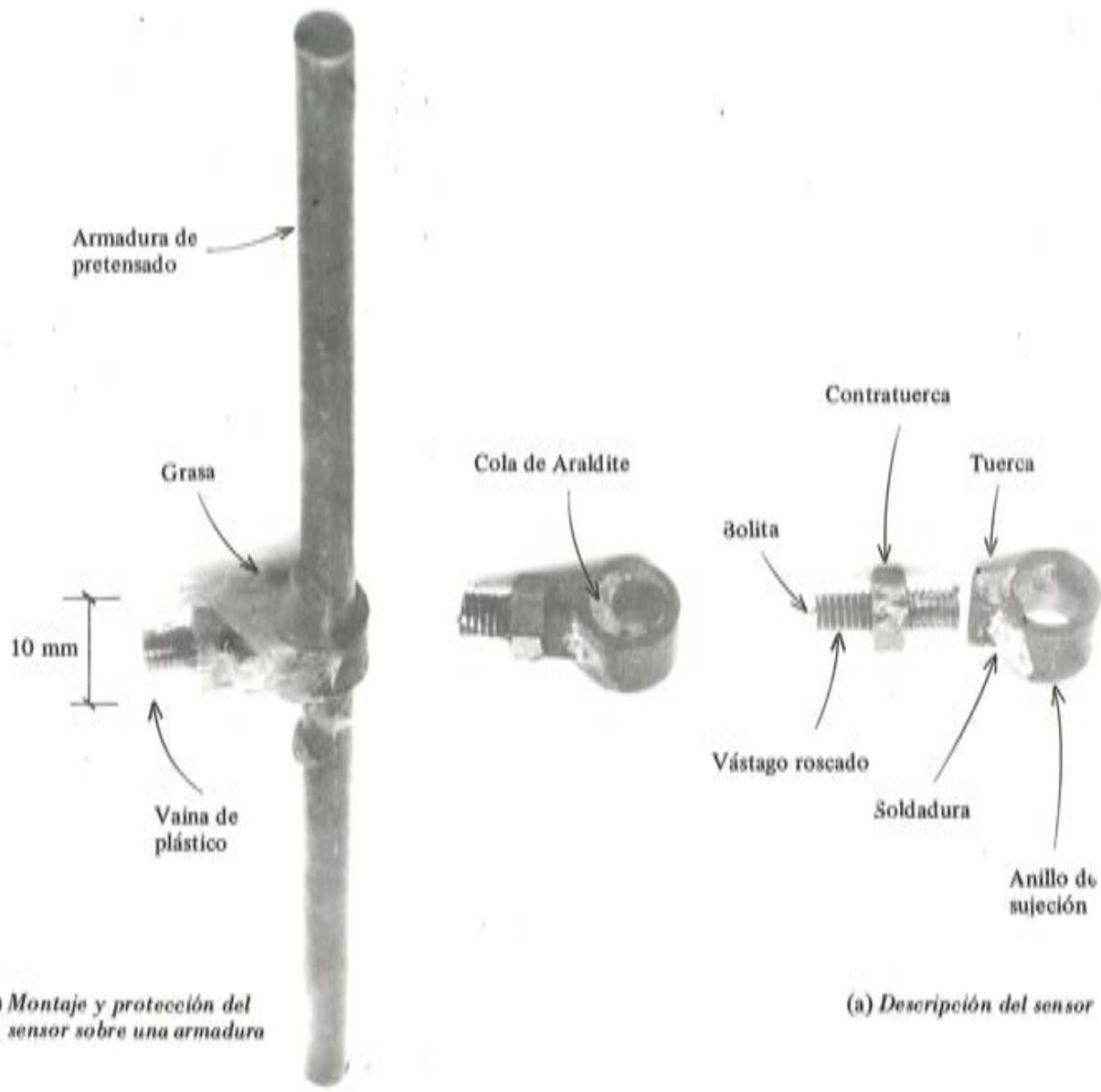


Fig. 11.—Sujeción y protección de los elementos de medida para el extensómetro mecánico sobre los alambres de pretensado.

de latón, provisto de un cuello roscado, en el cual entra una barra roscada de 6 mm de diámetro, cortada a la longitud del recubrimiento de hormigón. En el otro extremo de la varilla roscada se aloja una bolita, que servirá de apoyo al tensotast. El sensor se fija al alambre apretando la varilla roscada. Una vez apretada se aplica cola de araldite. Mediante una vaina de plástico queda aislado del hormigón. Esta vaina tiene 10 mm de diámetro exterior y una longitud igual al del recubrimiento de hormigón. Se coloca antes del hormigonado y se retira antes de efectuarse las medidas. Los sensores se colocan cada 10 cm, a razón de 5 puntos de referencia a partir de la sección media de la vigueta, en la mitad de esta.

Después del curado y secado del hormigón, se pegan unas plaquitas de latón provistas de una bolita, sobre la superficie del hormigón de la otra mitad, para así poder efectuar medidas de referencia sobre el hormigón.

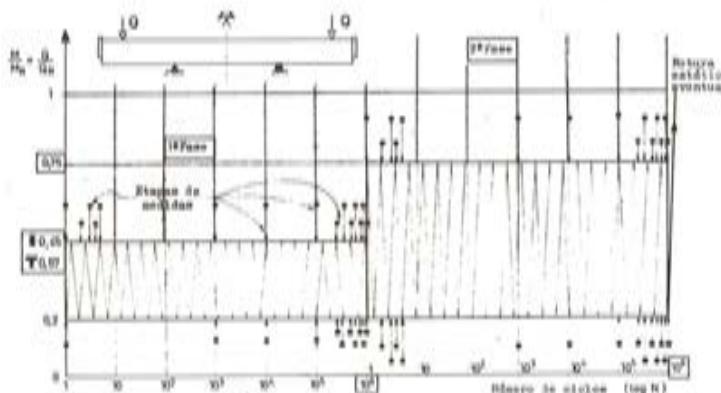
III.2.2. La abertura de las fisuras se mide con un micrómetro óptico, que tiene un poder de apreciación de 50μ , en su intersección con el eje de la cara superior (en tracción) de la viga, en aquella media parte, precisamente, donde no se realizan las medidas sobre las armaduras.

III.2.3. Las flechas se midieron con comparadores con un poder de apreciación de 0,01 mm, dispuestos en la sección media y apoyados en la viga.

III.3. Programa de medidas

Las medidas de deformación de las armaduras y del hormigón se efectúan desde que se aplica el pretensado a la viga y prosiguen hasta que se realiza el ensayo de carga.

Durante este ensayo, las sucesivas medidas se efectúan entre escalones de carga, manteniéndose muy constantes. Tales escalones de carga se muestran en el diagrama de cargas (fig. 12).



III.4. Programa de cargas

Se han sometido las viguetas a dos fases sucesivas de cargas repetidas (fig. 12).

Primera fase. Las cargas aplicadas dan lugar, en la parte de viga comprendida entre apoyos, a un momento que varía entre $0,2 M_R$ y M_S . Q varía de 0,2 a 4,5 t, en la serie A, y de 2,2 a 6,15 t, en la serie B. Se efectúan, en primer lugar, 5 ciclos lentos, realizándose medidas en cada etapa de máxima carga; a continuación series de cargas repetidas (500 ciclos por minuto); seguidamente de 10^3 , después de 10^4 ciclos; a continuación, alternativamente, ráfagas de 10^5 y de $1,5 \times 10^5$, con medidas en los escalones de $0,2 M_R$ y M_S al final de cada ráfaga. Esta primera fase concluye cuando se llega a alcanzar el millón de ciclos.

Segunda fase. Se realiza siguiendo el mismo sistema, pero variando los momentos entre 0,2 y 0,75 M_R . Q varía de 2,0 a 7,5 t, en la serie A, y de 2,2 a 8,2 t, en la serie B.

En el caso de que sobrevenga por fatiga la rotura de una armadura, sin que la viga llegue a romperse, el ensayo se proseguirá con una carga estática hasta que se produzca la rotura.

IV. RESULTADOS DE LAS MEDIDAS EFECTUADAS ANTES DEL ENSAYO DE CARGA

IV.1. Aplicación del pretensado a las viguetas

IV.1.1. La aplicación del pretensado a la vigueta provoca el acortamiento elástico instantáneo del hormigón, y, por consiguiente, debido a la adherencia, una disminución de la tensión de tracción en las armaduras activas y la compresión de las armaduras pasivas. La medida de la deformación de todas estas armaduras permite conocer, en cada momento, su tensión real, y, por tanto, la fuerza de pretensado total P , aplicada exclusivamente a la sección de hormigón.

P está compuesta por:

- el pretensado "positivo" P_p ejercido por los alambres de pretensado,
- el pretensado "negativo" P_a ejercido por la armadura del hormigón armado.

Cada componente se aplicará, evidentemente, al nivel de la correspondiente armadura.

Este pretensado P debe aplicarse únicamente a la sección de hormigón y no a la homogeneizada. De lo contrario se tendría en cuenta dos veces la misma cosa: la sobretensión de las armaduras activas y el pretensado de la armadura pasiva.

IV.1.2. Conociendo P , se pueden deducir las tensiones normales del hormigón mediante un sencillo cálculo a flexión compuesta, si se admite que:

las secciones planas permanecen planas,

el hormigón se comporta elásticamente.

La primera hipótesis se ha confirmado en todas las viguetas durante la aplicación del pretensado y durante el tiempo que precede al ensayo (a excepción de la B2, cuyas fibras extremas estaban, posiblemente, bajo fuerte solicitud). Esto confirma que la fluencia es proporcional a las cargas de compresión aplicadas al hormigón, siempre que este último no sobrepase de 0,5 σ'_b . Por el contrario la segunda hipótesis no es más que una aproximación ya que en las viguetas B1* y B2 sus fibras extremas estaban muy fuertemente solicitadas.

En la tabla 5 se facilitan los valores, así calculados, de las tensiones normales que actúan sobre el hormigón desde el momento de la aplicación del pretensado y al día siguiente de haber sido ensayadas.

IV.2 Coeficiente de equivalencia acero-hormigón

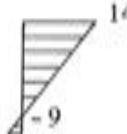
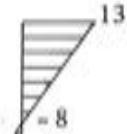
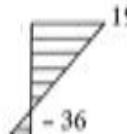
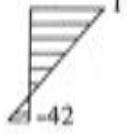
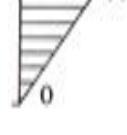
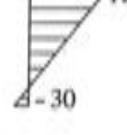
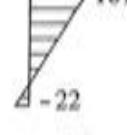
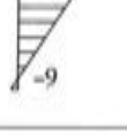
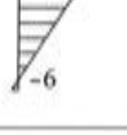
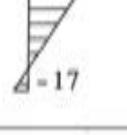
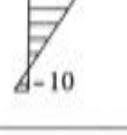
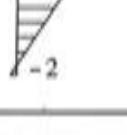
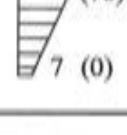
El cálculo precedente permite, pues, determinar las tensiones normales σ'_b . Por otra parte se pueden medir directamente las deformaciones longitudinales relativas del hormigón, e'_b .

Ahora bien para cada capa estos dos valores, que se supone varían linealmente con la ordenada y , correspondiente a la fibra que se considera en el hormigón, están relacionados por la ley de Hooke: $\sigma'_b = E_{b1} e'_b$. En la cual el módulo de deformación instantánea del hormigón: E_{b1} no es dependiente de y .

La relación precedente se descompone, pues, en dos ecuaciones que permiten determinar:

* Al día siguiente de la aplicación del pretensado, la B1 fue sometida a un momento flector permanente igual a 0,2 M_R para compensar en parte los excesivos efectos del pretensado ($Q = 2,2 \text{ t}$).

TABLA 5
TENSIONES DEL HORMIGON (en kgf/cm²)
 Calculadas a partir de las medidas de deformación de las armaduras

Vigueta	Al aplicar el pretensado	El día del ensayo	Vigueta	Al aplicar el pretensado	El día del ensayo
A 1			B 1		
A 2			B 2		
A 3			B 3		
A 3'			B 3'		
A 3'' (1)			(1) Los valores entre paréntesis son, como para las otras viguetas, los correspondientes a la edad de 28 días.		

— por una parte, el valor de E_{bi} y, por consiguiente, el coeficiente de equivalencia acero-hormigón: $n = \frac{E_a}{E_{bi}}$;

— por otra parte, la posición exacta de las armaduras activas.

El conjunto de estas experimenta, forzosamente, durante los trabajos de fabricación un ligero error de colocación con relación al encofrado. Por el contrario, hemos supuesto que la posición de las armaduras pasivas, montadas directamente sobre el encofrado, se encontraban en perfecto acuerdo con los planos.

La tabla 6 presenta un resumen de los resultados obtenidos mediante los cálculos.

TABLA 6
ALTURA UTIL CALCULADA DE LAS ARMADURAS ACTIVAS Y DE n EN EL DIA DEL ENSAYO

Vigueta	h_p calculado (cm)	h_p de proyecto (cm)	$n = \frac{E_a}{E_{bi}}$
A1	19,40		7,35
A2	18,42		7,98
A3	19,08	18,67	6,60
A3'	20,05		6,08
A3''	19,32		6,40
B1	21,22	23,00	no calculable
B2	22,98	22,98	(véase § IV.1.2)
B3	22,71	22,00	6,62
B3'	21,19	22,00	7,62

IV.3. Pérdidas de pretensado

IV.3.1. Observaciones

Después de aplicar el pretensado, el hormigón se acorta progresivamente por fluencia y retracción. Estando adheridas las armaduras, resulta que para las clases I a III hay una reducción de la tensión de tracción en las armaduras activas, y para las clases II a IV, un incremento de compresión en las armaduras pasivas.

En conclusión, el pretensado $P = P_p + P_a$ disminuye de intensidad y de excentricidad, (puesto que el pretensado "negativo" P_a es mucho más excéntrico que el pretensado positivo P_p).

La tabla 7 muestra las pérdidas de pretensado que se producen entre la aplicación del pretensado (a la edad de 14 días) y la realizada en el momento del ensayo (a la edad de 28 días, excepto para la vigueta A3'' ensayada a los 5 meses).

TABLA 7
PERDIDAS TOTALES DE PRETENSADO

Vigueta	Al aplicar el pretensado		En el día del ensayo (a 28 días, excepto para A3'')		$\frac{\Delta P}{P} (\%)$	$\frac{\Delta M_p}{M_p} (\%)$
	P (t)	M _p (t cm)	P (t)	M _p (t cm)		
A1	28,30	150,32	26,10	136,68	7,8	9,1
A2	22,63	93,97	21,03	83,73	7,0	10,9
A3	17,87	83,05	16,52	71,50	7,5	15,9
A3'	16,93	96,08	15,16	83,80	7,7	12,8
A3''	17,67	87,52	(15,82)* 13,28**	(72,53)* 49,15**	(10,5)* 24,9**	(17,1)* 38,4**
B2	17,18	189,14	14,18	153,27	17,5	19,0
B3	13,55	144,64	10,86	110,97	18,3	23,4
B3'	12,67	111,51	10,55	80,73	19,9	27,6

* Valores a la edad de 28 días.

** Valores en el mismo día del ensayo, al cabo de 5 meses de edad.

En la figura 13 se muestran las variaciones del esfuerzo medido en cada capa de armaduras, durante los cinco meses de almacenamiento de la vigueta A3'.

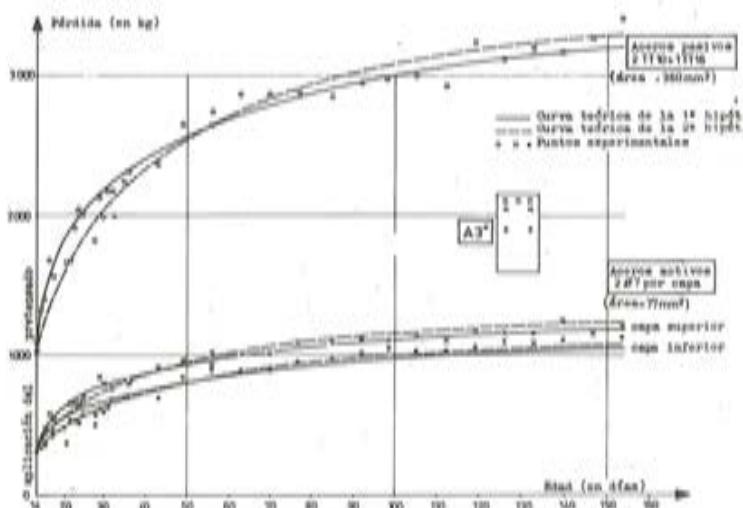


Fig. 13.—Pérdida de tensión de las armaduras de la vigueta A3'.

En la tabla 7 puede apreciarse que cuando aumenta el esfuerzo de pretensado, las pérdidas de pretensado crecen muy débilmente en valor absoluto, pero en valor relativo parecen decrecer. En efecto, las armaduras pasivas al estar comprimidas generan deformaciones diferidas en el hormigón, dando lugar a un pretensado negativo, tanto más importante cuanto menor es la proporción de armaduras activas.

IV.3.2. Cálculo de las pérdidas de tensión de las armaduras

- Los resultados de las medidas de la tensión de las armaduras se han comparado con los obtenidos por un método de cálculo en etapas, puesto a punto por el "Servicio de Estudio de Estructuras" (3) y que ha sido adaptado al presente caso, en el cual la relación del acero puede ser despreciada.
- Este método tiene en cuenta la "fluencia residual" del hormigón, es decir la deformación a largo plazo debida a una retirada de la carga, posteriormente a una puesta en carga previa de larga duración. En efecto, la fluencia del hormigón no es un fenómeno reversible: la deformación diferida debida a la retirada de la carga es inferior a la deformación debida a la carga (fig. 14).

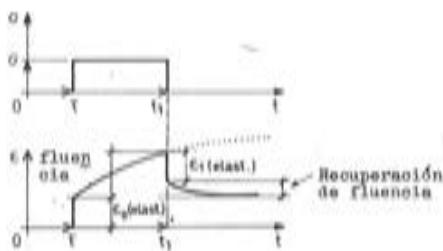


Fig. 14

Siendo τ la edad del hormigón (en días) en el momento de modificarse su tensión y t la edad en el momento que se hace la observación, hemos considerado las dos leyes de fluencia siguientes:

Para un aumento σ' de la compresión:

$$e'_b(t) = \frac{\sigma}{E_{bi}(\tau)} \left\{ 1 + f(\tau, t - \tau) \right\}$$

y para una disminución ($-\Delta \sigma'$)

$$e'_b(t) = \frac{-\Delta \sigma'}{E_{bi}(\tau)} \left\{ 1 + R(t - \tau) \cdot f(\tau, t - \tau) \right\}$$

hemos considerado sucesivamente las dos funciones de fluencia de la tabla 8.

**TABLA 8
FUNCIONES DE FLUENCIA**

Hipótesis	1 (3)	2 (5)
$f(\tau, t - \tau)$	$1,35 \frac{\log(t - \tau + 1)}{5 + \sqrt{\tau}}$	$\frac{t - \tau}{t - \tau + 30} (0,34 + \frac{28}{\tau + 21})$

El valor del coeficiente φ depende del hormigón, del ambiente y de las dimensiones de la pieza. Este valor se ha determinado de modo que las dispersiones entre las pérdidas calculadas y observadas sean mínimas.

Para la "fluencia residual" se ha adoptado la relación (4):

$$R(t - \tau) = 0,6 + \frac{(t - \tau)}{40 + 3,2(t - \tau)}$$

- c) La retracción libre del hormigón, $e_r(t)$, ha sido calculada para cada instante t siguiendo las Recomendaciones C.E.B. - F.I.P. (1).
- d) El módulo de elasticidad instantánea del hormigón a la edad de τ días ha sido calculado por la siguiente fórmula empírica deducida a partir de un conjunto de ensayos efectuados en el Centre d'Essais des Structures (6):

$$E_{bi}(\tau) = 50.000 \left\{ \frac{1,5 + \tau}{2,9 + \tau} (\sigma'_{28})^{1/3} - e_{0,6} \right\}$$

Estando expresados E y σ' en kg/cm^2 .

En la figura 13 se pueden comparar los resultados de las medidas y los valores calculados para la vigüeta A3'' ($\tau = 14$, $t = 14$ y a los 154 días). Para facilitar la lectura, las pérdidas de pretensado se expresan en fuerzas (kg) para cada capa de armaduras. La concordancia es satisfactoria, especialmente para la primera hipótesis. Pero esto conduciría a un infinito crecimiento de la deformación diferida. También la segunda hipótesis parece ser preferible por ser muy prolongadas las duraciones de la carga.

Para A3'', el valor calculado de φ vale 2,37 para la primera hipótesis y 1,92 para la segunda. El valor del coeficiente de fluencia, según las Recomendaciones C.E.B.-F.I.P. (es decir siendo $\varphi = \frac{E_{bi}(28)}{E_{bi}(\tau)} \cdot k_e \cdot k_b \cdot k_d$) es 2,40.

V.-RESULTADOS DE LAS MEDIDAS DE LAS VIGUETAS BAJO CARGA

V.I Tensiones en las armaduras

Las tensiones en las armaduras han sido determinadas a partir de las medidas de sus alargamientos relativos, por una parte, y, por otra parte, a partir de los diagramas tracción-alargamiento, obtenidos a base de los ensayos sobre probetas de acero. Estos, por otra parte, han confirmado que la descarga se produce de forma elástica (fig. 6).

Las tensiones así determinadas en las viguetas son tensiones medias, no permitiendo la longitud en que se realiza la medida (10 cm) obtener la tensión máxima, que se produce de una forma muy localizada, exactamente a la derecha de las secciones de fisura.

Las tablas 9 y 10 dan los valores de estas tensiones en cada capa de armaduras, y para los primeros ciclos de cada uno de las dos fases del ensayo. Cuando se fisura la sección, se indica la tensión media de las armaduras, obtenida a partir de los cinco datos de medida y, entre paréntesis, el valor máximo obtenido, medido sobre una de estas bases.

La repetición de las cargas hace que crezcan progresivamente las deformaciones relativas de las armaduras, tanto más cuanto más fisurado se encuentra el hormigón. Este crecimiento es debido, en primer lugar, a que se establece y estabiliza la fisuración del hormigón a tracción y a las correspondientes pérdidas de adherencia con el hormigón; después, como consecuencia del aumento progresivo de la deformación del hormigón y, por tanto la de sus secciones, como resultado de la repetición de las cargas y, por último, en el caso de las viguetas B, al finalizar la primera fase, y para todas las viguetas, en la segunda fase, debido a la fatiga gradual de los materiales. Las figuras 15 a 17 presentan, de una forma detallada, el comportamiento de las viguetas A3'' y B3.

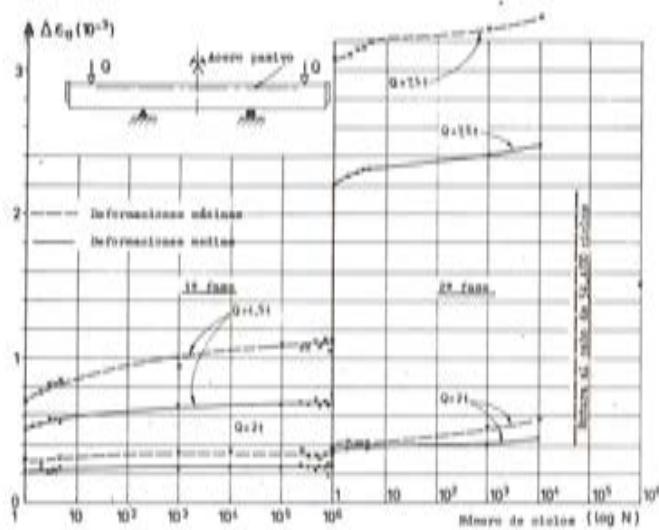


Fig. 15.—Evolución de las deformaciones relativas de los aceros pasivos, con el número de cargas aplicadas (vigueta A3'')

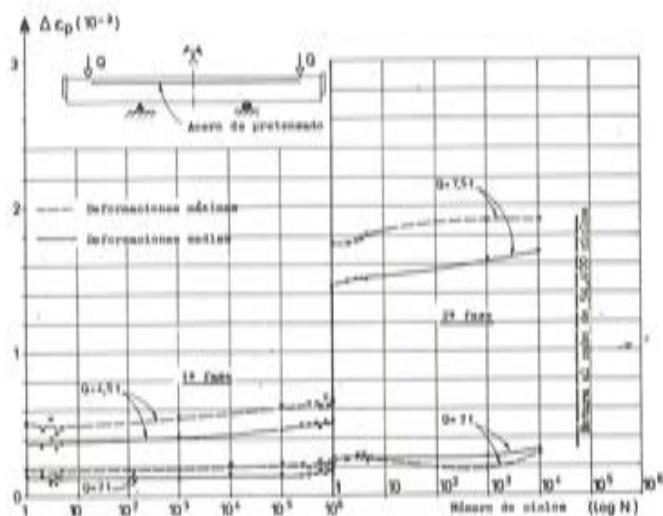


Fig. 16.—Evolución de la deformación relativa de los aceros de pretensado con el número de cargas aplicadas (vigueta A3'')

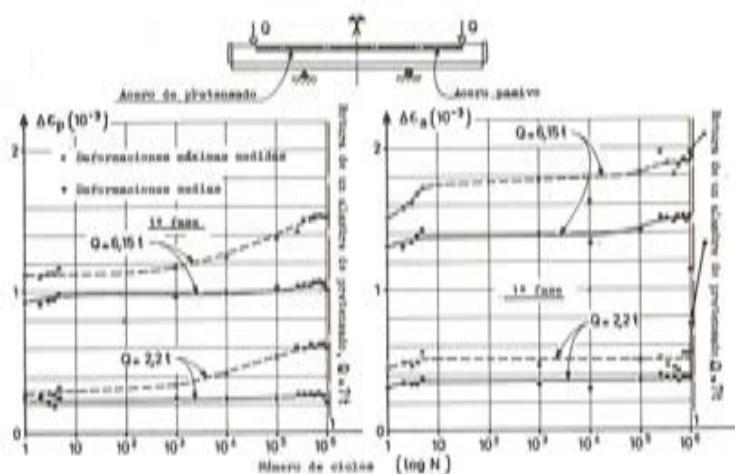


Fig. 17.—Variaciones de las deformaciones relativas de las armaduras en función del número de cargas aplicadas en la primera fase (vigueta B3')

Sin embargo, el efecto de repartición de las fisuras, debido, en el hormigón armado pretensado, a la presencia de armaduras pasivas de alta adherencia (fisuras más numerosas y, por tanto, con menor abertura unitaria) permite en este caso limitar la sobretensión de las armaduras de pretensado. Compárense, pues, las armaduras más descentradas (y situadas al mismo nivel) de las viguetas A1, A2 y A3. Las tensiones y sobretensiones medias (obtenidas a partir de las medidas efectuadas durante cinco meses sobre una longitud de 50 cm) son tanto mayores cuanto menor es el grado de pretensado. Sin embargo, las tensiones locales máximas (medidas sobre una base de 10 cm, situada precisamente sobre una fisura provocada exprofeso) son casi idénticas para todas las clases de pretensado. Se hace constar que las armaduras de pretensado de la vigueta B3 tienen ya desde la primera fase una carga máxima muy próxima a la de su valor de rotura.

TABLA 9
TENSIONES (EN KG/MM²) DE LAS ARMADURAS DE LAS VIGUETAS A

Viguetas	Tensio-nes en capas	Primera fase			Segunda fase		
		0,2 M _R	0,45 M _R	Δσ	0,2 M _R	0,75 M _R	Δσ
A 1	σ_p σ_p	112,3 117,1	115,0 117,9	2,7 0,8	108,5 (95,9) 118,2	132,5 (141,5) 121,9	24,0 (45,6) 3,6
A 2	σ_a σ_p σ_p σ_p	- 9,9 115,3 116,3 117,2	- 5,2 119,1 118,6 118,1	4,8 3,8 2,4 0,9	-10,3 (-17,6) 107,2 (97,0) 109,4 111,5	33,9 (48,4) 137,5 (142,5) 132,9 128,3	34,2 (66,0) 30,3 (45,5) 23,5 16,8
A 3	σ_a σ_p σ_p	-5,2 (-4,7) 119,6 (119,9) 120,5	0 (2,1) 123,4 (125,3) 121,2	5,2 (6,8) 3,8 (5,4) 0,7	-2,8 (-5,2) 108,3 (103,8) 117,2	32,6 (39,6) 139,4 (140,6) 133,0	35,4 (44,8) 31,1 (36,8) 15,8
A 3'	σ_a σ_p σ_p	-13,6 (-12,9) 110,4 (111,3) 108,8	-6,8 (-2,0) 115,6 (118,3) 110,6	6,8 (10,9) 5,2 (6,9) 1,8	-10,4 (-15,9) 109,6 (105,8) 107,8	29,1 (41,0) 135,4 (137,0) 131,9	39,5 (56,9) 25,8 (31,2) 24,1
A 3''	σ_a σ_p σ_p	-6,2 (-5,3) 116,3 (116,9) 115,6	0 (0) 119,5 (121,0) 117,8	6,2 (6,5) 3,2 (4,1) 2,2	-4,6 (-3,2) 110,9 (112,2) 114,9	32,9 (36,9) 135,8 (138,9) 128,8	37,4 (40,2) 24,7 (26,6) 13,9
A 4	σ_a	12,8 (17,0)	23,2 (29,5)	10,4 (12,5)	15,0 (20,7)	41,5 (49,0)	26,5 (28,3)

* Las capas se han dispuesto en orden de excentricidad decreciente. Índices: p: pretensado; a: armadura pasiva.
Las tracciones se cuentan como positivas.

TABLA 10
TENSIONES (EN KG/MM²) DE LAS ARMADURAS DE LAS VIGUETAS B

Viguetas	Tensio-nes en capas	Primera fase			Segunda fase		
		0,2 M _R	0,57 M _R	Δσ	0,2 M _R	0,75 M _R	Δσ
B 1	σ_p σ_p	108,2 112,1	116,7 117,8	8,6 5,7	100,4 (98,9) 105,7 (105,0)	135,0 (137,5) 134,2 (136,3)	34,6 (38,6) 28,5 (31,3)
B 2	σ_a σ_p σ_p	-15,3 (-13,1) 112,9 (114,1) 112,8 (113,4)	-2,2 (5,5) 125,9 (132,6) 123,9 (127,0)	13,1 (18,6) 13,1 (18,4) 11,2 (13,6)	-14,1 (-16,5) 103,3 (104,4) 105,1 (100,0)	20,9 (24,0) 138,3 (140,5) 136,7 (138,5)	35,0 (40,5) 35,0 (36,1) 31,6 (38,5)
B 3	σ_a σ_p	-9,6 (-9,3) 125,5 (127,2)	9,5 (13,2) 141,3 (142,8)	19,1 (22,5) 15,7 (15,6)			
B 3'	σ_a σ_p	-7,1 (-4,4) 121,5 (122,3)	14,1 (19,4) 136,3 (137,1)	21,2 (23,8) 14,8 (14,8)			
B 4	σ_a	12,6 (13,7)	30,3 (33,4)	17,7 (19,7)	11,6 (11,1)	40,0 (43,6)	28,4 (32,5)

V.2 Cálculo de las tensiones en el hormigón

Las tensiones que actúan sobre el hormigón se calculan, como antes, a partir de los esfuerzos medidos en las armaduras y con el momento flector exterior.

Las tablas 11 y 12 presentan los resultados de los cálculos.

TABLA 11
TENSIONES (EN KG/CM²) DEL HORMIGÓN DE LAS VIGUETAS A

Viguetas	1 ^a Fase				2 ^a Fase		σ'_j kg/cm ²	
	Primeros ciclos		Después de 10 ⁶ ciclos		En los primeros ciclos			
	0,2 M _R	0,45 M _R	0,2 M _R	0,45 M _R	0,2 M _R	0,75 M _R		
A1							480	
A2							395	
A3							365	
A3'							470	
A3''							530	
A4							455	

Los valores entre paréntesis en la 2^a fase son los correspondientes a considerar un diagrama rectangular para las compresiones del hormigón. Para A4, la tensión de la armadura viene dividida por $n = 8,1$ (véase tabla 13).

Bajo la acción del momento mínimo, las viguetas de la clase I a III se encuentran comprimidas por completo. Cuando el momento es máximo, las de las clases III y IV sin duda alguna se fisuran.

En los primeros ciclos de la primera fase de ensayos, y para las viguetas de hormigón armado pretensado, el no considerar el hormigón que trabaja a tracción conduciría a resultados absurdos e incompatibles con lo que se viene observando. (fig. 18 b).

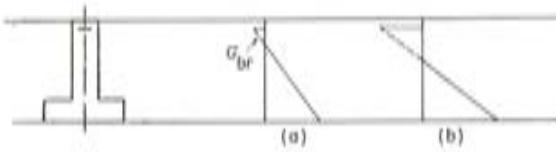
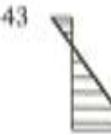
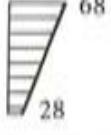
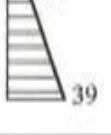
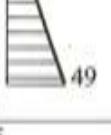
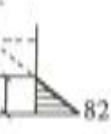
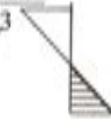


Fig. 18.

TABLA 12
TENSIONES (KG/CM²) EN EL HORMIGON DE LAS VIGUETAS B

Viguetas	1 ^a Fase Primeros ciclos		2 ^a Fase Primeros ciclos		σ'_t kg/cm ²
	0,2 M _R	0,57 M _R	0,2 M _R	0,75 M _R	
B 1		-43		86	450
B 2		-68		57	370
B 3		-71		214	440
B 3'		-100		236	440
B 4		3120		1115/7.3	450
				4160/7.3	
				308	

Para la B4, la tensión de la armadura viene dividida por $n = 7,3$ (tabla 13).

Los cálculos, por tanto, se han efectuado suponiendo un diagrama lineal de tensiones en el hormigón, incluso parcialmente trabajando a tracción de modo que $|\sigma_b| < |\sigma_{bf}|$ (fig. 18 a).

El valor de cálculo de la resistencia aparente del hormigón a la tracción σ_{bf} viene dado en las tablas 11 y 12, en los croquis referentes a la primera fase. Estos se han comparado con los resultados directamente sobre las piezas sometidas a flexión, que después de multiplicados por el clásico factor 0,6, valen por término medio, 30 kg/cm².

En cambio, después de un millón de ciclos de carga, los cálculos deben efectuarse admitiendo que el hormigón sometido a tracción se fisura. La repetición de las cargas reduce, pues, digamos anula, la resistencia a tracción del hormigón. Esto confirma, cuando las cargas son susceptibles de ser repetidas, lo bien fundamentado que está el método de cálculo habitual, que precisamente desprecia tal resistencia a la tracción.

TABLA 13
COEFICIENTE INSTANTANEO DE EQUIVALENCIA ACERO-HORMIGON $n = \frac{E_a}{E_{bl}}$

	Viguetas rectangulares A						Viguetas en T simple. B				
	1	2	3	3'	3''	4	1	2	3	3'	4
Primeros ciclos 0,2 M _r a M _s	5,39 5,74	5,82 6,55	5,60	5,70	5,94		6,16 (a)	6,19 (a)	6,93 (a)	5,00 (a)	
	(c)	(c)	(a)	(a)	(a)	8,11 (b)					7,30 (b)
Después de 10 ⁶ ciclos 0,2 M _r a M _s	5,98 6,15	5,97 5,31					6,01 (a) 5,31 (b)				
	(c)	(b)	(b)	(b)	(b)		(b)			/	/

(a) y (b) corresponden respectivamente a los diagramas de tensiones (a) y (b) de la figura 18. (c) indica una sección no fisurada.

De los valores que aparecen en la tabla 13 se puede deducir que el coeficiente de equivalencia acero-hormigón es alrededor de 6.

V.3 Fisuración de las piezas de ensayo

V.3.1 Viguetas A (de sección rectangular): (figs. 19 y 20).

a — Primera fase de los ensayos.

La viga A1, de hormigón pretensado, no se fisuró.

La viga A2, en la cual el esfuerzo máximo de tracción ha llegado a alcanzar los 41 kg/cm², no llegó a fisurarse en forma visible mas que al término de 10.000 ciclos. Las fisuras se formaron sobre las aristas superiores, después se fueron propagando hasta formar una sola y llegando a cortar la cara superior, a medida que aumentaban las cargas. En cambio las viguetas A3 se fisuraron desde que se les aplicó la primera carga y tales fisuras se propagaron rápidamente hasta alcanzar el mismo nivel que la capa de armaduras activas más centradas; posteriormente no se propagaron apenas. Al cabo de un millón de ciclos su fisuración era notablemente menos pronunciada que la que presentaba la A4, en lo que se refiere a longitud afectada, número, altura y apertura de las fisuras.

La fisuración de la A4, sobrevino desde el primer escalón de carga para un 0,2 M_R, apareciendo algo estabilizada al finalizar la primera fase.

b — Segunda fase.

Desde los primeros ciclos de carga la A1 se fisuró y las otras viguetas, bruscamente, experimentaron un aumento en su fisuración. Esta fisuración se fue desarrollando de una forma continua a medida que se las fue cargando, hasta llegar a la rotura de las piezas. Pero la fisuración de las viguetas de la clase III resultó más fina y estuvo mejor repartida que en la A1 o en la A2.

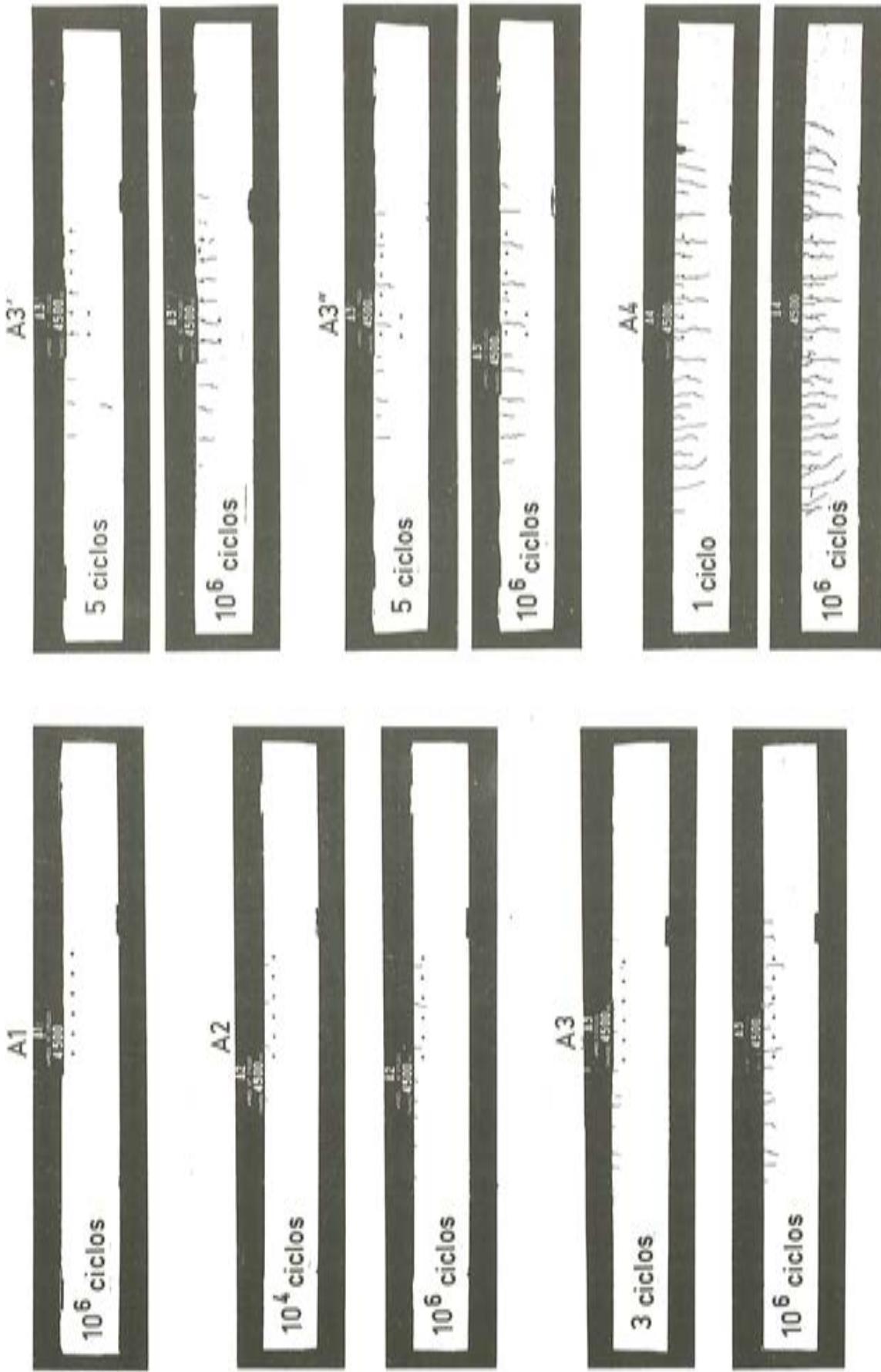


Fig. 19.—Viguetas A en primera fase.

Fig. 20.—Viguetas A en primera fase (continuación).

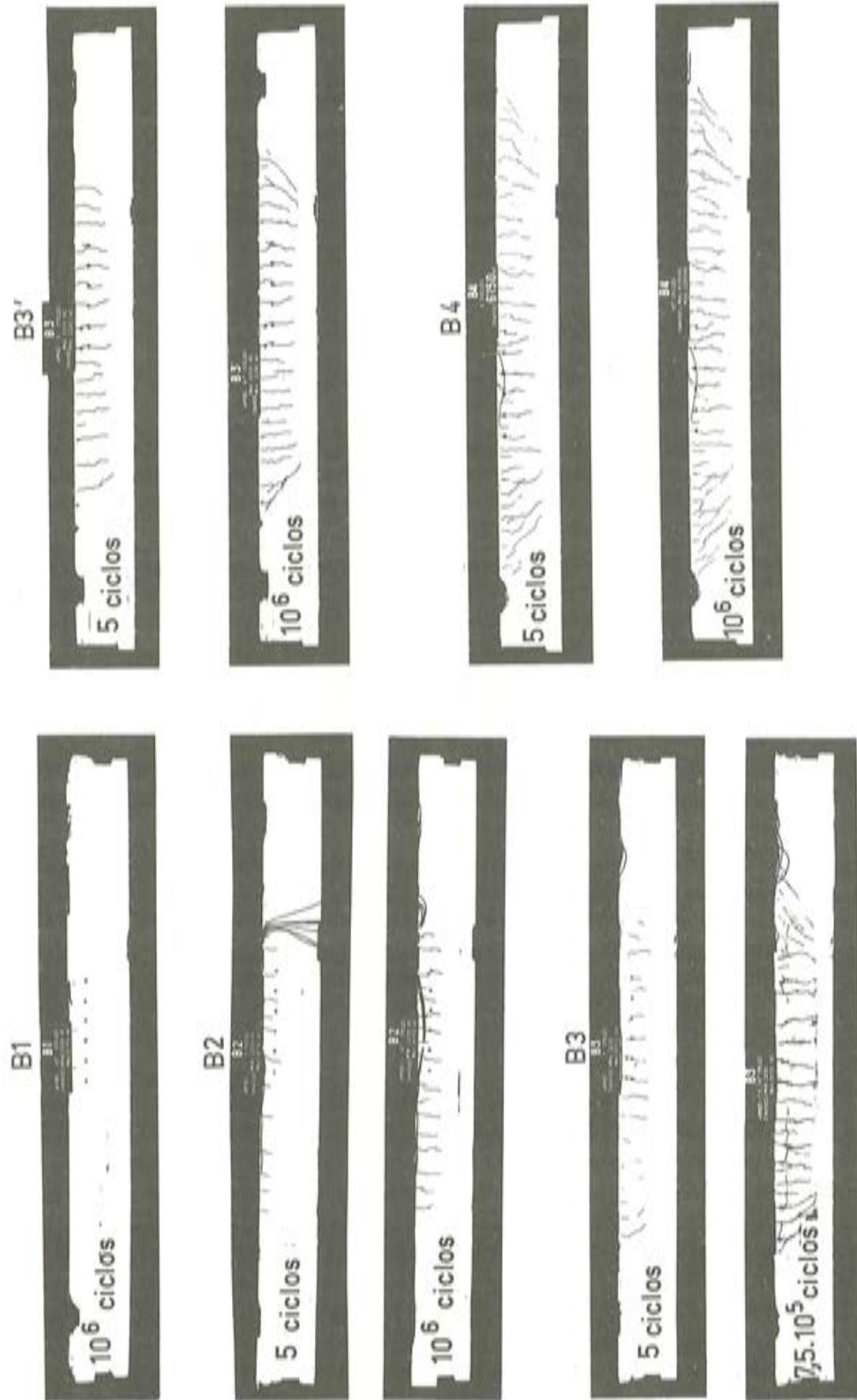


Fig. 21.—Viguetas B en primera fase.

Fig. 22.—Viguetas B en primera fase (continuación).

V.3.2 Viguetas de la serie B (de sección en T): (figs. 21 y 22).

Excepto para la B3, las comprobaciones efectuadas son análogas a las del caso precedente, pero la fisuración ha sido más importante; las B1 y B2 se fisuraron con la primera carga (si bien en la B1 se produjo la fisuración más superficialmente).

La viga B3, que se ensayó bajo un rociado continuo de agua por su cara puesta en tracción, tuvo un comportamiento deficiente. Se observó, con la repetición de las cargas, una rápida degradación del hormigón hacia la parte de la derecha de las fisuras (al principio de flexión, después de adherencia a lo largo de las armaduras), causadas por el agua absorbida y después expulsada a gran velocidad, o, en otro caso, aprisionada a fuerte presión.

V.4 Rotura de las piezas de ensayo

V.4.1 En las tablas 14 y 15 se describen las distintas formas de producirse las roturas en las viguetas A y B respectivamente.

V.4.2 Todas las viguetas A se comportaron muy bien durante el millón de cambios de la primera fase. No se rompieron hasta la segunda fase debido a la rotura por fatiga de las armaduras pasivas, excepto la viga A1 que no estaba dotada de tal armadura y cuya rotura fue debida a la fractura de una armadura activa.

La figura 23 muestra el aspecto que presentaba la rotura observada en estas armaduras, que ha sido de tipo frágil, sin estricción. La rotura de la viga A4 ha estado precedida por una pérdida de adherencia de sus armaduras (fisura longitudinal sobre su superficie superior) antes de romperse, por fatiga, las armaduras situadas en este plano de fisura.

V.4.3 Las viguetas B se rompen con fractura por agotamiento de las armaduras activas, excepto la B4 que no se comportó así. Estas roturas se producen sistemáticamente en las inmediatas proximidades de los topes de medidas. Es poco probable que éstos hayan dañado el alambre. Creemos, más bien, que las aberturas en el hormigón, que se necesitaron para colocar los topes, han favorecido su fisuración y, por tanto, la sobretensión de las armaduras de la parte de la derecha.

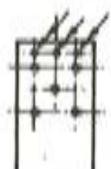
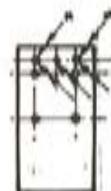
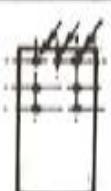
La viga B3 se llegó a romper a partir de la primera fase, debido a la rotura de un alambre de pretensado, después de, aproximadamente, 500.000 ciclos de carga. Esta rotura prematura puede explicarse por el hecho de que el valor de la tensión máxima medido en sus armaduras activas ($142,3 \text{ kg/mm}^2$, tabla 10) era muy elevado, próximo a la tensión $T_{0,1}$ (143 kg/mm^2). La viga, sin embargo, soportó además 300.000 ciclos, hasta la rotura de dos armaduras pasivas. El examen de las "facies de rotura", que fue de tipo frágil, no ha permitido determinar una posible influencia de la corrosión. Es preciso señalar que esta pieza fue ensayada en un ambiente saturado de agua.

En la B3' la fractura no afectó al alambre galvanizado, señalándose que en el mismo no se había instalado ningún dispositivo de medidas. El posterior examen del alambre en el L.C.P.C. demostró que no presentaba, después del ensayo, ningún defecto en el galvanizado.

La viga B4 presentaba la zona de tracción destruida por pérdida de adherencia de sus armaduras. Inmediatamente se dejó de aplicar la carga dinámica. A continuación se sometió la viga a una carga estática, rompiéndose por fractura frágil (sin estricción) de una de las barras TT 14.

V.4.4 Se destaca que cuando la rotura se produce por agotamiento de una armadura pasiva, generalmente suele ocurrir que es el conjunto de estas armaduras (casos como en la A2, A3' y A3'') o al menos varias de ellas (como en el caso de las A3 y A4) las que rompen simultáneamente y bruscamente.

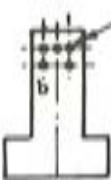
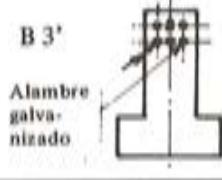
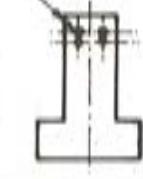
TABLA 14
ROTURA DE LAS VIGUETAS A

Viguetas	Armaduras		Modalidades de rotura: en 2 ^a fase (bajo cargas repetidas) entre 0,2 y 0,75 M _R , o sea, Q = 2 t y 7,5 t.
	Activa	Pasiva	
A 1		6 φ 7	—
			Rotura del alambre de pretensado después de 231.000 ciclos. A continuación, rotura bajo carga estática Q = 7,7 t (0,78 M _R).
A 2		5 φ 7	3TT6
			Rotura de 3 armaduras pasivas después de 86.000 ciclos.
A 3 A 3"		4 φ 7	2TT10 + 1TT10
			Rotura de dos aceros pasivos (2 TT 10 *) después de 108.000 ciclos.
A 3'		4 φ 7	2TT10 + 1TT6
			Rotura de 3 armaduras pasivas después de 88.000 ciclos.
A 4		—	3TT10 + 3TT12
			Principio de rotura por adherencia (fisuración longitudinal de la cara superior) después de 420.000 ciclos. Rotura de dos aceros centrales TT 10 y 12, después de 420.000 ciclos.

Nota:  Acero roto por agotamiento.

Por el contrario, la rotura por agotamiento de un alambre de pretensado no implica inmediatamente otra rotura de la armadura. Además, los ensayos estáticos efectuados posteriormente con las viguetas correspondientes muestran que la resistencia estática de la viga (tabla 16), calculada teniendo en cuenta que las armaduras permanecen intactas, no parece disminuir.

TABLA 15
ROTURA DE LAS VIGUETAS B

Viguetas	Armaduras		Modalidades de rotura
	Activa	Pasiva	
B 1		5 ϕ 7	—
			En la 2 ^a fase (entre 0,2 y 0,75 M _R ; es decir, entre Q = 2,2 t y 8,2 t): Rotura por fatiga de un alambre de ϕ 7 después de 196.000 ciclos. Seguidamente la vigueta rompió bajo carga estática de 9,2 t para el acero (b) con aplastamiento del hormigón.
B 2		4 ϕ 7	2TT8
			En la 2 ^a fase: Rotura por fatiga de un alambre ϕ 7 después de 88.000 ciclos. Seguidamente se rompió la vigueta bajo carga estática Q = 6,8 t.
B 3		3 ϕ 7	2TT8 + 2TT10
			En la 1 ^a fase: (Ensayo de fatiga en ambiente húmedo). Rotura de un alambre de ϕ 7 hacia los 500.000 ciclos; después dos aceros pasivos al cabo de 800 mil ciclos. Finalmente, rotura de la vigueta bajo carga estática Q = 6,8 t.
B 3'		3 ϕ 7	2TT8 + 2TT10
			En la 2 ^a fase: Rotura de un alambre de ϕ 7 durante el primer ciclo de carga. Seguidamente la vigueta se rompió bajo una carga estática Q = 9,2 t con aplastamiento del hormigón.
B 4			4TT14
			En la 2 ^a fase: Pérdida de adherencia por destrucción de la zona de tracción después de 170.000 ciclos. Despues rotura frágil de una barra ϕ TT 14 bajo carga estática Q = 8,7 t.

Nota:  Acero roto por fatiga.

TABLA 16

Vigueta	A1	B1	B2	B3'
$\frac{Q_u \text{ exper.}}{Q_u \text{ calc.}}$	0,97	1,00	1,02	1,01

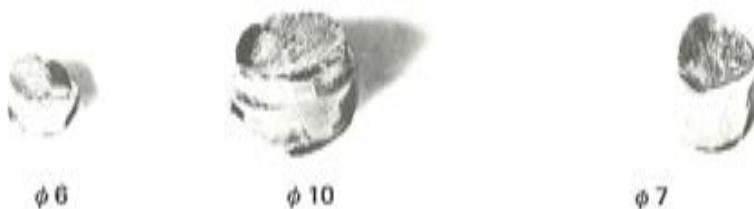


Fig. 23.—Ejemplos de roturas por agotamiento de las armaduras.

VI.—ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE LAS DIFERENTES CLASES

VI.1 Comportamiento en servicio normal (primera parte de los ensayos)

VI.1.1 Fisuración

a — Las figuras 24 (serie A) y 25 (serie B) nos permiten comparar las aberturas residuales máximas que presentan las viguetas de las clases II y III con las que se observan en el hormigón armado o en el hormigón pretensado.

b — Las viguetas de las clases II y III presentan una fisuración francamente menos abierta que las de hormigón armado. Además, y esto es un hecho extremadamente favorable respecto a estos elementos constructivos, sus fisuras se vuelven a cerrar cuando se retira totalmente la carga (serie A), o se cierran casi por completo (serie B, cuyas fisuras bajo carga nominal resultan inferiores a 20μ) mientras que en el hormigón armado, las aberturas residuales de las fisuras son francamente apreciables y crecen a medida que aumentan las cargas.

c — La fisuración de las viguetas de las clases II y III está mejor distribuida que la que presentaría una pieza de hormigón pretensado en el caso de que, por una causa accidental, se sobrepasasen las sobrecargas nominales. Esto sucede así gracias a la presencia de las armaduras pasivas.

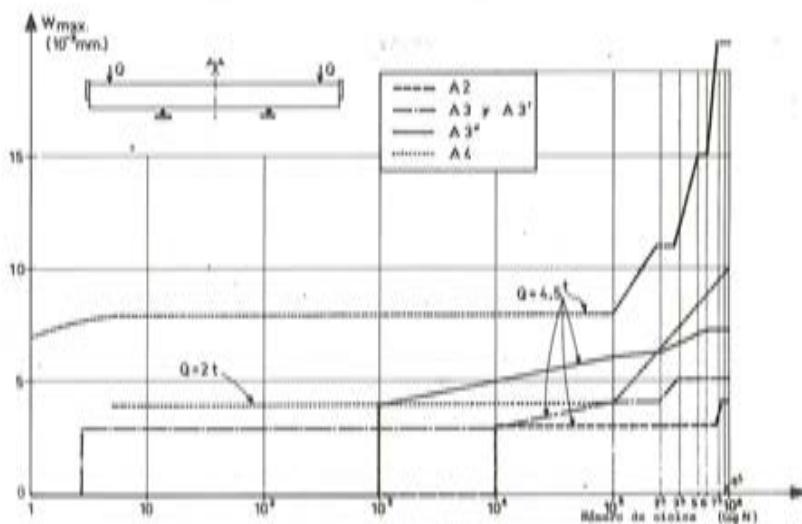


Fig. 24.—Aberturas máximas de las fisuras en la cara superior de las viguetas A (primera fase).

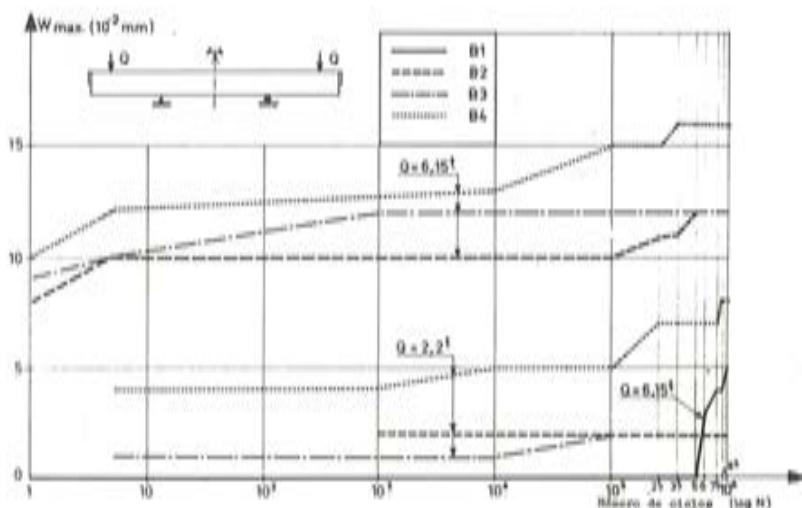


Fig. 25.—Aberturas máximas de las fisuras en la cara superior de las viguetas B (primera fase).

VI.1.2 Flechas

Las flechas (figs. 26 y 27) de las viguetas A de las clases II y III son de valor intermedio entre las de las viguetas.

a — En hormigón pretensado: Estas, que no estaban fisuradas, presentaban evidentemente las flechas más pequeñas. Sus flechas máximas y residuales únicamente aumentan un poco con la repetición de las cargas y bajo el efecto clásico llamado de aceleración de fluencia mediante cargas repetidas.

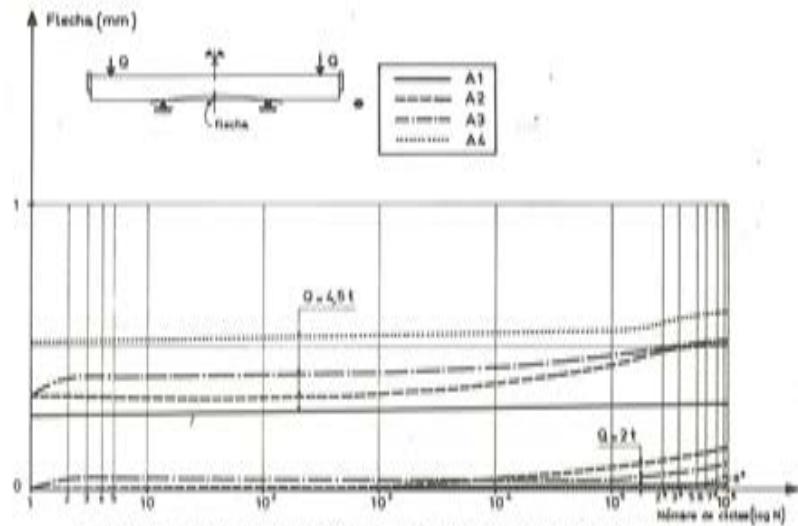


Fig. 26.—Flechas de las viguetas A durante la primera fase.

b — En hormigón armado (A4 y B4): éstas presentaban las mayores flechas, siendo de una y media a dos veces superiores que las que presentaban las viguetas de hormigón pretensado. La influencia de la repetición de las cargas es igualmente más notoria, pues provoca el desarrollo de la fisuración del hormigón en tracción y acelera la fluencia del hormigón que se encuentra trabajando a compresión, sobre una altura reducida y, por tanto, a un elevado valor.

Ahora bien, si el pretensado que se aplica en los sistemas intermedios es débil frente a las cargas aplicadas (vigueta B3', fig. 27), las deformaciones llegan a ser tan elevadas como las

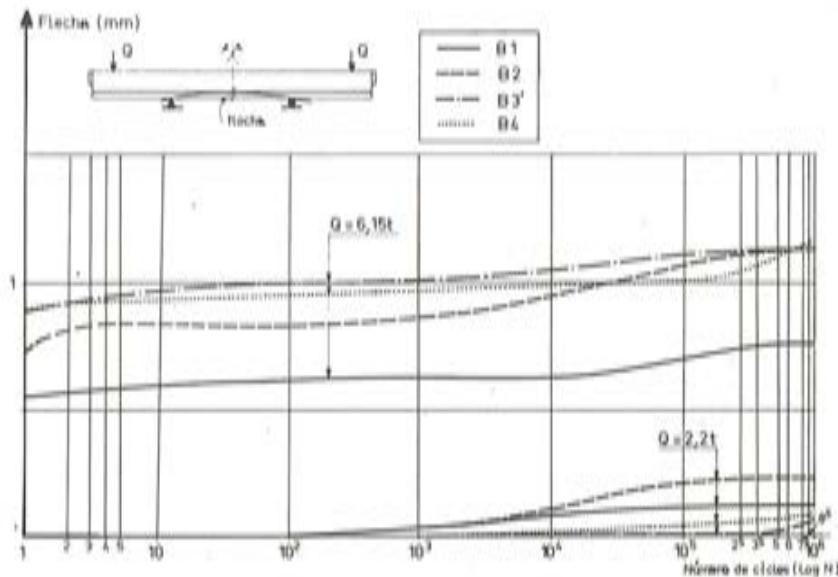


Fig. 27.—Flechas de las viguetas B durante la primera fase.

del hormigón armado. Además cuando las viguetas de las clases II y III se fisuran poco bajo las primeras cargas o se fisuran bajo las cargas repetidas, se observa un acrecentamiento de la flecha bajo la carga mínima que corresponde al establecimiento y estabilización de la fisuración.

VI.2 Comportamiento a la fatiga de las diferentes clases (segunda fase de los ensayos)

El hecho más importante que es preciso destacar es el de que todas las viguetas ensayadas se comportaron bien durante el millón de ciclos de la primera fase de los ensayos con, a lo sumo, un aumento de la fisuración y las deformaciones. Es, pues, preciso recurrir a las solicitudes repetidas, mucho más agresivas, de la segunda fase para conseguir su rotura.

Unicamente la vigueta B3 se rompió en el curso de la primera fase, pero nos consta que fue debido a que la sobretensión de las armaduras llegó a ser tal que estuvo lindando con su tensión de rotura. La resistencia a la fatiga de todas las viguetas viene limitada por la de sus armaduras y no por la del hormigón, aunque sus tensiones calculadas alcancen valores del orden de $0,8 \sigma'_s$, con variaciones cíclicas de $0,55 \sigma'_s$ (A2 y A3 en la 2^a fase). Ahora bien, ensayos precedentes muestran que el límite de durabilidad del hormigón a compresión simple parece sobrepasar el $0,6 \sigma'_s$ (2).

La tabla 17 da los valores extremos de las tensiones σ en las armaduras, obtenidos a partir de las medidas de alargamiento e , de una parte, y de los diagramas (σ, e) establecidos mediante ensayos a tracción simple, por otra parte.

Las distancias, que se toman para las medidas de los valores de e , tienen una longitud de 10 cm. Estas tensiones son las medias, inferiores a los valores máximos obtenidos en puntos muy localizados, precisamente a la derecha de las secciones fisuradas. Los valores indicados son relativos a la segunda fase de los ensayos, salvo para B3 (rota en la primera fase) y para la B3' (rota en el curso del primer ciclo de la segunda fase).

Se han resumido los resultados del comportamiento a la fatiga de las armaduras pasivas sobre un diagrama *Goodmann-Smith* (fig. 28) y aquéllos relativos a las armaduras de pretensado sobre un diagrama de *Hatigh* (fig. 29) (7). Los símbolos blancos representan las tensiones extremas soportadas sin llegar a la rotura durante el millón de ciclos de la primera fase y los símbolos negros representan a aquéllos en los que se ha producido la rotura bajo las solicita-

ciones mucho más energéticas, de la segunda fase, y al cabo de un número de ciclos variable, pero del orden de 10^8 (excepto B3 y B3'). Las coordenadas de los símbolos negros vienen dadas en la tabla 17. Estas representaciones permiten delimitar, de una forma cualitativa y muy aproximada, el orden del valor de la solicitación admisible para las armaduras. La frontera es una línea comprendida entre los dos grupos netamente distintos de puntos negros y blancos.

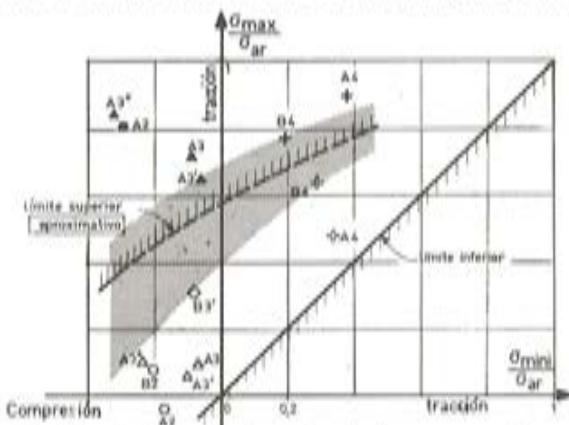


Fig. 28.—Resistencia a la fatiga de los aceros pasivos (Tentor) para un millón de ciclos.

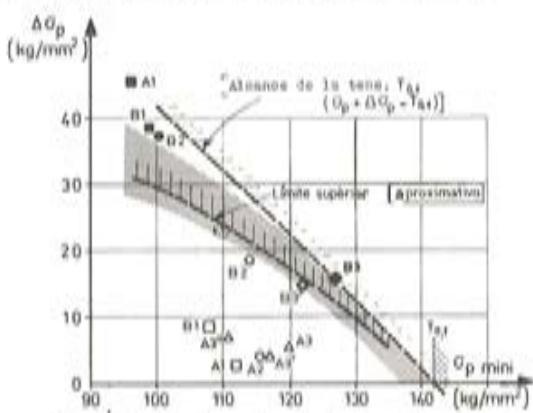


Fig. 29.—Resistencia a la fatiga de los alambres de pretensado (C. 7. E.S.A.) para un millón de ciclos.

El fin de la investigación no es otro que estudiar la resistencia propia a la fatiga de las armaduras empleadas, no es, pues, extraño que el pequeño número de ensayos efectuados no permita precisar bien esta frontera. A lo sumo se podrá estimar que la seguridad, con respecto a la rotura por fatiga (con un millón de alternancias) de las armaduras empleadas vendrá asegurada si:

a — para las armaduras pasivas: su tensión de tracción máxima calculada, sin tener en cuenta la precompresión debida al pretensado (o su variación en la tensión de tracción, en el caso contrario) resulta inferior a aproximadamente $0,60 \sigma_{ar}$ (es decir $2/3$ de σ_{en});

b — para las armaduras de pretensado: su sobretensión no debe sobrepasar un valor que ha de ser próximo a 30 kg/mm^2 para una tensión, en ausencia de la carga σ_p , del orden de 100 kg/mm^2 (o sea, el $0,7 T_{0,1}$ ó el $0,6 R$).

VII. CONCLUSIONES

VII.1 La resistencia a la fisuración y la deformabilidad de los elementos de hormigón armado pretensado deben ser estimadas teniendo en cuenta el efecto desfavorable que representa la resistencia opuesta por las armaduras pasivas, por una parte, a la acción del pretensado y, por otra, a la retracción del hormigón.

VII.2 Los ensayos bajo cargas repetidas han demostrado el buen comportamiento, bajo las solicitudes de servicio normales, de las viguetas de hormigón pretensado, de hormigón armado y en las viguetas de las clases intermedias II y III, teniendo en cuenta que para estas últimas existe una cierta limitación en lo que se refiere a las variaciones de las tensiones de sus armaduras, ninguna de ellas ha presentado alteración excepcional o inadmisible alguna hasta un millón de ciclos de carga. Unicamente se ha podido observar un ligero aumento de la fisuración y de las deformaciones con el número de repetición de las cargas.

VII.3 Los niveles de variación de los esfuerzos de tracción son los responsables, tanto para las armaduras activas (serie A) como para las pretensadas (serie B), del agotamiento por fatiga. Pero estas roturas no únicamente deben ser atribuidas a la resistencia propia a la fatiga

TABLA 17

Vigueta	σ_a	$\Delta \sigma_a$	Nº de ciclos en la 2 ^a fase	σ_p	$\Delta \sigma_p$
	kg/mm ²	kg/mm ²		kg/mm ²	kg/mm ²
A1	—	—	231.000	95,9 a 141,5	45,6 **
A2	-17,6 a 48,4	66,0 *	86.000	97,0 a 142,5	45,5
A3	- 5,2 a 39,6	44,8 *	108.000	103,8 a 140,6	36,8
A3'	- 3,2 a 36,9	40,2 *	88.000	112,2 a 138,5	26,6
A3''	-15,9 a 41,0	56,9 *	54.000	105,8 a 137,0	31,2
A4	-20,7 a 49,0	28,3 *	467.000	—	—
B1	—	—	196.000	98,9 a 137,5	38,6 **
B2	-16,5 a 24,0	40,5	88.000	100,0 a 138,5	38,5 **
(B3)	(- 9,3 a (13,2)	(22,5)	—	(127,2) a (142,8)	(15,6) **
(B3')	(- 4,4 a (19,4)	(23,8)	0	(122,3) a (137,1)	(14,8) **
B4	111,1 a 43,8	32,5 *	170.000	—	—

* Rotura por los aceros pasivos;

** Rotura por los aceros activos.

Los valores entre paréntesis se han obtenido en la primera fase, del acero utilizado, sin otra influencia que proceda de su empleo como armadura en los elementos de hormigón armado pretensado.

VII.4 El presente estudio es únicamente una primera fase, esencialmente orientativa, sobre la investigación emprendida en el Centre d'Essais des Recherches de Saint-Rémy - Les Chevreuses. Sería muy conveniente completarlo con el estudio del comportamiento de las construcciones de hormigón armado pretensado, comparadas unas y otras entre sí, especialmente:

- la repetición de cargas lentas (frecuencia de aplicación próxima a un Hertzio, y por tanto, 10 veces más débil que los presentes ensayos).
- del esfuerzo cortante bajo cargas repetidas.

REFERENCIAS

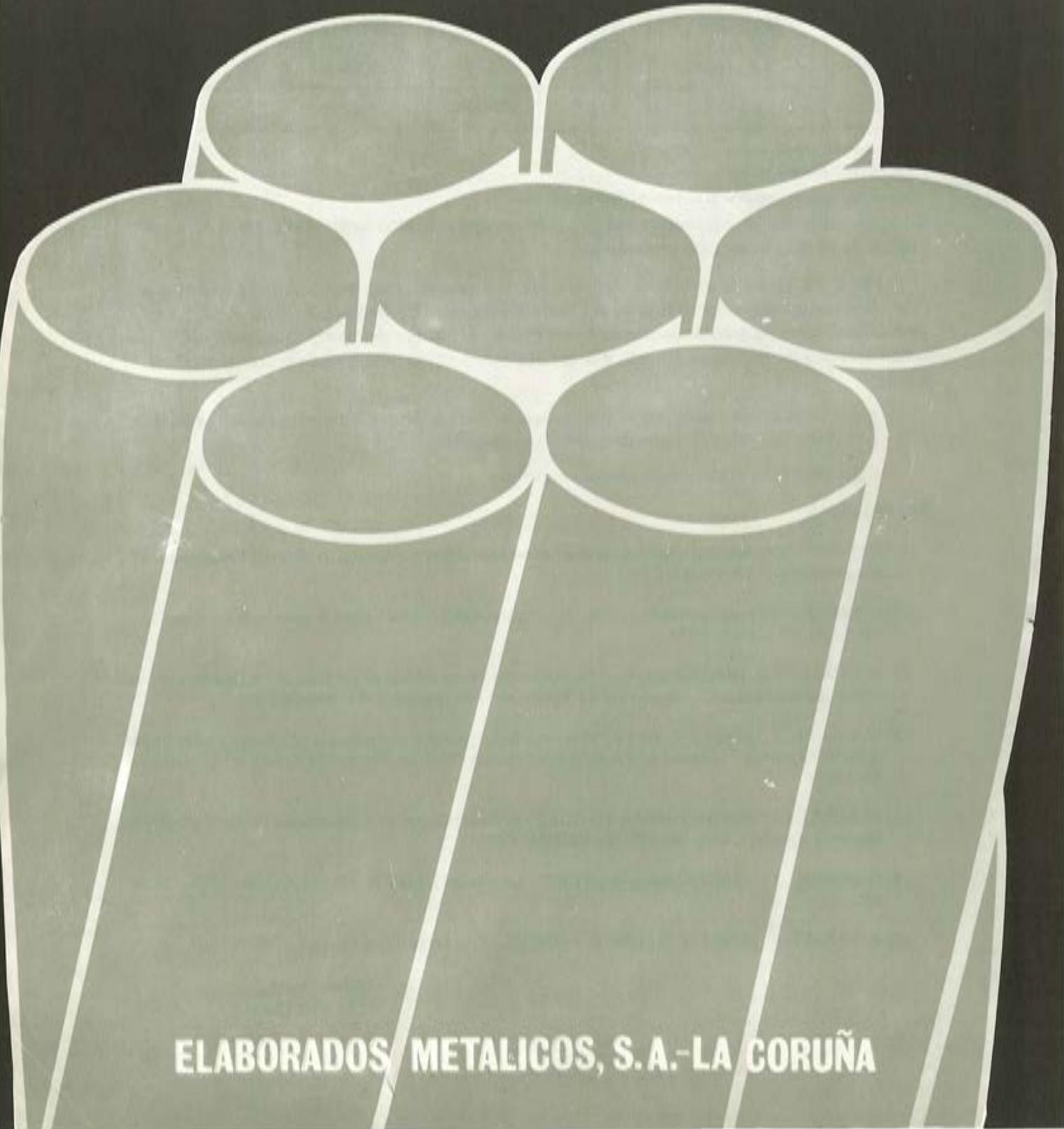
- (1) CEB-FIP — "Recomendaciones internacionales para el cálculo y ejecución de obras de hormigón", 6º Congreso de la F.I.P. Praga (1970).
- (2). TRINH — "Hormigón armado pretensado — Notas bibliográficas". Boletín interno de información el S.E.S., Nº 2, mayo 1971.
- (3) A. GHALI — J.M. DEMOURIEUX — "Un nuevo método de cálculo de pérdidas de pretensado y su comprobación experimental". Annales del I.T.B.T.P., Nº 286, octubre, 1971. Serie BP/74.
- (4) W. DILGER, A. GHALI, P.C. JHA — "Efecto de la elasticidad y recuperación por fluencia sobre las pérdidas de pretensado". Journal of the American Concrete Institute (Proceeding V. 64), Nº 12, diciembre 1967.
- (5) W. KRUGER — "Esfuerzos debidos a la fluencia en las armaduras y en el hormigón de las secciones doblemente armadas". Simposio AIPC de Madrid (1970).
- (6) G. DREUX — "Central del hormigón del CES", Annales del I.T.B.T.P., Nº 238, Octubre 1967, Serie BRA/92.
- (7) R. CAZAUD, C. POMEY, P. RABBE, C. JANSEN — "La fatiga de los metales", Dunod 1969.

Traducido por
C. Sánchez Castro.

EMESA

**Stress - Relieved STRAND and WIRE for prestressed concrete
& Low relaxation**

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

I. E. T. C. C.

Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

ANDECE

Agrupación Nacional de Derivados del Cemento

Secretaría del Sello: Costillares (Chamartín) - Madrid-33 - Apartado 19002 - Teléf. 202 04 40

SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS

Fábricas que han solicitado el Sello

- * AEDIMUM, S. A.
Basaúri (Vizcaya)
Tfno. 49 39 99
- * AEDÍUM SORBAN, S. A.
Calahorra (Logroño)
Tfno. 13 17 50
- APLICACIONES DEL HORMIGÓN, S. A.
La Coruña
Tfno. 26 12 87
- ** CADE, S. A.
San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 671 05 34
- CAMARA, S. A.
Poyo (Pontevedra)
Tfno. 85 06 08
- CAMARA, S. A.
Valladolid
Tfno. 25 37 54
- HIFORCEM, S. A.
Sevilla
Tfno. 37 37 00
- HORTE, S. A.
Dos Hermanas (Sevilla)
- MAHEMA
Granollers (Barcelona)
Tfno. 870 14 50
- * PREFABRICADOS AEDIMUM, S. A.
Burgos
Tfno. 20 56 68
- * PREFABRICADOS ALAVESES, S. A.
Vitoria
Tfno. 22 21 66
- * PREFABRICADOS STUB, S. A.
Martorell (Barcelona)
Tfno. 875 13 50
- * PRETENSADOS AEDIMUM, S. A.
Pamplona (Navarra)
Tfno. 22 14 20
- PRETENSADOS DEL LOURO, S. L.
Porriño (Pontevedra)
Tfno. 295
- SAEM, S. A.
Puerto de Sagunto (Valencia)
Tfno. 77 11 50
- TEJERIAS LA COVADONGA, S. A.
Mallaíto (Santander)
Tfno. 22 27 90
- * TENSYLAND, S. A.
Gironella (Barcelona)
Tfno. 218 05 12
- TUBOS BORONDO
Madrid
Tfno. 478 81 00
- VIGUETAS MUBEMI, S. A.
Torrente (Valencia)
Tfno. 55 17 18
- VIGUETAS NAVARRA
Huarte (Navarra)
Tfno. 33 00 81



SELLOS EN VIGOR

- Cietan VP-1 — DOMO-SAINCE, S.A.
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 293 08 30
- Cietan VP-2 — AGUSTI, S.A.
Fábrica de Bañolas (Gerona)
Tfno. 44
- Cietan VP-3 — AGUSTI, S.A.
Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona)
Tfno. 20 21 50
- Cietan VP-4 — ENAGA, S.A.
Fábrica de Pozuelo de Alarcón (Madrid)
Tfno. 291 08 58
- Cietan VP-5 — PREFABRICADOS Y SUMINISTROS, PRESUM, S.A.
Fábrica de Sevilla
Tfno. 23 42 32
- Cietan VP-6 — MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.
Fábrica de Benicarló (Castellón)
Tfno. 47 15 50
- Cietan VP-7 — S.A. DE HORMIGONES ESPECIALES (SAHE)
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 888 19 00
- Cietan VP-8 — PIEZAS MOLDEADAS, S.A. (PIMOSA)
Fábrica de San Adrián de Besós (Barcelona)
Tfno. 381 03 50
- Cietan VP-9 — COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S.A. (CADE)
Fábrica de San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 671 05 34

(ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente

* Fábrica pendiente de confirmar su continuidad en el SELLO

** Último SELLO concedido.

Abril 1978

¿Qué es el Sello de Conformidad CIETAN?

El Sello de Conformidad CIETAN (anagrama formado por las iniciales: C, de conformidad; IET, del Instituto Eduardo Torroja; y AN, de ANDECE) es un distintivo o marca creado, a iniciativa de la Agrupación Nacional de los Derivados del Cemento (ANDECE), con la colaboración del Instituto Eduardo Torroja, que acredita que los productos que lo ostentan cumplen con las Especificaciones de fabricación y control de calidad, previamente elaborados por el correspondiente Comité mixto de redacción, integrado por fabricantes del producto en cuestión y personal especializado del I.E.T.c.c.

¿Quiénes pueden solicitar la concesión del CIETAN?

Todos los fabricantes de productos prefabricados derivados del cemento, y que hayan sido normalizados por el adecuado Comité mixto de redacción, que voluntariamente se comprometan a cumplir las prescripciones contenidas en las respectivas Especificaciones y en los Estatutos relativos a su concesión, uso y divulgación y estén dispuestos a someterse a las oportunas inspecciones de control, que llevará a cabo el Instituto Eduardo Torroja.

¿Qué requisitos se precisan para la obtención del CIETAN?

En el escrito de solicitud deberá acreditarse cumplidamente que el fabricante solicitante posee las instalaciones y medios de control adecuados para garantizar que los productos fabricados para los que se solicita reúnen las características de idoneidad exigidas en la respectiva Especificación.

La veracidad de estos datos será comprobada por la Inspección del Sello, la cual propondrá a la Comisión del Sello, en vista de los resultados obtenidos, su concesión o denegación.

¿Quién otorga o anula el CIETAN?

La Comisión del Sello, que estará constituida por representantes de distintos Departamentos ministeriales, Instituto Eduardo Torroja, ANDECE, Asociaciones técnicas, Colegios técnicos profesionales y Fabricantes titulares del Sello, con una organización distinta para cada grupo de productos.

¿Quién controla el CIETAN?

El control próximo, o autocontrol, lo llevará a cabo el propio fabricante, quien vendrá obligado a realizar los ensayos diarios que se señalen en la Especificación.

El control remoto, o supervisión del autocontrol, corresponderá a la Comisión del Sello, a través de las correspondientes Inspecciones, cuyo alcance y valoración de resultados se establece en los Estatutos y que pueden determinar la anulación del Sello cuando estos resultados acrediten el incumplimiento de las condiciones voluntariamente aceptadas por el solicitante.

¿Qué productos se benefician actualmente del CIETAN?

Las viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado y cerámica pretensada, de acuerdo con las Recomendaciones V.P.-71.

Actualmente están en preparación las Recomendaciones relativas a TUBOS DE HORMIGÓN, BALDOSAS DE TERRAZO Y BLOQUES DE HORMIGÓN, por lo que en fecha próxima se podrán acoger al Sello CIETAN todos los fabricantes de estos productos que lo deseen.

Si desean ampliar la información sobre las condiciones y alcance de este Sello pueden dirigirse a ANDECE o al I.E.T.c.c.

Anexo.

Hormigón armado pretensado (Clase III).

Determinación de la armadura pasiva mínima a ubicar en una sección específica y para un pretensado dado

Por Jacques Fauchart (1)

0. INTRODUCCION

0.1 Notaciones

0.1.1 Consideremos, para simplificar, una viga horizontal simplemente apoyada (y por tanto isostática) y su sección media vertical. En la sección que se estudia, dicha viga está sometida, a consecuencia de las cargas exteriores, a un momento fletor positivo, de valor máximo M (fig. 1).

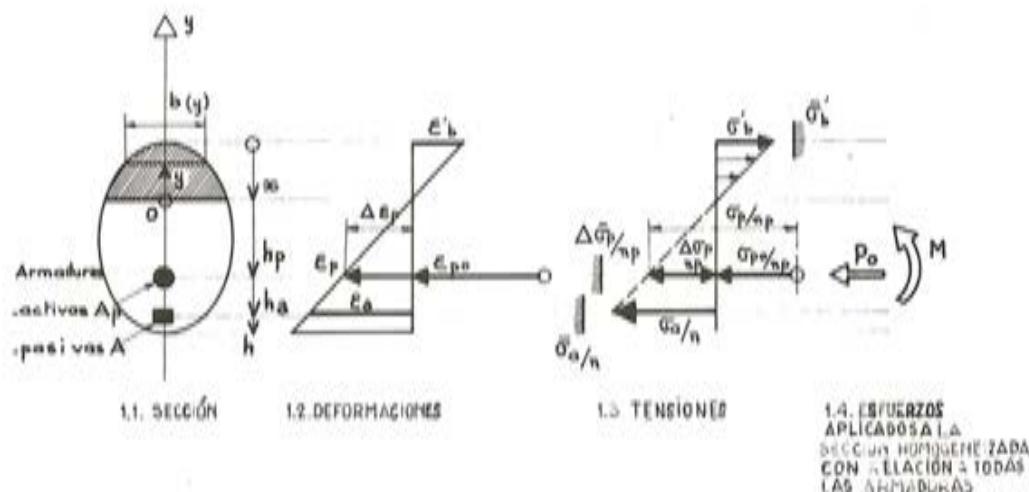


Figura 1

(1) Esta nota se empezó a redactar en 1970, con la eficaz colaboración de los ingenieros-alumnos del CHEBAP (Y. Maury) y del ENPC (J. Coquillard y G. Martin), y se ha basado en los estudios de Yves Guyon (1).

La fibra i viene definida por su distancia h_i a la fibra superior.

0.1.2 La sección está provista de armaduras:

a) *pasivas* = de sección A_a y módulo de elasticidad E_a , con coeficiente de equivalencia $n = \frac{E_a}{E_0}$ suponiendo que están agrupadas en la ordenada h_a y trabajando a una tensión σ_a .

b) *activas* (de pretensado) = de sección A_p , de módulo de elasticidad E_p , con coeficiente de equivalencia n_p , y suponiendo que están agrupadas en la ordenada h_p , y tensadas con una tensión σ_p . El esfuerzo de pretensado vale pues $P = A_p \sigma_p$.

Con objeto de hacer más concreto este trabajo se estudiará únicamente el caso más frecuente en el que $h_p \leq h_a$, es decir aquel en el que las armaduras pasivas están más alejadas de la fibra neutra que las armaduras de pretensado.

0.1.3 La resistencia a compresión del hormigón es σ'_c . El valor de su máxima tensión de compresión viene dado por σ'_b . Con la excepción del caso correspondiente a la "clase II", y a efectos de cálculo, se considera que su resistencia a la tracción, σ_t , es nula.

0.1.4 Se consideran positivas: las compresiones (y los acortamientos) en el hormigón; las tracciones (y los alargamientos) en las armaduras.

0.2 Planteamiento del problema

Nos proponemos determinar el valor mínimo que ha de tener la sección A de las armaduras pasivas, cuando se nos fija el perfil de la pieza y el pretensado de la sección (2).

A partir de esto no nos preocuparemos más que del estado de carga máxima en los estados límites de utilización (\S 1 y último, \S 2).

0.3 Valor de referencia del esfuerzo de pretensado, $P_0 = A_p \sigma_{p0}$

0.3.1 Las armaduras de pretensado, adheridas al hormigón (3), tienen que seguir las mismas variaciones de longitud que las fibras de hormigón en contacto con ellas. Si dichas fibras están sometidas a una tensión σ'_b , las armaduras activas experimentan una variación de tensión $\Delta\sigma_p = -n_p \sigma'_b$. La variación de pretensado que resulta de ello es ($\Delta P = A_p \Delta\sigma_p$) pequeña mientras el hormigón permanezca inalterado, pero que no se debe despreciar si se alcanza la fisuración, hecho que suele ser normal en el hormigón armado pretensado (clase III).

0.3.2 Se pueden tener en cuenta estas sobretensiones de dos formas diferentes:

a) Bien contando con ellas directamente al considerar los esfuerzos exteriores. El esfuerzo normal ejercido por las armaduras de pretensado vale entonces $P = P_0 + \Delta P$, variando con las cargas exteriores. En este caso, la sección resistente está constituida por el hormigón y sus armaduras pasivas.

b) Bien homogeneizando la sección respecto a las armaduras activas. En tal caso, se considera que esta sección está sometida a un esfuerzo normal P_0 constante. Bajo la acción de los esfuerzos aplicados (M y P_0), las armaduras activas experimentan sobretensiones $\Delta\sigma_p$ exactamente como las armaduras pasivas sufren las tracciones σ_a . Las sobretensiones $\Delta\sigma_p$ aparecen entonces bajo la forma de tensiones internas. En este caso la sección resistente está constituida por su hormigón y todas sus armaduras, pasivas y activas.

(2) En efecto, este es el problema que se les plantea a los proyectistas en la práctica, que resuelven adoptando sucesivamente diferentes soluciones para el pretensado (a base de 1, después 2, después 3, etc. cables de determinada calidad), seguidamente buscando como acoplarlos al valor de A y, por último, haciendo un balance económico, teniendo en cuenta los costos respectivos de las armaduras activas, y pasivas, con objeto de llegar a la mejor solución.

(3) Bien directamente, como en el caso de pretensado con armaduras pretensadas, bien por intermedio de la inyección, como en el caso de pretensado con armaduras postesadas.

- c) Pero hay que procurar no caer en el frecuente error de contar dos veces la sobre-tensión $\Delta\sigma_p$, aplicando el esfuerzo normal ($P_0 + \Delta P$) a la sección homogeneizada con relación a las armaduras de pretensado (4).
- d) También se puede considerar una misma sección de hormigón armado pretensado bajo los siguientes cuatro aspectos (véase tabla que aparece más adelante).

En esta tabla, los esfuerzos P y $A\sigma_a$ son de compresión para el hormigón, cuando las armaduras están en tracción (ley de la acción y reacción).

0.3.3 ¿Pero cuál es el valor inicial de P_0 a partir del cual es preciso tener en cuenta las variaciones de ΔP para el pretensado?

- a) Este valor debe ser tal que suficientemente absorba todas las "pérdidas" que puedan haber tenido lugar.
- b) Ha de corresponder, para cada armadura activa, con el esfuerzo de tracción que la solicita cuando el hormigón situado a su mismo nivel está sometido a una tensión normal nula, como la que puede verse en la figura 2.

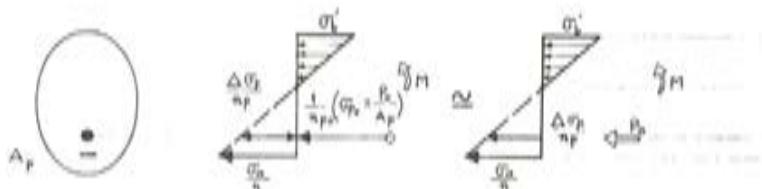
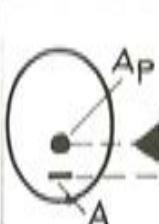
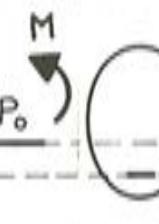
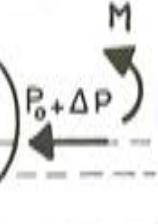
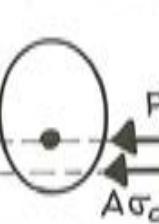


Figura 2

La tensión de tracción correspondiente a una armadura activa vale pues:

$$\sigma_{po} = \sigma_{pg} + n_p \sigma_{bg}'$$

en la cual σ_{pg} es la tensión de tracción de la armadura en el estado de carga más frecuente. (y que, por consiguiente, sirve como base de cálculo para las pérdidas); σ_{bg}' la tensión del hormigón a la altura de esta armadura y para este estado de carga, y n_p el coeficiente de equivalencia acero activo - hormigón (figura 3).

Sección resistente	Homogeneizada con relación a todas las armaduras	Homogeneizada con relación a las armaduras pasivas	Homogeneizada con relación a las armaduras activas	Hormigón exclusivamente
Esfuerzos exteriores	$B + n A + n_p A_p$	$B + n A$	$B + n_p A_p$	B
Esquema				

- (4) Un error de tal clase supondría, en una viga de hormigón trabajando a flexión simple, que su sección homogeneizada vendría pretensada por el esfuerzo normal $A\sigma_a$ aplicado al nivel de sus armaduras.

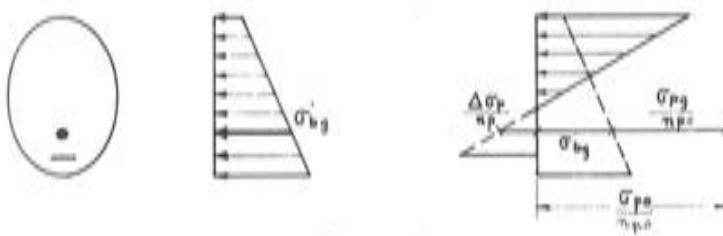


Figura 3

Es preciso hacer constar que el valor de P_0 no corresponde exactamente a un caso de carga real de la sección. Si, en particular, cuenta con varias capas de armaduras de pretensado, dispuestas a distintas alturas (h_p)_i, el valor de referencia (P_0)_i de la capa i será el que le corresponda para alcanzar una tensión nula en el hormigón situado a la altura de esta capa (figura 4). El caso de carga correspondiente difiere, pues, de una a otra armadura. Ahora bien, esta no se considera para el cálculo de P_0 .

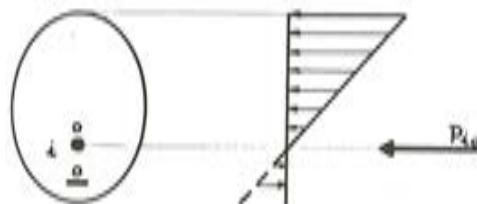


Figura 4

0.3.4 Se puede, pues, estudiar una sección de viga de hormigón armado pretensado:

- homogeneizandola respecto a TODAS sus armaduras (activas y pasivas)
- sometiéndola al esfuerzo normal CONSTANTE P_0 aplicado al nivel de las armaduras de pretensado y al momento flector exterior M .

Esta pieza se presenta, pues, como una sección de hormigón armado provista de dos familias de armaduras y sometida a la flexión compuesta (P_0 , M).

Bajo esta acción, tal sección homogeneizada está sometida a las siguientes tensiones normales:

- compresiones σ'_b en el hormigón,
- tracciones σ_a de las armaduras pasivas,
- sobretensiones $\Delta\sigma_p$ de las armaduras de pretensado, cuya tensión total vale pues:

$$\sigma_p = \frac{P}{A_p} = \frac{P_0 + \Delta P}{A_p} = (\sigma_{p0} + \Delta\sigma_p)$$

Estas tensiones tienen (fig. 5) por:

- resultante general: el esfuerzo normal P_0 ,
- momento resultante con relación a las armaduras:
 - activas M (momento exterior)
 - pasivas $m = M + P_0 (h_a - h_p)$

[1]

este método nos conduce, pues, a dividir el pretensado total (es decir el esfuerzo total de tracción de las armaduras activas: $P = P_0 + \Delta P$) en dos partes:

- una exterior (esfuerzo exterior P_0 constante)
- otro interno (resultante de las sobretensiones: $\Delta P = A_p \Delta \sigma_p$).

0.3.5 De esta forma se ha transformado el problema en el de una sección de hormigón armado sometida a flexión compuesta de esfuerzo normal constante. Se puede, incluso, transformarlo en una solicitud de flexión simple, utilizando un ingenioso artificio de J.R. Robinson (ref. 2, capítulo XI). Si, en efecto, la sección considerada estabía provista de una sección de armaduras pasivas, a la altura h_a , con un área no igual a A , sino a:

$$\left(A_0 = A + \frac{P_0}{\sigma_a} \right),$$

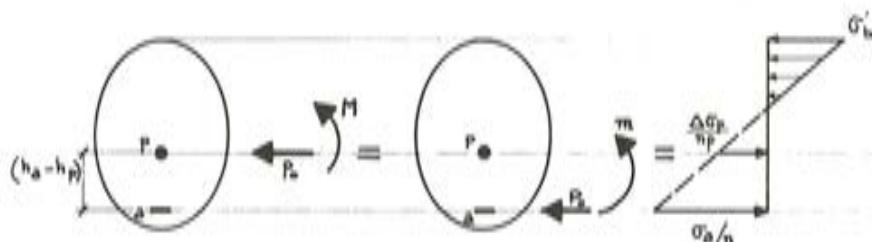


Figura 5

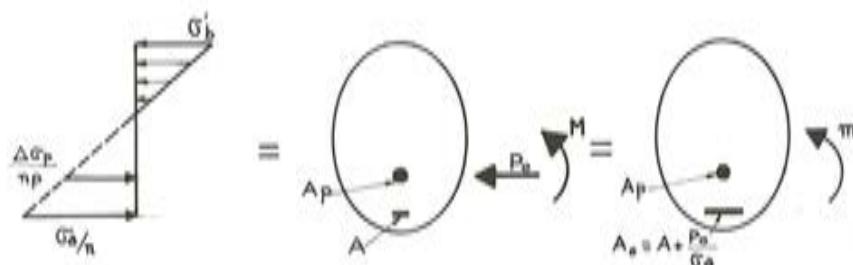


Figura 6

esta sección presentaría el mismo diagrama de tensiones que la sección real, estando toda ella sometida a flexión simple, siendo el momento flector igual a m (fig. 6).

El problema de la determinación de A se reduciría, pues, a lo siguiente:

- Determinar la sección A_0 de las armaduras a introducir, a la altura h_a , en una sección de hormigón armado sometida a flexión simple por el momento m , y ya provista de armadura, a la altura h_p , por otras armaduras (conocidas) de sección A_p .
- Adoptar en realidad la sección:

$$A = A_0 - \frac{P_0}{\sigma_a} \quad [2]$$

Desgraciadamente, en la práctica, este método se ha comprobado que es por regla general inaplicable y esto por tres razones:

- ¿cómo estimar σ_a ? (a continuación se responderá en parte a esto)
- ¿cómo estimar $\Delta\sigma_p$?
- finalmente, la precisión numérica que se puede alcanzar con la fórmula [2] es dudosa, pues frecuentemente da el valor de A bajo la forma de una pequeña diferencia entre dos cifras muy altas.

Apenas si se puede utilizar este método, como primera aproximación, mas que en el caso de que h_p difiera poco de h_a . Entonces:

$$A \approx \frac{1}{\sigma_a} \left(\frac{M}{z} - P_0 \right)$$

la magnitud del brazo de palanca, z, del par elástico, tiene un valor próximo a $\frac{1}{1,15} h_a$.

0.4 Ecuaciones generales

0.4.1 Equilibrio mecánico

Siendo (fig. 1.1) x la altura de la zona comprimida del hormigón y b(y) la anchura de la sección a la altura de la ordenada y, medida a partir del eje neutro, con signo positivo hacia arriba. El equilibrio entre los esfuerzos exteriores y las tensiones implica que:

$$P_0 = \int_0^x \sigma_b'(y) b(y) dy - A_p \Delta\sigma_p - A \sigma_a \quad [3]$$

$$M = \int_0^x (h_p - x + y) \sigma_b' b dy + (h_a - h_p) A \sigma_a \quad [4]$$

0.4.2 Deformaciones

La variación relativa de la anchura de la fibra i viene expresada por e_i .

El de la armadura de pretensado vale:

- e_{po} bajo la acción del esfuerzo P_0 (5).
- $e_p = e_{po} + \Delta e_p$ para un caso cualquiera de carga.

Si se supone que las secciones planas permanecen planas (fig. 1.2)

$$\frac{e_b'}{x} = \frac{\Delta e_p}{h_p - x} = \frac{e_a}{h_a - x} \quad [5]$$

0.4.3 Consecuencias

Conociendo las leyes de comportamiento de los materiales: $\sigma(e)$, y las características de la sección, las ecuaciones de la [3] a la [5] permiten determinar las tensiones. Ahora bien,

(5) Desde un punto de vista estrictamente riguroso, el cálculo de e_{po} debe realizarse estableciendo una distinción (fig. 7) entre las pérdidas de pretensado debidas a la relajación del acero ($\Delta\sigma_r$) y las otras pérdidas

$$e_{po} = \frac{\sigma_{po} + \Delta\sigma_r}{E_p}$$

su utilización es conveniente en particular para la *comprobación* de una sección conocida a priori.

Pero para *determinar* esta, que es el problema en cuestión, es mejor, en la práctica, utilizar otros métodos, tales como los que se exponen a continuación.

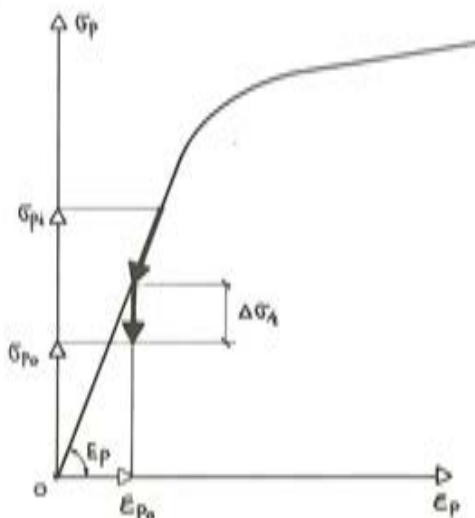


Figura 7

1 – PRIMERA PARTE

ESTADOS LÍMITES DE UTILIZACIÓN

1.0 Generalidades

1.0.1 Las tensiones admisibles de servicio se las destaca con un sobre-guion, es decir: $\bar{\sigma}_b'$, $\bar{\sigma}_s$ y $\Delta\bar{\sigma}_p$. En el valor que se adopte para $\Delta\sigma_p$ se deberá tener en cuenta la sensibilidad a la fatiga de las armaduras activas (pero únicamente, sin duda alguna, para un nivel de solicitud susceptible de numerosísimas repeticiones).

En servicio, los tres materiales (hormigón, aceros activos y pasivos) tienen un comportamiento elástico.

1.0.2 Cuando la sección de armaduras pasivas A disminuye, las tensiones σ_b' , σ_s y $\Delta\sigma_p$ aumentan. *El valor mínimo de A será, pues, obtenido cuando sea alcanzada una de las tres tensiones admisibles (6).*

1.1 Momentos parciales

Llamamos "momento parcial" m_{xy} , al momento tomado con respecto a la armadura pasiva (A) de las tensiones (σ_b' y $\Delta\sigma_p$) cuando se alcanzan las tensiones admisibles en los materiales X e Y (7).

Por consiguiente existen tres momentos parciales: m_{AB} , m_{AP} y m_{BP} , que pueden verse perfectamente definidos en la figura 8.

(6) La solución que se obtenga puede llegar a ser irrealizable y proporcionar para A un valor negativo. Entonces la sección está sobredimensionada en pretensado (o en hormigón). Evidentemente entonces es preciso hacer que $A = 0$. No se puede en este caso alcanzar ninguna tensión admisible. Ejemplo: véase 1.4.3.

(7) Este concepto se inspira en el de los "momentos resistentes" definidos por J. R. Robinson (2), Capítulo VII.

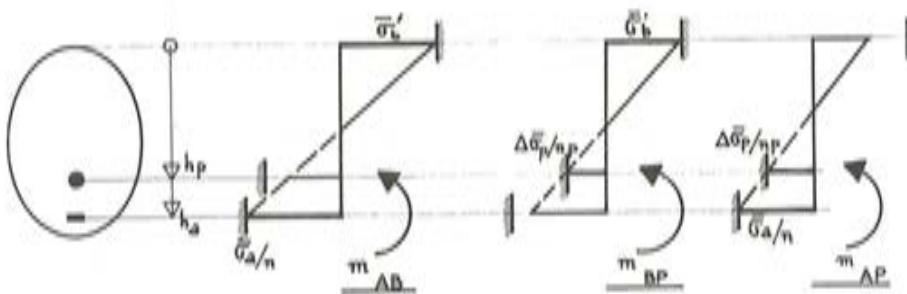


Figura 8

1.1.2 Influencia de la posición relativa de las armaduras activas y pasivas

1.1.2.1 En el caso particular de que el diagrama de tensiones contuviese los tres valores de tensiones admisibles ($\bar{\sigma}_b'$, $\bar{\sigma}_a$ y $\Delta\bar{\sigma}_p$) (fig. 9.1) se tendría:

$$h_p = h_{p1} = h_a \frac{\bar{\sigma}_b' + \frac{\Delta\bar{\sigma}_p}{n_p}}{\bar{\sigma}_b' + \frac{\bar{\sigma}_a}{n}} \quad [6]$$

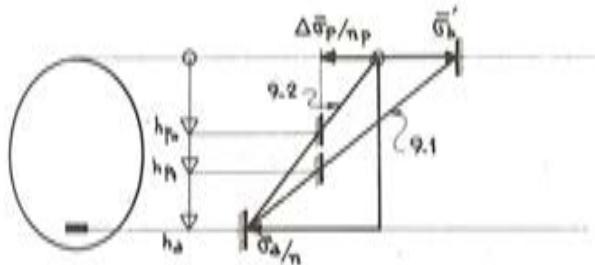


Figura 9

Si, como realmente ocurre, $h_{p1} < h_p$, no se llegará a alcanzar la tensión σ_a . Por tanto el único momento parcial que se puede considerar es el m_{BP} .

1.1.2.2 Por otra parte, el esfuerzo normal P_0 por ser de compresión, hace que la fibra superior de la sección se encuentre comprimida. Si consideramos (fig. 9.2) que el diagrama de tensiones extremas pasa por $\bar{\sigma}_a$, $\Delta\bar{\sigma}_p$, por cero y por la fibra superior, entonces:

$$h_p = h_{po} = h_a \frac{\Delta\bar{\sigma}_p}{\bar{\sigma}_a} \frac{n}{n_p} \quad [7]$$

Si, como generalmente ocurre, $h_p < h_{pa}$, nunca llegará a alcanzarse el valor $\Delta\bar{\sigma}_p$.

Por tanto el único momento parcial que se podrá tener en cuenta para considerarlo es el m_{AB} .

1.1.2.3 Cuando $\frac{\Delta\bar{\sigma}_p}{n_p} < \frac{\bar{\sigma}_a}{n}$, entonces $h_{po} < h_{p1} < h_a$. Si resulta que $h_{po} < h_p < h_{p1}$,

no se podrán alcanzar a la vez los valores $\bar{\sigma}_b'$ y $\Delta\bar{\sigma}_p$. En este caso se podrán tener dudas entre los momentos parciales m_{AB} y m_{AP} (fig. 10).

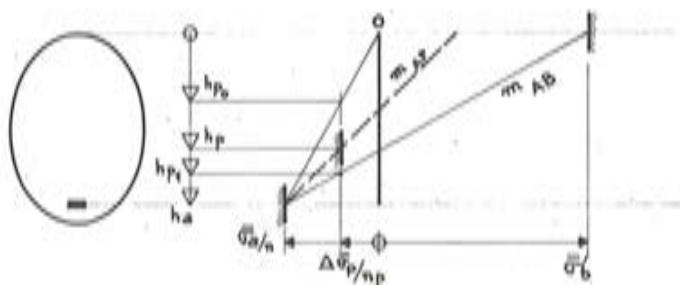


Figura 10

1.1.2.4 Cuando $\frac{\bar{\sigma}_a}{n} < \frac{\Delta\bar{\sigma}_p}{n_p}$, entonces $h_a < h_{p1} < h_{p0}$. Puesto que se supone que h_p es inferior a h_a , el único momento parcial que es posible considerar es el m_{AB} .

1.2 Comparación entre el momento m y los momentos parciales m_{XY}

1.2.1 Se recuerda que todos los momentos m se toman con relación a la armadura pasiva. Siempre se ha considerado el caso de área mínima para tales armaduras; por consiguiente obligadamente se ha de alcanzar una de las tres tensiones admisibles.

Se enuncia, y después se demuestra, la siguiente proposición: (fig. 11).

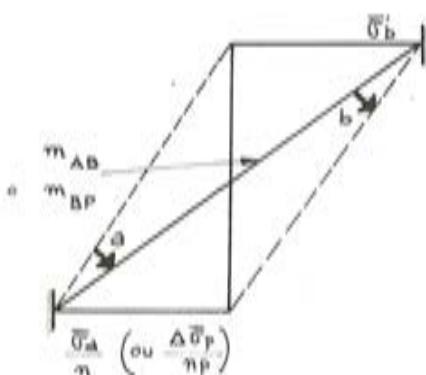


Figura 11

Cuando m aumenta, evidentemente ocurre lo mismo con la sección mínima A de armadura pasiva, y el diagrama de tensiones gira:

- Primeramente alrededor del punto que representa el valor de la tensión $\bar{\sigma}_a$ (o en otras ocasiones, cuando $\frac{\Delta\bar{\sigma}_p}{n_p} < \frac{\bar{\sigma}_a}{n}$), alrededor del punto que representa el valor de la tensión $\Delta\bar{\sigma}_p$) y de manera que la tensión de compresión σ_h' de la fibra superior aumente hasta alcanzar el valor $\bar{\sigma}_b'$. En cuyo caso la sección de acero es insuficiente.
- Después el diagrama gira alrededor del punto que representa el valor de la tensión $\bar{\sigma}_b'$ y de tal forma que se reducen las tensiones de tracción en las armaduras. En este

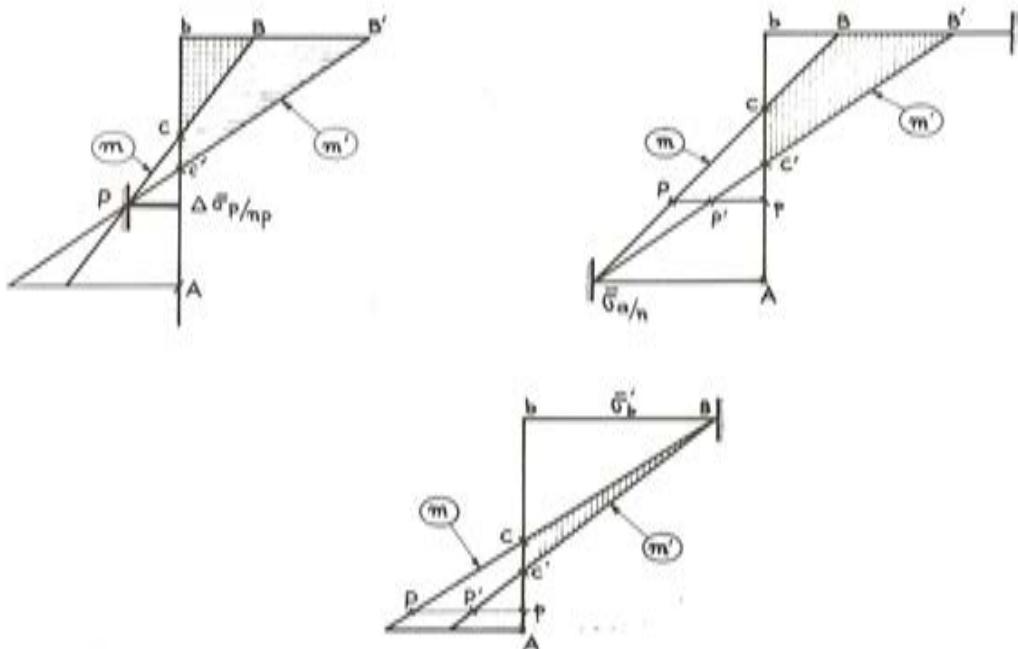
caso la sección resulta insuficiente en hormigón.

1.2.2 Demostración:

- a) Cuando se llega a alcanzar el valor de la tensión $\Delta\bar{\sigma}_p$, hay que considerar los diagramas de tensiones (fig. 12) debidos a los momentos m (es decir el PCB) y m' (es decir el PC'B'); este último implica una compresión más elevada en la fibra superior ($bB' > bB$).

En los dos casos, el esfuerzo total de pretensado ($P = P_a + A_p \Delta\sigma_p$) y sus momentos con relación a A son los mismos. En cambio el momento, con relación a A, de las compresiones en el hormigón crece cuando pasa de m a m' ya que, entonces, gráficamente se pasa del triángulo bBC (m) al cuadrilátero $BB'C'C$. Por consiguiente: $m < m'$.

- b) Igualmente si la tensión que se llega a alcanzar es la $\bar{\sigma}_a$ (fig. 13), cuando se pasa de m a m' , el esfuerzo en el hormigón (y por consiguiente su momento con relación a A) crece; el esfuerzo de pretensado en valor absoluto decrece. Como este esfuerzo es de tracción, su momento, sumado algebraicamente, con relación a A (que es una fibra situada por debajo de la armadura activa) también aumenta. Por consiguiente: $m < m'$.



Figuras 12 y 13 y 14

- c) Lo mismo ocurre (fig. 14) cuando la tensión alcanzada es la $\bar{\sigma}_b$.

- 1.2.3 En la tabla que aparece más adelante se resumen los resultados obtenidos. Con dicha tabla se puede, en función de la situación (h_p) de las armaduras activas y de los respectivos valores del momento real m y de los momentos parciales m_{XY} , determinar cual es la tensión admisible a alcanzar para obtener el valor mínimo para A.

1.3 Determinación del área mínima A

- 1.3.1 Se trata de encontrar el equilibrio entre los momentos, con relación a A: del exterior (m), por una parte, y de las tensiones, por otra parte.

PRIMER CASO

$$\frac{\Delta \bar{g}_p}{n_p} < \frac{\bar{g}_a}{n}$$

(siendo: $h_{p0} < h_{p1}$)

Altura de las armaduras de pretensado h_p	$0 < h_p < h_{p0}$	$h_{p0} < h_p < h_{p1}$			$h_{p1} < h_p$		
Momento real m con relación a los momentos parciales	$m < m_{AB}$	$m_{AB} < m$	$m < m_{AP}$	$m_{AP} < m < m_{AB}$	$m_{AB} < m$	$m < m_{BP}$	$m_{BP} < m$
Tensión admisible a alcanzar	\bar{g}_a	\bar{g}'_a	$\Delta \bar{g}_p$	\bar{g}_a	\bar{g}'_a	$\Delta \bar{g}_p$	\bar{g}'_a
Diagramas de las tensiones	b p a						

SEGUNDO CASO

$$\frac{\bar{g}_a}{n} < \frac{\Delta \bar{g}_p}{n_p}$$

(sea: $(h_p < h_a) < h_{p1} < h_{p0}$)

Comparación	$m < m_{AB}$	$m_{AB} < m$
Tensión admisible a alcanzar	\bar{g}'_a	\bar{g}'_a

1.3.1.1 El método más rápido parece ser el de operar numéricamente, por aproximaciones sucesivas.

La precedente comparación entre el momento real y el momento parcial m_{XY} permite determinar la tensión admisible máxima, es decir $\bar{\sigma}_x$. Bajo la acción de m se alcanzará, pues, una tensión $\sigma_Y < \bar{\sigma}_Y$. Elijamos σ_Y como incógnita. Supongamos que nos encontramos en el caso en que $m < m_{XY}$.

1.3.1.2 En tal caso hagamos las siguientes aproximaciones:

1. $\sigma_{Y1} = \bar{\sigma}_Y \frac{m}{m_{XY}}$ (8). Siendo m_1 , el momento, con relación a A, de las compresiones

en el hormigón y de las sobretensiones de las armaduras activas definidas por el diagrama (σ_X, σ_{Y1}).

2. $\sigma_{Y2} = \sigma_{Y1} \frac{m}{m_1}$. Siendo m_2 , etc. (N.T.: el mismo razonamiento); hasta obtener un valor m_i suficientemente próximo a m . Entonces σ_{Yi} es una correcta aproximación para el valor real σ_Y .

1.3.1.3 Ahora bien, en la práctica puede ser más rápido:

a) bien interpolar (o extrapolar) entre los primeros valores obtenidos, teniendo en cuenta:

$$\sigma'_{Y2} = \bar{\sigma}_Y - (\bar{\sigma}_Y - \sigma_{Y1}) \frac{m_{XY} - m}{m_{XY} - m_1}, \text{ etc. (ejemplo, véase I.4.2.1c)}$$

b) bien, cuando encaja el valor buscado, operar por dicotomía (o bipartición) (ejemplo, véase II.56).

c) bien, en fin, cuando la serie de resultados sucesivos evoluciona en el mismo sentido (por ejemplo: $x_1, x_2 \dots x_i, x$), suponer que el valor buscado x es el límite de una progresión geométrica de razón inferior a la unidad. De donde:

$$x = \frac{x_1 x_3 - x_2^2}{x_1 - 2 x_2 + x_3}$$

1.3.2 Equilibrio de los esfuerzos normales: determinación del área A.

De esta manera queda fijado el equilibrio de los momentos y, entonces al conocerse el diagrama de las tensiones, el equilibrio de los esfuerzos normales nos da el valor del área de la armadura pasiva, es decir, según (3):

$$A = \frac{1}{\sigma_a} \left[\int_{B'} \sigma'_b d B' - (P_0 + A_p \Delta \sigma_p) \right] \quad [8]$$

integrándose exclusivamente la parte correspondiente a la zona B' del hormigón comprimido.

(8) Si $m_{XY} < m$, se tendrá: $\sigma_{Y1} = \bar{\sigma}_Y \frac{m_{XY}}{m}$

1.4 Ejemplos

1.4.1 Datos del problema:

Consideremos una sección rectangular ($b = 15 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$) en la cual la armadura de pretensado está en la parte inferior de la fibra neutra ($h_g = 20 \text{ cm}$);

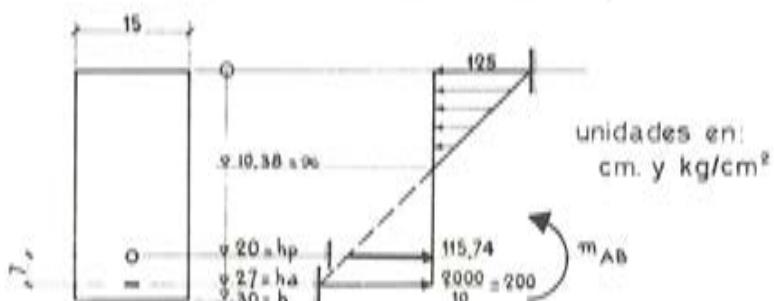


Figura 15

$$h_a = h - 3 = 27 \text{ cm} \text{ (fig. 15)}$$

$\bar{\sigma}_b = 125 \text{ kg/cm}^2$; en la clase II: $\bar{\sigma}_b = 25 \text{ kg/cm}^2$;

$$n_p = n = 10^{(9)}; \bar{\sigma}_s = 20 \text{ kg/mm}^2; \Delta\sigma_s = 15 \text{ kg/mm}^2;$$

$$\sigma_{p0} = 100 \text{ kg/mm}^2$$

$$h_{p0} = 27 \frac{15}{20} = 20,25 \text{ cm};$$

$$h_{pl} = 27 \frac{125 + 150}{125 + 200} = 22,85 \text{ cm}$$

Por consiguiente $h_p < h_{p0} < h_{p1}$. La armadura pasiva nunca vendrá limitada por la sobretensión de las armaduras activas, y, el único momento parcial que es preciso considerar es el M_{AB} (fig. 15).

Bajo su acción, la altura de la zona del hormigón comprimido es:

$$x = 27 \cdot \frac{125}{125 + 200} = 10,38 \text{ cm}$$

y la sobretensión de las armaduras activas viene dada por:

$$\frac{\Delta \sigma_p}{n_n} = \frac{20}{27} (200 + 125) - 125 = 115,74 \text{ kg/cm}^2; \text{ es decir}$$

$$\Delta\sigma_p = 11,6 \text{ kg/mm}^2 (\leq \Delta\bar{\sigma}_p = 15 \text{ kg/mm}^2)$$

Así pues, tomando como unidades el kgf y el cm:

$$m_{AB} = \frac{1}{2} \cdot 15 \times 10,38 \times 125 \left(27 - \frac{10,38}{3} \right) - 10 \times 115,74 \times 7,0 \quad A_p = 229.100 - 8.100 \quad A_p$$

(9) Valor indicado en un borrador del futuro reglamento francés para hormigón pretensado, susceptible de ser modificado.

1.4.2 En el caso de que $A_p = 0,5 \text{ cm}^2$. Tendremos $P_0 = A_p \sigma_{p0} = 5 \text{ t}$

$$m_{AB} = 2,25 \text{ tm}$$

La sección trabaja en la clase:

- I: si M es inferior a

$$M_1 = P \frac{h}{3} = 5 \frac{0,3}{3} = 0,5 \text{ tm}$$

- II: cuando M_1 es inferior a:

$$M_2 = M_1 + \frac{1}{v} \bar{\sigma}_b = 0,5 + \frac{0,15 (0,3)^2}{6} 250 = 1,0625 \text{ tm}$$

1.4.2.1

$M = 1,5 \text{ tm}$. Por consiguiente:

$$m = 1,5 + 5 \times 0,07 = 1,85 \text{ tm} < m_{AB}$$

Es preciso alcanzar la $\bar{\sigma}_b$ para obtener el A mínimo. Como se ha visto en el § 1.3.1, buscamos por aproximaciones sucesivas el valor de σ'_b .

a) $\sigma'_{b1} = 125 \frac{1,85}{2,25} = 102,78 \text{ kg/cm}^2$

$$x_1 = 27 \frac{102,78}{102,78 + 200} = 9,165 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{p1} = 10 \left[\frac{20}{27} (200 + 102,78) - 102,78 \right] = 1,215 \text{ kg/cm}^2$$

$$m_1 = \frac{15}{2} \times 9,165 \times 102,78 \left(27 - \frac{9,165}{3} \right) - 0,5 \times 1,215 \times 7 = 1,649 \text{ tm}$$

- b) Una segunda aproximación nos dará:

$$\sigma'_{b2} = 102,78 \frac{1,85}{1,649} = 115,31 \text{ kg/cm}^2; x_2 = 9,87 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{p2} = 1,182 \text{ kg/cm}^2; m_2 = 1,98 \text{ tm}, \text{ etc.}$$

- c) Pero es más rápido operar por interpolación entre $\bar{\sigma}'_b$ y $\bar{\sigma}'_{b1}$, es decir:

$$\sigma'_{b2} = 125 - (125 - 102,78) \frac{2,25 - 1,85}{2,25 - 1,649} = 110,21$$

$$x'_2 = 9,59 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma'_{p2} = 1,196 \text{ kg/cm}^2; m'_2 = 1,845 \text{ tm} \text{ (muy próximo a } m = 1,85 \text{ tm}).$$

Si se juzga necesaria una interpolación suplementaria, se obtienen los valores que aparecen en la figura 16.

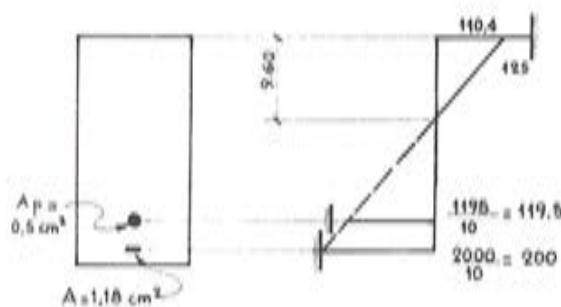


Figura 16

- d) Sección mínima de armaduras pasivas: el esfuerzo de tracción al cual están solicitadas vale:

$$N_a = \frac{1}{2} 15,0 \times 9,6 \times 110,4 - (5.000 + 1.195 \times 0,5) = 2.351 \text{ kg}$$

$$A_p = \frac{2.351}{2.000} = 1,18 \text{ cm}^2 \text{ (es decir 3 T 8 ó 2 T 10).}$$

- e) Esta sección debe compararse con los valores para la sección de armadura activa iguales a:

- para la clase I:

$$A_p = \frac{3 \times 1,5}{0,3 \times 10} = 1,5 \text{ cm}^2; A = 0$$

- para la clase II:

$$A_p = \frac{3}{0,3} (1,5 - 0,5625) \frac{1}{10} = 0,94 \text{ cm}^2; A = 0$$

mientras que para la clase III, hemos podido adoptar:

$$A_p = 0,5 \text{ cm}^2 \text{ y } A = 1,18 \text{ cm}^2$$

1.4.2.2 $M = 2 \text{ tm};$

$$m = 2 + 5 \times 0,07 = 2,35 \text{ tm} > m_{AB}$$

Es preciso llegar a $\bar{\sigma}_b$ para obtener el A mínimo. Búsquemos por aproximaciones sucesivas el valor de σ_a :

a) $\sigma_{a1} = 2.000 \frac{2,25}{2,35} = 1.915 \text{ kg/cm}^2$

$$x_1 = 27 \frac{125}{125 + 191,5} = 10,66 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma_{p1} = 10 \left(\frac{20}{27} (191,5 + 125) - 125 \right) = 1.094 \text{ kg/cm}^2$$

$$m_1 = \frac{15}{2} \times 10,66 \times 125 \left(27 - \frac{10,66}{3} \right) - 0,5 \times 1.094 \times 7 = 2,306 \text{ tm}$$

b) Por extrapolación:

$$\sigma_{a2} = 2.000 + (1.915 - 2.000) \frac{2,35 - 2,25}{2,306 - 2,25} = 1.848 \text{ kg/cm}^2$$

$$x_2 = 10,89 \text{ cm}; \Delta\sigma_{p2} = 1.045 \text{ kg/cm}^2; m_2 = 2,350 \text{ tm}$$

$$N_a = \frac{1}{2} 15 \times 10,89 \times 125 - (5.000 + 0,5 \times 1.045) = 4.690 \text{ kg}$$

$$A = \frac{4.690}{1.848} = 2,54 \text{ cm}^2 \text{ (es decir 3 T 12 ó 2 T 14);}$$

c) Habría sido preciso emplear una sección de armadura activa A_p igual a $2,0 \text{ cm}^2$ para la clase I y de $1,44 \text{ cm}^2$ para la clase II (fig. 17).

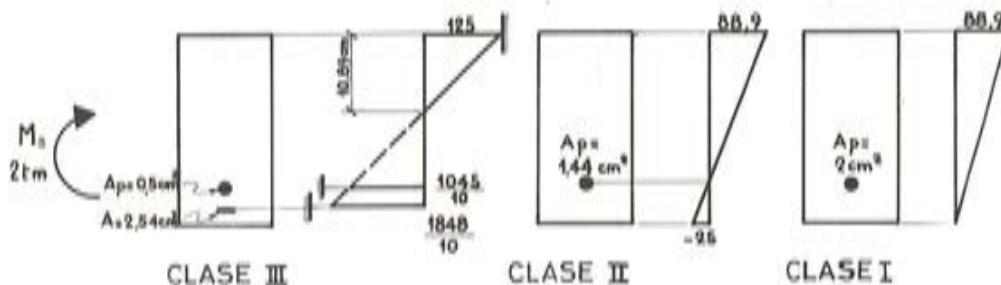


Figura 17

1.4.3 Consideremos de nuevo el caso precedente, es decir con un $M = 2 \text{ tm}$, pero siendo $A_p = 1,25 \text{ cm}^2$ ($P_0 = 12,5 \text{ t}$); $m_{AB} = 2,19 < m = 2,0 + 0,07 \times 12,5 = 2,675 \text{ tm}$.

a) En este caso σ'_b es un valor que viene limitado por la resistencia del hormigón. El mismo cálculo que realizábamos en el § 1.4.2.2 nos dará:

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b = 125 \text{ kg/cm}^2; \sigma_a = 1.175 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\Delta\sigma_p = 535 \text{ kg/cm}^2; x = 13,9 \text{ cm}$$

b) Ahora bien las armaduras pasivas tendrán que equilibrar un esfuerzo:

$$N_a = \frac{1}{2} \times 15 \times 13,9 \times 125 - 1,25 \times 10.545 = -112 \text{ kg}$$

y por consiguiente es una tensión negativa. Cosa incoherente, el área de la sección de armaduras pasivas deberá ser negativa. La sección puede, pues, resistir sin armaduras pasivas ($A = 0$) y, por consiguiente, sin que se llegue a alcanzar la tensión $\bar{\sigma}'_b$ en la fibra superior.

En este caso, por tanto, (siendo las unidades en kgf y en cm, figura 18):

$$P = P_0 + \Delta P = 1,25 \left[10.000 + \sigma_b' \frac{20 - x}{x} \right] = \frac{15}{2} \times \sigma_b'$$

$$M = 200.000 = \frac{15}{2} \times \sigma_b' \left(20 - \frac{x}{3} \right)$$

Por tanto:

$$x = 14,27 \text{ cm}; \sigma_b' = 122,6 \text{ kg/cm}^2; \Delta \sigma_p = 492 \text{ kg/cm}^2$$

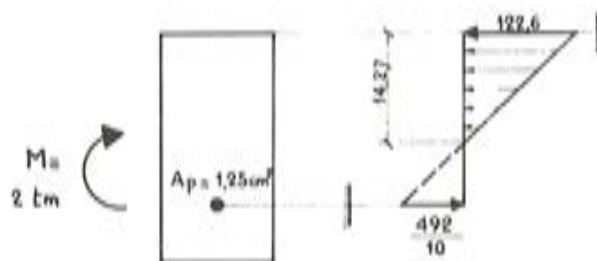


Figura 18

1.5 Planteamiento general de los diferentes casos posibles (fig. 19)

1.5.1 Estudiemos el comportamiento de una sección dimensionada con los valores h_a y h_p dados, cuando se hace variar el pretensado P_0 y el momento exterior M . Se distinguen varias zonas en el plano (P_0 , M):

1.5.2 La sección no requiere armaduras pasivas en tanto que M permanezca dentro de un valor bastante bajo:

a) En la clase I, mientras que:

$$M \leq M_1 = \frac{P_0 [h_p - (1 - \rho) v]}{1 - \frac{n_p A_p}{B} \frac{(h - h_p)}{v'}}$$

(siendo B el área, v y v' las distancias desde el centro de gravedad a las fibras superior e inferior, y $\rho = \frac{I}{B v v'}$ el rendimiento de la sección de hormigón exclusivamente) es decir, en la figura 19, a la derecha de la hipérbola C_1 (puesto que $M = M_1$).

b) En la clase II (puesto que se supone que el hormigón puede resistir una tracción al menos igual a $\bar{\sigma}_b$), mientras que:

$$M \leq M_2 = M_1 + \frac{I}{v'} \bar{\sigma}_b$$

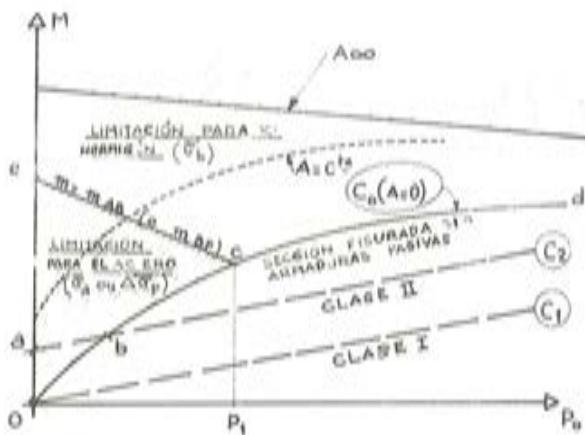


Figura 19

es decir, comprendido entre las dos hipérbolas paralelas C_1 y C_2 (o cuando $M = M_2$).

- c) Ahora bien, la sección también puede resistir sin armaduras pasivas (caso en que $A = 0$); su hormigón, desprovisto de toda resistencia a la tracción, se encuentra parcialmente fisurado (10). C_0 es la curva que representa el caso en que $A = 0$.
- d) Se señala (segmento ab de la fig. 19) que para bajos valores de P_0 , la curva C_2 (que es límite para la clase II) está por encima de la C_0 .

Por consiguiente, desde el momento en que el hormigón se fisura, inmediatamente resulta necesaria una mínima cantidad de armaduras pasivas (11).

En la zona Oab, para la clase II, no se presentarían secciones frágiles. Esta es una de las razones para que los reglamentos impongan un mínimo de armaduras pasivas, con objeto de evitar tal peligro de fisuración.

La siguiente tabla resume los casos en que ocurre esto:

P_0	$< P_1$	$P_1 = \frac{b h_p \sigma'_b}{2(1+a)(1+\beta)}$	$> P_1$
Condición	$\Delta \sigma_p \leq \Delta \bar{\sigma}_p$	$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$	
Por tanto $M \leq$	$P_0 (1+a) \left(h_p - \frac{y}{3} \right)$	$\frac{b y}{2} \bar{\sigma}'_b \left(h_p - \frac{y}{3} \right)$	
y, viene dado por	$\frac{b y^2}{2(h_p - y')} = P_0 \left(1 + \frac{1}{a} \right)$	$\frac{b y}{2} \bar{\sigma}'_b = P_0 \left[1 + \frac{(h-y)}{y} \frac{a}{\beta} \right]$	

(10) En el caso de una sección rectangular, sustituyendo:

$$a = \frac{\Delta \bar{\sigma}_p}{\sigma_{po}} \quad \beta = \frac{\Delta \sigma_p}{n_p \sigma'_b}$$

(11) Este es, particularmente, el caso en que $P_0 = 0$, ya que la sección desprovista de toda armadura es frágil y se rompe, ya que su hormigón se fisura.

e) Se puede presentar otro caso en el que, cuando M crece, es preciso pasar bruscamente de un valor nulo a un valor finito de armaduras pasivas. Esto (fig. 20) sucede cuando el diagrama de las tensiones que actúan en una sección desprovista de armaduras pasivas pasa por la sobretensión admisible $\Delta\bar{\sigma}_p$, pero presenta un valor superior a $\bar{\sigma}_a$ a la altura donde se debería de disponer de tales armaduras pasivas.

Si, entonces, el momento exterior aumenta, es preciso consecuentemente disponer una sección de aceros pasivos bastante grande para, rápidamente, hacer variar el diagrama de (1) a (2).

1.5.3 Por encima de la curva C_0 , son necesarias las armaduras pasivas, para dotar a la sección de la resistencia necesaria:

- Ya sea respecto a la tracción de las armaduras, para valores límites del pretensado ($P_0 < P_1$) y de los momentos exteriores. La sección mínima A viene determinada bien si se alcanza $\bar{\sigma}_a$ (cuando $h_p < h_{p1}$), o bien $\Delta\bar{\sigma}_p$ (si $h_{p1} < h_p$).
- Ya sea respecto a la compresión del hormigón, para momentos exteriores importantes. Se alcanza entonces $\bar{\sigma}'_b$. Pero es una solución mediocre y siempre costosa la de intentar remediar la insuficiencia de resistencia a la compresión de la sección a base de aumentar la armadura pasiva que está trabajando a tracción. Es mejor aumentar la sección de hormigón, o si no lo permite la forma que ha de tener, se dispondrá una armadura pasiva en la zona comprimida, con la máxima excentricidad y colocada lo más arriba posible.

Los dos casos precedentes (a) y (b) quedan separados por la recta ce , cuya ecuación es:

$$M = m_{AB} - P_0 (h_a - h_p); \quad \text{si } h_p < h_{p1}$$

$$M = m_{BP} - P_0 (h_a - h_p); \quad \text{si } h_{p1} < h_p$$

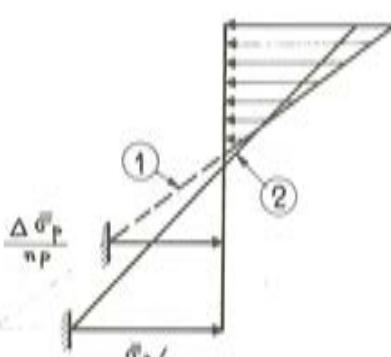


Fig. 20.

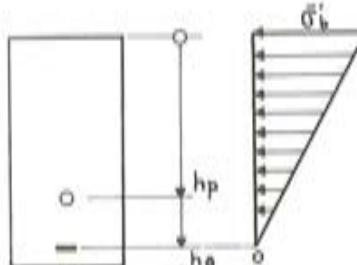


Fig. 21.

La sección A se hace infinita cuando (fig. 21) se llega a $\bar{\sigma}'_b$ en la fibra superior y a una tensión nula al nivel de la armadura pasiva: $\sigma_a = 0$, y cuando, sin embargo, el equilibrio de los esfuerzos normales exige en esta armadura un esfuerzo de tracción ($A \sigma_a$).

Por ejemplo, en el caso de una sección rectangular, A se hace infinito sobre la recta $A \propto$ cuya ecuación es:

$$M = \frac{b h_a^2}{3} \bar{\sigma}'_b - P_0 (h_a - h_p) \left[1 - n_p \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{p0}} \frac{h_a - h_p}{h_a} \right]$$

II – SEGUNDA PARTE

ESTADO LIMITE ULTIMO

2.0 Generalidades

Los métodos para la determinación de la sección mínima A de armaduras pasivas, necesarias para obtener la adecuada seguridad frente al peligro de rotura de las vigas sometidas a flexión, son los mismos que los hasta ahora expuestos, bajo las condiciones siguientes:

- a) han de basarse en los diagramas de las *deformaciones* (lineales en virtud de la hipótesis de conservación de las secciones planas, cuyas consecuencias se verifican bien hasta la rotura) en lugar de hacerlo sobre los diagramas de tensiones (fig. 22),

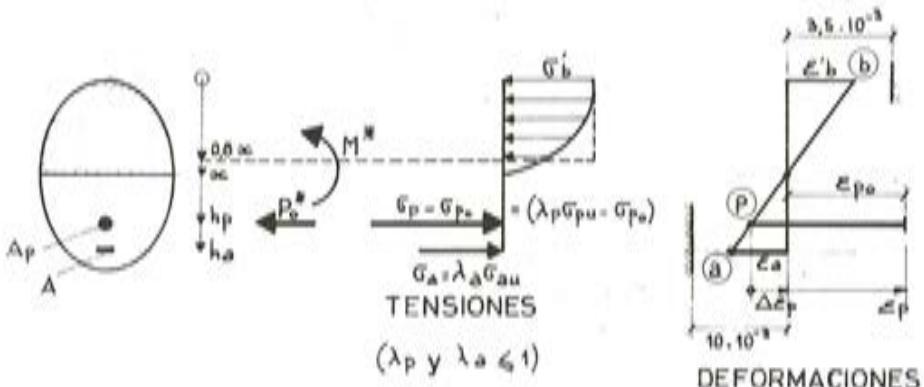


Figura 22

- b) han de considerarse dos limitaciones diferentes para cada uno de los tres materiales utilizados, correspondientes a los dos valores extremos de sus escalones de cedencia. El límite de proporcionalidad viene señalado por el índice e y el fin del escalón de cedencia, correspondiente a la deformación última del material, viene señalado por el índice u.

2.1 Diagramas (σ , e) de cálculo

2.1.1 Hormigón (fig. 23)

Diagrama en parábola rectángulo cuya ordenada para el escalón de cedencia es:

$$\sigma'_{bu} = \frac{\sigma_j}{1,5} = 0,667 \sigma_j$$

estando comprendido entre los acotamientos relativos (12):

$$e'_{be} = 2 \cdot 10^{-3} \quad y \quad e'_{bu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$$

Para el cálculo de la resultante de las compresiones en el hormigón se podrá, cuando el hormigón está mecánicamente agotado, sustituir este diagrama por un simple rectángulo de ordenada σ'_{bu} que actúe sobre los ocho décimos de la altura realmente comprimida, es decir entre $e'_b = 0,7 \cdot 10^{-3}$ y $3,5 \cdot 10^{-3}$.

(12) Estos coeficientes se han tomado de un borrador para el futuro reglamento francés de hormigón pretensado, y susceptible de ser modificado.

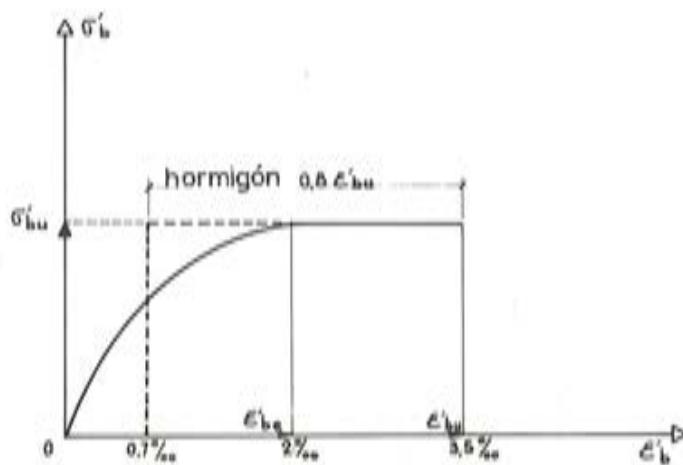


Figura 23

2.1.2 Aceros (fig. 24)

Los diagramas elasto-plásticos completos del módulo de elasticidad $E_a = E_p = 21.000 \text{ kg/mm}^2$, tienen los valores de cálculo de los límites elásticos σ_{lu} y los alargamientos últimos ϵ_{lu} siguientes:

Armaduras	σ_{lu}	ϵ_{lu}
Pasivas	$\sigma_{au} = \frac{\sigma_e}{1,10} = 0,9 \sigma_e$	$\epsilon_{au} = 10 \cdot 10^{-3}$
De pretensado	$\sigma_{pu} = \frac{0,95 R_G}{1,25} = 0,76 R_G$ (1)	$\epsilon_{pu} = \epsilon_{p0} + 10 \cdot 10^{-3}$

(1) O también $0,88 T_G$ si este valor es inferior a $0,76 R_G$ (es decir, si $T_G < 0,86 R_G$)

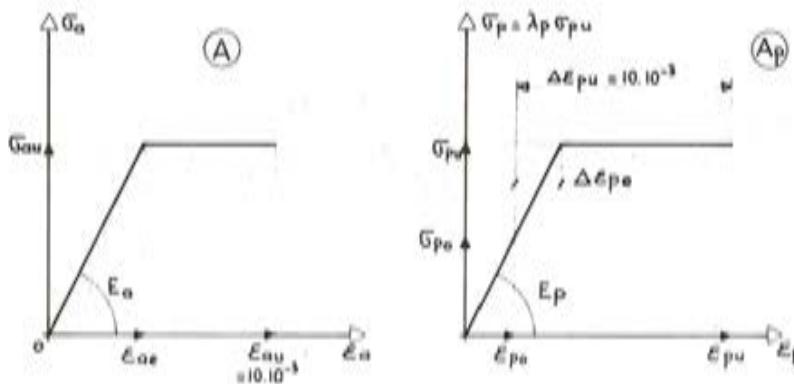


Figura 24

Se observa inmediatamente que en estas condiciones de cálculo, y puesto que se supone que las armaduras de pretensado van menos excéntricas que los aceros pasivos, en ningún

caso se podrá llegar al alargamiento último ϵ_{pu} . En caso contrario se sobrepondría el alargamiento ϵ_{su} de las armaduras pasivas. Los *estados límites* que es preciso alcanzar para obtener el área mínima de armadura pasiva A, están caracterizados, pues, por llegarse a alcanzar, bien ϵ'_{bu} o, bien ϵ_{su} .

Durante la evolución de su fase elástica, las armaduras son sometidas a tracciones de valor $\sigma_i = \lambda_i \sigma_{iu}$ (para i = a ó p, y $\lambda_i \leq 1$).

2.2 Esfuerzos exteriores a tener en cuenta

2.2.1 Momento flector exterior M^*

El momento exterior M, que hasta ahora había sido el considerado, se ha sustituido por el momento exterior M^* , obtenido por estimación de las cargas exteriores q, afectado por diversos coeficientes γ_q fijados por las normas (o en su defecto, de acuerdo con el criterio de los directores de obra (ref. 3).

2.2.2 Valor de referencia del esfuerzo de pretensado P_0^*

Pero desde que se ponderan las acciones permanentes g (peso propio, superestructuras, hasta desplazamientos permanentes impuestos) por un coeficiente γ_g , es lógico ponderar igualmente el esfuerzo normal de pretensado P_0 , que también actúa sobre ella permanentemente. De lo contrario, se gravaría el comportamiento de la construcción cuando no actuasen las sobrecargas, es decir en casi todas las estructuras (particularmente en los puentes carreteros) durante la mayor parte del tiempo. Llamemos P_0^* al valor, en tales condiciones ponderado, del esfuerzo de pretensado parcial.

Esto nos conduce, como ya se ha hecho, a dividir el pretensado total real, $P = P_0 + \Delta P$, en dos partes; ahora bien, en este caso, y a efectos de cálculo, van a ser tratados o ponderados de maneras muy diferentes:

- el esfuerzo exterior P_0^* se somete a reglas parecidas a las que se consideran para otras acciones exteriores,
- por el contrario el esfuerzo suplementario ΔP se considera del mismo modo que las tensiones que están actuando sobre los otros materiales :

$$\Delta P = A_p (\sigma_p - \sigma_{po}) = A_p (\lambda_p \sigma_{pu} - \sigma_{po})$$

La suma de las tensiones de cálculo ($\sigma_{po}^* + \Delta \sigma_p$) no tiene, pues, apenas nada que ver con el pretensado real σ_p .

2.2.3 Consideraremos el momento resultante exterior con relación a las armaduras pasivas:

$$\mu = M^* + (h_a - h_p) P_0^* \quad [9]$$

2.3 Momentos parciales

Sea μ_{ab} el valor del momento μ correspondiente al umbral de las deformaciones límites en el acero pasivo (ϵ_{su}) y en el hormigón (ϵ'_{bu}) (fig. 25).

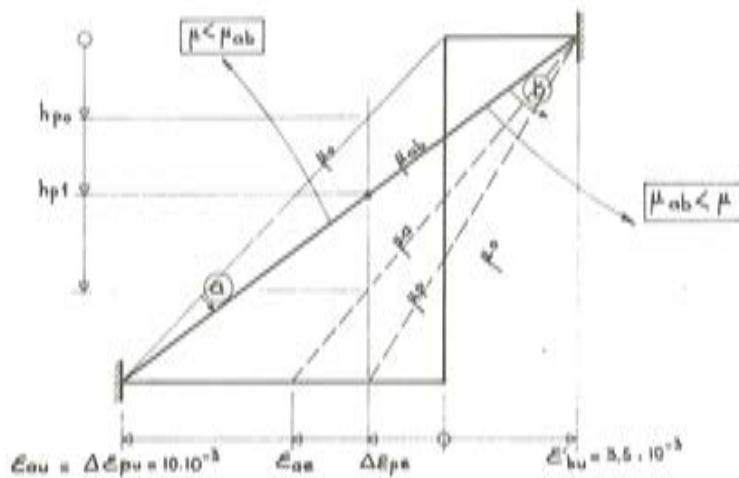


Figura 25

Cuando el momento μ aumenta, el diagrama de las deformaciones de la sección gira:

- primero alrededor del punto que representa a ϵ_{au} y de forma que el acortamiento del hormigón aumenta hasta un valor ϵ'_{bu} (este es el caso en que $\mu < \mu_{ab}$ y donde las armaduras pasivas son comprimidas).
 - después (cuando $\mu_{ab} < \mu$) alrededor del punto ϵ'_{bu} y en el sentido que reduce los alargamientos de las armaduras pasivas. Entonces el hormigón es comprimido y se puede adoptar un diagrama de compresión rectangular que actúa sobre los ocho décimos superiores de la zona comprimida (figs. 22 y 23). Sea μ_a el momento obtenido cuando se alcanza ϵ'_{bu} y ϵ_{ac} .
- Mientras que $\mu < \mu_a$ las armaduras pasivas se deformarán plásticamente ($\lambda_a = 1$).

La observación del diagrama de las deformaciones con cada valor de μ , para cada altura de las armaduras de pretensado, permite igualmente saber si tales armaduras se plastifican o no se plastifican ($\lambda_p \leq 1$). Por ejemplo (fig. 25) cuando $\mu < \mu_{ab}$ y $h_{p1} < h_p$, $\lambda_p = 1$. Cuando $\mu_{ab} < \mu$ y $h_p < h_{p1}$: $\lambda_p < 1$, con:

$$h_{p1} = h_p \frac{\epsilon'_{bu} + \Delta\epsilon_{pe}}{\epsilon'_{bu} + \epsilon_{au}}$$

2.4 Determinación de la sección A

Se determina como antes, por comparación con los momentos parciales y por aproximaciones sucesivas, el diagrama exacto (de cálculo) de las deformaciones de la sección y luego, por una parte la altura x de la zona del hormigón comprimido, y el esfuerzo de compresión a que está solicitada, y , por otra parte la tensión de tracción de las armaduras pasivas, σ_a , y la sobretensión de los aceros activos $\Delta\sigma_p$. Por consiguiente:

$$A = \frac{N'_b - P'_0 - A_p \Delta\sigma_p}{\sigma_a}$$

[10]

2.5 Ejemplos

2.5.1 Datos

Se toman de nuevo los datos que figuran en el § 1.4.2 (figs. 15 y 26)

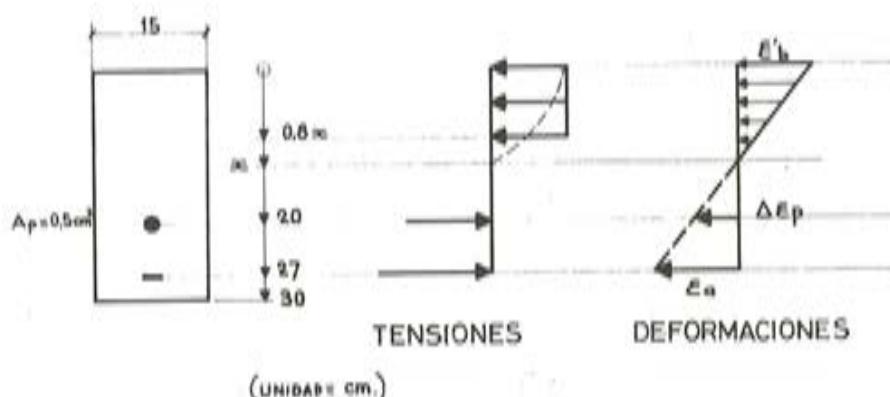


Figura 26

Materiales	Resistencias garantizadas (kg/cm²)	Valores de cálculo (kg/cm²)
acero { pretensado pasivo	R_G = 15.000 $\sigma_e = 4.200$	$\sigma_{pu} = 0,76 R_G = 11.400$ $\sigma_{au} = 0,9 \quad \sigma_e = 3.800$
hormigón	$\sigma'_j = 300$	$\sigma'_{bu} = \frac{300}{1,5} = 200$

$$\sigma_{p0} = 10.000 \text{ kg/cm}^2;$$

pues

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 4,76 \cdot 10^{-3}$$

y

$$\Delta\sigma_{pu} = \sigma_{pu} - \sigma_{p0} = 1.400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta e_{pe} = \frac{114 - 100}{21.000} = 0,67 \cdot 10^{-3}$$

$$< e_{ae} = \frac{38}{21.000} = 1,81 \cdot 10^{-3}$$

$$P_0^* = A_p \sigma_{p0} = 50 (1,2 \cdot 100) = 6.000 \text{ kg}$$

2.5.2 Momentos parciales (fig. 27)

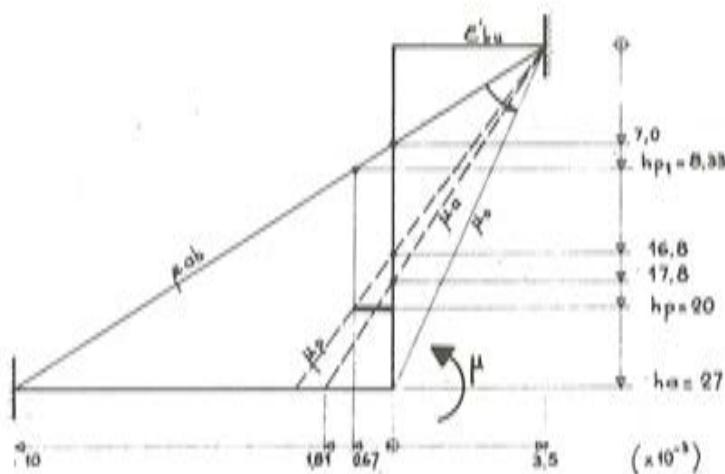


Figura 27

$$h_{p1} = 27 \frac{3,5 + 0,67}{3,5 + 10,0} = 8,33 \text{ cm} < h_p = 20 \text{ cm}$$

$$(\mu_{ab}) < \mu_p < \mu_a$$

$$3,5 + 0,67 > \frac{20}{27} (3,5 + 1,81)$$

Adoptando un diagrama rectangular de compresiones en el hormigón, se obtiene para $\mu \geq \mu_{ab}$:

$$\mu = b \cdot 0,8 \times (h_a - 0,4 \times) \sigma'_{pn} - A_p \Delta \sigma_p (h_a - h_p)$$

siendo las unidades, kg y cm:

$$\mu = 15 \times 0,8 \times (27 - 0,4 \times) 200 - 0,5 \Delta \sigma_p 7$$

$$\boxed{\mu = 64.800 x - 960 x^2 - 3,5 \Delta \sigma_p} \quad [11]$$

Con μ_{ab} y μ_p , las armaduras de pretensado trabajan en estado plástico: $\Delta \sigma_p = 1.400 \text{ kg/cm}^2$.

x (cm)	7,0	16,8
μ (kg cm)	$\mu_{ab} = 401.660$	$\mu_p = 812.790$

Por lo contrario, con μ_a y μ_0 , las armaduras de pretensado trabajan dentro de la zona elástica.

$$\Delta e_p = \frac{20 e_a - 7 \times 3,5 \times 10^{-3}}{27}$$

$$\Delta \sigma_p = E_p \Delta e_p = 1.555 (e_a \cdot 10^3) - 1.955 \text{ kg/cm}^2$$

e_a	$1,81 \cdot 10^{-3}$	0
x (cm)	17,8	27
μ (kg cm)	$\mu_a = 846.260$	$\mu_0 = 1.056.600$

2.5.3 En resumen, y teniendo en cuenta, de acuerdo con la fórmula (9), que:

$$M^* = \mu - 7 \times 6.000$$

M (kg cm)	↑	ab 859.660	↑	p 770.790	↑	a 804.260	↑	o 1.014.600	↑	
elementos plastificados	A, A_p		A, A_p, B		A, B		B		imposible	
σ_a (kg/cm ²)	3.800		3.800		3.800		< 3.800			
$\Delta \sigma_p$ (kg/cm ²)	1.400		1.400		< 1.400		< 1.400			
A (cm ²)	↑	2,66	↑	8,85	↑	9,65	↑	infinito		

Consideraremos a continuación los diferentes casos que se pueden presentar, o sea:

$$M^* = 2,50; 5,00; 8,50 \text{ tm}$$

2.5.4 El momento exterior $M^* = 250.000 \text{ kg cm}$

$$2.5.4.1 \mu = 250.000 + 6.000 \times 7 = 292.000 \text{ kg cm} < \mu_{ab}$$

La sección alcanza, pues, su estado límite por aplastamiento de sus armaduras pasivas ($\sigma_a = \sigma_{au} = 3.800 \text{ kg/cm}^2$; $e_a = e_{au} = 10 \cdot 10^{-3}$) y activas ($\Delta \sigma_p = 1.400 \text{ kg/cm}^2$) pero sin aplastamiento total del hormigón ($e_b' < e_{bu}'$ y $x < 7,0 \text{ cm}$).

2.5.4.2 Compárese este valor de μ con el de μ_1 , correspondiente al límite de plastificación del hormigón ($e_b' = 2 \cdot 10^{-3}$). En este caso la altura de la zona del hormigón comprimido vale:

$$x_1 = \frac{2}{2 + 10} h_a = \frac{27}{6} = 4,5 \text{ cm}$$

De donde:

$$\mu_1 = \frac{2}{2} 15 \cdot 4,5 \cdot 200 (27 - 0,4 \cdot 4,5) - 0,5 \cdot 1.400 \cdot 7,0 = 221.900 \text{ kg cm}$$

2.5.4.3 Con este valor, que es inferior al verdaderamente real de μ , el hormigón ha entrado, pues, en estado de plastificación y su diagrama de compresiones (fig. 28) comprende un sector rectangular de altura $K h_a$ y un sector de forma parabólica de altura $\frac{h_a}{6}(1-K)$, siendo:

$$K = \frac{\epsilon_b' - 2 \cdot 10^{-3}}{\epsilon_b' + 10 \cdot 10^{-3}}$$

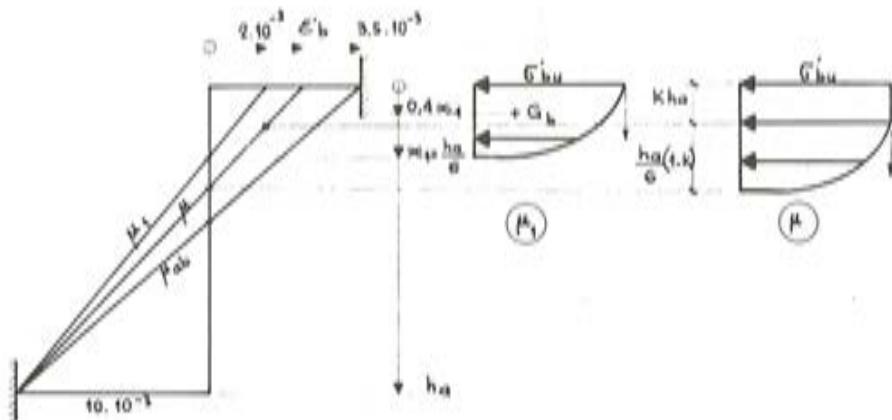


Figura 28

$$\mu = b h_a^2 \sigma_{bu}' \left[K \left(1 - \frac{K}{2} \right) + \frac{2}{3} \frac{(1-K)}{6} \left(1 - K - 0,4 \frac{(1-K)}{6} \right) \right] - A_p \Delta \sigma_{pu} (h_a - h_p)$$

$$\begin{aligned} \mu &= b h_a^2 \sigma_{bu}' \left[K \left(1 - \frac{K}{2} \right) + \frac{2,8}{27} (1-K)^2 \right] - A_p \Delta \sigma_{pu} (h_a - h_p) = \\ &= 221.900 + 1.733.416 K - 866.708 K^2 = 292.000 \end{aligned}$$

De donde $K' = 0,0413$; $x = 5,43 \text{ cm}$

Esfuerzos normales:

– en el hormigón:

$$N_b' = b h_a \sigma_{bu}' \left(K + \frac{2}{3} \frac{2(1-K)}{6} \right) = \frac{1+8K}{9} b h_a \sigma_{bu}' = 11.975 \text{ kg}$$

– en las armaduras de pretensado (sobretensión):

$$\Delta N_p = 0,5 \times 1.400 = 700 \text{ kg}$$

– en las armaduras pasivas [10]:

$$N_a = A \sigma_a = 11.975 - 6.000 - 700 = 5.275 \text{ kg}$$

Por consiguiente:

$$A = \frac{5.275}{3.800} = 1.39 \text{ cm}^2 \text{ (es decir 2 T 10)}$$

2.5.5 Momento exterior: $M^* = 500.000 \text{ kg cm}$

$\mu = 542.000 \text{ kg cm}$ está comprendido entre μ_{ab} y μ_p . La sección está limitada, pues, por el aplastamiento de su hormigón ($e'_b = e'_{bu}$) y plastificación de todas las armaduras, sin que ellas alcancen su alargamiento límite ($\sigma_a = \sigma_{au}$ y $\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{pu}$). Estando el hormigón trabajando a compresión, se reemplaza su diagrama de compresión por el diagrama rectangular simplificado. De donde [11]:

$$542.000 = -1.200 x^2 + 64.800 x - 3,5 \cdot 1.400$$

es decir:

$$x = 10,47 \text{ cm}$$

Así pues:

$$N_b' = 15 \cdot 0,8 \cdot 10,47 \cdot 200 = 25.130 \text{ kg}$$

$$A = \frac{25.130 - 6.000 - 700}{3.800} = 4,85 \text{ cm}^2$$

(es decir 3 T 16 ó 2 T 20).

2.5.6 Momento exterior: $M^* = 850.000 \text{ kg cm}$

$\mu = 892.000 \text{ kg cm}$ es superior a μ_p y μ_a . La sección parece, ya que por notoria insuficiencia de hormigón ($e'_b = e'_{bu}$) sin que ninguna de sus armaduras llegue a la plastificación. Se tiene pues (fig. 29):

$$\Delta\sigma_p = E_p e'_{bu} \left(\frac{h_p - x}{x} \right) \text{ y } \sigma_a = E_a e'_{bu} \left(\frac{h_a - x}{x} \right)$$

$$\mu = 0,8 \times b \sigma'_{bu} (h_a - 0,4 x) - A_p \Delta\sigma_p (h_a - h_p) =$$

$$= 0,8 \times 15 \cdot 200 (27 - 0,4 x) - 0,5 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} \left(\frac{20}{x} - 1 \right) 7 = 892.000$$

Por tanto, la ecuación para la determinación de x será:

$$Z = 960 x^3 - 64.800 x^2 + 866.275 x + 514.500 = 0$$

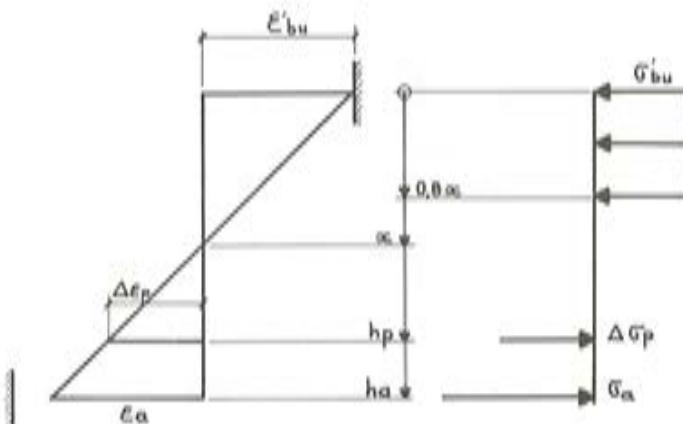


Figura 29

En la práctica esta ecuación se resuelve por bipartición, es decir, adoptando para cada aproximación sucesiva como valor de x la semisuma de los valores precedentemente obtenidos y que encajan sobre poco más o menos para un valor $X = 0$. Nosotros sabemos que:

$$17,8 < x < 20 \text{ cm} \quad \text{pues } Z(17,8)$$

$$= 817.125 > 0 > Z(20) = -400.000$$

consideremos:

$$x_1 = \frac{17,8 + 20}{2} = 18,9 \text{ cm} \quad \text{de donde } Z = 221.110$$

$$x_2 = \frac{18,9 + 20}{2} = 19,45 \text{ cm, etc}$$

La siguiente tabla da una serie de aproximaciones muy rápidas, que pueden calcularse por cálculo manual o con ordenador:

x	17,8	20,0	18,9	19,45	19,175	19,312	19,244	19,278	19,295
Z	817.125	-400.000	221.100	-86.800	67.900	-9.000	29.200	10.115	560

De donde $x = 19,296 \text{ cm} (Z = -0,8)$

$$\Delta\epsilon_p = 3,5 \cdot 10^{-3} \frac{20 - 19,296}{19,296} = 0,13 \cdot 10^{-3}; \quad \Delta\sigma_p = 268 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_a = 1,4 \cdot 10^{-3}; \quad \sigma_a = 2,935 \text{ kg/cm}^2$$

Por consiguiente [10]:

$$A = \frac{0,8 \cdot 19,296 \cdot 15 \cdot 200 - 6.000 - 0,5 \cdot 268}{2,935} = 13,69 \text{ cm}^2$$

(o sea, se colocarán 3 T 25 ó 2 T 32). En este caso, como se vió en 1.5.2 b, será más conveniente disponer la armadura pasiva en la zona del hormigón que trabaja a compresión, pues la viga adolece, principalmente, de insuficiencia de resistencia a la compresión.

REFERENCIAS

- (1) Yves GUYON: *Constructions en béton précontraint*, tomo I, capítulo II (Eyrolles 1966)
- (2) J. R. ROBINSON: *Cours de Béton Armé* (CHEC, 1971)
- (3) Ministère de l'Équipement: *Instruction Provisoire sur les "Directives communes relatives au calcul des constructions"* (circulaire n° 71.145 du 13-12-1971).

Traducido por:
C. Sánchez Castro

CURSILLO PARA POSGRADUADOS SOBRE "DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN PRETENSADO", EN COLOMBIA

En la semana del 19 al 24 del pasado Junio y organizado por la Sociedad Colombiana de Ingenieros se ha celebrado en Bogotá un curso al que fueron invitados como profesores nuestros colegas José A. Torroja y Juan J. Arenas. Se estructuró en 15 conferencias, a lo largo de las cuales se expusieron los planteamientos actuales de cálculo y seguridad de las estructuras de hormigón pretensado, difundiéndose la norma española EP-77 que fué distribuida entre los 43 ingenieros asistentes.

El programa incluyó los siguientes temas:

- 1.- Estado actual de la idea del hormigón pretensado.
- 2.- Materiales constitutivos del hormigón pretensado.
- 3.- Ejecución (2 conferencias).
- 4.- Bases de cálculo.
- 5.- Acciones debidas al pretensado.
- 6.- Análisis de esfuerzos debidos al pretensado en estructuras hiperestáticas.
- 7.- Estados límite de servicio.
- 8.- Estados límite de agotamiento por solicitudes normales.
- 9.- Estados límite de agotamiento por solicitudes tangentes.

Se incluyeron además cinco charlas con diapositivas sobre aplicaciones específicas del hormigón pretensado: Puentes en general, puentes construidos por avance en voladizo, estructuras prefabricadas y estructuras varias de hormigón pretensado (refuerzos, depósitos y cubiertas).

El Curso terminó con la entrega de diplomas a los asistentes, y el lunes siguiente, 26 de Junio, en la ciudad de Cali diversas asociaciones profesionales organizaron una doble conferencia. Juan J. Arenas habló sobre "Principios básicos de los puentes construidos por avance en voladizo" y describió el proyecto y el proceso constructivo del puente sobre el río Cauca, en Cali.

José A. Torroja expuso el tema "Aplicaciones del hormigón pretensado a cubiertas, depósitos, refuerzos, etc", y, a continuación habló del proceso del proyecto y construcción del puente de Molins de Rey.

Comportamiento de las viguetas de hormigón armado pretensado bajo cargas repetidas (Complemento).

Por J. Fauchart, M. Kavvaghine, J. Trinh

Una primera parte de la investigación emprendida sobre este tema por la U.T.I. ha sido realizada en 1971 (1) en el Centro de Ensayo de estructuras de Saint-Rémy por el Service d'Etude des Structures. Tal trabajo se ocupaba esencialmente del comportamiento comparativo, bajo flexiones repetidas, de viguetas con diferentes clases de pretensado. El presente artículo da cuenta de los nuevos ensayos que han sido efectuados para completar la gama de valores de las sobretensiones de las armaduras de pretensado cuando tales armaduras son las responsables de la rotura.

I. PIEZAS DE ENSAYO Y PROGRAMA DE CARGAS

Cuatro nuevas viguetas del tipo B, de hormigón armado pretensado (clase III) se han sometido a ensayos de flexión simple, utilizando el mismo dispositivo experimental; las dos primeras (vigueetas 3A y 3B) bajo cargas estáticas para exactamente comprobar los valores de resistencia estática y las otras dos (vigueetas 3C y 3D) bajo cargas repetidas.

Estas piezas de ensayo han tenido las mismas características que las viguetas B3 de la investigación citada precedentemente (*fig. 1*). También se han fabricado en las mismas condiciones, con un hormigón de la misma composición. En la tabla 1 se indican las características del hormigón.

Las armaduras de pretensado se tesaron inicialmente a 1.270 N, es decir a $T_{0,1}$ ó a $3/4 R$. Para las viguetas 3C y 3D, al principio del ensayo, su tensión fue del orden de 1.110 N/mm², o sea alrededor de 0,78 $T_{0,1}$ ó 0,65 R.

Las piezas destinadas a estas pruebas se conservaron, hasta el mismo día del ensayo, en un medio ambiente acondicionado a 22°C y 35 por 100 de humedad relativa, bajo pretensado solamente (despreciándose el peso propio).

Los ensayos de carga estática han conducido a la rotura de las probetas 3A y 3B, a

(1) J. Fauchart y J. Trinh: "Comportamiento bajo cargas repetidas de las viguetas de hormigón armado pretensado". Annales de l'I.T.B.T.P. N° 309-310, serie B/132 (sep-oct. 1973).

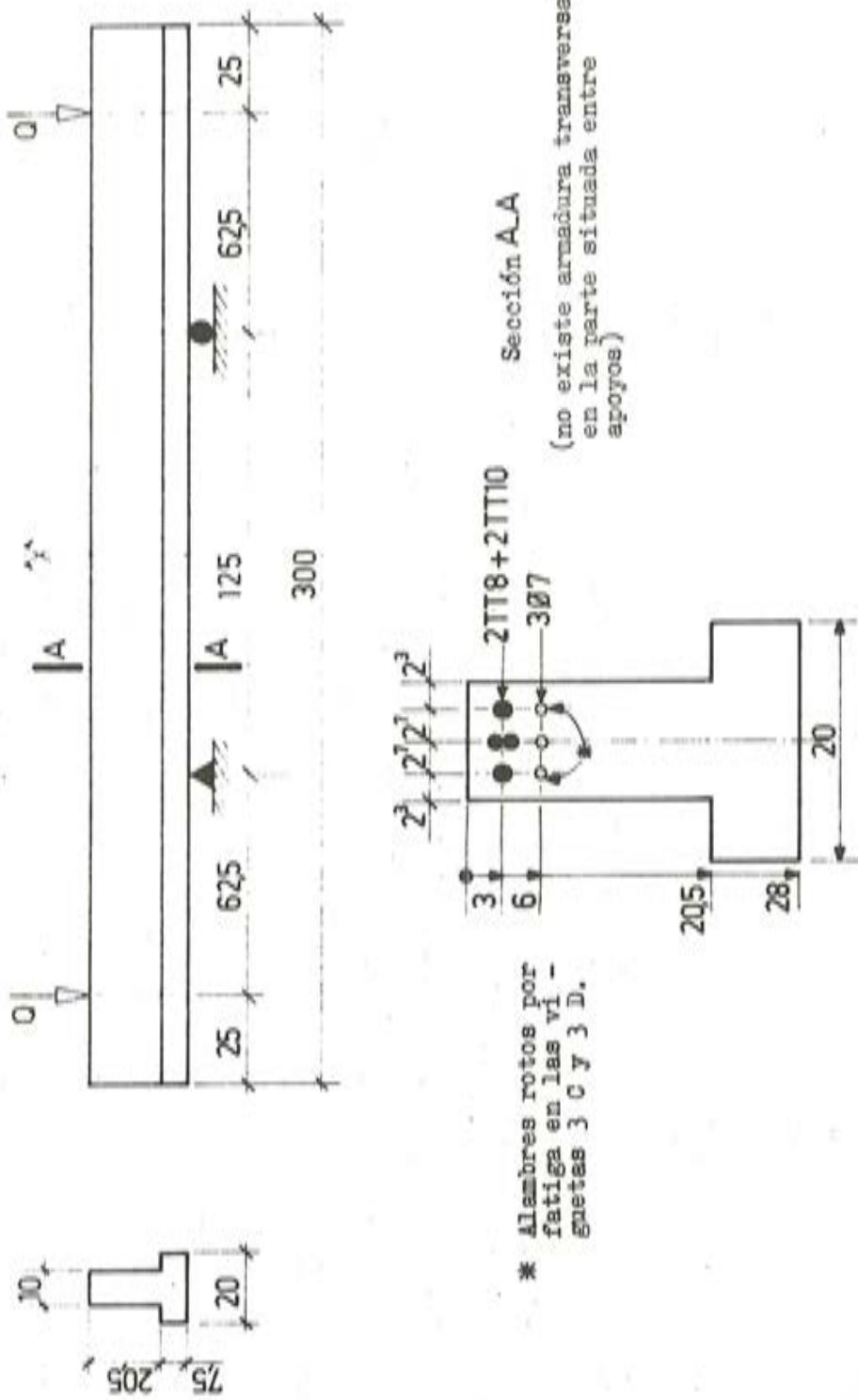


Fig. 1.-Viguetas de ensayo.

TABLA I

Vigueta		3 A	3 B	3 C	3 D
Edad (días) durante el ensayo		91	14	140	122
Resistencia a compresión σ'_j (N/mm ²)	al realizarse el pretensado	30	37	35	32
	a los 28 días	38	47	44	40
	en el día del ensayo			58	43
Resistencia a la tracción por flexión, σ_j (N/mm ²)		2,8	2,9	2,8	2,8

flexión, por insuficiencia de las armaduras de tracción. Los momentos últimos fueron de 73 kN·m (vigueta 3A) y de 67 kN·m (vigueta 3B). Fue el valor teórico de $M_u = 67,5$ kN·m, es decir para ($Q_u = 108$ kN). El poder sobrepasar este valor, como en el caso de la vigueta 3A, se ha podido explicar por el hecho de existir un ligero error de situación en las armaduras pasivas.

En la vigueta 3C, la carga dinámica provoca, en la parte comprendida entre apoyos, un momento flector que varía entre límites tales como $0,15 M_u$ y $0,55 M_u$ ($15 \text{ kN} \leq Q \leq 61,5 \text{ kN}$). Las cargas aplicadas a la pieza de ensayo 3D fueron menos desfavorables; el momento estuvo comprendido entre $0,15 M_u$ y $0,45 M_u$ ($15 \text{ kN} \leq Q \leq 50 \text{ kN}$).

Los primeros cinco ciclos lentos fueron suficientes para provocar la fisuración generalizada de las viguetas (fig. 2). Seguidamente se optó por ejercer ciclos menos rápidos (al ritmo de 250 por minuto) que en los ensayos precedentes (500 ciclos por minuto). Las cargas se repitieron por ráfagas continuas, con cortas interrupciones para la lectura de las medidas. Estas se efectuaron sucesivamente bajo cargas que se mantenían constantes y que correspondían a los valores extremos de los ciclos.

II. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DINAMICOS

En la Tabla II se facilitan:

- las tensiones en las armaduras, determinadas a partir de las medidas de sus alargamientos relativos y de los diagramas de tracción-deformación del acero.
- las tensiones en el hormigón, que están calculadas a partir de los esfuerzos normales determinados en las armaduras como ya se ha indicado.

La vigueta 3C se rompió después de aproximadamente 300.000 ciclos, por fractura, debida a la fatiga, de dos alambres de pretensado. Ambas caras laterales de la vigueta han presentado, siguiendo sensiblemente el trazado de la armadura de pretensado, una fisuración horizontal, que puede interpretarse como una consecuencia de la destrucción de la adherencia (fig. 2). Se hace constar que no se había previsto, en la vigueta, ninguna armadura transversal que se opusiese a tal rotura.

La vigueta 3D resistió hasta 830.000 ciclos. Se pudo observar entonces una fisuración horizontal localizada sobre un paramento del alma a lo largo de la armadura de pretensado. Es probable la rotura de un alambre (aunque no se ha comprobado directamente) ya que si la vigueta no acusa grandes deformaciones como en el caso precedente, las medidas indican

un brusco acrecentamiento finito del conjunto de las deformaciones (figs. 3 y 4). Sin embargo, la vigüeta ha soportado además 450.000 ciclos hasta que se produjeron, bruscamente, graves daños en el hormigón: grandes deformaciones, fisuración longitudinal (por pérdida de adherencia) y fisuración transversal (por flexión) ampliamente abierta; todavía se produjo una segunda fractura por fatiga.

TABLA II

	Tensiones (N/mm^2)							
	Vigüeta 3C				Vigüeta 3D			
	Armaduras		Hormigón*	Armaduras		Hormigón*		
	Activa	Pasiva		Activa	Pasiva			
Q_m (15 kN)	1156	-120		1154	-126			
Q_M	1383 (1392)	166 (196)		1305 (1314)	54 (65)			
Sobre-tensión $\Delta\sigma$	226 (237)	286 (316)		150 (160)	180 (191)			

- Las compresiones son consideradas positivas para el hormigón y negativas para las armaduras.
- Se facilitan, después de aparecer la fisuración, los valores medios de las medidas y, entre paréntesis, los correspondientes a las deformaciones máximas medias.

(*) Diagramas calculados teniendo en cuenta la perjudicial retracción para $n = 6$, antes de la descompresión del hormigón, y seguidamente para $n = 10$.

Seguidamente las dos viguetas se sometieron a ensayos estáticos, rompiéndose por aplastamiento del hormigón por compresión, como consecuencia del agotamiento de sus armaduras tesas y por la rotura de algunos aceros activos y pasivos. En la tabla III se compara la resistencia estática de las viguetas con la calculada, sin tener en cuenta que las armaduras

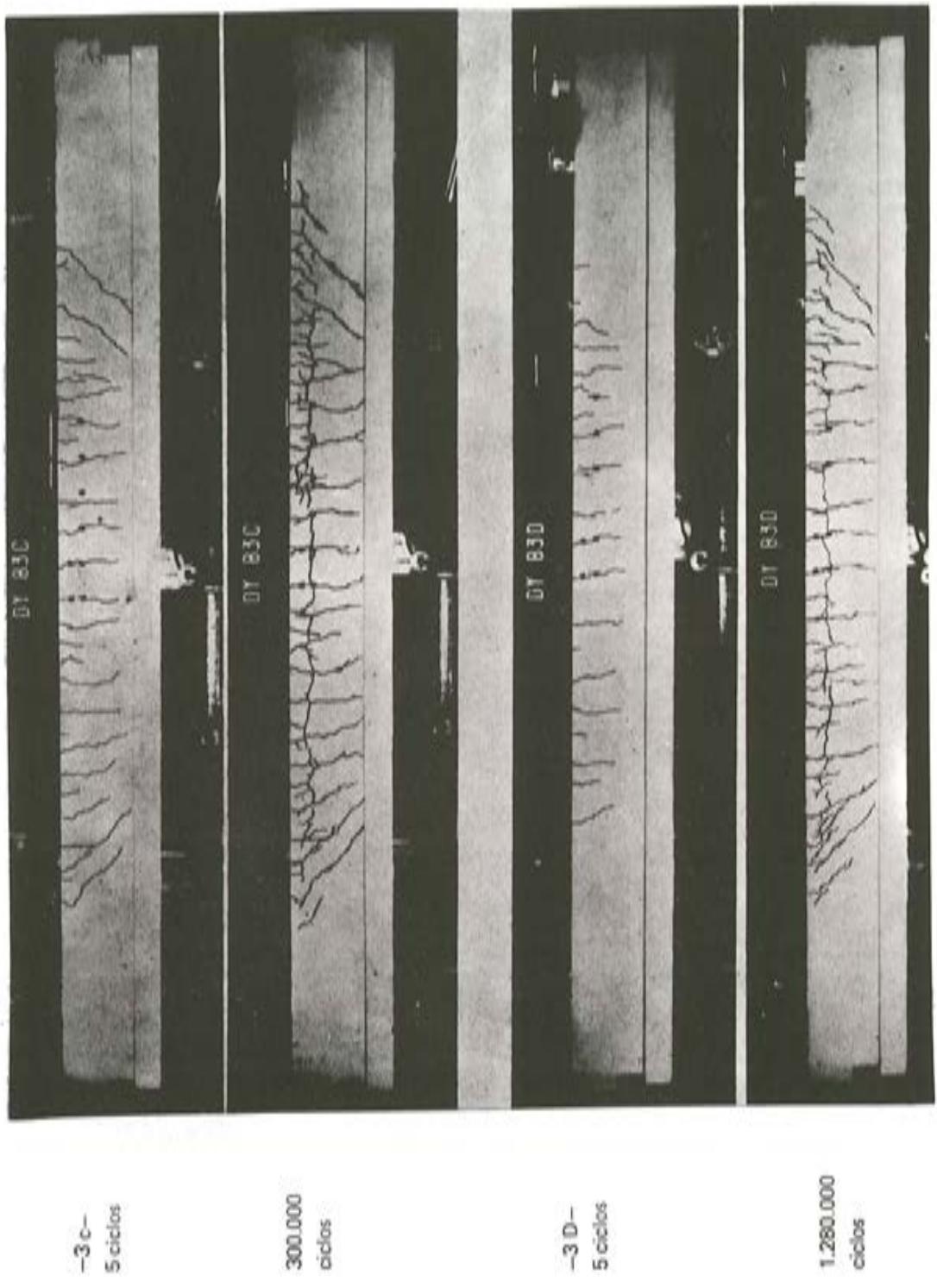


Fig. 2.—Fisuración de las viguetas durante los ensayos.

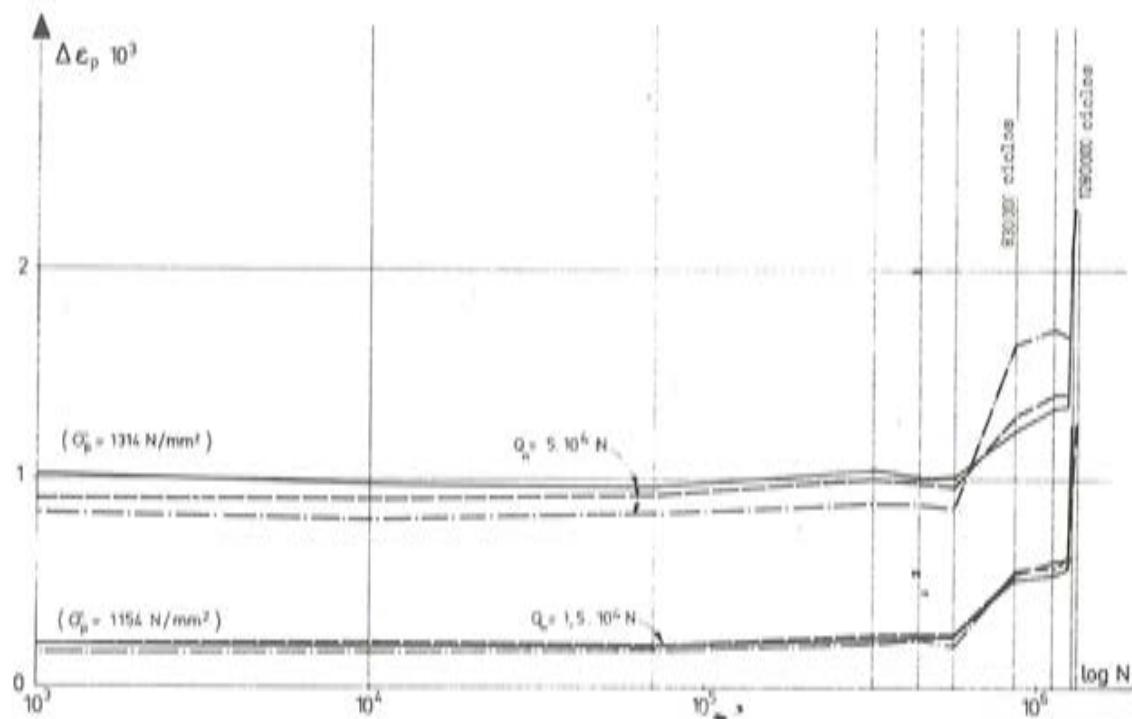


Fig. 3.—Evolución de las deformaciones de la armadura activa de la vigueta 3 D.

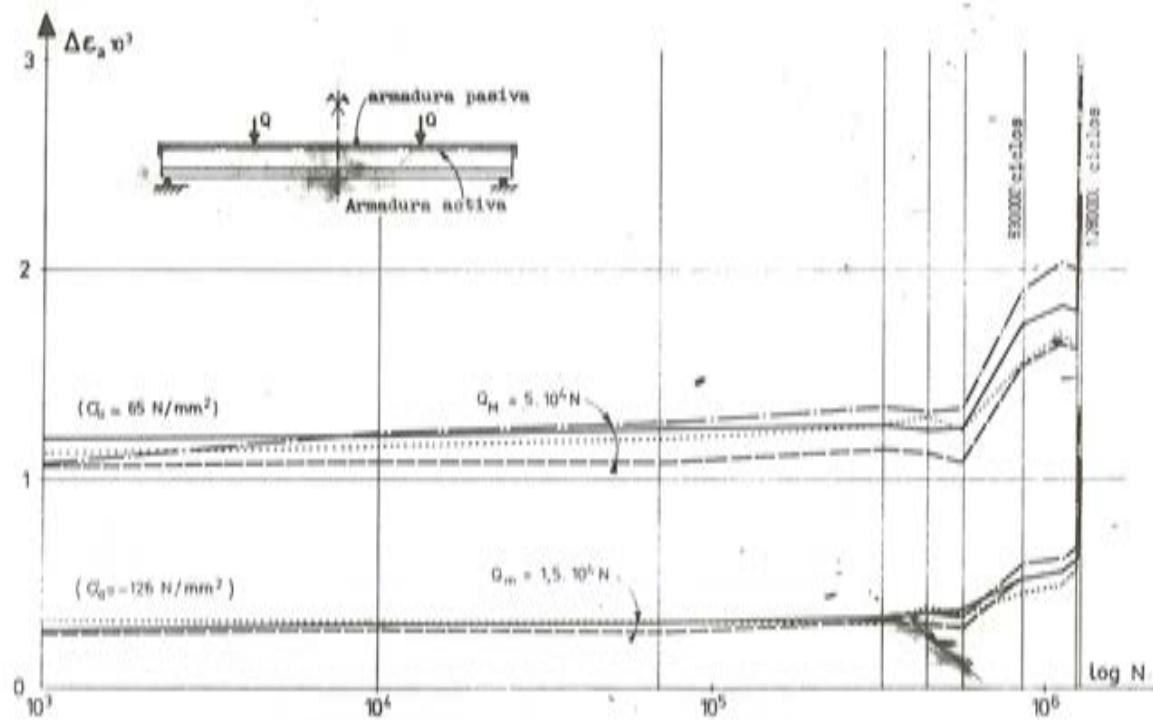


Fig. 4.—Evolución de las deformaciones de la armadura pasiva de la vigueta 3 D.

permanecen intactas. La excelente concordancia muestra que aparte de la supresión de la resistencia de las armaduras rotas, la resistencia estática no parece disminuir.

TABLA III

Vigueta	3 C	3 D
Q_u exper. (kN)	70	74
$\frac{Q_u \text{ exper.}}{Q_u \text{ calcul.}}$	0,98	1,05

Los resultados, relativos a la resistencia a la fatiga de todas las probetas (comprendidas aquí las ensayadas en 1971), se presentan en la figura 5.

Conviene señalar como primeras conclusiones que:

- a) la rotura de los alambres de pretensado, cuando se produce, nunca implica la inmediata rotura de la viga. Simplemente se traduce en una sobretensión de las otras armaduras en la zona de rotura, y en una pérdida de adherencia a lo largo de la armadura rota, que únicamente se propaga de una forma progresiva, sin que se haya dispuesto armadura transversal alguna para aminorar tal propagación;
- b) en las viguetas (A-1, 2, 3, 3', 3"; B-1, 2, 3') que han soportado un millón de ciclos sin romperse, puede apreciarse que sus armaduras de pretensado experimentan variaciones de tensión: $\Delta\sigma_p = (0,02 \text{ a } 0,13) \times T_{0,1}$ (media $0,06 T_{0,1}$) y llegan a experimentar tracciones máximas: $\sigma_{p \text{ máx}} = (0,80 \text{ a } 0,96) T_{0,1}$ (media $0,86 T_{0,1}$);
- c) las seis viguetas (A-1, B-1 y B-2 en segunda fase, B-3, 3C y 3D) que han experimentado la rotura de las armaduras de pretensado antes de un millón de ciclos, han sufrido:
 - variaciones de tensión: $\Delta\sigma_p = (0,11 \text{ a } 0,32) \times T_{0,1}$ (media $0,20 T_{0,1}$);
 - tracciones máximas: $\sigma_{p \text{ máx}} = (0,92 \text{ a } 1,00) \times T_{0,1}$ (media $0,98 T_{0,1}$);a lo largo de un número de ciclos que varió de 88.000 a 830.000.
- d) estas limitaciones deducidas de la experimentación se refieren a las solicitudes que actúan realmente en las armaduras de las viguetas. Pero es preciso advertir a los ingenieros proyectistas que del cálculo realizado según las prescripciones del nuevo reglamento para el hormigón pretensado (circular 73-153 de 13 de agosto de 1973) resultan, para estas viguetas, variaciones en las tensiones calculadas sensiblemente inferiores a las que se han medido, como puede verse en el anexo que aparece más adelante.

Si se tiene en cuenta la perturbación aportada por las armaduras a la retracción del hormigón se obtendrá una mejor concordancia con los resultados experimentales;

- e) podría realizarse una investigación complementaria que correspondiese a ciclos francamente más lentos (en los cuales se dejase disipar, cada vez que se descargaba, la energía acumulada durante la carga) para reflejar mejor la realidad existente en las obras, y duplicar los ensayos efectuados con las armaduras desnudas, para probar su resistencia propia a la fatiga, ya que, en definitiva, parece ser que este es el problema fundamental del comportamiento de las estructuras de hormigón armado pretensado ante las acciones repetidas.

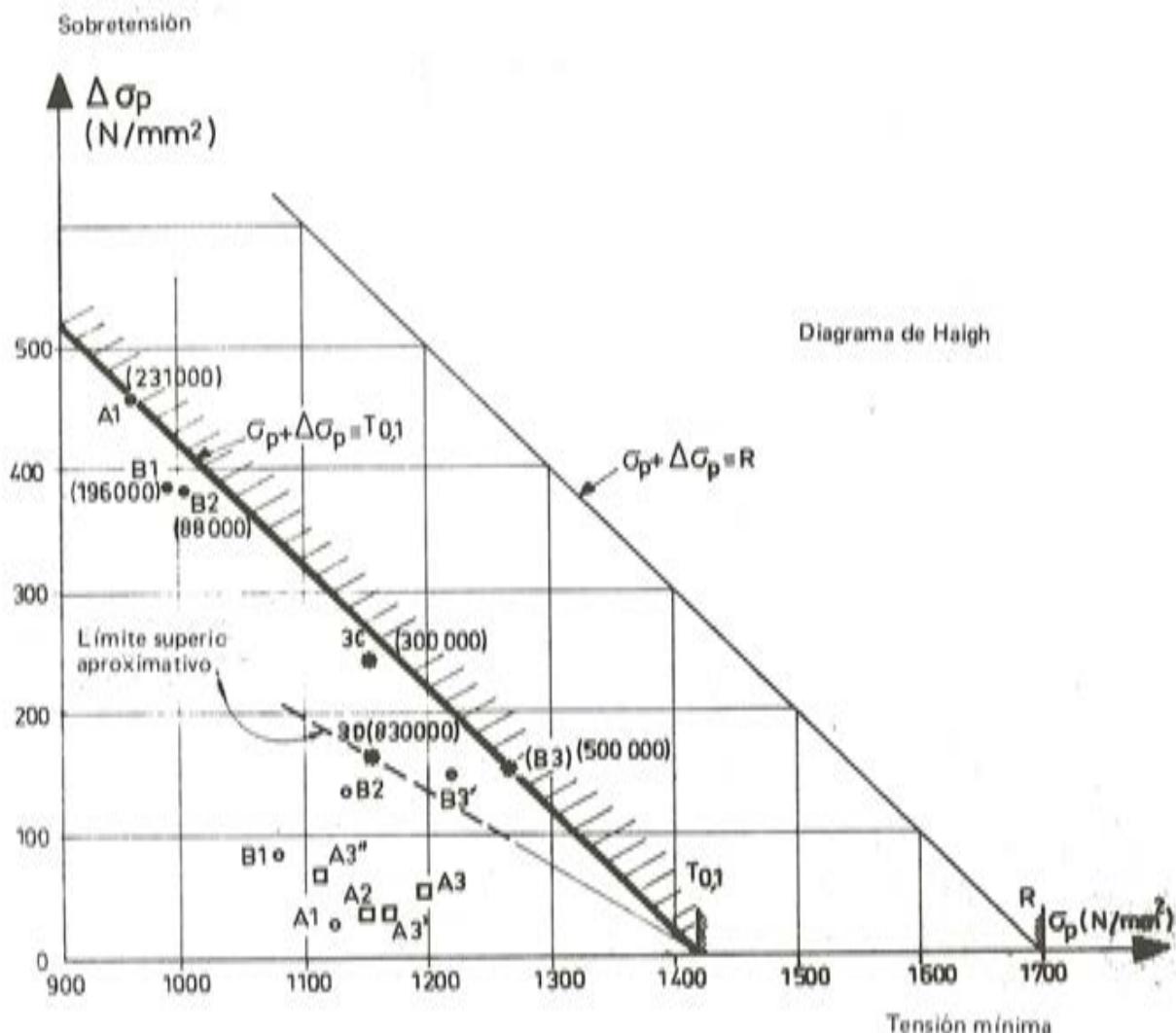


Fig. 5.—Diagrama de Haigh. Resistencia a la fatiga de las armaduras de pretensado (C.7 E.S.A.). Los símbolos blancos representan las tensiones máximas soportadas sin llegar a la rotura durante un millón de ciclos. Los negros se refieren a casos observados de rotura de los alambres (las cifras entre paréntesis indican el número de ciclos soportados hasta la rotura del primer alambre).

A N E X O

ELEMENTOS DE CALCULO PARA LAS VIGUETAS 3C Y 3D (1)

I. VALORES MEDIOS PARA LAS DOS PIEZAS DE ENSAYO

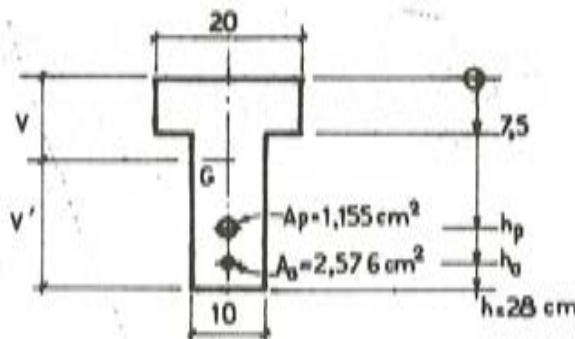
Características de la sección transversal:

Sección	h_p (cm)	h_a (cm)	area B	ν (cm)	ν' (cm)	I (cm ⁴)
Bruta			355	11,83	16,17	24.860
Homogeneizada	$n = 6$	$n = 15$	21,95	25,61	373,66	407,23
					12,47	15,53
					13,46	14,54
						27,746
						32,295

(1) Según las prescripciones de la circular 73.153 de 13 de agosto de 1973.

El esfuerzo de pretensado P medido el mismo día del ensayo, antes de aplicarle cualquier carga, después de las pérdidas, vale 128,47 kN.

Observación: Despreciaremos, desde ahora en adelante, el insignificante efecto del peso propio de la viga.



2. EFECTO PERTURBADOR PRODUCIDO POR LAS ARMADURAS CONTRA LA RETRACCION DEL HORMIGON

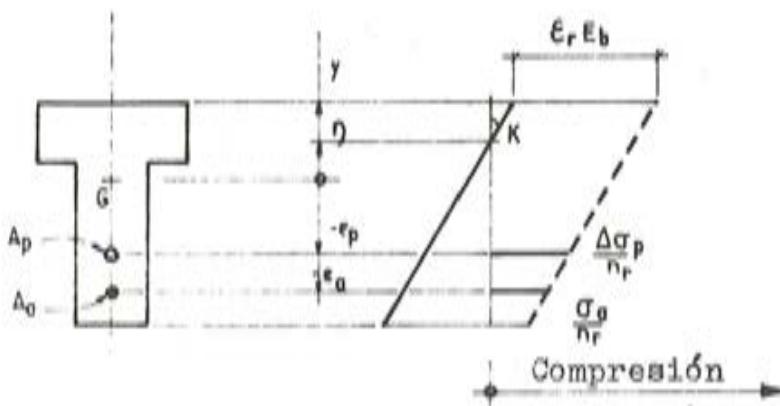
Sea ϵ_r la retracción libre del hormigón. Realmente la retracción queda frenada por las armaduras que, coaccionadas, quedan comprimidas a niveles de tensión σ_a y $\Delta\sigma_p$. El hormigón se encontrará a tracción (al menos en los alrededores de las armaduras) a la tensión σ_b .

El conjunto de tales tensiones, que surgen en ausencia de toda carga exterior, constituye un sistema nulo en cada sección, puesto que la viga es isostática.

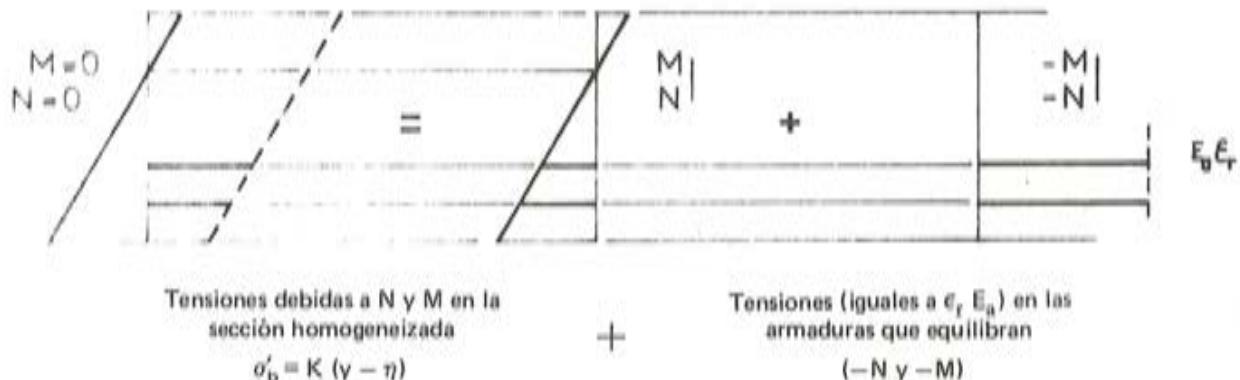
Los diagramas de tensiones σ_b , por una parte, y para las tensiones $\left(\frac{\sigma_a}{n_r} \text{ y } \frac{\Delta\sigma_p}{n_r}\right)$, por otra parte, son lineales y paralelos, con un desplazamiento correspondiente a la diferencia de deformación que no ha podido producirse entre el hormigón y las armaduras, es decir ϵ_r :

$$\sigma_b \text{ (o } \Delta\sigma_p) = n_r (E_b \epsilon_r + \sigma_b)$$

en la cual $E_b = E_a/n_r$ es el módulo de deformación del hormigón.



Este diagrama de tensiones es igual a la suma de los dos siguientes:



$$N = 0: \quad (A_p + A_a) E_a e_r = - \int \sigma_b' y dB = k \eta B \quad \text{pues} \quad \int y dB = 0$$

$$M = 0: \quad E_a e_r [A_p (h_p - v) + A_a (h_a - v)] = \int \sigma_b' y^2 dB = K I$$

y sustituyendo: $e_p = h_p - v$ y $e_a = h_a - v$

$$K = \frac{E_a e_r}{I} (A_p e_p + A_a e_a)$$

$$\eta = \frac{I (A_p + A_a)}{B (A_p e_p + A_a e_a)}$$

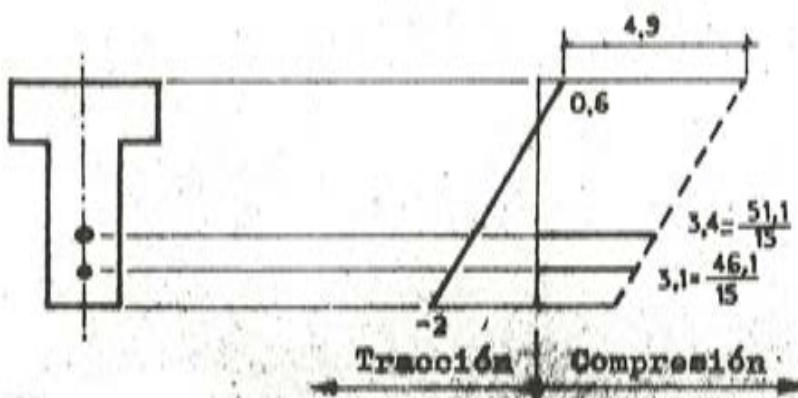
$$\sigma_b' = E_a e_r \left(\frac{A_p e_p + A_a e_a}{I} y - \frac{A_p + A_a}{B} \right)$$

$$\sigma_a = E_a e_r \left(1 - \frac{n_r (A_p + A_a)}{B} + y \frac{n_r (A_p e_p + A_a e_a)}{I} \right)$$

Hemos adoptado los valores siguientes:

$$n_r = 15; E_a = 208.500 \text{ N/mm}^2; \text{ de donde } E_b = \frac{E_a}{n_r} = 13.900 \text{ N/mm}^2; \text{ y } e_r = 3.5 \cdot 10^{-4}$$

Los resultados numéricos, en N/mm^2 , se han llevado al gráfico que figura a continuación:



3. VALOR DE REFERENCIA DEL PRETENSADO P_0 Y TENSIONES BAJO PRETENSADO PURO

El esfuerzo P_0 que se adopta es igual al esfuerzo de tracción en la armadura de pretensado cuando la fibra del hormigón, situada a su nivel está sometida a una tensión nula.

3.1 En un primer cálculo, se van a despreciar los efectos de la perturbadora retracción.

El esfuerzo P_0 engendra una tensión normal σ_{bp} , a la altura de la armadura de pretensado, igual a:

$$\sigma_{bp} = P_0 \left[\frac{1}{B} + \frac{(h_p - v)^2}{I} \right]$$

Las características son las de la sección homogeneizada con $n = 6$ con relación a todas las armaduras.

El esfuerzo en la armadura activa llega a ser en vacío:

$$P = P_0 - n \sigma_{bp} A_p = P_0 \left\{ 1 - n A_p \left[\frac{1}{B} + \frac{(h_p - v)^2}{I} \right] \right\}$$

despejando:

$$P_0 = \frac{P}{1 - n A_p \left[\frac{1}{B} + \frac{(h_p - v)^2}{I} \right]}$$

$$\text{de donde: } P_0 = \frac{128,470}{1 - 6 \times 1,155 \left[\frac{1}{383,66} + \frac{(21,95 - 12,47)^2}{27,746} \right]} = 133,961 \text{ N}$$

Las tensiones calculadas bajo un pretensado puro pueden verse en la tabla A (columna I). Se señala que las compresiones de las armaduras pasivas son muy inferiores a las que han sido medidas (del orden de $178,6 \text{ N/mm}^2$), lo cual indica la importancia que tiene el efecto perturbador de estas armaduras sobre la retracción del hormigón.

3.2 Si se quiere tener en cuenta esta acción en el cálculo, es preciso entonces considerar un valor de referencia P_0 :

$$P_0 = \frac{P + 51,1 A_p}{1 - n A_p \left[\frac{1}{B} + \frac{(h_p - \nu)^2}{I} \right]} = 140.116 \text{ N}$$

puesto que la parte de compresión de las armaduras activas, causada por la retracción producida, ya está incluida en el valor medido del esfuerzo P.

3.3 La tabla A permite comparar los valores de las tensiones calculadas según las dos hipótesis precedentes, con los valores medidos.

4. EFECTO DE LAS CARGAS Q

Para poder establecer la comparación se efectúa, paralelamente:

- un cálculo siguiendo las hipótesis del nuevo reglamento para el hormigón pretensado;
- un cálculo que tiene en cuenta los efectos de la retracción perturbadora.

4.1 Determinación de las tensiones bajo la carga mínima

($Q_m = 15 \text{ kN}$) es decir $M_m = 9,375 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

La sección queda totalmente comprimida bajo esta carga. El diagrama de tensiones viene dado por el cálculo clásico (para $n = 6$) de una sección sometida a flexión. Si se desprecia el efecto perturbador aportado por la presencia de las armaduras pasivas, basta, para obtener las tensiones en estado descargado, añadir aquellas debidas al pretensado puro, obtenidas en el párrafo 3.1 (tabla A, columna I). En el caso contrario, también es preciso igualmente tener en cuenta las tensiones que resultan de la retracción originada, calculadas en el párrafo 2 (tabla A, columna II). Si se establece la *hipótesis simplificadora de que los efectos de la retracción perturbadora se conservan integralmente cuando la sección, después de haberse fisurado, queda de nuevo totalmente comprimida al descargarse*, el estado de las tensiones, en ausencia de carga, se obtiene por la simple adición de las tensiones parciales.

En la tabla A se dan las tensiones calculadas y se las compara con los resultados experimentales. Los valores de la columna II (con la retracción producida) parecen presentar una mejor concordancia con los que dan las medidas.

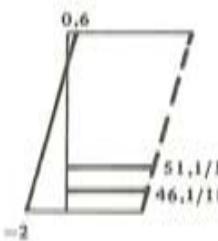
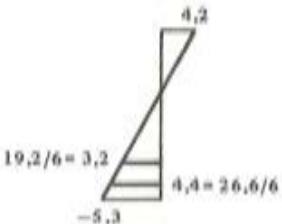
4.2 Determinación de las tensiones bajo la carga máxima

Las dos viguetas se fisuraron, por flexión, en el momento que la carga alcanzó el valor máximo Q_M .

4.2.1 Cálculo con arreglo a las normas

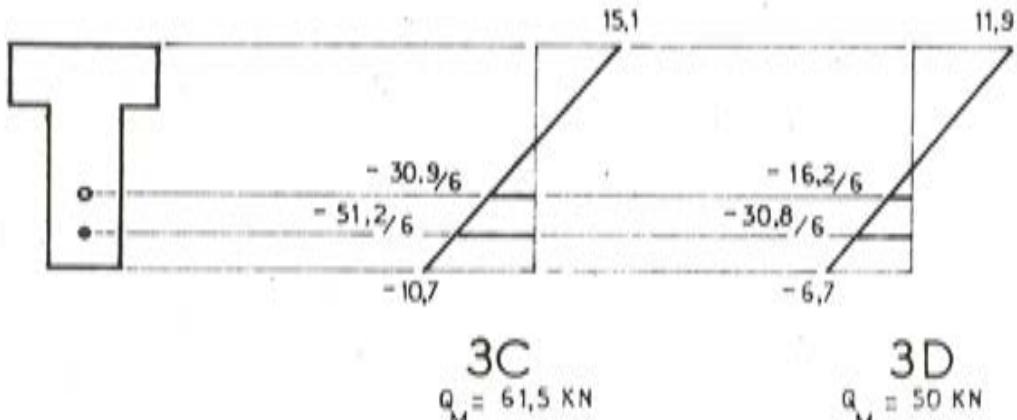
Se considera, para el esfuerzo de pretensado, el valor de referencia P_0 y no los valores característicos marcados por las normas.

TABLA A
(Tensiones en N/mm²)

		Resultados experimentales	(I) Despreciando la retracción perturbadora	(II) Considerando la retracción perturbadora
Solo pretensado			-2,1  8 = 47,5/6 9,7 = 58/6 10,8	-2,2  8,3 = 50/6 10,1 = 60/6 11,3
Retracción engendrada				-2  51,1/15 46,1/15
Bajo pretensado puro (Q = 0)	σ_b	-0,9 	-2,1  47,5/6 58/6 10,8	-1,7 
	σ_p σ_a	$P/A_p = 1,112$ - 178	1,112 - 58	$(P/A_p) - 101,1 = 1,112$ - 46,1 - 60,7 = - 107
Bajo carga Q_m solamente				4,2  19,2/6 = 3,2 4,4 = 26,6/6
Tensiones bajo carga $Q_m = 15$ kN	σ_b	2,9 	2,1  28,7/6 31,4/6 5,6	2,5  23,2/6 4
	σ_p σ_a	1,155 - 123	$1,112 + 19,2 = 1,131$ - 58 + 26,6 = - 31	$1,112 + 19,2 = 1,131$ - 107 + 26,6 = - 80

(*) Diagramas calculados a partir de las medidas de los esfuerzos en las armaduras.

a) Tensiones (en N/mm²) de la sección considerada homogénea ($n = 6$).



b) Cálculo para sección fisurada

El coeficiente de equivalencia que se adopta es igual a 10 después de la descompresión del hormigón.

Vamos a detallar el cálculo para la vigueta 3C ($M_M = 38,44 \text{ kN} \cdot \text{m}$)



Condiciones de equilibrio (en N y cm)

- de los esfuerzos normales:

$$134.915 = K \left[(y - 3,75) 7,5 \times 10 + 5 y^2 - 10 [1,155 (21,95 - y) + 2,576 (25,61 - y)] \right]$$

- de los momentos con relación a la armadura de pretensado:

$$384.000 = K \left\{ 75 (y - 7,5) \left(21,95 - \frac{7,5}{2} \right) + \frac{7,5^2}{2} \times 10 \left(21,95 - \frac{7,5}{3} \right) + 5 y^2 \left(21,95 - \frac{y}{3} \right) + 25,76 (25,61 - y) (25,61 - 21,95) \right\}$$

Estas ecuaciones nos dan el espesor de la faja de hormigón comprimida: $y = 12,28 \text{ cm}$ y la pendiente del diagrama de tensiones $K = 143,9 \text{ N/cm}^3$, y por consiguiente las tensiones y su variación con relación al estado de carga mínima de $Q_m = 15 \text{ kN}$ (tabla B, columna I).

TABLA B
(Tensiones en N/mm²)

		(I) Despreciando la retracción perturbadora	(II) Considerando la retracción perturbadora	Medidas
Viguetas 3C	Diagramas de tensiones			/
	$\Delta\sigma_b^*$ σ_p $\Delta\sigma_p$ σ_a $\Delta\sigma_a$	$17,7 - 2,1 = 15,6$ $(133,962 : A_p) + 139 = 1.299$ $1.299 - 1.131 = \underline{162}$ 192 $192 + 31 = 223$	$18,4 - 2,5 = 15,9$ $(140,116 : A_p) + 162 = 1.375$ $1.375 - 1.131 = \underline{244}$ $219 - (80 - 23) = 162$ $162 + 80 = 242$	1.392 $\underline{237}$ 196 316
Viguetas 3D	Diagramas de tensiones			/
	$\Delta\sigma_b$ σ_p $\Delta\sigma_p$ σ_a $\Delta\sigma_a$	$13,4 - 2,1 = 11,3$ $(133,962 : A_p) + 70 = 1.230$ $1.230 - 1.131 = \underline{99}$ $104,5$ $104,5 + 31 = 134$	$14,1 - 2,5 = 11,6$ $(140,116 : A_p) + 91 = 1.304$ $1.304 - 1.131 = \underline{173}$ $130 - 57 = 73$ $73 + 80 = 153$	1.314 $\underline{160}$ 65 191

Los valores de las tensiones que se comparan van subrayados.

Se hace constar que las sobretensiones de las armaduras son muy inferiores a las que han sido medidas.

4.2.2 Hagamos nuevamente un cálculo análogo conservando las mismas hipótesis, excepto el efecto de retracción, que ya no es despreciado. La armadura pasiva permanece, efectivamente, comprimida a un nivel de: $80 - 23 = 57$ N/mm² cuando el hormigón que la rodea está sometido a una tensión nula. Para la vigüeta 3C las solicitudes de la sección recta tienen los siguientes valores:

$$\text{Esfuerzo normal } N = 140,116 - 257,6 \times 57 = 125,433 \text{ N}$$

Momento flector con relación a la armadura de pretensado:

$$M = 3.844.000 + 257,6 \times 57 \times (25,61 - 21,95) = 3.897.991 \text{ N} \cdot \text{cm}$$

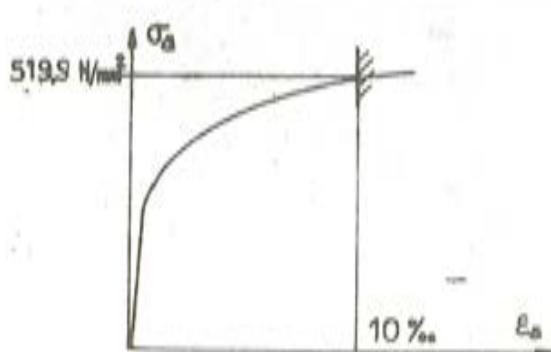
(Para la vigueta 3D el momento es de 3.178.991 N · cm).

En la tabla B columna II se presentan los resultados obtenidos. Los valores de las tensiones y sus variaciones de esta forma calculados concuerdan bien con los resultados experimentales.

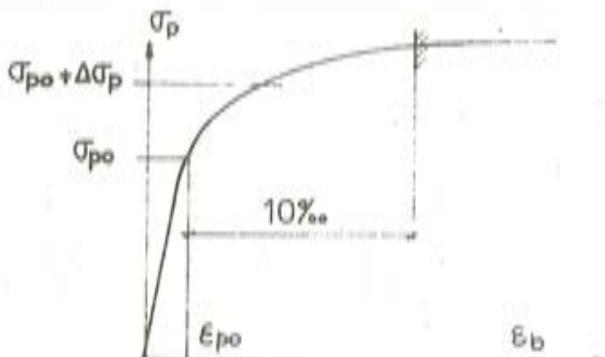
5 CALCULO A ROTURA (Bajo carga estática)

Las viguetas perecen por insuficiente resistencia de sus armaduras, que se plastifican. Las armaduras pasivas llegan a presentar, a rotura, un alargamiento del 10 por 1.000.

Se considera que, para sus armaduras, los diagramas de alargamiento-tracción reales son:

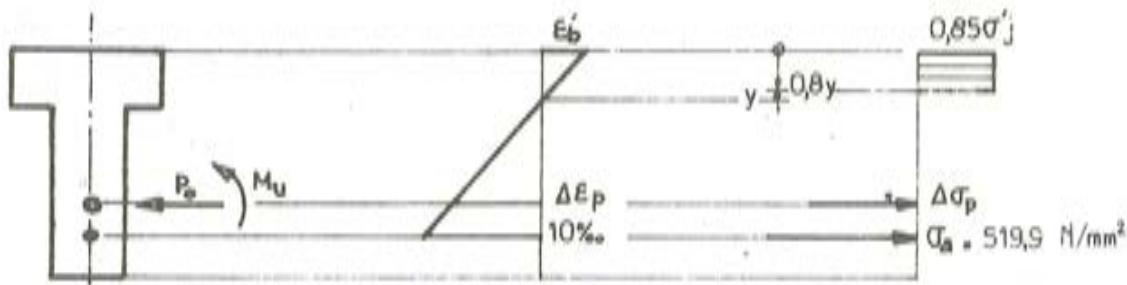


Armaduras pasivas



Armaduras de pretensado

El diagrama de tensiones, en la situación de rotura, en el hormigón se supone asimilable a un diagrama rectangular de tensión igual a $0,85 \sigma'_j$ y que actúa sobre 0,8 partes de la zona comprimida y.



El equilibrio de los esfuerzos normales da, en el caso en que se suponga que $y < 7,5 \text{ cm}$:

$$P_0 = N_b - N_a - \Delta N_p$$

$$P_0 = 0,8 \times 200 y \times 0,85 \sigma'_j - 257,6 \times 519,9 - 115,5 \Delta \sigma_p$$

El momento último: $M_u = 0,65 \times Q_u$ = momento de las tensiones con relación a la armadura de pretensado, o sea:

$$M_u = 0,8 \times 200 \text{ y} \times 0,85 \sigma'_j (h_p - 0,4 \text{ y}) + 257,6 \times 519,9 (h_a - h_p)$$

Siendo los resultados numéricos:

Viguetas	σ'_j (N/mm ²)	y (mm)	Q_u (KN)	Δe_p	$e_p = e_{po} + \Delta e_p$	e'_b
3C	44	52,8	108	8,12% ₀₀	13,6% ₀₀	2,6% ₀₀
3D	40	58,1	107,2	8,21% ₀₀	13,8% ₀₀	2,9% ₀₀

Se señala que:

$$y < 75 \text{ mm}$$

$$2\%_00 < e'_b < 3,5\%_00$$

$$\Delta e_p < 10\%_00$$

lo que justifica las hipótesis precedentes.

El momento de rotura medio vale $M_u = 67,5 \text{ N} \cdot \text{m}$

Traducido por: C. Sánchez Castro

Juntas PUENTEFLEX

Distribuidores y Colocadores:

texsa / cotesa

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



TIPOS «SR»

SERVICIO RIGUROSO

DESCRIPCION:

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

ALGUNOS DETALLES TECNICOS:

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

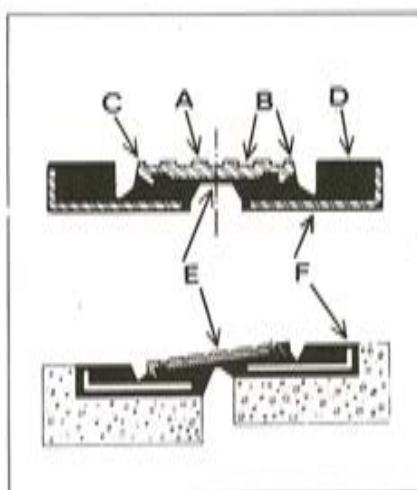
B.- DURABLE: La superficie de contacto, perfectamente estructurada, previene contra eventuales pérdidas de secciones ocasionadas por las máquinas quita-nieves y la acción de los materiales abrasivos.

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

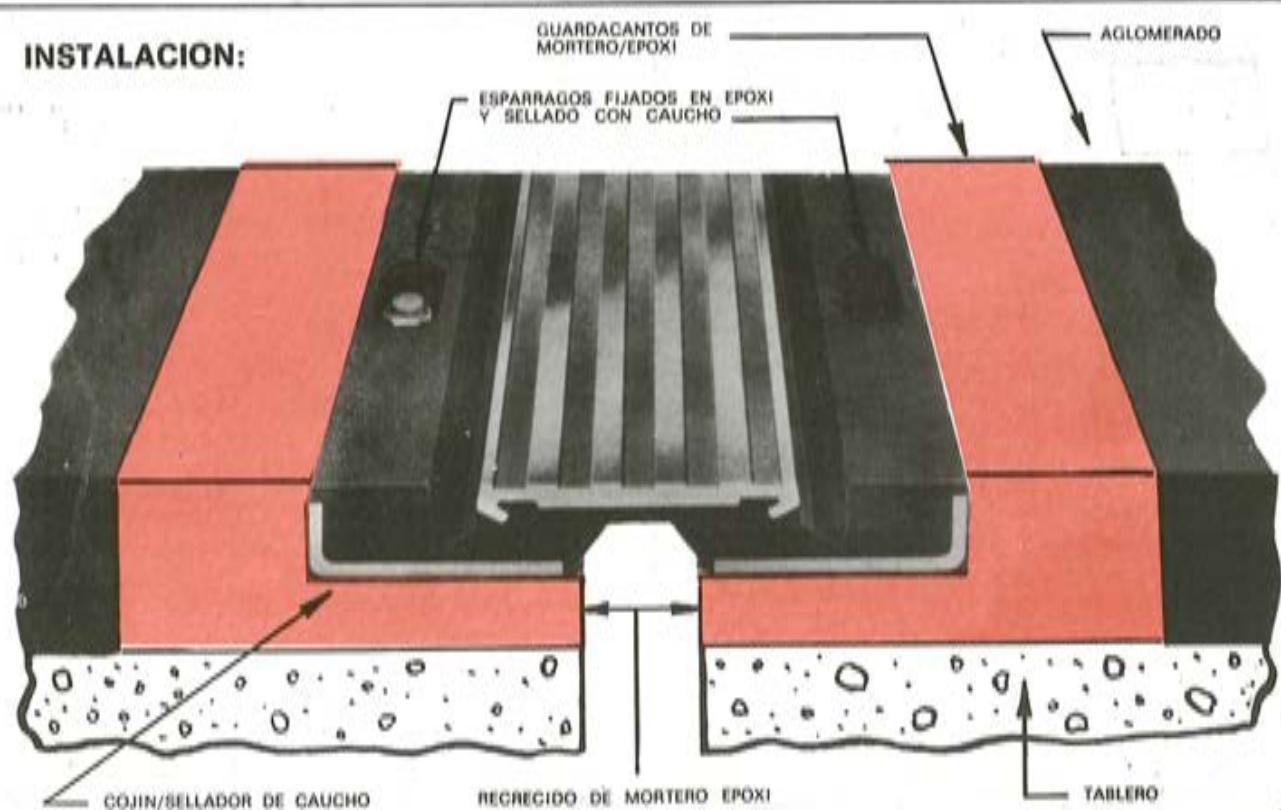
D.- SEGURA: La junta, está fabricada con Neopreno.

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

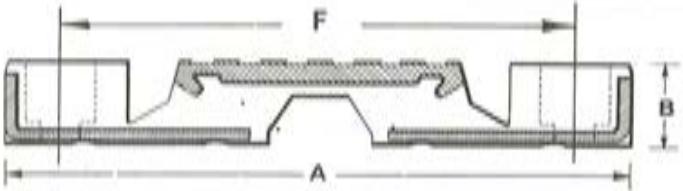
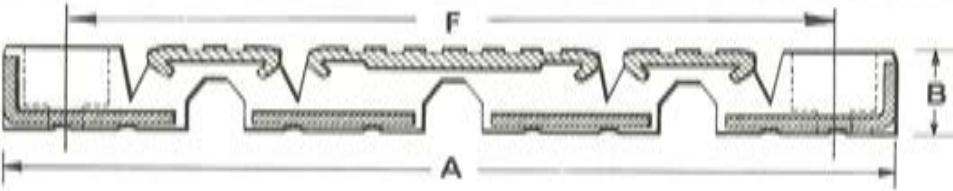
F.- IMPERMEABLE: En toda su superficie la junta está instalada sobre una capa selladora de epoxi para darle el impermeabilizado final.



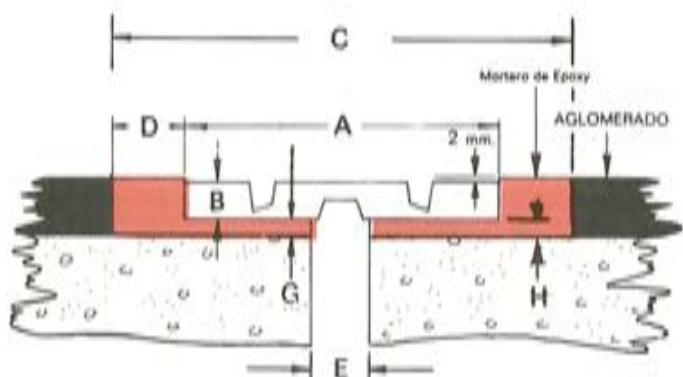
INSTALACION:



**JUNTAS SR - ESPECIFICACIONES
DEL MODELO Y TABLERO
A TEMPERATURAS MEDIAS**

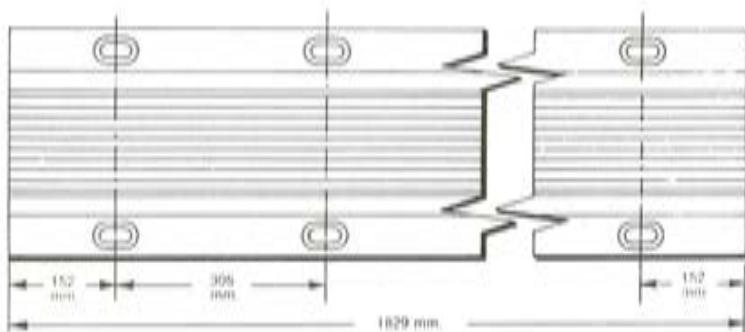
MODELO SR-2 SR-3	
MODELO SR-4 SR-6,5 SR-9 SR-13	

**DETALLES DE
LA CAMA
(mm.)**



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

PLANO SUPERIOR



FABRICADAS EN ESPAÑA BAJO LICENCIA DE

DISTRIBUIDORES Y COLOCADORES
EXCLUSIVOS

+exsa / cohesa

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



PUENTEFLEX, S. A.

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

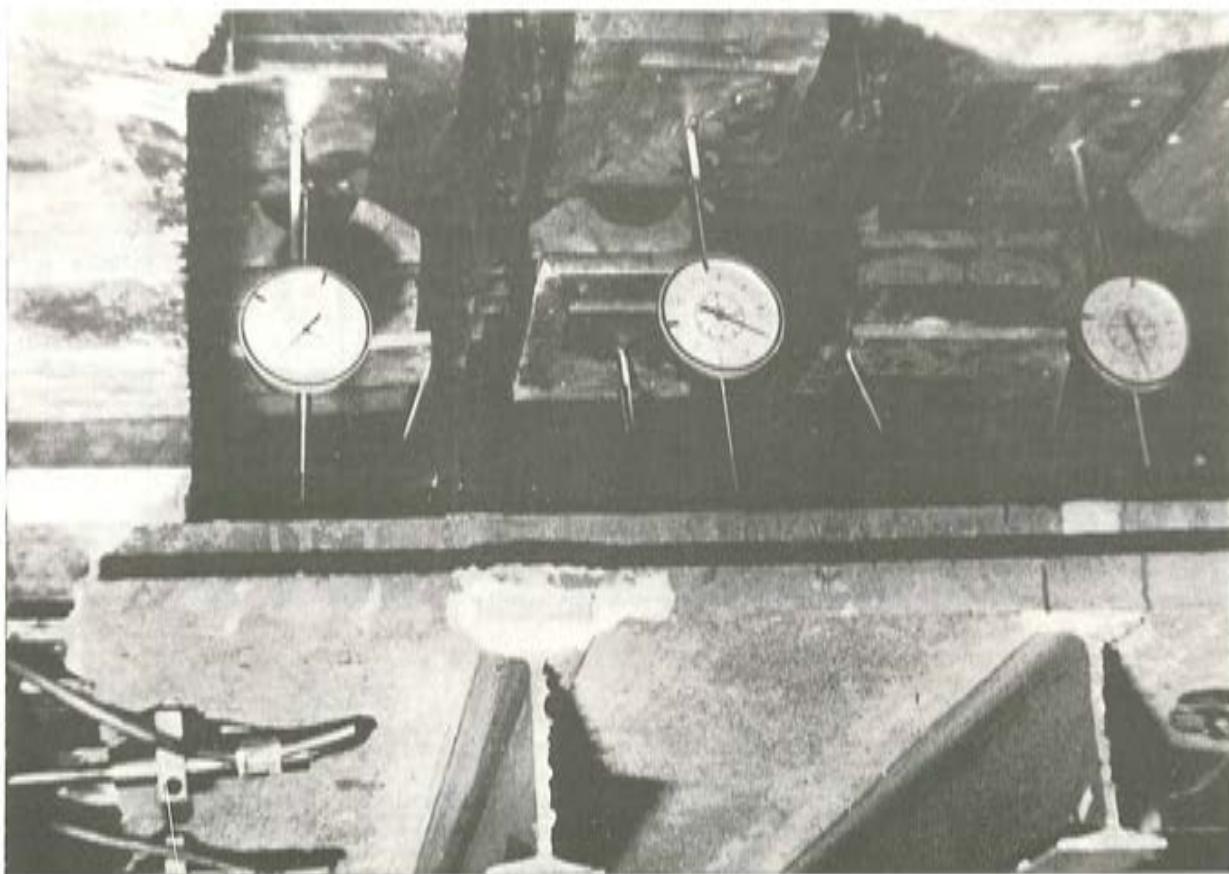
INTEMAC



INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Ensayo a rotura de un forjado



MADRID

Constraints

Monte Esquinza, 30 - 4.º D
Tel. (91) 410 51 58/62/66

MADRID

Laboratorio

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

BARCELONA

Paujo Busqués, 37

MORNELLA DE LLOBREGAT
Tels. (93) 377 43 58/62

SANTANDER

Félix Apellaniz, 11

TORRELAVEGA
Tel. (942) 89 02 01

Relaciones entre corrosión bajo tensión y propiedades mecánicas

M. Elices Calafat y V. Sánchez Gálvez

Universidad Politécnica de Madrid

Escuela de Ingenieros de Caminos. Departamento de Física.

INTRODUCCION

El fenómeno de la corrosión bajo tensión es confuso, buena prueba de ello es la cantidad de artículos que se publican anualmente sobre este tema. Con este trabajo no se pretende dar una interpretación más y, en consecuencia, contribuir al aumento del confusionismo. Se trata de la continuación de un estudio (M. Elices y V. Sánchez Gálvez 1976) sobre el acero utilizado para la construcción de tuberías pretensadas y el ensayo de fragilización por hidrógeno.

La necesidad de estudiar este fenómeno es grande. Baste recordar que hace unos años se ha retirado del mercado alemán toda la producción de barras del tipo St 110/135, con diámetros entre 26 y 32 mm, debido a las roturas frágiles detectadas y que se sospecha que fueron debidas a la corrosión bajo tensión. En algunos casos las roturas ocurrieron al cabo de pocas semanas, e incluso al cabo de pocas horas, con tensiones del orden del 60 por 100 de la carga unitaria máxima garantizada, habiéndose registrado casos con el 30 por 100 solamente.

El acero utilizado normalmente, acero eutectoide no aleado patentado y trefilado, no presenta estos problemas de una forma tan acusada, pero la utilización de pequeños diámetros, el uso de tendones no inyectados, y la tendencia hacia el pretensado parcial en ambientes que pueden ser agresivos, hacen deseable que se ponga a punto un ensayo que permita conocer la susceptibilidad de estos aceros a la corrosión bajo tensión.

Para eludir este ensayo, todavía problemático, se ha propuesto en ocasiones (con frecuencia en los pliegos de condiciones para tuberías y obras hidráulicas) incrementar las exigencias en las propiedades mecánicas y en particular en la ductilidad. Si bien es cierto que un acero poco dúctil suele ser más sensible a la corrosión bajo tensión, sobre todo cuando esta acritud es debida a defectos superficiales, no es cierto que un acero más dúctil de lo normal sea siempre menos sensible a la corrosión bajo tensión. Basta considerar las barras alemanas antes aludidas, que cumplían todas las especificaciones sobre propiedades mecánicas y los resultados que se describen más adelante con dos series de aceros comerciales. Todo parece indicar que el ensayo de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión no puede sustituirse por el momento por una mayor exigencia en las propiedades mecánicas que figuran en las distintas normas de hormigón pretensado nacionales e internacionales. Es más, los resultados que se están obteniendo hacen sospechar la necesidad de dos tipos de ensayos de corrosión bajo tensión uno para detectar el estado superficial y otro para conocer sus propiedades intrínsecas.

En este trabajo se estudian dos tipos de acero que pueden ser comerciales. Uno con defectos superficiales que provienen del alambrón y otro sin ellos. Los dos cumplen las propiedades mecánicas de las normas más exigentes. Ambos se han sometido al ensayo de fragilización por hidrógeno propuesto por la FIP y se han obtenido tiempos de rotura muy distintos. Los ensayos se han repetido con un estado superficial similar, después de rectificar alambres de uno y otro tipo y los resultados han sido análogos. El tipo de material, los ensayos realizados y la interpretación de los resultados se detalla a continuación.

MATERIALES

Se han ensayado dos series distintas de alambre de pretensado comercial que se denominarán series 1 y 2 respectivamente procedentes de dos fábricas españolas de acero de pretensar.

La serie 1 comprende cuatro tipos de acero que se denominarán 1.1 1.2 1.3 y 1.4. Todos ellos han sido fabricados a partir de un mismo alambrón de 13 mm cuyo análisis químico es el siguiente:

% C	% Mn	% Si	% P	% S	% Cr	% Ni	% Mo	% Cu	% Sn
0,80	0,65	0,20	0,016	0,033	0,09	0,06	0,02	0,08	0,010

En el caso del acero 1.1 el alambrón se patentó directamente en baño de plomo, trefilándose a continuación hasta 7 mm de diámetro final en seis pasadas.

El acero 1.2 se fabricó trefilando primero el alambrón de 13 a 12 mm y patentándolo después en baño de plomo. Finalmente se trefiló el alambrón desde 12 mm hasta 7 mm de diámetro final, en cinco pasadas.

Los aceros 1.3 y 1.4 se fabricaron de manera similar, patentándose en el primer caso el alambrón a 11 mm de diámetro y trefilando hasta 7 mm. de diámetro final en cuatro pasadas y patentándose en el segundo el alambrón a 10 mm de diámetro y trefilándose a 7 mm en tres pasadas.

El trefilado de los cuatro aceros se realizó en la misma trefiladora múltiple de tiro directo, de seis pasos, dejando en vacío los pasos necesarios en cada caso.

Finalmente los cuatro aceros de la serie se sometieron a un tratamiento de "stress-relieving" común a todos ellos, calentándolos en horno eléctrico en línea hasta una temperatura de 400°C durante 35 segundos.

Para estudiar el efecto del estado superficial, se mantuvo almacenado un alambrón a la intemperie hasta que aparecieron picaduras en él mismo. Con él se fabricó la serie 2, que comprende también cuatro tipos de acero que se denominarán 2.1 2.2 2.3 y 2.4. Han sido obtenidos a partir de dos coladas distintas cuya composición química se indica a continuación:

Colada	% C	% Mn	% Si	% P	% S	% N
1	0,82	0,60	0,18	0,010	0,024	0,007
2	0,81	0,60	0,27	0,014	0,029	0,011

Los cuatro tipos de acero de esta serie se han fabricado a partir de estas dos coladas variándose de uno a otro el proceso de limpieza de la palanquilla, el tamaño de grano austenítico y el método de enfriamiento final de acuerdo con la clasificación descrita en la tabla 1.

TABLA 1: CLASIFICACION ACEROS DE LA SERIE 2

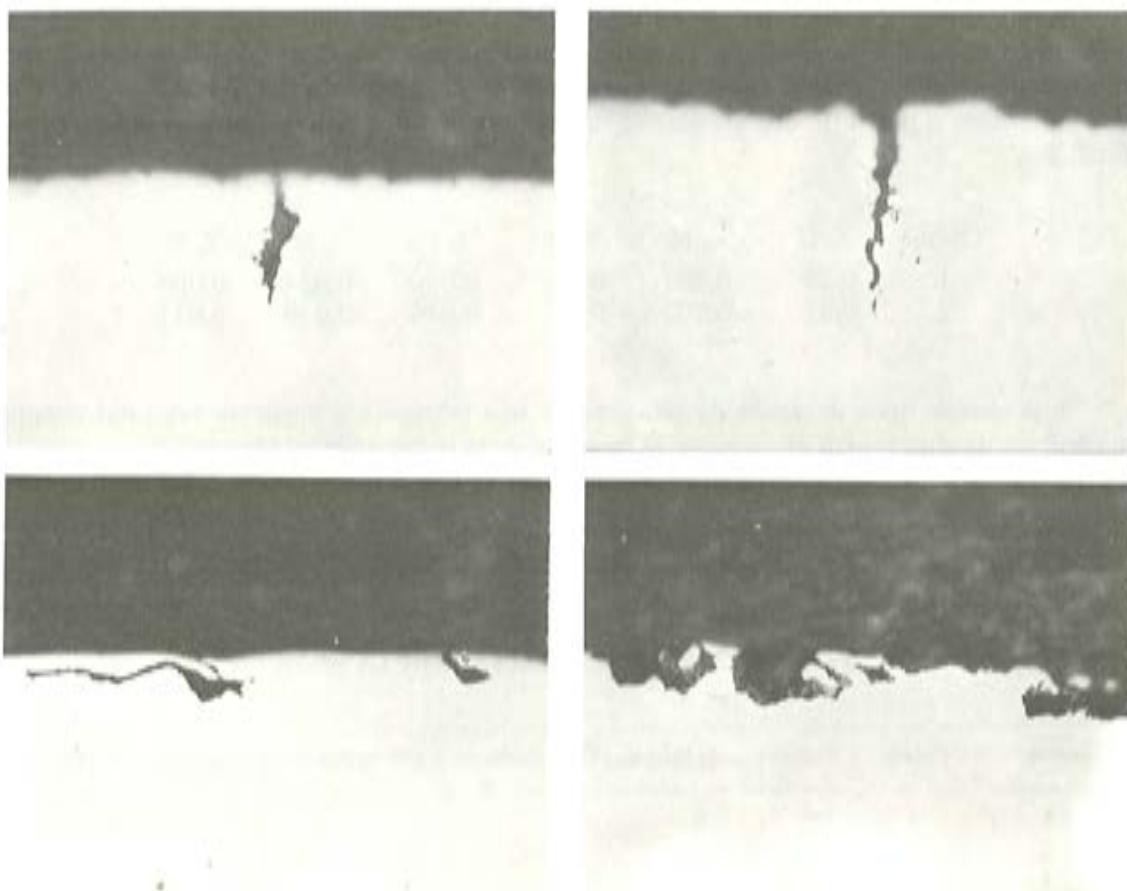
Acero	Colada	Proceso de limpieza*	Tamaño de grano austenítico	Enfriamiento final con
2.1	1	B	3/4	Agua
2.2	2	A	3/4	Aqua
2.3	2	A	3/4	Aceite
2.4	2	A	6/7	Aqua

* A: escarpado total
B: escarpado parcial

Todos los aceros de esta serie se sometieron a un tratamiento final de "stress-relieving" a la temperatura de 425°C.

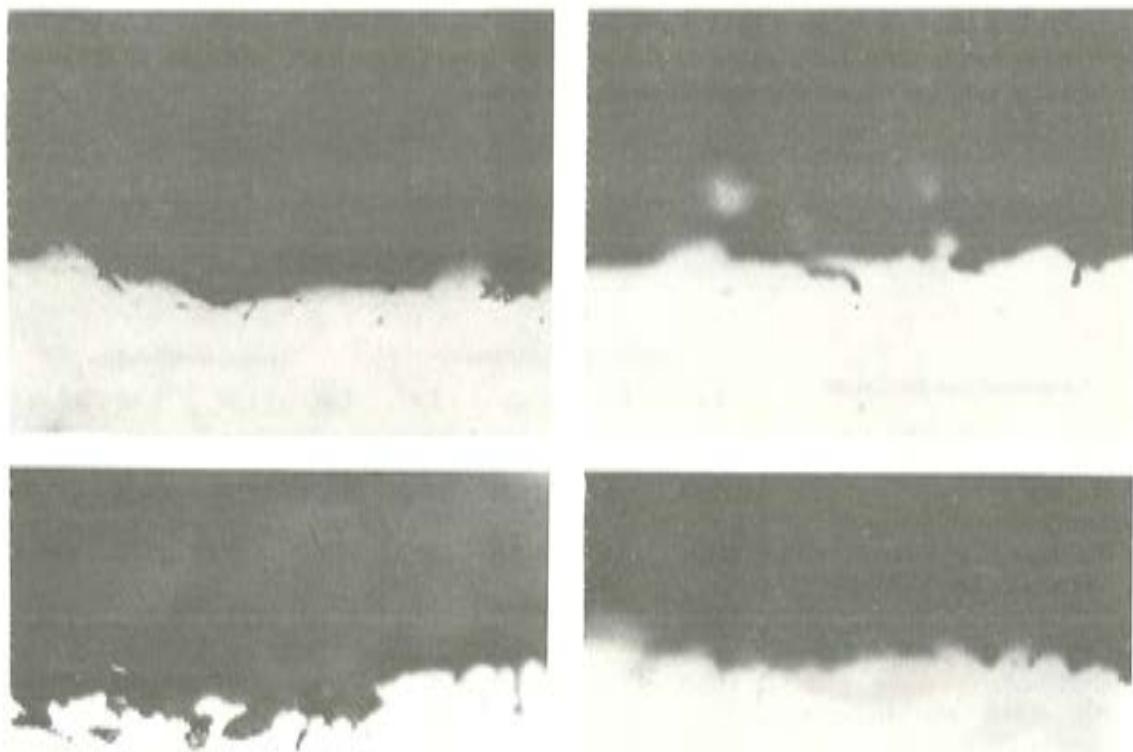
ESTADO SUPERFICIAL

La característica distintiva más destacada de las series 1 y 2 es el estado superficial. La serie 2 presenta defectos superficiales importantes ocasionados como se dijo antes, por el almacenamiento prolongado a la intemperie del alambrón de partida, mientras la serie 1 presenta una superficie más regular con defectos menos acusados. Esta característica se aprecia perfectamente en las fotografías 1 a 8 donde se recogen las fisuras axiales mayores encontradas en la observación al microscopio óptico de secciones transversales de los alambres estudiados. Las fotos 1 a 4 corresponden a los cuatro aceros de la serie 2, donde estas fisuras máximas tienen una longitud entre 30 y 90 µm, mientras las fotos 5 a 8 corresponden a los cuatro aceros de la serie 1, en que las mayores fisuras encontradas tienen una longitud de 13 µm.



Fotos 1 a 4: Detalle de la sección transversal de los aceros de la serie 2. Longitud de fisuras entre 30 y 90 μm .

Para el estudio de la influencia del estado superficial del acero en la susceptibilidad del mismo a la fragilización por hidrógeno, se pensó en comparar el comportamiento frente a la corrosión bajo tensión de los aceros con su superficie inalterada tal como se ha indicado en el párrafo anterior, con el comportamiento de estos mismos aceros tras sufrir un rectificado. En consecuencia, se rectificaron probetas de todos los tipos de acero estudiados, reduciendo el diámetro de 7 a 5 mm, es decir, eliminando 1 mm. de la superficie. Teniendo en cuenta que las mayores fisuras superficiales observadas no superan los 0,1 mm, con el rectificado realizado puede asegurarse que se suprimen todas las fisuras superficiales existentes en el material de partida. El rectificado de los aceros se efectuó en una rectificador sin centros y debe destacarse que dado que se trata de un proceso industrial, la superficie final del acero no queda exenta de defectos, pues aunque las fisuras iniciales desaparecen, surgen fisuras nuevas causadas por el propio rectificado. La diferencia estriba en que estas nuevas fisuras son más uniformes, del orden de 2 a 5 μm . y como es lógico, aparecen tanto en la serie 1 como en la serie 2. La foto 9 es una vista al microscopio del estado de la superficie tras el rectificado de cualquiera de los aceros estudiados, observándose una superficie estriada por fisuras transversales ocasionadas por el rectificado, prácticamente normales al eje de la probeta.



Fotos 5 a 8: Detalle de la sección transversal de los aceros de la serie 1. Longitud máxima de fisura 13 μm . (El aumento de estas fotos es mayor que el de las fotos 1 a 4 para apreciar mejor los detalles).

ENSAYOS REALIZADOS

Con todos los aceros de ambas series se han realizado ensayos mecánicos y ensayos de corrosión bajo tensión, tanto con probetas con su superficie inalterada, únicamente desengrasada como con probetas rectificadas a 5 mm.

Los ensayos de tracción se han realizado de acuerdo con la norma UNE 7194, utilizándose una velocidad de deformación constante de 1 por 100 por minuto. Se han ensayado 2 probetas por cada tipo de acero.

Los ensayos de doblados alternativos se han realizado de acuerdo con las indicaciones de la norma 10.31 de la FIP, manteniendo una velocidad de ensayo aproximadamente constante entre 6 y 9 segundos por plegado. Se han ensayado 6 probetas por cada tipo de acero.

Los ensayos de torsiones alternadas se han realizado de acuerdo con la norma del Laboratorio de Ponts et Chaussées (Ac P-3, 1971) utilizando una velocidad de solicitud constante de 2,1 vueltas por minuto. Se han ensayado 3 probetas por cada tipo de acero.

En la tabla 2 se recogen los valores medios de los resultados de los ensayos mecánicos realizados con la serie 1, tanto sin rectificar como tras el rectificado, mientras en la tabla 3 se han recogido los valores correspondientes a la serie 2.

TABLA 2: PROPIEDADES MECANICAS ACEROS SERIE 1

Características mecánicas	Aceros sin rectificar				Aceros rectificados			
	1.1	1.2	1.3	1.4	1.1r	1.2r	1.3r	1.4r
Módulo de elasticidad (kg/mm ²)	21240	21000	21600	21200	20620	21100	20450	21130
Límite elástico 0,1 (kg/mm ²)	160,9	150,5	143,0	139,3	158,6	153,4	143,0	140,5
Límite elástico 0,2 (kg/mm ²)	164,1	154,0	145,7	142,6	162,6	157,0	146,2	144,3
Carga unitaria máxima (kg/mm ²)	180,8	174,8	167,3	161,6	179,2	177,2	168,2	164,9
Alargamiento bajo carga máxima (%)	6,6	6,74	5,85	5,1	5,22	5,41	5,25	4,98
Estricción (%)	37	41	38	39	38	41	41	40
Número de doblados alternativos	16	11	13	10,7	8,3	8,7	8	7
Número de torsiones alternadas	20	20	31	45	1	5	24	54

TABLA 3: PROPIEDADES MECANICAS ACEROS SERIE 2

Características mecánicas	Aceros sin rectificar				Aceros rectificados			
	2.1	2.2	2.3	2.4	2.1r	2.2r	2.3r	2.4r
Módulo de elasticidad (kg/mm ²)	20720	20450	20900	21480	21150	20510	21370	21470
Límite elástico 0,1 (kg/mm ²)	145,0	146,5	141,5	146,2	147,3	148,1	148,5	149,4
Límite elástico 0,2 (kg/mm ²)	148,5	149,0	143,9	149,0	151,8	150,8	151,0	152,1
Carga unitaria máxima (kg/mm ²)	173,5	171,5	168,7	171,6	177,9	173,1	176,9	176,0
Alargamiento bajo carga máxima (%)	6,0	5,5	5,6	5,53	5,15	5,21	5,81	5,73
Estricción (%)	30	24	27	27	23	26	26	31
Número de doblados alternativos	9,3	9,5	8,7	9,2	9,3	9,3	9,7	6,0
Número de torsiones alternadas	13	8	16	13	22	20	22	18

En la tabla 4 se recogen los resultados de los ensayos de corrosión bajo tensión realizados con los aceros de la serie 1 así como los valores medios del logaritmo de los tiempos de rotura de cada uno de los aceros. En la tabla 5 se han recogido los valores correspondientes a los aceros de la serie 2.

TABLA 4: ENSAYOS DE FRAGILIZACION POR HIDROGENO. ACEROS SERIE 1

Aceros sin rectificar:

	Tiempos de rotura (horas)						Media logarítmica
1.1	84,3	87,9	31,7	190,0	147,5	110,3	94,81
1.2	131,5	113,4	113,2	178,1	718,3	202,5	187,70
1.3	110,0	175,9	180,5	592,1	602,7	431,2	285,14
1.4	665,1	637,3	299,7	108,0	518,6	624,9	405,51

Aceros rectificados:

	Tiempos de rotura (horas)						Media logarítmica
1.1r	26,9	35,6	18,2	8,5	5,8	9,1	14,09
1.2r	40,6	5,2	29,8	14,4	12,5	9,2	14,78
1.3r	47,4	45,3	56,2	16,4	13,6	24,1	29,42
1.4r	29,5	31,9	118,2	29,0	17,6	5,2	25,80

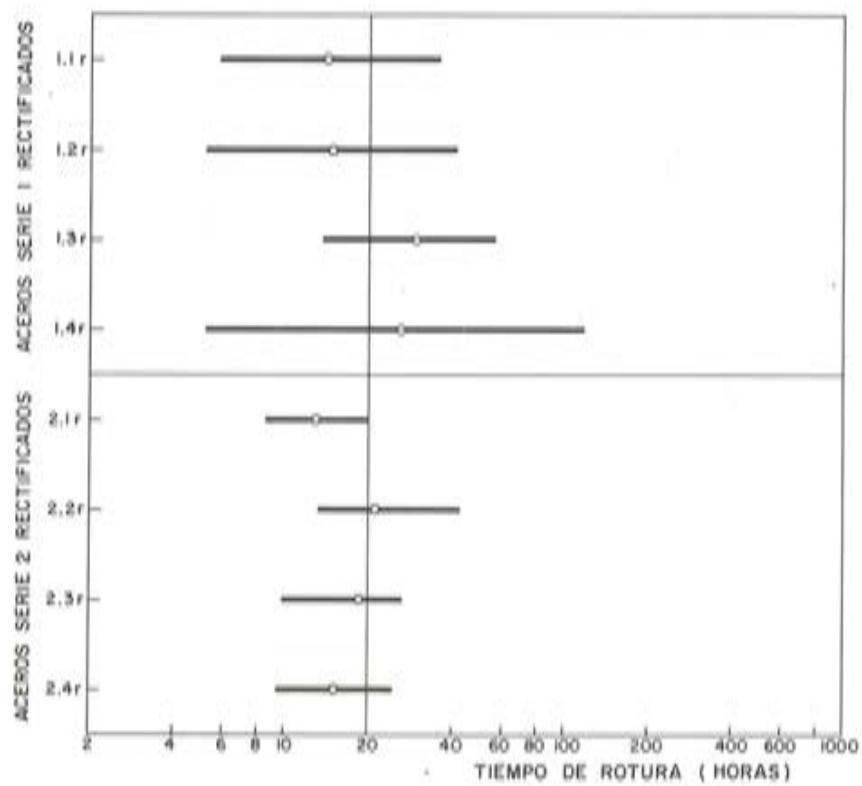
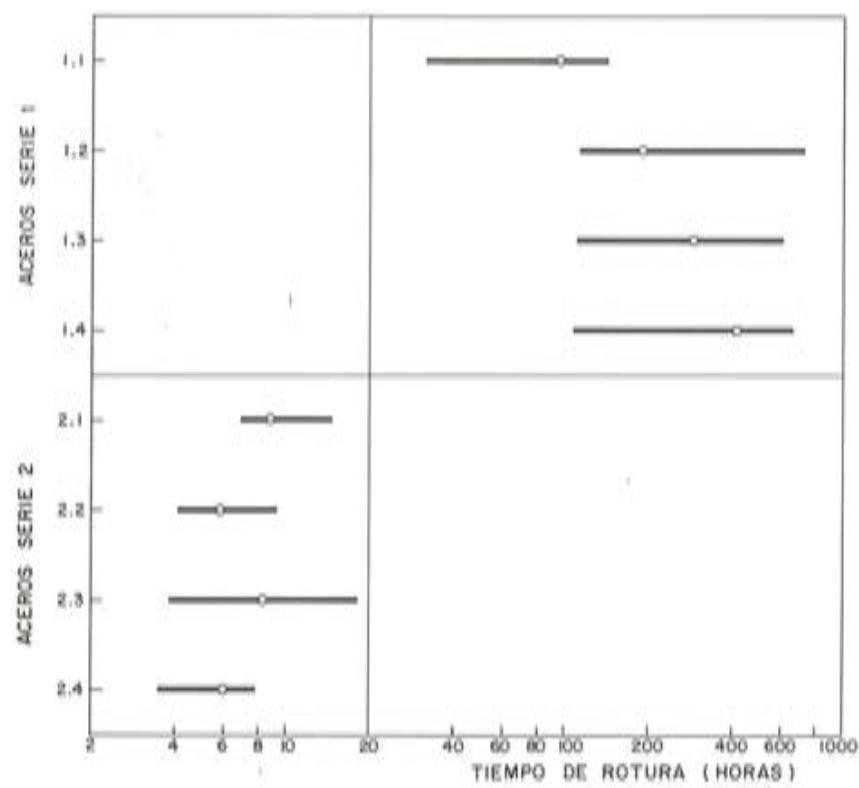
TABLA 5: ENSAYOS DE FRAGILIZACION POR HIDROGENO. ACEROS SERIE 2

Aceros sin rectificar:

	Tiempos de rotura (horas)									Media logarítmica
2.1	9,6	14,6	8,8	7,4	6,9	8,3	6,9	9,5		8,75
2.2	8,5	5,6	6,5	9,2	4,1	4,7	8,2	2,8		5,79
2.3	5,9	8,2	3,8	4,6	9,6	14,3	11,1	18,2		8,34
2.4	7,8	6,4	6,3	7,1	6,9	5,5	3,5	5,6		5,99

Aceros rectificados:

	Tiempos de rotura (horas)									Media logarítmica
2.1r	19,8	12,9	13,8	12,3	17,3	9,6	8,5	10,1	16,2	12,92
2.2r	25,6	18,5	18,6	23,8	23,2	14,5	13,2	42,2		21,10
2.3r	21,9	20,5	20,7	22,1	20,9	11,5	9,8	26,5	19,3	18,45
2.4r	20,7	24,5	20,2	18,7	10,1	9,6	9,4			15,05



Figuras 1 y 2: Tiempos de rotura en el ensayo de fragilización por hidrógeno de los aceros sin rectificar y rectificados.

Los ensayos de corrosión bajo tensión se han efectuado siguiendo las indicaciones de la última propuesta de ensayo del comité mixto RILEM-FIP-CEB de Abril de 1978. Se trata del ensayo con sulfocianuro amónico al 20 por 100, a 50°C de temperatura y tensión del 80 por 100 de la carga unitaria máxima. Aunque de acuerdo con dicha propuesta sería deseable llegar a ensayar 12 probetas por cada tipo de acero, según los resultados de la investigación de Boon, 1977, puede ser suficiente con llegar a 8 probetas, que es el número que se ha ensayado con la serie 1, limitándose a 6 para la serie 2 por razones de escasez de material.

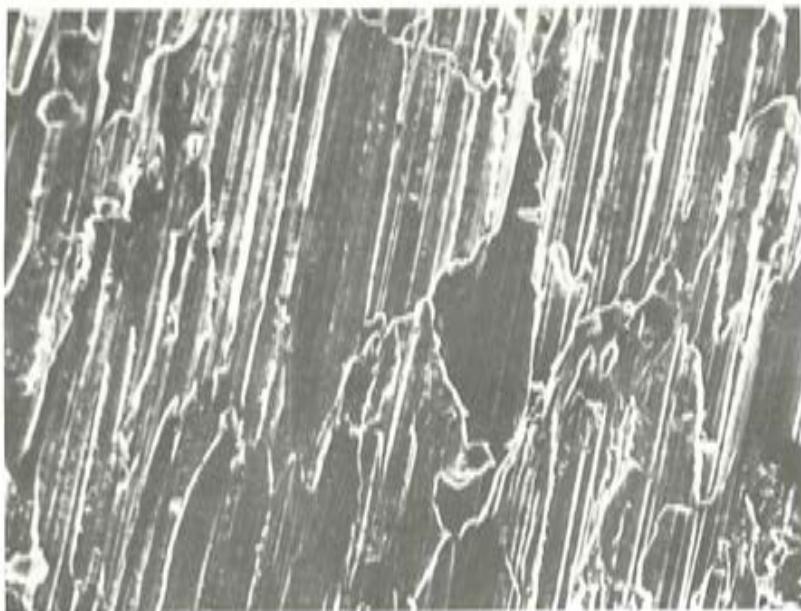


Foto 9: Vista al microscopio electrónico del aspecto superficial de un acero después del rectificado. (En la foto el eje de la probeta es horizontal).

A efectos comparativos entre las dos series ensayadas, la figura 1 recoge los tiempos de rotura en el ensayo de corrosión bajo tensión de los aceros de ambas series sin rectificar. Los intervalos que se dibujan corresponden a los valores extremos de los tiempos de rotura para un acero determinado, mientras los círculos corresponden a los valores medios de los logaritmos de los tiempos de rotura. En la figura 2 se han representado los tiempos de rotura correspondientes a los aceros rectificados.

Como se deduce claramente a la vista de dichas figuras, todos los aceros de la serie 2 tienen un comportamiento muy inferior a los aceros de la serie 1 ya que, por ejemplo, no hay ningún ensayo con aceros de la serie 1 de duración inferior a 20 horas, mientras que todos los ensayos realizados con aceros de la serie 2 dan tiempos de rotura inferiores a las 20 horas. Sin embargo los aceros rectificados, cuyo comportamiento muestra la figura 2, no presentan diferencias tan acusadas ya que los tiempos de rotura de los aceros de la serie 2 aumentan mientras los de la serie 1 se reducen. Es decir, la diferencia tan importante de comportamiento encontrada en los aceros sin rectificar debe ser debida al estado superficial y en particular a los defectos superficiales existentes en los aceros de la serie 2, de forma que una vez eliminados por el rectificado, las diferencias de comportamiento se reducen considerablemente.

Finalmente, si se observa la tabla 3, no se encuentra ninguna propiedad mecánica en la serie 2 que incumpla la normativa existente sobre aceros de pretensado, exceptuando quizás la estricción que presenta valores inferiores a los usuales. No obstante es ésta una propiedad que no suele ser objeto de especificación en las normas, que se limitan a exigir que la rotura del acero sea dúctil. Además si se compara con los valores de los aceros rectificados, se observa que la estricción en éstos se mantiene reducida y en algunos casos es incluso inferior a la del acero correspondiente sin rectificar, a pesar de la mejora que se obtiene en los tiempos de rotura del ensayo de corrosión bajo tensión.

CONCLUSIONES

De los resultados de los ensayos realizados pueden por tanto deducirse las siguientes conclusiones:

1 — No se ha encontrado correlación entre una menor susceptibilidad del acero de pretensado a la fragilización por hidrógeno y una mejora de las propiedades mecánicas que recogen las normas, tales como carga unitaria máxima, límite elástico, alargamientos o número de doblados alternativos. Esta consecuencia debe entenderse en el sentido de que un acero cuyas propiedades mecánicas superen todos los valores mínimos exigidos por las normas existentes, puede presentar un tiempo de rotura muy corto en el ensayo de fragilización por hidrógeno, como se ha visto que sucede con los aceros de la serie 2.

2 — La siguiente conclusión se deriva inmediatamente de la primera. Es necesario introducir en la normativa de aceros de pretensado un ensayo que discrimine la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno. El ensayo que propondrá la FIP, a la vista de las investigaciones realizadas en toda Europa por distintos laboratorios dentro de su seno, probablemente será el ensayo con tiocianato amónico, tal como se ha utilizado en esta investigación. Subsiste sin embargo el problema de fijar la duración que debe exigirse a un acero en este ensayo, por lo que de momento sólo podrá servir a efectos de selección o de control del acero.

3 — Finalmente, de la investigación realizada, se deduce la gran importancia que tiene el estado superficial del acero en la vida del mismo frente a la corrosión bajo tensión. Comparando las series 1 y 2 investigadas, se observa una diferencia importante de comportamiento en el ensayo de corrosión bajo tensión, diferencia que se reduce notablemente cuando se comparan los resultados de los ensayos con probetas rectificadas. Es decir, la causa principal de ese diferente comportamiento reside en la superficie y cabe atribuirla a los defectos existentes en la superficie del acero 2, mostrados en las fotografías.

Puede decirse por tanto que el ensayo con sulfocianuro amónico es capaz de detectar defectos superficiales (en esta experimentación fisuras axiales ocasionadas por picaduras en el alambrón) que no se detectan mediante los ensayos mecánicos propuestos en la normativa. Estos defectos, al ser vías fáciles para la penetración del hidrógeno serán, posiblemente, lugares donde se iniciará la corrosión bajo tensión. Estos defectos, como ya se ha indicado, también pueden ponerse de manifiesto mediante la observación microscópica. No obstante, el ensayo utilizado pone de relieve aquellos defectos particularmente sensibles a la fragilización por hidrógeno cuando la probeta está sometida a tensión, en cada ensayo se analizan unos 20 cm. de longitud de probeta (mientras que en la observación microscópica se analiza solamente una sección en cada preparación) y, además, el ensayo no es costoso ni requiere mano de obra especializada.

En resumen, el problema de la corrosión bajo tensión preocupa y hace falta un ensayo tecnológico capaz de caracterizar un acero. Se están haciendo grandes esfuerzos para conocer los mecanismos que producen estas roturas frágiles sin demasiado éxito, por el momento.

Mientras tanto el constructor necesita una orientación para seleccionar un acero y controlar su calidad. En este trabajo se han analizado algunos aspectos del ensayo que piensa proponer la FIP, habiéndose puesto de manifiesto la necesidad de un ensayo de este tipo capaz de detectar defectos en el alambre que pueden ser peligrosos y que no se detectan mediante los ensayos mecánicos que figuran en la normativa vigente.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su agradecimiento a las empresas Nueva Montaña Quijano, Echevarría y EMESA por la aportación gratuita del acero necesario para esta investigación, y a los Dres. Ana María Llopis y Miguel Aballe por la ayuda prestada en la preparación de probetas y obtención de fotografías.

Asimismo, desean dejar constancia de que esta investigación se está desarrollando dentro de un amplio marco de colaboración entre un grupo representativo de los fabricantes de tuberías de hormigón y la Asociación de Investigación de la Construcción, que sufragán el capítulo económico, y agradecer al Instituto Eduardo Torroja y, en particular, al Dr. Ing. Alvaro García Meseguer, Director de la Investigación, por su constante apoyo y aliento. El resto de la financiación corre a cargo de un proyecto de investigación, sobre corrosión bajo tensión, de la Comisión Asesora de Investigación Científica y Técnica.

REFERENCIAS

BOON, J. W. Corrosion tests on prestressing wire in NH₄SCN Solutions. Metaal institut TNO Rapport. Diciembre 1977.

ELICES M. y SANCHEZ GALVEZ V. Relaciones entre corrosión bajo tensión, doblados y torsiones alternas. Hormigón y Acero, 121, (137-144) 1976.

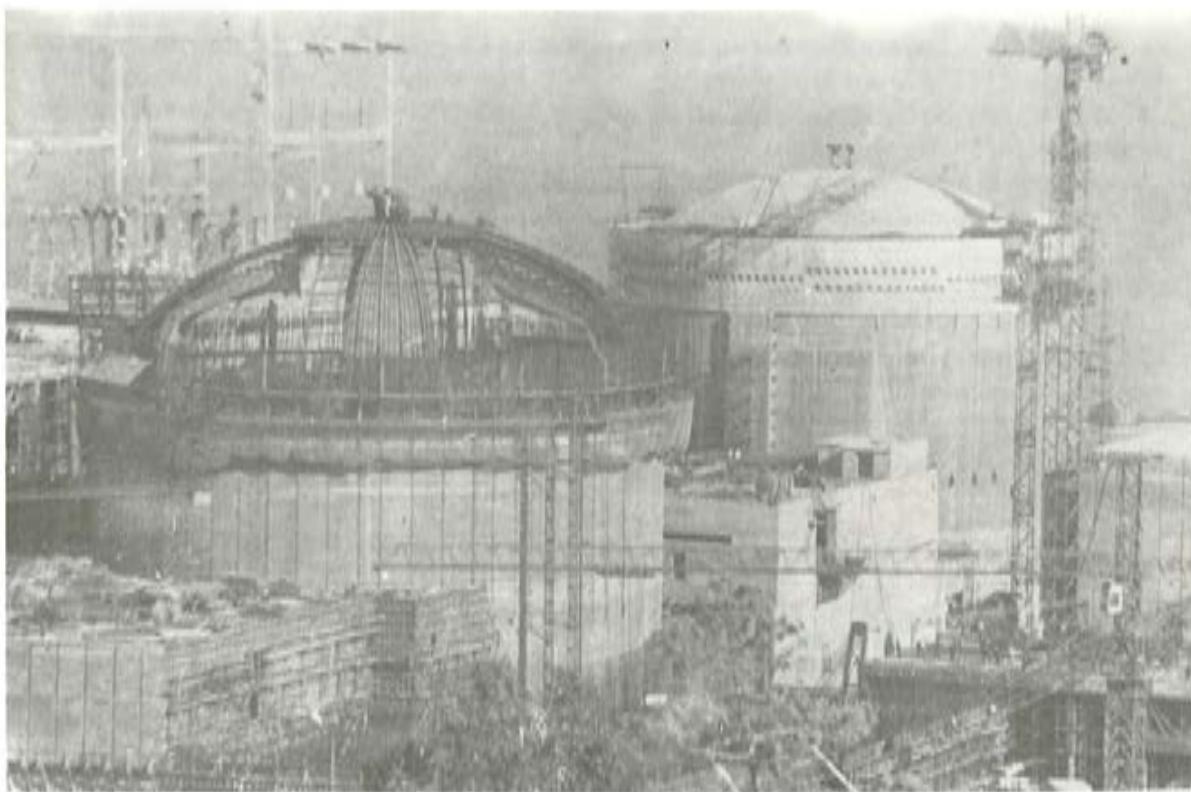
FIP. Tentative recommendations. 10-31. Alternate bend test for steels for prestressing. Matériaux et Constructions, 6, 1973.

Groupe Corrosion du Comité Mixte FIP-RILEM-CEB. Ammonium Thiocyanate test of prestressing steels. Proposition of a test standard. Avril 1978.

LABORATOIRE DES PONTS ET CHAUSSEES. Essais d'armatures en acier à haute résistance pour constructions en béton précontraint par pré ou post tension. Essai de torsion alternée des fils d'acier pour armature de précontrainte. Ac. P-3. Dunod 1971.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de enero de 1979.

SISTEMAS
DE
PRETENSADO
BBRV Y
CONA



Central Nuclear de Lemóniz
Estado de las obras
en el mes de diciembre de 1977

S.A.E. **BBR**

OFICINAS:
Rosellón, 229-1,º-2,º
Tels.: 217 20 00 - 217 21 16
BARCELONA-8

FABRICA:
Polígono Industrial Barcelonés
Km. 591,5. Tels.: 770 03 02 - 770 02 52
ABRERA (Barcelona)

NOTAS DE LA F.I.P.
Nº 69 julio - agosto, 1977

Selección de los trabajos más importantes aparecidos en esta publicación

COMISION DE LA FIP SOBRE ESTRUCTURAS MARITIMAS
por W. F. Crozier

Con objeto de discutir los textos de los informes de los Grupos de Trabajo, que se han de publicar con ocasión del Congreso de la F.I.P. de 1978, la Comisión sobre estructuras Marítimas de Hormigón se reunió en Santander, España, el 9 de mayo de 1977.

Se presentaron y discutieron los borradores de los informes que más adelante se indican. Estos informes eventualmente se publicarán o en las Notas de la F.I.P. o como separatas especiales de la F.I.P.

1. Cimentaciones

"Sinopsis de un Informe sobre el Nivel de Conocimientos". Se espera que dicho informe se encuentre redactado en forma de borrador a finales de 1977. Por tratarse de un amplio documento se publicará como un "Special Report".

2. Trabajos en el mar

"Informe del Grupo de Trabajo". En este informe se incluyen las observaciones sobre las operaciones de remolque realizadas durante el verano de 1975, y publicadas en el n° 59 de Notas de la FIP, como suplemento al informe previo.

3. Análisis de riesgos

"Informe del Grupo de Trabajo". Este se publicará en breve, probablemente en las Notas de la FIP.

4. Revisión documental

Se ha presentado un estudio comparativo sobre los coeficientes de seguridad que aparecen en los conjuntos de Normas. En las Notas de la FIP se publicará un informe completo.

5. Acciones sísmicas

"Informe de actividades del Grupo de Trabajo". Este informe comprendía las actividades del Grupo,

que trata de conseguir un mejor conocimiento de los fenómenos sísmicos, como la influencia que tienen al hacerse las consideraciones de proyecto para las plataformas marítimas de hormigón. En fecha próxima será publicado en las Notas de la FIP.

6. Conservación y reparación

El informe de este Grupo aparecerá en las Notas de la FIP.

También se presentó en esta reunión un trabajo, sobre "Análisis probabilístico del número de olas y su influencia en la altura de ola de cálculo en las estructuras marítimas", realizado por Castillo, Losada y Puig-Pey, de la Universidad de Santander.

El Sr. Villalta, de la Empresa Constructora Dragados y Construcciones, presentó un informe a la Reunión sobre el Proyecto y construcción del rompeolas para el puerto de Bilbao.

Después de celebrada la Reunión, los miembros de la Comisión y sus señoras fueron invitados por el alcalde y la alcaldesa de Santander a una comida.

MIEMBROS ASOCIADOS DE LA FIP

Además de contar con Grupos Miembros en todos los países del mundo, la FIP se complace en dar la bienvenida como *Miembros Asociados* a importantes firmas y organizaciones que quieren participar en las actividades de la FIP y contribuir intensamente en los trabajos de las comisiones.

Es significativo el creciente interés que existe en el mundo por la importancia y lugar que ocupa la FIP debido a sus actividades técnicas. La FIP tiene a bien comunicar que son Miembros Asociados Activos las siguientes organizaciones:

Raadgevend Ingenieursbureau Aronsohn bv: Holanda
Adviesbureau D3BN: Holanda
Van Hattum en Blankevoort BV: Holanda
Rijkswaterstaat, Directie Bruggen: Holanda
Cembureau: Francia
Institut de Recherches de la Construction Navale: Francia
City of Amsterdam: Holanda
Nederlandse Spanbeton Maatschappij BV: Holanda
Post Tensioning Institute: E.U.A.
Ballast Niedman Groep NV: Holanda
Shell Internationale Petroleum: Holanda
BP: Reino Unido
Noble, Denton & Associates Ltd : Reino Unido

Algunas de estas organizaciones están participando activamente en las tareas de las comisiones técnicas, y la FIP se complace en reconocer públicamente la aportación positiva que prestan con su inestimable experiencia y pericia.

Recientemente otras entidades han mostrado interés en participar de una forma similar. Noticias de este tipo aparecen periódicamente en las Notas de la FIP.

DISTINCIÓN PARA ARTHUR A. ANDERSON

El Dr. Arthur A. Anderson ha sido elegido Miembro de la Academia Nacional de Ingeniería de los Estados Unidos de América. Este premio, la más alta recompensa profesional que se le puede conceder a un ingeniero, se le ha otorgado por su "liderazgo" en la construcción de hormigón pretensado y en el diseño y realización de estructuras de ingeniería.

El Dr. Andersón, que recibió la Medalla de la FIP por sus trabajos en hormigón pretensado, es miembro de la Comisión sobre Barcos de Hormigón. El lanchón ARCO, construido por la Compañía del Dr. Anderson en Tacoma, Washington, ha aparecido en innumerables publicaciones de todo el mundo, así como también en las Notas de la FIP.

EL COMETIDO DEL HORMIGON EN LA EXPLOTACION DE LOS RECURSOS SUBMARINOS

El Profesor Ben C. Gerwick Jr., Presidente de la FIP, presentó como uno de los principales informes en el Nordic Beton Congress de Helsingborg, Suecia, celebrado el 13 de mayo de 1977, el que con tal título encabeza este artículo. La reunión tuvo lugar en el vistoso y moderno State Theater Hall de Helsingborg, que ya es de por sí mismo un notable ejemplo del hormigón en arquitectura.

Los organizadores de este Congreso han sido las siguientes personalidades: Profesor Troels Brondum, Vicepresidente de la FIP de Dinamarca y Miembro del Comité Ejecutivo de la FIP, y Mr. Kurt Mansson de Suecia. Este último propuso se celebre en su país el 9º Congreso de la FIP de 1982, y dijo que ya está haciendo las oportunas gestiones para su preparación.

Después de saludar en nombre de la FIP a todos los delegados de los países nórdicos e invitarles a que acudan al 8º Congreso de 1978 de Londres, el Profesor Gerwick se refirió a los asombrosos avances habidos en el hormigón y en la construcción pretensada en estos últimos años y las nuevas oportunidades que ha tenido como consecuencia de su utilización en la construcción de las plataformas marinas, que han proliferado por todas partes y, especialmente, en el Mar del Norte.

Puso de relieve, particularmente enfrentándose con el futuro, que es preciso reconocer las buenas cualidades resistentes así como las debilidades del hormigón armado y del hormigón pretensado y sacar el mayor partido de los actuales medios disponibles para lograr estructuras con la más prolongada durabilidad. Una de las mayores ventajas del hormigón reside en su excelente comportamiento a la fatiga, tanto antes como después de su fisuración y, si se le dota de una adecuada armadura, especialmente si se realiza en hormigón zunchado, por su capacidad para alcanzar una amplia ductilidad antes de la rotura, se puede garantizar que estas estructuras serán más seguras bajo la acción de cargas accidentales.

Para realizar los trabajos en las profundidades marinas hoy día se precisa hacer uso de los más modernos medios, con objeto de resistir grandes presiones permanentes. Por otra parte las estructuras marítimas han de ser construcciones de gran amplitud para albergar una amplia gama de actividades. Por tales razones el hormigón armado indiscutiblemente ha de ser el procedimiento constructivo dominante. El poner a punto y disponer de estos medios requerirá una labor muy intensa por parte de los ingenieros para conseguir la coordinación de muy diversas técnicas. La FIP, precisamente es el auditorio idóneo para poder coordinar satisfactoriamente todas estas técnicas.

El Profesor Gerwick dijo que "la Sociedad, que viene representada por los grupos de interés público y por los gobiernos, demanda que nuestras realizaciones en los océanos se lleven a cabo con las máximas garantías de seguridad para el hombre, los recursos y, especialmente, para el medio ambiente. Es nuestra tarea y realmente nuestra responsabilidad, que como ingenieros consideremos todos los posibles fallos, aunque su probabilidad sea remota, y adoptemos las oportunas medidas para prevenir o limitar sus consecuencias. Esto irremisiblemente nos conduce a tener en cuenta, particularmente en esta época de tan elevada tecnología, los conceptos de "Análisis de los Efectos de Modo de Rotura", "Análisis de Riesgos" y "Análisis Libre de Faltas". Las estructuras de hormigón pretensado, si están bien configuradas y tienen adecuadamente dispuestas las armaduras, presentan un elevado grado de supervivencia y ductilidad después de la rotura, aunque se encuentren bajo condiciones de gran sobrecarga. La probada durabilidad a largo plazo del hormigón, su elevada resistencia a la fatiga, el favorable comportamiento del hormigón a las bajas temperaturas, la capacidad del hormigón armado para absorber y amortiguar la energía del impacto, especialmente después de la rotura, y las características de ductilidad del hormigón, cohibido por la armadura o por las tensiones multiaxiales, es necesario aprovecharlas.

Verdaderamente, las estructuras de hormigón armado y pretensado ofrecen un porvenir prometedor para el seguro aprovechamiento a favor del hombre, en un futuro próximo de los inmensos recursos de los oceanos.

En la Conferencia sobre Tecnología Marítima (Offshore Technology Conference) celebrada en Houston, el Profesor Roger Lacroix, John Derrington y el Profesor Ben Gerwick también trataron de *las amplias posibilidades del hormigón en las estructuras marítimas*. Esta misma opinión la comparten los representantes de los constructores americanos, británicos, franceses y noruegos, cuyos directivos e ingenieros realizan actividades en la FIP. Conjuntamente llegaron a la positiva conclusión de que, en la industria petrolífera, el hormigón tiene un puesto muy importante y, sin duda, cada vez mayor.

ULTIMOS AVANCES Y TECNICAS

CONCEPTOS FUNDAMENTALES SOBRE EL PRETENSADO PARCIAL

En un Simposio organizado en 1976 conjuntamente por la ACI, el CEB, el PCI y la FIP, celebrado en

Filadelfia, los Profesores T. Y. Lin y F. Leonhardt presentaron dos trabajos exponiendo sus puntos de vista respecto a los conceptos de diseño sobre el pretensado parcial del hormigón. Seguidamente se reproducen ambos trabajos, con la autorización del American Concrete Institute.

CONCEPTOS FUNDAMENTALES Y TENDENCIAS SOBRE EL DISEÑO DEL PRETENSADO PARCIAL

Por T. Y. Lin, San Francisco

1. INTRODUCCION

El desarrollo del hormigón armado se ha basado en la idea de combinar dos materiales, siendo el hormigón el encargado de absorber las compresiones y el acero las tracciones. Eugenio Freyssinet concibió pretensar el hormigón, pensando en este aglomerado como material fundamental, pero mejorándolo mediante el tesado del acero contra el hormigón, poniéndole así en compresión y capacitandole para resistir las tracciones. En consecuencia, Freyssinet vió al hormigón pretensado como un material totalmente diferente al hormigón armado. Considerando al hormigón como un material que resiste bien a compresión y poco a tracción, Freyssinet formuló su criterio inicial de diseño basándose en la idea de no admitir tracciones en el hormigón pretensado.

Desde la iniciación del hormigón pretensado por Freyssinet han transcurrido décadas. Se han realizado miles de series de ensayos y desde entonces se han construido cientos de estructuras de hormigón pretensado. Los resultados de estos ensayos y de las estructuras reales nos llevan a la conclusión de que la limitación de las tensiones de tracción como principal criterio de diseño es una solución excesivamente simplista. Se ha comprobado que fijar en cero las tensiones de tracción (o dar cualquier otro valor a las tensiones de tracción) para las solicitudes de servicio, es un método empírico que no tiene una buena justificación. De igual manera que actualmente no se construyen los modernos aviones como el primero que hicieron los hermanos Wright, no hay razón para que se proyecten las estructuras de hormigón pretensado basándose en algunas de las reglas establecidas por los iniciadores.

Un fenómeno reciente e incuestionable es la gradual aplicación de dos materiales históricamente diferentes (el hormigón armado y el hormigón pretensado) en una común combinación del hormigón con el acero. Dentro de dicha combinación nos encontramos con dos soluciones extremas: hormigón armado convencional, con solo armadura pasiva, u hormigón totalmente pretensado con armadura exclusivamente activa. Entre estas dos soluciones extremas se pueden hacer diferentes clases de combinaciones con armaduras pretensadas y pasivas, pudiéndose denominar a todas ellas como hormigón parcialmente pretensado. En efecto todos sabemos que la mayoría de las estructuras pretensadas contienen una cierta cantidad de armadura pasiva.

Resulta, pues, que en ciertas estructuras pretensadas, se puede añadir económicamente una importante cantidad de armadura pasiva, con objeto de mejorar tanto su resistencia como su comportamiento. También es un hecho conocido por todos que en algunas estructuras de hormigón armado es aconsejable disponer cierta cantidad de armadura activa para mejorar su comportamiento y resistencia. Por ejemplo, en puentes atirantados y estructuras para cubiertas frecuentemente tienen sus cables exteriores pretensados, estando el propio tablero armado y pretensado o sólamente pretensado.

2. CODIGOS Y METODOS DE DISEÑO

El Código del ACI de 1971 admite tensiones de tracción con valores $6 f_c'$ ó $12 f_c'$ cuando, mediante los correspondientes cálculos, se comprueba que las flechas cumplen con ciertas exigencias. Al proyectar estructuras, que ni van a ser exclusivamente pretensadas ni exclusivamente armadas, a los ingenieros se les plantea frecuentemente el dilema de cual debe ser el criterio a seguir para su diseño. Esto llega a constituir un importante problema en el caso de las tensiones admisibles de tracción. Si se aplica el Código de Hormigón Armado el análisis se hace basándose en la sección fisurada de hormigón. Las tracciones y las fisuras se presuponen establecidas, considerándose que las correspondientes tensiones teóricas son superiores a 2.000 ó 3.000 libras por pulgada cuadrada (14 ó 20 N/mm 2). Por otra parte si se atiene uno a lo que dice la Instrucción de Proyecto para Hormigón Pretensado, la tensión de tracción debe limitarse a cero o a cierto valor nominal.

Para los ingenieros familiarizados con el cálculo del hormigón pretensado esta limitación que se marca para la tensión de tracción la consideran como un valor empírico. Sin embargo, la mayoría de los ingenieros de obra y los auxiliares de edificación no son partidarios de apartarse de las especificaciones de la Instrucción.

Frente a la práctica establecida para el hormigón pretensado, en el cual las tensiones de tracción han de tener un valor cero, el Dr. Abeles creó el término "hormigón parcialmente pretensado", constituyendo esto una tercera combinación entre los materiales hormigón y acero. Esta denominación ha sido también adoptada por otros. Comparado con el pretensado total, en donde no son admisibles tensiones de tracción bajo la acción de las cargas de trabajo, en el hormigón parcialmente pretensado se aprecia que si se toleran pequeñas tensiones de tracción, dependiendo esto de diferentes condiciones. Frecuentemente el hormigón parcialmente pretensado tiene aceros pasivos situados en la zona donde se producen las tracciones. Por consiguiente, una estructura así concebida está parcialmente pretensada, pero en otras condiciones, puesto que el pretensado comprende tanto a la armadura pasiva como a la activa.

Mr. A. W. Hill en una breve exposición dice: "a mi parecer es preferible que el pretensado parcial sea definido como la solución general para el hormigón armado y el hormigón totalmente pretensado como una condición extrema". Dicho de otro modo, para llenar el vacío existente entre dos concepciones extremas (hormigón armado y hormigón totalmente pretensado), es conveniente introducir un tercer término, "hormigón parcialmente pretensado". Observando todo esto en su totalidad puede establecerse que, bajo la denominación general *combinaciones entre el acero y el hormigón* existen las siguientes clases: hormigón armado, hormigón pretensado y hormigón parcialmente pretensado.

En efecto, el criterio anteriormente expuesto ya ha sido reflejado en muchas especificaciones elaboradas para la construcción. Por ejemplo, en el ACI Code de 1971 se ha incluido la mayor parte de la Instrucción de Pretensado dentro de la Instrucción para Hormigón Armado. También se llegan a admitir, para las cargas de trabajo, tensiones de tracción de $6 f_c'$ o de $12 f_c'$ o incluso más altas, si se llega a la conclusión de que no perjudican a las características. Por consiguiente este Código admite, evidentemente, el pretensado parcial. La principal razón para no adoptar el método de cálculo de resistencia a rotura es la carencia de un estudio sobre los adecuados requisitos de comportamiento de las piezas pretensadas. Pero no existe la menor duda de que, de la misma forma que se ha logrado desarrollar el método de las tensiones de trabajo para el cálculo del hormigón armado a partir de la teoría de la resistencia a la rotura, esa misma evolución se producirá en el hormigón pretensado. Cuando se llegue a esto, el hormigón armado y el pretensado serán una sola cosa, y el hormigón parcialmente pretensado formará parte de esa total integración. Entonces resultará sencillo incorporar el acero pasivo con el acero de pretensado.

La irracionalidad y la falta de fundamento conceptual de las actuales limitaciones en las tensiones de tracción es tema susceptible de poner en evidencia. Considérese una estructura de hormigón armado; si por alguna razón (ya sea para fijar la flecha dentro de un determinado valor, o para reducir al mínimo las fisuras) se dispone en la pieza un pequeño tendón de pretensado, ¿cómo se podrá clasificar dicha estructura dentro de los actualmente establecidos, en el que solamente se han previsto los dos casos extremos, es decir, hormigón armado u hormigón pretensado? Si consideramos esta estructura híbrida como pretensada, entonces sólo son admisibles pequeñas tensiones de tracción o que éstas sean nulas. Inversamente, si consideramos esta estructura como de hormigón armado, entonces sí son admisibles tensiones de tracción que sobrepasen las 3.000 libras por pulgada cuadrada (20 N/mm^2) así como una amplia fisuración.

Otro ejemplo: una estructura de hormigón pretensado puede tener, y muy frecuentemente presenta, concentraciones de tensiones locales bien en la misma dirección del pretensado o perpendiculares a él. Es muy corriente que en tal caso se dispongan armaduras pasivas en tales zonas, admitiéndose que aparezcan las fisuras. Puesto que no existe procedimiento alguno para diseñar una estructura en la que no se originen tracciones, los técnicos se desentienden de esto dandole la espalda al problema y, en consecuencia, tales tracciones no se computan. Sería mejor afrontar estos hechos y admitir que podríamos disponer de mejores estructuras combinando el pretensado con el hormigón armado. Estas estructuras se podrían designar de hormigón parcialmente pretensado, o con cualquier otra denominación, en cuyo caso se podría formular un nuevo conjunto de métodos para su diseño.

3. SOLICITACIONES PARA UN CORRECTO COMPORTAMIENTO

Haciendo justicia al "pretensado total", es preciso afirmar rotundamente que el principio de limitar las tensiones de tracción se basa no solo en un concepto filosófico, sino que también tiene su fundamento en ciertos principios prácticos e ingenieriles. La inexistencia de tensiones de tracción significa la ausencia de fisuras, lo que redunda en un buen aspecto. Proporciona una buena protección contra la corrosión y eliminará la rotura del acero por fatiga. Sin embargo, puesto que tales limitaciones en las tensiones solo son posibles bajo la acción de la carga de trabajo, esto carece de sentido ya que las tensiones de tracción pueden eventualmente aparecer bajo condiciones de sobrecarga. Por consiguiente la inexistencia de fisuras es una cuestión de importancia relativa, pero de ningún modo primordial.

Una vez más queda patente la carencia de sentido que supone limitar las tensiones de tracción cuando se comprueba que tales limitaciones sólo son aplicables únicamente como tensiones situadas en la misma dirección del pretensado, mientras que, sin embargo, no se impone restricción alguna respecto a las otras direcciones, ni se han intentado limitar las tracciones en zonas donde se producen concentraciones de tensiones.

Para el hormigón armado se han especificado limitaciones respecto a la anchura de las fisuras y en relación a su espaciamiento. Aunque para el hormigón pretensado esto no se ha reflejado en un código, parece razonable aplicar al hormigón pretensado las mismas limitaciones existentes para el hormigón armado, en tanto que dicha anchura de fisuras y su espaciamiento no afecte al aspecto y durabilidad del hormigón. Cuando el ancho de las fisuras y su espaciamiento puedan tener efectos adversos sobre la resistencia a la corrosión y a la fatiga de los aceros de pretensar, tales limitaciones deben ser especificadas conjuntamente con otras condiciones que también puedan afectar a la resistencia a la corrosión y a la fatiga. Dicho de otro modo, las tracciones no son necesariamente rechazables por si mismas, si bien pueden ser un índice de una probable fisuración, corrosión o fatiga excesivas. En cualquier caso, una determinada tensión de tracción, o incluso un conjunto de limitaciones para tales tracciones puede no resultar útil como un adecuado criterio. A continuación se va a tratar del problema de las fisuras, de la corrosión y de la fatiga:

(a) *Limitaciones para la fisuración.* En tanto no afecte al aspecto de la estructura no se fijarán limitaciones en el hormigón pretensado diferentes a las del hormigón armado. En consecuencia, existe la misma posibilidad de utilizar las mismas limitaciones de modo que abarquen todos los casos incluidos en el hormigón armado, en el hormigón pretensado y en el hormigón parcialmente pretensado. Sin embargo, los efectos de la fisuración sobre la corrosión y la fatiga pueden ser muy distintos, comparativamente, en los tendones de pretensado que en los redondos de armar y, de aquí, que esto se estudie por separado en los dos apartados siguientes:

(b) *Corrosión*, no solamente depende del ancho y espaciamiento de las fisuras, sino que viene afectada por las condiciones ambientales (que en el presente trabajo no son objeto de discusión), así como por otras circunstancias. Por ejemplo la penetración de las fisuras hasta alcanzar la altura de los tendones y la protección de éstos, mediante su introducción en conductos que pueden ser de metal o de plástico, alteran las posibilidades de que se produzca corrosión. Por consiguiente la posibilidad de limitar la fisuración, con objeto de reducir las probabilidades de corrosión, debe ser tenida en cuenta junto con las condiciones existentes. En realidad, el especificar únicamente unas limitaciones para las tensiones de tracción no es un enfoque racional. Puede asegurarse, en lo que respecta a la corrosión, que cuando los tendones van protegidos por tubos metálicos o de plástico, en cuyo caso las fisuras del hormigón no afectan para nada a las armaduras, no existe razón alguna para fijar limitaciones a la fisuración o a las tracciones.

En el caso de armaduras pretensas, cuyos tendones no van protegidos por conductos, si la propagación de las fisuras rebasa la altura a la que se encuentran situados tales tendones de acero puede producirse la corrosión, particularmente cuando las condiciones ambientales son adversas. De aquí que, bajo determinadas condiciones, sea necesario limitar, dentro de ciertos valores, las tensiones de tracción y la ubicación de los tendones de acero.

(c) *Fatiga.* La resistencia a la fatiga no está directamente relacionada con la resistencia a tracción del hormigón. Depende del orden de magnitud de las tracciones, del ancho y penetración de las fisuras al afectar a los tendones, de la repetición de los ciclos de carga, de que los tendones sean adherentes o no adherentes y del ángulo de incidencia de los tendones sobre las planchas de anclaje en las proximidades de los puntos donde se produce la fisuración. Para los aceros de pretensar de tipo corriente con un nivel de tensiones eficaces de $0,60 \text{ f}_s'$, es sobradamente sabido que se requiere una tensión con un valor mínimo de $0,16 \text{ f}_s'$ para que se produzca la rotura bajo la acción de un millón de ciclos. Con cordones 270 K tal $0,16 \text{ f}_s'$ supone una tensión de 43.000 libras por pulgada cuadrada (300 N/mm^2). Si la relación modular es $n = 6$, esto significa que la tensión en el hormigón es de 7.000 libras por pulgada cuadrada (50 N/mm^2). Puesto que para calcular correctamente una estructura es inconcebible un nivel de tensiones tan elevado, resolver el problema de la fatiga por el procedimiento de limitar las tensiones de tracción, producidas por la carga de trabajo, no es una solución. La única excepción puede ser el caso de que se llegue a producir un repentino salto en el valor que alcance la tensión en el acero, como consecuencia de una amplia fisuración, simultáneamente con repetidas fluctuaciones de tensiones muy elevadas.

Respecto a la resistencia a la fatiga del hormigón a tracción se sabe que este material se fisura bajo cargas repetidas con valores de tensiones de tracción mucho más bajos que cuando se trata de una carga aislada aunque esta sea más elevada. Sin embargo, tales fisuras debidas a las tracciones raras veces afectan al comportamiento de la estructura y, por consiguiente, esto no sirve como argumento para limitar tales tensiones de tracción.

A la vista de todo lo expuesto se llega a la conclusión de que la limitación para la anchura de las fisuras

ras, tal como se exige para las estructuras de hormigón armado, puede ser aplicable al hormigón pretensado en la mayor parte de los casos, tanto en lo que se refiere a fisuración, corrosión o resistencia a fatiga. Por consiguiente, excepto que se trate de condiciones especiales, las tensiones de tracción hasta los niveles que usualmente se llegan a alcanzar en el hormigón armado, que son del orden de las 2.000 ó 3.000 libras por pulgada cuadrada (14 ó 20 N/mm^2), no son tan alarmantes como para no ser aplicadas en las estructuras pretensadas, ya sean parcial o totalmente pretensadas. Por otra parte, debe resaltarse que dichas limitaciones en las tensiones de tracción que usualmente se aplican en el hormigón pretensado son empíricas y en modo alguno debe exigirse su cumplimiento.

Es preciso añadir una observación que sirva de advertencia: las limitaciones que se fijan para las tracciones, aunque de por si mismas no tienen un fundamento racional, son, frecuentemente, un procedimiento orientativo para la realización del diseño y, normalmente, proporcionan unos resultados seguros y confiables. Si se hace caso omiso de tales limitaciones para las tensiones, es importante, entonces, que estas estructuras se diseñen de modo que presenten la suficiente resistencia y para que su comportamiento sea el adecuadamente requerido. Puesto que no se han establecido suficientemente bien cuales han de ser las condiciones de comportamiento ni para el hormigón pretensado ni para el hormigón armado, estas deberán aplicarse al hormigón parcialmente pretensado con criterios similares a los utilizados en los casos del hormigón armado y del hormigón pretensado. Dicho de otro modo, existen coeficientes de mayoración de acciones que pueden ser utilizados para abarcar todos estos casos, sin que se deba establecer discriminación alguna entre estas tres categorías.

Los requisitos de comportamiento para las estructuras de hormigón pretensado, desgraciadamente, no se han especificado tan claramente como se ha hecho para el hormigón armado. Un adecuado comportamiento implica unas determinadas condiciones respecto a los siguientes aspectos: contraflecha, flecha, retracción y desplazamientos, vibraciones, fisuras, corrosión y fatiga. Sobre todos estos puntos señalados, de por si sola la tensión de tracción no es un factor determinante. Unicamente, si las tensiones de tracción son lo suficientemente altas como para dar lugar a una ostentosa fisuración, deberán computarse la contraflecha y la flexión de la pieza basándose en las secciones fisuradas en aquellas zonas.

Puede llegarse a la conclusión de que el pretensado parcial significa el empleo de tendones en una cantidad mucho más pequeña. En consecuencia esto nos ayudará a aminorar la contraflecha y la retracción de la pieza. Así, en ciertas estructuras, el pretensado parcial dará lugar a que se obtengan unas características más idoneas.

4. PIEZAS QUE TRABAJAN A FLEXION

En primer lugar se consideraran las piezas que trabajan a flexión y en las que exclusivamente se utiliza armadura activa. La cantidad de armadura variará de acuerdo con la tensión admisible de tracción para el hormigón. Para diferentes secciones (ya sea rectangular, doble T o sencilla, con distintos dimensionados) la economía a obtener en tendones, según sea el pretensado parcial o total, será diferente, variando, por otra parte, de acuerdo con las tensiones admisibles. En la mayoría de las Instrucciones para Edificación, el factor de seguridad real requerido, que es una media de los coeficientes de la carga permanente y de la sobrecarga, es del orden de 1,8. Se sabe que el pretensado parcial (en el cual son admisibles tensiones de tracción de cierta entidad) frecuentemente proporcionará coeficientes de carga suficientes. Por otra parte, un valor fijo de las tensiones de tracción, que pueden ser igual a cero o tener cualquier otro valor, originará diferentes coeficientes de seguridad según sean las distintas secciones.

Ahora permitasenos considerar el caso de la incorporación de armadura pasiva a un elemento con armadura de pretensado. Disponiendo en diferentes proporciones la armadura pasiva, el factor de carga que se aplique a una sección total o parcialmente pretensada puede hacerse variar ampliamente. Simultáneamente existe la posibilidad de diseñar una sección con la misma resistencia a rotura utilizando exclusivamente armadura activa, solamente armadura pasiva, o una combinación de ambas. También se sabe que, para un caso determinado, cierta combinación dará lugar a diseños más económicos o que puedan tener un mejor comportamiento. En consecuencia, un elemento parcialmente pretensado, frecuentemente, proporcionará una solución óptima.

Cuando una pieza pretensada que trabaja a flexión se somete a cargas repetidas, y dado que las tensiones de tracción se desarrollan en las fibras extremas, merecerá la pena disponer una armadura pasiva, con objeto de limitar el ancho de las fisuras y así reducir el valor de las tensiones en las proximidades de los tendones. Los ensayos han demostrado que la colocación de armaduras pasivas hace descender el valor de las tensiones y, por consiguiente, redonda en una mayor resistencia a la fatiga.

A continuación se considera el caso de una pieza de hormigón armado que trabaja a flexión por la ac-

ción de cargas permanentes. Puede reducirse su flecha dotandola de un cierto número de tendones. Por consiguiente, una pieza de hormigón armado también puede transformarse en otra parcialmente pretensada.

5. FLEXION Y ESFUERZO CORTANTE COMBINADOS

De acuerdo con lo que dice el resumen del 1963 ACI Code Comentary, el efecto de la flexión y esfuerzo cortante combinados sobre la resistencia de una pieza es un fenómeno perfectamente conocido, tanto si ésta es de hormigón pretensado como si lo es de hormigón armado. Aunque el caso de la flexión y esfuerzo cortante combinados para el hormigón parcialmente pretensado no fue incluido en estos estudios, la existencia de tensiones de tracción no es un problema nuevo, ya que la Instrucción se basó en el cálculo de resistencia a la rotura. Esto queda perfectamente aclarado mediante los gráficos y fórmulas que se presentan en el aludido "Comentary" del ACI de 1963. La incorporación de una armadura longitudinal no pretensada limita las fisuras debidas a la flexión, así como también las inclinadas, como se ha podido comprobar en algunos ensayos. Es deseable que se hagan más ensayos con objeto de obtener conclusiones más precisas y cuantitativas; mientras tanto pueden proponerse algunos métodos aproximados de cálculo, como una medida para salir del paso.

Es posible que la existencia de tensiones de tracción muy altas, en secciones donde pueda darse el caso de que estas se combinen con flexiones y cortantes, lleguen a acelerar la formación de fisuras prematuras y puedan causar problemas de corrosión bajo condiciones ambientales desfavorables. En lo que se refiere a la importancia de la resistencia a la fatiga, el efecto del pretensado parcial es muy limitado, como previamente se indicó, a no ser que se produzcan millones de repeticiones de cargas a niveles muy superiores a la carga de trabajo.

6. FLEXION Y CARGAS AXILES COMBINADAS

En el caso de flexión y cargas axiles combinadas, factible de presentarse en columnas y pilas, la utilización de armaduras pasivas puede ser de gran utilidad por muy diversas razones. En primer lugar las armaduras pasivas pueden estar trabajando a compresión como resultado del pretensado originado por los tendones. Esto da lugar a que la armadura pasiva actue eficazmente, por encontrarse comprimida dentro de la zona de tracción. También se reducirá el valor medio de las tensiones de compresión en el hormigón y, en consecuencia, se obtendrá un comportamiento más dúctil frente a la carga de rotura. La resistencia estructural y el comportamiento de tales piezas normalmente se determina utilizando programas de computador que establecen las relaciones básicas entre las tensiones y las deformaciones para el hormigón así como para las armaduras activas y pasivas, teniendo en cuenta la retracción y la fluencia del hormigón. Una columna prefabricada de hormigón normalmente estará mejor diseñada si se emplea una cierta cantidad de tendones para controlar la fisuración y unos redondos de armar para incrementar tanto la resistencia a la tracción como a la compresión. Esta solución también resulta muy económica para las tablestacas.

7. CONCLUSIONES

Se puede llegar a la conclusión de que las tensiones de tracción de por sí solas no constituyen francamente un criterio para el diseño de las estructuras de hormigón, haciendo esto extensivo tanto al hormigón armado, al hormigón pretensado, como al hormigón parcialmente pretensado. En determinados casos, las altas tensiones de tracción pueden dar lugar a la fisuración del hormigón, llegando a afectar a la propia resistencia frente a la corrosión de los tendones. Este tema debe ser investigado. Generalmente su efecto no será apreciable hasta que las tensiones de tracción, a la altura de los tendones, no sobrepase la tensión admisible a tracción del hormigón y si los tendones no están dispuestos dentro de los conductos.

A las tensiones de tracción no se les debe dar tanta importancia en tanto no afecten a la resistencia a la fatiga de los tendones, a no ser que dichas tensiones, a la altura de tales armaduras exceda, por ejemplo, de 2.000 libras por pulgada cuadrada (14 N/mm^2). Si la fatiga y la corrosión no alcanzan valores críticos, las limitaciones respecto al ancho de las fisuras y su espaciamiento en el hormigón pretensado pueden ser las mismas que las señaladas en las recomendaciones normales para el hormigón armado.

Las tensiones de tracción que llegan a desarrollarse en una apreciable porción de la pieza pueden influir sobre la flexión o la contraflecha de dicha pieza, si tales tensiones sobrepasan el módulo de rotura del hormigón y penetran profunda y significativamente en ella. Las tensiones de tracción casi siempre se producen en direcciones que no son la del pretensado. También existen en las inmediaciones de los lugares donde

hay concentraciones de tensiones y en ángulos entrantes. Aunque siempre se han admitido, raras veces se han calculado. La utilización de armadura pasiva para mejorar el comportamiento de una pieza, incrementar su resistencia a la rotura, controlar su fisuración, reducir al mínimo la flexión y la contraflecha, aumentar las resistencias a flexión, cortante y flexión combinados, o a la flexión y carga axial combinadas, se considera como una alternativa factible que debiera ser tenida en cuenta bajo muchos condicionamientos.

La introducción de armaduras pasivas incrementará la resistencia a la corrosión debido a la posibilidad de controlar las fisuras. Aumentará la resistencia a la fatiga de las piezas de hormigón sometidas a amplias y frecuentes variaciones de tensión muy superiores a las cargas de trabajo previstas.

Se sugiere que el cálculo de resistencia a rotura debe ser aplicado tanto al hormigón armado como al pretensado, explorándose también todo el ámbito correspondiente al hormigón parcialmente pretensado, que de hecho es un campo entre dos soluciones extremas: hormigón armado y pretensado. En todos los casos deberá controlarse el comportamiento, pero no una serie fija de tensiones admisibles de tracción.

RECOMENDACIONES PARA EL GRADO DE PRETENSADO EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PRETENSADO

Por Fritz Leonhardt, Stuttgart

1. Finalidad del pretensado

El pretensado mejora el comportamiento de las estructuras de hormigón adaptándolas a las exigencias de servicio (estados límites de aprovechamiento).

- 1.1 Reduciendo las deformaciones instantáneas o las diferidas.
- 1.2 Eliminando las fisuras o limitando la anchura de las mismas, lo que redonda en una mejor protección contra la corrosión y un buen aspecto.
- 1.3 Aminorando los valores de las tensiones, manteniéndolas dentro de márgenes admisibles respecto a la resistencia a la fatiga para ambos materiales, hormigón y aceros de diferentes clases, en el caso de oscilaciones o ciclos de carga muy frecuentes.

El pretensado, además, permite la utilización de aceros de altas resistencias, con la consiguiente reducción de secciones, pudiéndose concentrar y mantener esfuerzos de tracción muy altos de una forma continua sobre una amplia longitud.

Con el pretensado también es posible un mejor aprovechamiento del hormigón de altas resistencias, reduciéndose las secciones transversales de las piezas de hormigón y, en consecuencia, la carga permanente. Las exigencias de adherencia entre el acero y el hormigón pueden ser mucho más reducidas, debido a los favorables efectos de las fuerzas normalmente ejercidas por el pretensado.

2. Requisitos de calidad para las estructuras

Desde un punto de vista crítico, en lo que se refiere a requisitos de buena calidad, la opinión más coincidentemente generalizada es que un adecuado comportamiento bajo las condiciones de servicio es tan importante como la resistencia a la rotura. Este comportamiento implica: durabilidad exenta de daños, reducidos cambios dimensionales, inalterabilidad ante las vibraciones, ausencia de corrosión, suficiente resistencia al fuego, etc. Tal comportamiento debe conseguirse para diversos estados o valores de cargas, o cualquier otra acción que se produzca permanente o frecuentemente durante períodos muy largos de la vida de la estructura. Este nivel de carga, en la mayoría de los casos no es la carga total de diseño, sino la carga permanente + las sobrecargas frecuentes + los cambios de temperaturas frecuentes, u otras acciones. Entre las acciones permanentes tenemos que considerar los efectos de la retracción y fluencia después del pretensado, las pérdidas de pretensado, como consecuencia de estos fenómenos, y la agresión corrosiva.

Todos los estudios de sobrecargas reales, incluida la medida de las cargas de ferrocarril, han mostrado que las sobrecargas frecuentes o de larga duración tienden a alcanzar solamente un porcentaje (20 a 70 por 100) de la sobrecarga total especificada, para la resistencia a rotura adoptada para el proyecto de la estructura (estado límite de carga de rotura).

Por consiguiente, la Comisión CEB-FIP, ha previsto en sus nuevas Recomendaciones, asignar como criterio de servicio Ψ veces la carga total de diseño, utilizando dos o tres valores para $\Psi \leq 1$, según diferentes categorías de los requisitos de calidad.

El criterio de servicio puede ser sobrepasado por la carga total de diseño sin ninguna inquietud para los usuarios de la obra, si es improbable o extraordinario que se produzcan sobrecargas totales y, si el cálculo a rotura, los detalles estructurales y la construcción se han realizado correctamente. Por ejemplo, las fisuras de anchura uniforme bajo cargas extremadamente infrecuentes no plantean peligro de corrosión, si se cierran total o casi totalmente bajo la carga permanente, debida al favorable efecto del pretensado, como frecuentemente se viene demostrando por los ensayos, principalmente los de P.W. Abeles (1), que viene preconizando el pretensado parcial durante más de 30 años. Por supuesto, los pormenores estructurales —elección de los diámetros y colocación de las armaduras— deben realizarse de tal forma que no constituyan un impedimento para el cierre de las fisuras.

Teniendo en cuenta estos hechos se llega a la conclusión de que el criterio de servicio para un adecuado comportamiento debe estar relacionado con una $DL + \Psi LL$, para $\Psi = 0,2$ ó $0,7$. (DL = Carga Permanente y LL = sobrecarga).

El valor de Ψ depende de las exigencias de los usuarios y del valor máximo especificado para la LL en relación con la frecuencia probable de variación de tal LL, que puede cambiar.

3. El grado de pretensado de acuerdo con el nuevo concepto de necesidades de servicio

Si se han de evitar las fisuras o si se ha de limitar la anchura de estas mediante la utilización de un cierto porcentaje de la carga total de diseño, en este caso el grado de pretensado puede reducirse. Esto ineludiblemente nos lleva al pretensado parcial, y sus consabidas múltiples ventajas. Pero permítasenos considerar de nuevo la primitiva idea fundamental del pretensado total, que parte de una absoluta ausencia de tensiones de tracción en el hormigón.

Claramente se puede apreciar que el pretensado no puede impedir la aparición de cualquier clase de tensiones que lleguen a presentarse en el hormigón. Los códigos más antiguos únicamente se referían a las tensiones de tracción debidas a la flexión, localizadas en las fibras extremas y originadas por las cargas. Sin embargo existen otras tensiones de tracción que pueden ser debidas: a la adherencia entre los tendones, o los redondos, y el hormigón; a los esfuerzos por el anclaje de los tendones; al cortante o a la torsión (tensión principal); a la retracción (cohíbida interior o exteriormente); a la temperatura o a la fluencia diferencial; a las distintas rigideces entre los áridos y el mortero de cemento, etc. A propósito de esto se pueden citar casos de graves daños en puentes con pretensado total, que han sido originados exclusivamente por efecto de la luz solar, y se pueden señalar interesantes trabajos sobre la influencia que tienen las diferencias de temperatura sobre las vigas cajón de los puentes como, por ejemplo, el de F. Kehlbeck "Einfluss der Sonnenstrahlung bei Brückenbauweken", (Werner Verlag Düsseldorf, 1975) y los de las referencias (2) y (3).

Se ha comprobado con toda certeza que en las estructuras existen considerables tensiones de tracción, además de las tensiones debidas a las cargas, que frecuentemente sobreponen la resistencia a la tracción del hormigón y que, la mayoría de los ingenieros no llegan a percibirlo, obsecados por las teorías usuales y los cálculos de proyecto. Yo propongo recomendar que no se calculen en el futuro estas tensiones cuando se trate de estructuras corrientes, pero al diseñar estructuras pretensadas debemos precavernos de que todas estas tensiones de tracción no lleguen a ser perjudiciales disponiendo la suficiente armadura, perfectamente situada, con objeto de limitar correctamente el ancho de las fisuras, originadas por tales tensiones secundarias de tracción.

Además debemos darnos cuenta que el pretensado total es, en la mayor parte de los casos, incluso perjudicial para el buen funcionamiento de las estructuras, debido a que impone innecesariamente elevadas fuerzas de compresión y tensiones, que pueden provocar bien deformaciones por fluencia o dificultades innecesarias durante la construcción con una carga permanente parcial u otros aspectos que hacen necesario el tesado en etapas. En el pretensado con armaduras postesas, el gran número de cables de los tendones de pretensado dificultan las operaciones de hormigonado y compactación, reduciéndose la resistencia a compresión de las alas o de las almas y dando lugar a que se congestionen las zonas de anclaje. El pretensado total también incrementa el costo de la estructura por precisar una innecesaria sección de hormigón en el ala en tracción que va precomprimida y una superflua cantidad de costosos tendones de pretensado.

4. El pretensado mejora el comportamiento a la fisuración

Es una idea equivocada considerar que una fisura delgada constituye un peligro de corrosión o una pérdida de durabilidad. En el Simposio del RILEM se ha planteado reiteradamente que como protección contra la corrosión es de primordial importancia hacer un hormigón impermeable, perfectamente denso

con un mortero de adecuada granulometría y que el recubrimiento de hormigón ha de tener suficiente grosor con objeto de que la carbonatación del hormigón (por la cual el valor del pH desciende a ~ 9) neutralizante de la protección alcalina, no debe alcanzar a la armadura. Este recubrimiento dependerá del diámetro de los redondos y de la intensidad del ataque corrosivo. En el Coloquio de Lieja de 1975 (en el que participaron las IASBE - FIP - CEB - RILEM - IASS) sobre el "Comportamiento en Servicio de las Estructuras de Hormigón", P. Schiessl, (4) de la Universidad de Munich, señaló rotundamente que la intensidad de la corrosión es casi independiente de las fisuras y de la anchura de estas. A esta conclusión se ha llegado después de más de 20 años de intensas investigaciones.

Desde luego esto no es igualmente cierto cuando se trata del ataque por los cloruros, como por ejemplo en el caso de las sales anticongelantes, puesto que la protección contra tal corrosión puede únicamente obtenerse mediante capas impermeables y resistentes.

Por consiguiente, la principal razón para cuidar de la fisuración es por motivos de apariencia, ya que las fisuras visibles preocupan únicamente al cliente o a los usuarios de las estructuras. Esto nuevamente nos lleva a la conclusión de que debemos ser menos exigentes admitiendo la fisuración, aceptándose anchuras de fisuras de 0,3 mm y, en casos especiales, de 0,2 mm. Anchuras superiores a estas pueden ser perjudiciales al cerrarse las fisuras bajo las cargas permanentes después de la repetición de las cargas. Puede conseguirse fácilmente que la anchura de las fisuras sea pequeña mediante el pretensado parcial, puesto que incluso un ligero pretensado contribuye a reducir la anchura de las fisuras. Esto, que se ha puesto de manifiesto mediante ensayos, resulta comprensible mediante la siguiente explicación:

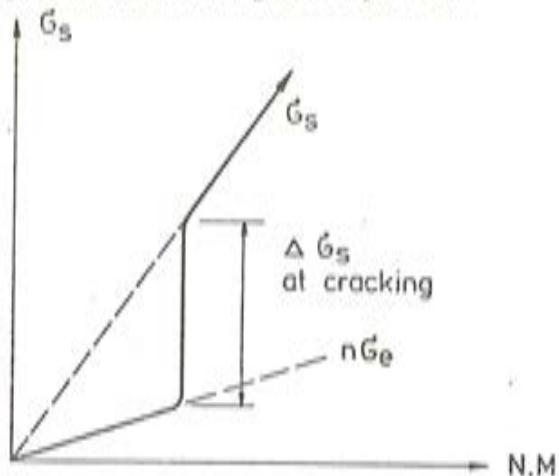


FIG. 1. Brusco salto de tensiones en el acero como consecuencia de la fisuración.

Si el hormigón armado se fisura bajo la acción de los esfuerzos de tracción, entonces los redondos de la armadura absorben estas tensiones. En la fisura se produce un brusco "salto" de tensiones en los redondos de armar o en los tendones (Fig. 1). El valor de este salto de tensiones depende del porcentaje de armadura y del tipo de acción (Fig. 2). Resulta máximo en las piezas de hormigón bajo tracción pura con un $a_s = f_{ct} / \rho$, se reduce a $0,2 f_{ct} / \rho$ en una viga bajo flexión pura. Posteriormente este salto de tensión se reduce de una manera considerable, si le añadimos una fuerza normal de compresión al momento fletor, tal como se hace con el pretensado. El diagrama de la Figura 3 muestra esta favorable influencia de la fuerza de pretensado referida a distintas excentricidades, $e/h = M/ph$ con un M debido a la carga y al pretensado y con P para la fuerza de pretensado.

Tipo de sección		Tensión del acero en la figura
		$\rightarrow T$ $G_s = \frac{f_{ct}}{\rho}$

		$\rightarrow M$ $G_s = 0,2 \frac{f_{ct}}{\rho}$
--	--	---

FIG. 2. Tensiones del acero en la fisura.

		$\leftarrow P$ $\rightarrow M$ $G_s = 0,2 \frac{f_{ct}}{\rho} \xi$
--	--	--

$$f_{ct} = \text{tensile strength concrete}$$

$$\rho = \frac{A_s + P}{b \cdot h}$$

$$\xi = 1 - \frac{P}{h} \ll 1$$

El esfuerzo de pretensado da lugar a un descenso del eje neutro y de este modo se limita la tensión de tracción media en la cara fisurada a valores no muy por encima de la tensión de rotura a tracción del hormigón $e_t = 0,15$ a $0,35$ por 100, correspondiendo al acero tensiones de 30 a 70 N/mm 2 , que están muy por debajo de las tensiones para el acero que se utiliza en las estructuras de hormigón armado no pretensadas, que normalmente son de 4 a 10 veces más altas.

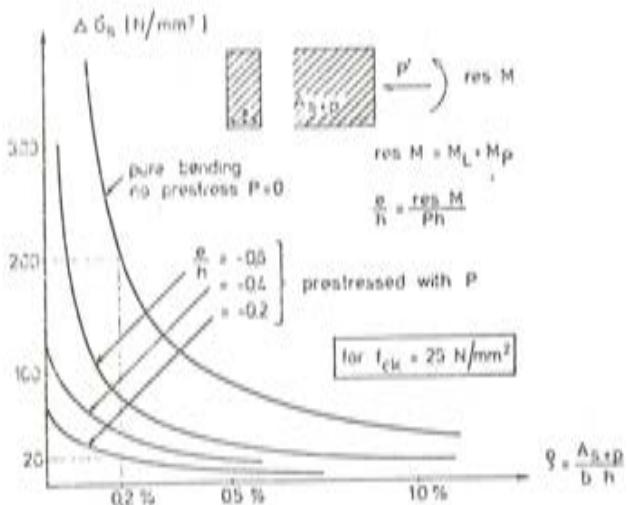


FIG. 3. Salto de tensiones del acero en la fisura.

Si la excentricidad es pequeña, es decir para $e/h = 0,4$, entonces la tensión media de tracción es tan reducida que el ancho de fisura puede ser inferior a $0,2$ mm, siendo innecesario emplear redondos de armar no sometidos a tracción, hecho que ya expuse en mis conferencias de Stuttgart (5).

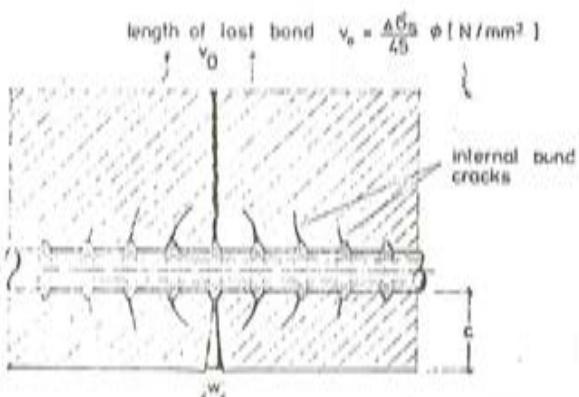


FIG. 4. Fisuras por adherencia y zona donde se produce la perturbación o pérdida de adherencia.

La magnitud de este salto de tensiones tiene, desde luego, importantes efectos sobre el ancho de la fisura inicial y sobre la magnitud de las tensiones de adherencia a ambos lados de la fisura. Los ensayos de Y. Goto, de Japón, han demostrado que el salto de tensiones da lugar a la formación de pequeñas fisuras internas de adherencia en los nervios de los redondos corrugados, como puede verse en la Figura 4. Los grandes saltos de tensiones se producen en las fisuras por adherencia, por lo que la resistencia a la flexión de los pequeños "dientes" de hormigón se pierde; esto tiene como resultado que, en una determinada longitud, se produce una pérdida de adherencia y, consecuentemente, la deformación del redondo de acero no es menor, contribuyendo con esto a aumentar la anchura de la fisura. De una forma aproximada se puede suponer que esta longitud donde hay pérdida de adherencia es:

$$v_0 = \frac{\Delta \sigma_m}{45} \phi \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

es decir, que si $\Delta \sigma_m$ puede mantenerse en un valor tan reducido como 45 N/mm 2 , entonces la longitud en donde está localizada la falta de adherencia no será superior al diámetro de la barra y la anchura de la fisura inicial será aproximadamente de $1/100$ mm. Tampoco se producirán daños internos que podrían impedir el

cierre total de la fisura si, por efecto del pretensado, volviesen a actuar las fuerzas de compresión.

Por otra parte, bajo cargas crecientes —hasta la carga máxima de servicio— las tensiones del acero en las vigas de hormigón parcialmente pretensado resultan bajas, de modo que es fácil conseguir que la anchura de las fisuras sea inferior a 0,2 mm. Tales fisuras capilares resultan invisibles y, por tanto, son aceptables, incluso bajo cargas permanentes, en un medio ambiente normal.

Por supuesto, un redondo de armar, por su presencia, hace que el ancho de la fisura sea pequeño sólo en una cierta zona alrededor del redondo, que puede ser de 6 a 8 veces su diámetro. Esto significa que el espaciamiento de los redondos de armar, si se quiere controlar de algún modo la anchura de las fisuras, tiene que ser más bien pequeño, es decir de 10 a 15 cm. Por otra parte el porcentaje de redondos de armar aunque sea pequeño resulta suficiente. Los mejores resultados se obtienen con redondos delgados, poco separados entre sí, como por ejemplo con mallas de redondos soldados.

En estructuras con armaduras postesas hay que destacar que la adherencia entre el tendón y la inyección es baja y, por consiguiente, esta armadura no contribuye mucho al control de las fisuras por su pobre adherencia y, en consecuencia, esta debe despreciarse al calcular ρ .

Resumiendo: el control del ancho de fisuras se mejora considerablemente mediante fuerzas normales de compresión ejercidas por el pretensado, incluso aunque este sea moderado, y no puede ser juzgado por los resultados obtenidos mediante la experiencia adquirida con las estructuras de hormigón armado.

Las fórmulas para el cálculo del ancho de fisuración, que se vienen utilizando hasta ahora, no son aplicables a las estructuras parcialmente pretensadas; sin embargo se pueden proponer y rápidamente elaborar fórmulas más idóneas en las que se haga intervenir también el área efectiva del hormigón comprendida por los redondos de armar (5). Para los ingenieros en ejercicio es mejor aconsejarles la utilización de los ábacos elaborados por H. Falkner, de Stuttgart, (6) destinados a las piezas sometidas a tensión axial, que sirven para elegir el diámetro de la barra, correspondiente a un cierto porcentaje de acero (deducido de un cálculo a tensión de rotura) y para una anchura de fisura dentro de un límite determinado (fig. 5). Pueden construirse ábacos para flexión o cortante con pretensado parcial. En la mayoría de los casos será suficiente observar los simples métodos de diseño, que dan los porcentajes de armadura en función del diámetro de las barras, la separación y el ancho de fisura al límite requerido.

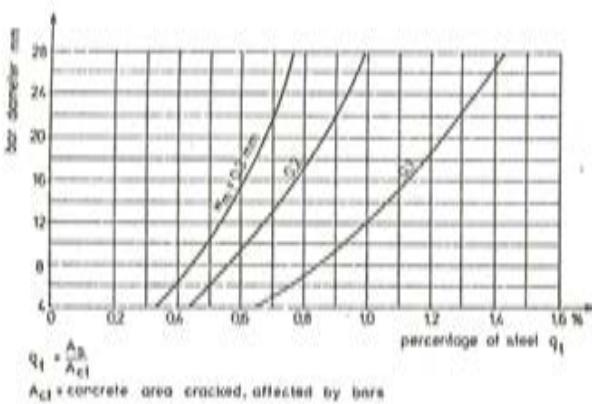


FIG. 5. Abaco en el que se establecen relaciones entre el diámetro del redondo, el porcentaje de armadura y el ancho de fisura media V_m , debida a una tracción axial,

$$\sigma_s = f_{ct}/\rho$$

5. El pretensado mejora el comportamiento a la deformación en el estado fisurado

Cuando la anchura de las fisuras es muy pequeña y las pérdidas de adherencia son inapreciables, las características de las estructuras, si son de hormigón parcialmente pretensado, también son mejoradas, en el caso de que, por determinadas circunstancias, pasen al estado fisurado (Figura 6). Las pérdidas de rigidez (flexión, cortante y torsión) se producen en un grado muy inferior que en las estructuras de hormigón armado. No hay un repentino cambio de rigidez ante la carga de fisuración, sino una larga porción curvada para una amplia fluctuación de cargas.

6. La seguridad frente a la carga de rotura en relación con el grado de pretensado

Para conseguir una cierta capacidad a carga de rotura, como consecuencia de la carga de trabajo máxima, con factores de seguridad γ_F , γ_m y γ ..., la fuerza del tendón a tensión de rotura debe ser garantizada por $A_s f_y + A_p f_{0,2}$. Esto puede lograrse, con acero de pretensado A_p solamente o bien con una combinación de acero de pretensado y armadura pasiva A_s . Con un reducido grado de pretensado la proporción

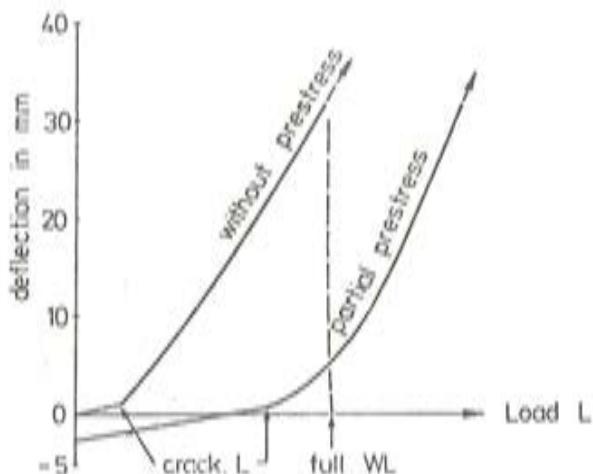


FIG. 6. Comparación de las flechas entre vigas doble T con la misma $A_{sl} + A_p$ (según los ensayos de Stuttgart).

de $A_s f_y$ se incrementará y la de $A_p f_{0,2}$ disminuirá. La cantidad total viene determinada exclusivamente por las condiciones de la carga de rotura. En muchos países es más barato obtener un $A_s f_y$ que un $A_p f_{0,2}$. Generalmente se necesita una cierta cantidad de sección A_s para poder colocar los estribos y otras armaduras transversales. Si el grado de pretensado es bajo, resulta necesario colocar un mínimo de redondos de armar para controlar el ancho de las fisuras, excepto en el caso de que se pretense con alambres nervados o cordones. Puesto que los redondos de pequeño diámetro son más eficaces, para que el ancho de las fisuras sea menor, que los de mayor diámetro, una pequeña sección de A_s será suficiente para controlar tales fisuras. Los cordones colocados dentro de vainas presentan una adherencia muy baja y, por consiguiente, no contribuyen demasiado a limitar la anchura de las fisuras.

En las estructuras pretensadas con tendones postesados, bien de alambres lisos o bien de barras, dentro de vainas rellenas con inyección, y dotadas de una pequeña cantidad de armadura pasiva, existe el peligro de que se produzca pérdida de adherencia en el caso de que la sobrecarga sea de tal magnitud que se llegue a alcanzar la carga de rotura, que es como normalmente se calcula, y, en estas condiciones no se obtiene la seguridad especificada, debido a que las secciones en las fisuras no permanecen planas como se supone en nuestras teorías. Esto, que reduce la seguridad, puede evitarse mediante el empleo de un pequeño porcentaje de redondos de armar muy adherentes que limiten el ancho de las fisuras. Por consiguiente, la seguridad frente a la carga de rotura y la ductilidad se mejoran mediante el pretensado parcial.

Una suficiente cantidad de armadura pasiva sirve para obtener un reducido espaciamiento entre fisuras y un comportamiento de la estructura más dúctil que con tendones de cables; también se consigue una integridad estructural previa al pretensado, durante el proceso constructivo. Todos estos argumentos están a favor de un grado de pretensado $\lambda > 1$, cuando la armadura pasiva está dimensionada para el estado límite último, lo que también mejora el comportamiento de servicio.

7. Resumen de los apartados 1 a 6

Todos los hechos y argumentos que se exponen en los apartados 1 al 6 son razonamientos favorables a un grado de pretensado inferior al pretensado total, excepto cuando se trate de recipientes para líquidos y en otras estructuras donde la carga de trabajo máxima actúa permanentemente o con frecuentes repeticiones.

El grado de pretensado debe elegirse a un nivel que responda a una adecuada serviciabilidad y durabilidad razonables, con tensiones moderadas bajo condiciones de carga permanente o frecuentes y sin que exista el temor de tensiones de tracción o fisuras capilares. Pueden admitirse fisuras de hasta 0,3 mm de anchura bajo raras o solamente cargas máximas ficticias, o combinaciones de acciones con muy baja probabilidad de que se lleguen a producir.

8. Definición del grado de pretensado

Para un diseño determinado en condiciones de servicio se debe elegir el grado de pretensado que pueda ser utilizado en todo tipo de estructuras. Hay dos definiciones en controversia:

$$1. \eta_p = \frac{\text{Momento de descompresión después de las pérdidas}}{\text{Momento para la carga de trabajo máxima}} = \frac{M_o}{\max. M_{WL}}$$

$$2. \lambda_p = \frac{A_p \cdot f_{0,2}}{A_p \cdot f_{0,2} + A_s f_{sy}} \quad \text{según B. Thürlmann}$$

La primera definición requiere solamente un simple cálculo de las tensiones y puede aplicarse únicamente a estructuras consistentes en simplemente en vigas, no siendo factible en el caso de placas y membranas.

La escuela suiza (Thürlmann y Walther) propugna la segunda definición principalmente con miras a las estructuras que están utilizando en edificación, como por ejemplo losas planas, placas plegadas, membranas, etc., que pueden ser en el futuro un amplio campo de aplicación para el pretensado. También argumentan que la primera definición dará lugar a diferentes grados de pretensado de un país a otro, por las diferentes especificaciones para las cargas y debido a que los ensayos no pueden compararse.

La segunda definición muestra rápidamente que parte de la fuerza de tracción necesaria es ejercida por el pretensado y parte por la armadura pasiva.

La práctica del pretensado parcial rápidamente ayudará a decidir que definición será la más adecuada.

9. Conclusiones

Se debe abandonar la distinción entre pretensado total y pretensado parcial o limitado, o entre Clase I, Clase II, etc. También se debe fijar el límite para las tensiones de tracción que no sean propiamente reales. Si se sigue el criterio de clasificarlas en "clases" únicamente se podrán establecer distinciones entre las distintas exigencias sobre sus características, pero la experiencia práctica enseña que es mejor evitar la palabra "Clases" en los Códigos.

Existen exigencias de servicio especificadas que es preciso cumplir expresadas por acciones tales como:

Carga máxima de trabajo: implica la verificación de la capacidad a carga de rotura

Carga permanente: $DL + \Psi_1 LL$

Cargas frecuentes: $DL + \Psi_2 LL$

influencia del medio ambiente, acciones de la temperatura, humedad, diferentes grados de corrosión, etc.

Estas exigencias de servicio se consiguen mediante:

Requisitos de ejecución o criterios de comportamiento señalados por:

Limitaciones en las deformaciones (principalmente por flexión);

Limitación de las vibraciones;

Limitación del ancho de fisura a $w = 0 - 0,1 - 0,2 - 0,3$ mm para las correspondientes etapas de cargas tales como DL , $DL + \Psi_1 LL$ o el total $DL + LL$;

Durabilidad presumible, especificación del tiempo que resiste al fuego, etc.

El cliente o su ingeniero especificarán combinaciones de estos dos grupos de requisitos y el ingeniero proyectista tiene que garantizar el requerido cumplimiento. Este determina el grado de pretensado y otras partes del proyecto, tales como calidad del hormigón, dimensiones, etc. En algunos casos el grado de pretensado puede determinarse mediante la limitación de las deformaciones diferidas o por las tensiones de compresión admisibles (como por ejemplo en silos para el almacenamiento de material caliente).

Por ejemplo: $w = 0,2$ mm para $DL + \Psi_2 LL$

o: $w = 0$ para $0,7 DL$

y: $w = 0,3$ mm para $DL + LL$

Esto puede conseguirse bien con un grado mínimo de pretensado y mucha armadura pasiva o con un alto grado de pretensado y menos armadura pasiva. Existe un cierto margen de adecuados grados de pretensado disponible para hacer consideraciones económicas o detalles estructurales.

Si las exigencias de realización admite fisuración con un límite w para la carga permanente, entonces la estructura de hormigón armado sin pretensado puede ser la solución ideal. Por consiguiente, tales regla-

mentos abren por completo el campo del hormigón armado al 100 por 100 del hormigón pretensado, lo cual será una meta para los futuros Códigos.

Referencias

1. P.W. Abeles: Ensayos de fatiga de elementos de hormigón parcialmente pretensados. IABSE Final Report, 4th Congress 1952
P.W. Abeles: The practical application of partial prestressing...
IABSE Final Report, 8th Congress 1968
2. F. Leonhardt/G. Kolbe/J. Peter:
Temperaturunterschiede gefährden Spannbetonbrücke.
Beton—und Stahlbetonbau, Heft 7/1965
3. F. Leonhardt/W. Lippoth: Folgerungen aus Schaden an Spannbetonbrücken.
Beton—und Stahlbetonbau, Heft 10/1970.
4. P. Schiessel: Admissible crack width Contribution II 3–17 in Liège, Colloquium 1975.
5. F. Leonhardt: Vorlesungen über Masivbau, Teil 4
Springer – Verlag, Berlin – Heidelberg – New York, 1976.
6. H. Falkner: Zur Frage der Rissbildung durch Eigen und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 208.
7. Y. Goto: Cracks formed in concrete around deformed tension bars.
ACI-Journal 68 (1971) núm. 4.

DIQUE CONTRA LAS INUNDACIONES POR BORRASCA EN LA BOCA ORIENTAL DEL ESCALDA Por W. Colenbrander

En 1976 el Gobierno Holandés tomó la decisión de construir un dique regulador de las inundaciones en la boca oriental del Escalda, en la zona sur-oriental de Holanda. La boca del Escalda Oriental es la abertura final a cerrar por el dique, de acuerdo con el Deltaplan de 1953. Bajo este plan la parte sur-oriental de Holanda está protegida con diques y de esta forma queda fuera de la influencia del Mar del Norte.

Sin embargo, una vez realizado este logro, los cambios ambientales en la región pueden alcanzar efectos de gran transcendencia. Ya no habrá más movimiento de mareas y el agua salada será reemplazada por agua dulce y estos dos factores pueden tener efectos desastrosos sobre muchas especies piscícolas que tienen su hábitat en el Escalda Oriental. Además, el Escalda Oriental es un punto importante para dar salida al pescado del Mar del Norte.

Por estas razones, el Gobierno Holandés encomendó al Rijkswaterstaat (Centro Estatal de Obras Hidráulicas) estudiar las posibilidades de construir un dique para controlar las tempestades. El dique se encontrará abierto en condiciones meteorológicas normales y se cerrará cuando se produzcan borrascas. El movimiento de las mareas en el Escalda Oriental no se alterará.

En condiciones normales, se requiere un espacio abierto de por lo menos 11.500 m², de modo que la diferencia de mareas queda reducida a un 65 por 100 después de la construcción del dique. El estudio preliminar realizado por el Rijkswaterstaat se completó en mayo de 1976, presentándose al Gobierno un informe del mismo. Este informe presentaba tres proyectos con distintas soluciones para la construcción del dique:

1. Unidades de tipo cajón asentadas sobre cimentaciones de acero.
2. Unidades de tipo cajón sobre una cimentación consistente en cajones neumáticos.
3. Pilares sobre cajones neumáticos.

El informe del Rijkswaterstaat recomendó una estructura de hormigón pretensado, consistente en pilares situados sobre cajones neumáticos.

De acuerdo con el informe del Rijkswaterstaat, el Gobierno Holandés decidió construir un dique con pilas a intervalos regulares, sobre cajones neumáticos, con compuertas móviles entre dichas pilas.

La realización de la estructura comprende pilas de hormigón pretensado, distanciadas 40 metros, sobre cajones de hormigón pretensado. Entre las pilas hay unas grandes compuertas móviles que se cierran en caso de temporal y que se abren cuando es oportuno.

Los cimientos del dique consisten en cajones cilíndricos de 46 x 17 metros y con una altura máxima

de 26 metros. Estos cajones se construyen valiéndose de un barco de trabajo llamado "Catamaran Workship" y se hacen descender hasta que se apoyan sobre la capa de Pleistoceno para lo cual se va retirando el suelo desde dentro del cajón.

El barco de trabajo Catamarán necesita una potencia de elevación de 10.000 toneladas y un calado máximo de 8 metros. Las dimensiones en el proyecto inicial de este barco fueron de 95 x 50 x 10 m y una plataforma de 45 m de altura sobre el nivel de las aguas.

La estabilidad hidráulica de la embarcación para las más diversas condiciones del tiempo existentes se ensayó en el Laboratorio de Hidráulica de Delft y en el Netherlands Ship Model Basin de Wageningen.

Una vez construidos los cajones, la embarcación también colocó sobre estos los pilares. Los pilares son de 35 x 4,5 m con una altura máxima de 36 m. Las uniones entre los cajones y los pilares se realizaron en seco, para lo cual se instalaron unos artesones provisionales de acero, realizándose también esta operación por medio de la embarcación. Gracias a ello fué posible compensar las desviaciones en la colocación de los pilares de hasta 1,5 m en dirección horizontal y de 0,5 m en la vertical.

La longitud total del dique será de 3.200 m, estando constituido por 83 conjuntos de cajones y pilas. Estos se prefabricaron en un cierto número de espolones de la dársena y llevados al lugar de la obra mediante la embarcación de trabajo.

La terminación de la obra está prevista para 1985.

En la revista "Cement", N° 7 y 8 de 1976 se facilitan más detalles de esta construcción.

CONSTRUCCION DEL PUENTE SOBRE EL RIO GOURITZ EN AFRICA DEL SUR

Realmente resulta necesario construir un moderno puente de dos calzadas que atraviese la garganta del río Gouritz, como parte de la carretera arterial que unirá la Ciudad del Cabo con Port Elizabeth.

Los consultores Liebenberg y Stander conjuntamente con Freeman, Fox y Partners estudiaron diversas soluciones y finalmente elaboraron este proyecto de puente en pí a base de bielas de hormigón pretensado, constituido por una luz principal de 110 m y dos tramos laterales de 45 m sustentados por bielas inclinadas de 53 metros, que fue elegido por el cliente, el Departamento de Carreteras Provinciales del Cabo, principalmente debido a sus méritos estéticos.

El lecho de roca arenisca de la Table Mountain aflora en ambos márgenes de la garganta, pero el lecho del río está formado por una arena muy suelta que alcanza una profundidad de unos 50 metros. Por consiguiente la decisión de excluir cualquier solución a base de apoyos en el lecho del río fué lógica, aparte de que de este modo se han resaltado los valores estéticos del puente.

Los contratistas, Murray y Stewart se desplazaron al lugar de ubicación del puente a mediados de 1973. Aunque se realizó una detallada investigación geológica durante la etapa de proyecto, desgraciadamente no se detectó una superficie de dislocación en el estribo correspondiente a Mossel Bay. La necesidad de hacer un machón de 25 m de profundidad bajo el estribo retrasó algo el programa constructivo.

Los trabajos de cimentación fueron de gran envergadura así como los de anclaje en el terreno. También se requirieron grandes trabajos en los terrenos rocosos para el asentamiento de estribos.

Los puntales inclinados se construyeron sin cimbras con la ayuda de cables atirantados, que se anclaron en los estribos de ambas laderas, que servirán de cimentación de las pilas. Los puntales se montaron por piezas de 3 metros de longitud utilizando un sistema de encofrados trepadores.

Se comprobaron cuidadosamente las temperaturas y las fuerzas realmente existentes en las riostras, realizándose los necesarios ajustes en la alineación de los balcones mediante la utilización de gatos en el anclaje superior final del tirante. El sistema de suspensión de la biela va atirantado hasta que se completa el cierre del tablero.

Como medio auxiliar para la construcción del tablero, en la parte superior del estribo de la orilla de Cape Town y en la pila de la orilla de Mossel Bay se construyeron unas torres provisionales, hechas con elementos prefabricados con objeto de poderlas desmontar fácilmente a posteriori. Los tramos laterales de 45 metros se construyeron desde los extremos del puente, — anclados en los estribos — las dovelas van atirantadas a las torres de suspensión y se moldearon por medio de dos carros de lanzamiento que también sirvieron para construir el tramo principal, una vez colocadas las bielas y unidos los tramos laterales. El estribo para el anclaje del tablero pudo retirarse únicamente cuando se realizó el cierre en clave.

La longitud de las dovelas moldeadas con la ayuda de los carros de lanzamiento varía entre 3 y 5 me-

tros, según el canto de las secciones de la viga cajón y el contrapeso posterior utilizado en los carros es del orden de las 130 toneladas.

La cadencia de construcción del tablero fue de dos semanas para cada dovela. Durante este período además de realizarse las operaciones de encofrado y colocación de armaduras también se procedió al tesado de los cables BBR.

El puente, cuya terminación prevista para el año 1977, representa una de las mayores realizaciones ingenieriles.

SIMPOSIO DEL RILEM SOBRE EL ENSAYO IN SITU DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON 12 – 15 SEPTIEMBRE 1977, BUDAPEST, HUNGRIA

El Simposio ha tenido como finalidad ocuparse de algunos temas relacionados con el ensayo in situ de las estructuras de hormigón, especialmente de:

- La teoría de interacción y el ensayo in situ.
- Los ensayos de carga.
- La observación a largo plazo de las estructuras, y
- Métodos de medidas experimentales y aparatos de medida.

Puede solicitarse más información a:

Secretary of RILEM Simposium
Information Centre of Building (TETK)
1400 Budapest
P O B 83
Telex: 22 65 64 eetk h

SEMINARIO SOBRE EL DESARROLLO Y LAS MODERNAS TEORIAS EN ELASTICIDAD Y PLASTICIDAD

12 – 15 diciembre 1977, Saint-Remy-les-Chevreuse, Francia.

Programa:

- Introducción (Profesor W. Olszak).
- ELASTICIDAD, bajo la presidencia del Profesor W. Olszak.
 1. Termoelasticidad (Sr. M. Cristescu).
 2. Problemas de fisuración y punzonamiento en elasticidad lineal (Profesor I.N. Sneddon).
 3. Cálculo por estados límites, ajuste a los fenómenos (Profesor M. Save).
- APLICACIONES, METODOS Y CALCULOS, bajo la presidencia del Profesor J. Courbon.
 1. Placas y membranas (Profesor A. Sawczuk).
 2. Cálculo no lineal. Problemas estáticos y dinámicos (Profesor J. Ferry Borges).
 3. Desarrollo de los métodos de diseño (Profesor J. Heyman).
 4. Métodos funcionales y variacionales (Profesor B. Nayroles).
 5. Método de equivalencia (Dr. E. Absi).
- Discusión general, presidida por el Profesor R. L' Hermite (Informe general: Dr. Nguyen Cok Son).

Para más detalles, dirigirse por escrito a Mr. L' Hermite, College International des Sciences de la Construction (UTI), B. P. núm. 2, 784 Saint-Remy-les-Chevreuse (Francia).

SIMPOSIO DE LA IABSE DE 1977 – PROBLEMAS RELACIONADOS CON EL DISEÑO Y CONSTRUCCION EN PAISES DESARROLLADOS, MUNICH, REPUBLICA FEDERAL ALEMANA, 24 a 26 OCTUBRE 1977.

Este simposio tuvo especial interés para los contratistas e ingenieros que se ocupan de cada tipo de proyectos de ingeniería civil; para los arquitectos y urbanistas; así como para los políticos y economistas.

Lenguas oficiales: Alemán, Inglés y Francés. Traducción simultánea.

Los temas desarrollados en las sesiones fueron:

- Las necesidades de los países desarrollados.
- Valoración del proyecto y financiación.
- Establecimiento de contratos.
- Cooperación en la resolución de problemas de proyecto y construcción.
- Aspectos del proyecto.
- Dirección del proyecto y de la construcción.

Visitas técnicas, excursiones.

Reuniones sociales y recepciones.

Los programas fueron facilitados por:

Deutscher Beton-Verein EV, Postfach 2126, D-6200 Wiesbaden y Deutscher Stahlbau-Verband, Ebertplatz, 1, D-5000 Köln 1.

PRIMERA CONFERENCIA INTERNACIONAL SOBRE DURABILIDAD DE MATERIALES Y COMPONENTES DE LA CONSTRUCCIÓN, 21 – 23 AGOSTO 1978 OTTAWA, CANADA

Se está sintiendo una gran necesidad de que exista un rápido desarrollo de métodos más fidedignos para la predicción de los ciclos de vida de los materiales y componentes de la construcción nuevos y tradicionales.

Gran parte de la información requerida, aunque se disponga de ella, está muy dispersa debido a que las tecnologías correspondientes a las diversas clases de materiales son dignas de confianza para no ser relacionadas unas con otras. Sería lo más conveniente organizar la información de que se dispone sobre la durabilidad de los materiales no metálicos, tales como hormigón, plásticos, pinturas, etc., dentro de un sistema coordinado de conocimientos, de una manera similar al que existe para la corrosión de los metales. La realización de este amplio objetivo dará lugar al transvase de conocimientos de un área a otra y a estimular la investigación entre los distintos métodos.

Esta conferencia pretende servir de medio para el intercambio de información entre especialistas en diferentes campos de investigación concernientes a la durabilidad de los materiales de construcción y componentes. Se celebrarán *Sesiones Plenarias* para presentar trabajos sobre temas de interés general tales como:

- Aspectos económicos y de conservación de la energía en la durabilidad.
- Aspectos generales de la durabilidad de los materiales de diferentes clases, es decir, inorgánicos, orgánicos, materiales porosos y productos naturales.
- Factores ambientales que afectan a la durabilidad y procedimientos para su medida.

La Conferencia tendrá lugar en los locales de la Universidad de Ottawa, Ontario y el alojamiento está previsto tanto en la Universidad como en los hoteles de la ciudad.

Para más información dirigirse a:

Mr. K. Charbonneau

The First International Conference on Durability of Building Materials and Components c/o National Research Council of Canada.

Ottawa

Ontario K1A OR6

Canadá.

CONVENCION DEL PCI DE 1977 "AMPLIOS HORIZONTES PARA LA INDUSTRIA"

La Convención del Prestressed Concrete Institute de 1977 ha tenido lugar del 30 de octubre al 2 de noviembre en Stouffers Riverfront Towers en St Louis, Missouri. Según el Presidente del PCI Leonard M. Perlmutter, en la Convención de este año hubo una optimista impresión respecto a "los amplios horizontes de la industria del hormigón pretensado y de los prefabricados". Los productores, los profesionales proyectistas y los suministradores de la industria encontraron programas realizados de acuerdo con sus necesidades.

El programa incluyó sesiones sobre producción de hormigón pretensado y prefabricados, sobre buenos procedimientos de fabricación y diseño, sobre responsabilidades legales y las relaciones mutuas entre proyectista y productor, y finalmente sobre los perfeccionamientos en la técnica y ventas. Incluso el rendimiento personal fue objeto de atención en dos sesiones: "Como obtener 70 minutos de cada hora" y "Desarrollando la total actividad".

Dos acontecimientos especiales se han producido simultáneamente dentro de la Convención: *El seminario sobre diseño sísmico para arquitectos e ingenieros* y la *Tabla redonda de altos empleados ejecutivos para fabricantes*.

La información completa sobre esta Convención puede recabarse del Prestressed Concrete Institute, 20 North Wacker Drive, Chicago, Illinois 60606.

ULTIMAS PUBLICACIONES

TRADUCCION DE LA INSTRUCCION HOLANDESA DEL HORMIGON

El apartado F de la Instrucción Holandesa del Hormigón, que consta de siete capítulos, puede adquirirse en inglés en la Technical Help to Exporters (THE), el servicio exportación de información de la British Standards Institution. Titulado NEN 3866 *Prestressed concrete additional requirements, Part F*, que es la quinta parte de la Instrucción a traducir por la THE y contiene los métodos para los prefabricados in situ de hormigón pretensado.

La Instrucción en su conjunto incluye los perfeccionamientos en la tecnología del hormigón de los diez años anteriores a su publicación en 1974 y, como Norma de Obligado Cumplimiento, forma las bases para el diseño y uso de todos los tipos de hormigones en Holanda. También trata con detalle de todos los aspectos de los trabajos de construcción en hormigón.

El precio del Apartado F para los miembros de la THE es de 14 libras y para los que no son miembros de 18 libras. Para más información sobre la traducción pueden ponerse en contacto con Christa South Translation Coordinator, Technical Help to Exporters, British Standards Institution, Maylands Avenue, Hemel Hempstead, Herts, England.

MEMORIAS DE UN SIMPOSIO SOBRE TORNADOS: VALORACION DE CONOCIMIENTOS Y REPERCUSIONES PARA EL HOMBRE

El simposio, celebrado en el campus de la Universidad Técnica de Tejas del 22 al 24 de junio de 1976, congregó a 156 profesionales representantes de una amplia gama de profesiones e instituciones.

El material contenido en esta Memoria de 650 páginas representa un magnífico sumario del nivel de conocimientos normales de los aspectos ingenieriles y meteorológicos de los tornados. Pueden solicitarse ejemplares a:

The Institute for Disaster Research, Texas
Technical University, Box 4089, Lubbock, Texas 79409, USA.

FLEXAO COMPOSTA OBLIQUA NO CONCRETO ARMADO

Por el Profesor Dr. Ing. T. van Langendonck

La Asociación Brasileña del Cemento Portland, de San Paulo, Brasil, ha publicado recientemente un nuevo libro del Profesor van Langendonck.

Se presenta un método simplificado para el cálculo del hormigón armado por flexión biaxial con compresión, actuando sobre secciones transversales, rectangulares, rómbicas o romboídale. Aunque simplificado, el método es suficientemente exacto, con una aproximación de un 2 por 100 pero nunca mayor de un 5 por 100 cuando se trata de porcentajes de armadura muy pequeños.

Con el fin de eludir ábacos de doble entrada que requerían una interpolación difícil, se facilitan sencillas fórmulas que pueden ser resueltas mediante la utilización de calculadoras de las más sencillas, bastando las cuatro operaciones aritméticas, y requiriendo menos esfuerzo que los métodos de interpolación antes mencionados. Los coeficientes en estas fórmulas dependen únicamente del tipo de acero de armar y de la protección de hormigón; están de tal forma tabulados que no precisan interpolación, puesto que la precisión para δ' nunca se requiere más de 0,01, que es el intervalo de las tablas.

Unos cuantos ejemplos completan el método de cálculo que se presenta.
El libro, en portugués, tiene 52 páginas.

o

El JOURNAL OF THE PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE de mayo-junio de 1977 contiene diversos artículos interesantes. A continuación se relaciona su contenido:

Mensaje del Presidente — El desafío de la energía.

El papel del hormigón pretensado en el desarrollo de la energía.
T. Y. Lin.

Cálculo de piezas que trabajan a flexión de hormigón parcialmente pretensado.
Saad E. Moustafa.

Control de fisuración y flechas de las vigas de hormigón pretensado.
Edward G. Nawy, P. T. Huang.

Diseño y producción de paneles para arquitectura utilizando el pretensado con armaduras pretensadas.
John Tanner.

Productos de hormigón armado con fibras de vidrio — Propiedades y aplicaciones.
John Jones, Thomas P. Lutz.

Vigas de gran canto con aligeramientos en hormigón pretensado.
Michel Sargious, Walter Dilger.

Las peticiones de ejemplares de esta publicación pueden hacerlas a:

PCI Journal
Prestressed Concrete Institute
20 North Wacker Drive
Chicago, Illinois 60606
USA.

También se han recibido las siguientes publicaciones del American Concrete Institute:

ACI Standard 223 — 77 "Recomendaciones prácticas para la utilización del hormigón con retracción compensada".

ACI Standard 313 — 77 "Recomendaciones prácticas para el diseño y construcción de depósitos, silos y almacenes de hormigón para guardar materiales granulares, y algunos comentarios".

ACI Manual of Concrete Practice, 1977, Part 2, "Diseño estructural, Especificaciones estructurales, Análisis estructural".

ACI, PO Box 19150, Redford Station, Detroit, Michigan, USA.

LES ANNALES DES POTS ET CHAUSSEES

La publicación Annales des Ponts et Chaussées ha reaparecido.

Después de 140 años la revista francesa ANNALES DES PONTES ET CHAUSSEES, que interrumpió su publicación en 1971, ha reaparecido al ritmo de cuatro números por año.

En los dos primeros números aparecen los siguientes artículos:

- Placa elástica que reposa sobre un suelo elástico, por J. Courbon.
- Monografía del puente de Chaco—Corrientes sobre el río Paraná en la República Argentina.
- Estabilidad de las estructuras de materiales no elásticos por A. Morisset.
- La terminal petrolera en el Havre Antifer (Monografía) por J. Courbon.

Los artículos más importantes van resumidos en francés, inglés, alemán, español, portugués, árabe y ruso.

Dr. PAUL W. ABELES

El Dr. Paul W. Abeles falleció el 5 de agosto de 1977. Su gran personalidad era bien conocida por su entusiasmo y prolífica contribución al desarrollo de las construcciones en hormigón, tanto en su país como

internacionalmente. Su apoyo a la FIP durante muchos años y la defensa de los méritos del hormigón parcialmente pretensado, en particular, serán siempre recordados. Acudió al primer Congreso de Londres y aportó su contribución en la mayoría de las subsiguientes reuniones. El último año la FIP le premio con la "Medalla Freyssinet".

El Dr. Abeles nació en Viena el año 1897 y se graduó en su Universidad Técnica en 1922, doctorándose en 1927. Trabajó para el Ministerio de la Vivienda en la cuenca carbonífera del Ruhr y después con una firma vienesa de contratas de ingeniería civil. Posteriormente ejerció como ingeniero consultor independiente en Viena en el año 1929. Continuó esta labor hasta 1939 desplazándose a Inglaterra el declararse la segunda Guerra Mundial. Se dedicó activamente al perfeccionamiento de la tecnología del hormigón pretensado, introduciendo la utilización del hormigón parcialmente pretensado en la construcción de puentes y estructuras de cubiertas para los Ferrocarriles Británicos de la Región Oriental. También supervisó un amplio plan de ensayos estáticos y dinámicos para este tipo de construcciones en Inglaterra y en Lieja.

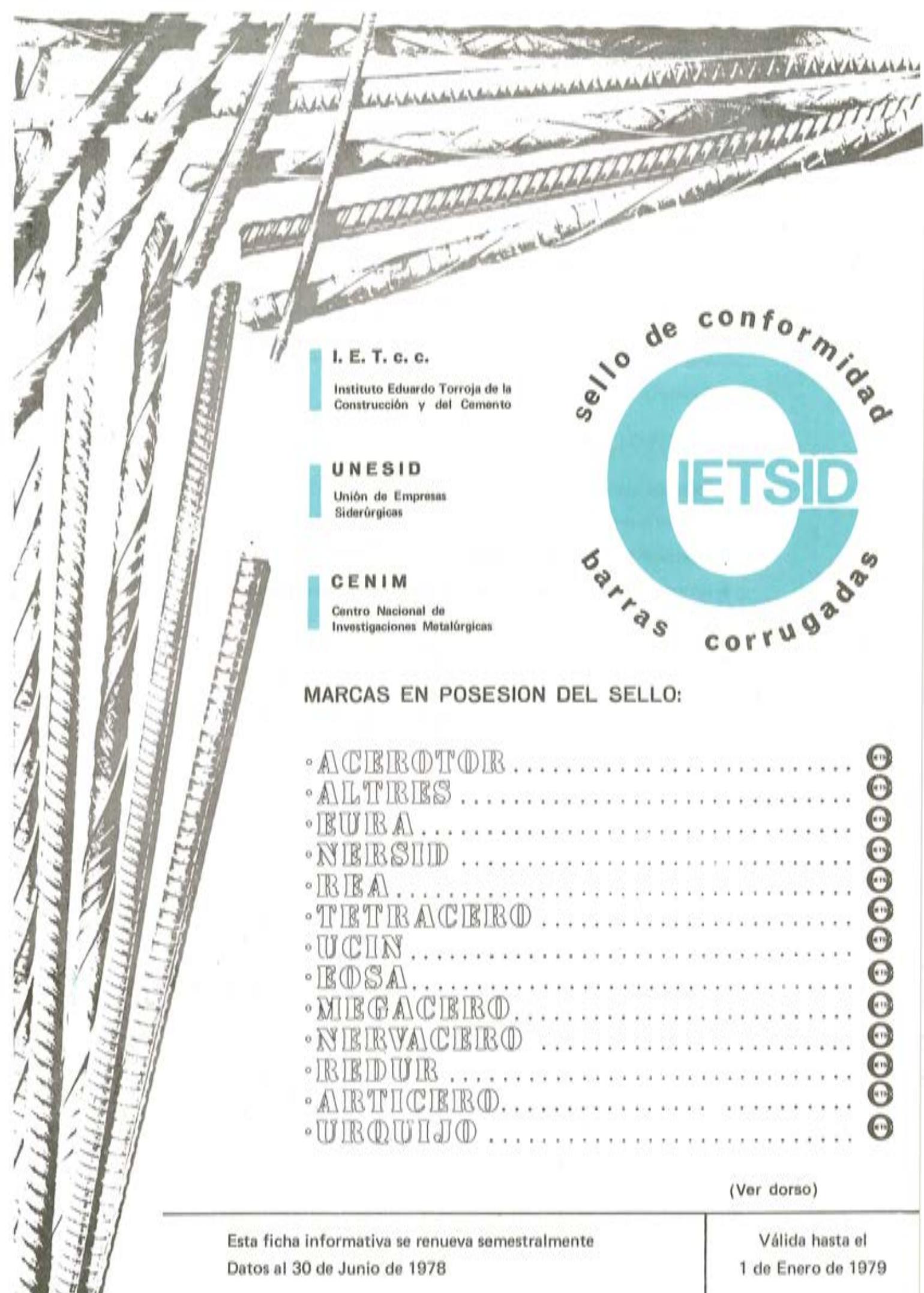
Después de jubilarse en los Ferrocarriles Británicos el Dr. Abeles se dedicó a proyectos e investigaciones como colaborador investigador en la Universidad de Southampton, Profesor invitado de ingeniería civil en la Universidad de Duke, Profesor Invitado de ingeniería estructural en Kentucky y Consultor en la firma de Ingenieros Consultores, Jan Bobrowski and Partners, de Londres y Calgary.

Además de la Medalla Freyssinet el Dr. Abeles recibió muchas recompensas por sus contribuciones a la promoción en los trabajos y ciencias de la ingeniería, tales como la Research Medal de la Institution of Structural Engineers, en 1951; la Medalla de la Reinforced Concrete Association, en 1953; el premio Martin Korn del PCI, en 1963 y el PCI Medallion Award en 1971. Fue nombrado Miembro Honorario de la Sociedad Británica del Hormigón en 1972 y del Instituto Americano del Hormigón en 1976. Esta Institución tuvo a bien denominar al Simposio sobre fatiga, celebrado en la Convención del ACI de 1973 con el título de "Abeles Symposium on Fatigue in Concrete".

El Dr. Abeles ha escrito numerosos artículos en revistas inglesas, americanas y alemanas y es autor de los siguientes libros: "Introduction to Prestressed Concrete" volúmenes 1 y 2; "Principles and Practice of Prestressed Concrete" y "Prestressed Concrete Designers Handbook".

Hasta el final el Dr. Abeles cooperó activamente en los diversos trabajos técnicos de la FIP y su entusiasmo y meticulosidad en los detalles de las discusiones le hicieron ganarse las simpatías de muchos de sus colegas. En particular tuvo una gran participación en la preparación de un informe sobre el pretensado parcial, que cuando quede terminado, reflejará indudablemente cual fue su máxima pasión en estos cinco años pasados.

Traducido por: C. Sánchez Castro



I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de la
Construcción y del Cemento

UNESID

Unión de Empresas
Siderúrgicas

CENIM

Centro Nacional de
Investigaciones Metalúrgicas



MARCAS EN POSESIÓN DEL SELLO:

- ACEROTOR
 - ALTRES
 - EURA
 - NERSID
 - REA
 - TETRACERO
 - UCIN
 - EOSA
 - MEGACERO
 - NERVACERO
 - REDUR
 - ARTICERO
 - URQUIJO
- 

(Ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente
Datos al 30 de Junio de 1978

Válida hasta el
1 de Enero de 1979



ORGANIZACION

- Creado por iniciativa de UNESID, con la colaboración del IETcc y CENIM
- Regido por unos Estatutos y una Comisión formada por representantes de diversos Organismos Oficiales, de la Administración y de Fabricantes (*)
- Basado en UNE 36088

CONTROL PERIODICO

Comprueba que:

- la materia prima se encuentra debidamente clasificada
- el proceso de fabricación es adecuado
- los medios de control se ajustan a las especificaciones del Sello (*)

Revisa:

- los gráficos de control
- el archivo de datos de análisis y ensayos
y los contrasta mediante ensayos destructivos y no destructivos del producto acabado,
que se efectúan a través de varias inspecciones anuales

GARANTIAS

La garantía individual del producto corresponde al fabricante

El Sello de Conformidad CIETSID garantiza que:

- la fabricación parte de materia prima homogénea
- el fabricante dispone de los medios adecuados de fabricación y control
- la calidad estadística de su producción es adecuada
- el producto se encuentra en posesión del Certificado de Homologación de Adherencia, que es obligatorio según el artículo 9.3 de la Instrucción EH 73

EL SELLO CIETSID EDITA, PERIODICAMENTE, LA LISTA DE MARCAS QUE SE BENEFICIAN DEL MISMO

(*) La normativa del Sello, puede consultarse o adquirirse en la Secretaría del Sello:

INSTITUTO EDUARDO TORROJA - Costillares (Chamartín) MADRID 33 Apdo. 19002, Tfno.: 202 04 40

Comentarios y discusión de los artículos originales publicados en la revista "Hormigón y Acero"

Comentarios que sugiere el artículo sobre "Observaciones a los ensayos acelerados empleados para caracterizar la susceptibilidad a la corrosión fisurante bajo tensión I* y II de J. Climent (L.C.E.M.)**

**Por J. CALLEJA
Vicedirector del Instituto Eduardo Torroja**

1. COMENTARIOS GENERALES

No es necesario justificar el interés, tanto científico como técnico, y también la importancia práctica, que cabe atribuir a la corrosión fisurante bajo tensión, y a sus consecuencias para el hormigón pretensado o postensado. Como tampoco es preciso insistir en la conveniencia de disponer de un método de ensayo fidedigno —y de fácil ejecución—, que ponga de manifiesto la susceptibilidad de los aceros a tal tipo de corrosión.

El trabajo de J. CLIMENT sobre el tema, y sobre todo la forma de discutir, interpretar y valorar sus resultados, así como de establecer entre ellos sus conclusiones, son un ejemplo de realismo, sobriedad y prudencia dignos de encomio y, por otra parte, exigibles a todo espíritu realmente científico. La modestia —incluso la humildad— de conocer y reconocer las insuficiencias, las deficiencias y por lo tanto las limitaciones de los métodos de investigación, experimentación y ensayo, es una garantía de seguridad, máxime en casos que la exigen, y grande, como son los de las obras de hormigón pretensado. Lo contrario, es decir, el supervalar los métodos, el generalizar su empleo y el extrapolar sus resultados a la hora de las conclusiones y decisiones, es irresponsabilidad y temeridad, y puede tener graves consecuencias. Y, en todo caso, no es científico.

Conviene precisar qué se entiende por un método fidedigno. Se puede admitir —y convencionalmente así se hace aquí— que un método de ensayo es fidedigno cuando sus resultados responden aceptablemente bien, y libres de otras influencias distintas a las contempladas por el método, a la finalidad para la cual éste se crea y aplica, y cuando esos resultados permiten sacar conclusiones suficientes, válidas y claras en cada caso de aplicación, tales que a su vez justifiquen la toma de una decisión en una disyuntiva.

*Primera Parte: HORMIGON Y ACERO, núm. 124, págs. 27-41, Jul, Ago, Sep, 1977.

**Segunda Parte: HORMIGON Y ACERO, núm. 126, págs. 23-34, Ene, Feb, Mar, 1978.

La dificultad de que un método de ensayo cumpla siempre con tales requisitos estriba en que raras veces sus resultados "responden aceptablemente bien", y menos aún "libres de influencias distintas a las contempladas por él". Y esto por varias razones.

En primer lugar, porque los problemas reales, y sobre todo los técnicos, en relación con los métodos para su estudio, evaluación y dictamen, son tan complejos que, en general, se dan en ellos las siguientes circunstancias:

- a) No se conoce —ni se puede precisar, al menos fácilmente y de antemano— el número total de variables de las que depende o va a depender el parámetro o parámetros que el método pretende medir.
- b) Por lo tanto, puede haber variables influyentes, aunque desconocidas, que no se pueden definir, medir ni controlar.
- c) Tampoco se conoce —ni es posible o fácil llegar a conocer— la naturaleza ni el grado de la interacción recíproca entre las variables más o menos influyentes, y tanto conocidas como desconocidas.
- d) De las variables conocidas y definibles, unas se pueden medir y otras no —o no fácilmente—.
- e) Las medidas de las variables medibles, aún en el supuesto de que estén bien hechas —con arreglo a método—, pueden tener un grado distinto de fiabilidad en cada caso.

Y, en segundo lugar, porque todo esto se da en el supuesto de que el propio método proporcione resultados suficientemente representativos, exactos, precisos, fiables, reproducibles, etc., *en las condiciones especificadas para su aplicación*, y de que el método sea tal que no implique una inaceptable probabilidad y magnitud de error o de dispersión, debidos al operador que lo aplica. Esto último explica la exigencia de que, además de fidedigno, el método sea de fácil aplicación, aparte de otros motivos de orden práctico.

Pero es que, en virtud de a), no es posible o fácil establecer siempre y de modo satisfactorio las condiciones experimentales más idóneas para la aplicación de un método de ensayo.

Y, en cualquier caso, las condiciones que se establezcan pueden diferir mucho de las condiciones reales que hayan de darse o se den en la práctica. Las condiciones operatorias de un método, sean las que fueren, se pueden establecer y fijar, con uno u otro criterio y medida, a priori; las condiciones reales en las que va a actuar un material o elemento ensayado, no se pueden conocer —nunca o casi nunca, y en todo caso suficientemente bien— de antemano —ni ellas, ni sus variaciones, ni sus interacciones mútuas en el tiempo—.

Un caso en el que se da una diferencia grande entre las condiciones del ensayo y las condiciones prácticas reales es el de los ensayos acelerados, por la naturaleza intrínseca de éstos. En efecto, la aceleración de un ensayo consiste siempre en forzar y extremar las condiciones experimentales, bien sean las de carácter físico —temperatura, humedad, presión, etc.—, o bien las de carácter químico concentración, acidez (pH), etc.—, o unas y otras simultáneamente.

Se parte en estos casos del supuesto —que no siempre (casi nunca) se cumple— de que tales cambios en las condiciones experimentales sólo afectan cuantitativamente al fenómeno que se estudia, activando su desarrollo y anticipando el estado final de su proceso; pero que, en cambio, no afectan para nada a la propia naturaleza del fenómeno, ni provocan alteraciones o desviaciones en el mismo, ni desencadenan otros distintos que puedan influir de uno u otro modo en el que se estudia. La hipótesis de que así es lleva a veces a errores y, en el mejor de los casos, a incongruencias.

Visto así, el panorama es más bien pesimista, aunque real y general. En efecto, lo expuesto se puede aplicar a los métodos para caracterizar la susceptibilidad a la corrosión fis-

rante de los aceros bajo tensión; pero también a la expansión, o a la retracción y fisuración, de los hormigones; y a la durabilidad o resistencia química de los mismos en las más variadas circunstancias de medio, entorno y servicio; y a la corrosión de las armaduras, en condiciones ordinarias, como aspecto particular de dicha durabilidad; etc.

Todo esto es válido en cuanto a los métodos de ensayo, o aplicados a ensayos para conocer el comportamiento técnico de materiales o elementos. En cuanto a su aplicación con fines especulativos de investigación más o menos básica —e incluso técnica—, si los métodos no están normalizados —es decir, sujetos a unos condicionamientos bien precisos— o no se aplican estrictamente de acuerdo con la correspondiente norma —en su caso—, sus condiciones de aplicación varían o pueden variar, y sus resultados no son —o pueden no ser— totalmente comparables (o comparables en absoluto).

Y lo malo es que, en tales circunstancias, los resultados de métodos aparentemente iguales, o de un mismo método aplicado en condiciones aparentemente iguales, pero distintos unos y otras en la realidad, se consideren como equivalentes y se comparen ilícitamente, sacando de la comparación conclusiones formalmente válidas, pero susceptibles de ser real y absolutamente erróneas, cuando no disparatadas.

Y lo peor —todavía— es que todo ello puede pasar —y muchas veces pasa— desapercibido.

Otro aspecto del mismo corte de los tratados es el de la falta de especificación suficientemente detallada de las condiciones experimentales (sean las que fueren) de los métodos de trabajo —de ensayo, en su caso— utilizadas con fines especulativos en la investigación básica o aplicada.

Por distracción, negligencia o falta de una valoración adecuada, debidas a unas u otras causas —pero en todo caso injustificables—, algunos autores omiten en la exposición de sus trabajos datos y detalles que son indispensables y decisivos a la hora de comparar y aunar o discriminar los resultados de unos y los de otros. Esto invalida o resta utilidad a algunos de dichos resultados, cuando se pretende utilizarlos como es debido. Así se justifica, en ocasiones, el escaso avance en el conocimiento de un fenómeno, pese a un gran volumen de experimentación, de resultados y de publicaciones acerca del mismo, fruto de muchos años de estudio y trabajo.

Pero otros autores pueden suprir —y de hecho suplen a veces—, también injustificadamente, ciertos detalles y datos omitidos por otros en sus trabajos, con lo cual corren el riesgo de interpretar, valorar y comparar los resultados de forma incorrecta, y de llegar por todo ello a conclusiones también erróneas. Así se explican, a veces, ciertos resultados sorprendentes y hasta ciertas conclusiones aparentemente contradictorias, sin una razón visible que justifique lo sean. Y sin embargo, esa razón o razones, aunque invisibles, existen casi siempre.

De los muchos ejemplos que se podrían poner de todo esto, uno bien significativo es el de que, habiéndose publicado cerca de 1.000 trabajos sobre retracción del cemento y del hormigón hasta 1978, y cerca de 500 entre 1905 y 1966, lo que se sabe hoy acerca del fenómeno retractor es poco más de lo que se sabía a principios de siglo, todo ello condensable en una veintena de folios, y siendo mayoritariamente numerosos los puntos oscuros e incluso conflictivos del tema.

Como consecuencia de lo cual, la retracción de los cementos y de los hormigones en la actualidad es más o menos la misma que era antaño. Y, como queda consignado antes, lo mismo o algo parecido sucede en cuanto a expansión, fluencia, durabilidad y corrosión, y tantos otros.

2. COMENTARIOS PARTICULARES

A tenor de gran parte de lo que precede con carácter general, J. CLIMENT hace destacar en la primera parte de su trabajo que no existe —por el momento— una norma de ensayo en el seno de la FIP para caracterizar la susceptibilidad a la corrosión fisurante bajo tensión de los aceros para pretensado y postensado. Y añade que los criterios para la selección de estos aceros se basan hoy en dos ensayos bastante deficientes y de resultados discordantes, por cuanto que las valoraciones que uno y otro hacen de los mismos aceros son distintas, hasta el punto de que un acero dado puede ser rechazable o admisible según el criterio y método que se aplique para su evaluación.

Al hilo de lo que precede, el que esto escribe debe señalar aquí, una vez más, que eso mismo exactamente es lo que ha sucedido cuando se ha intentado juzgar acerca del comportamiento de distintos cementos en cuanto a su resistencia química frente a medios agresivos diferentes, utilizando para ello diversos métodos de ensayo —del orden de seis—: el cemento situado en cabeza como mejor, según alguno o algunos de los métodos —y criterios— aplicados, quedaba situado en cola, como peor, de acuerdo con otro u otros métodos y criterios; los demás cementos se colocaban en órdenes diferentes conforme al método y criterio aplicados en cada caso. Y esto ha dado lugar a que comisiones y grupos de trabajo de organismos internacionales de prestigio, con enfoques más o menos científicos o técnicos, como la ISO, la RILEM, el CEMBUREAU y la propia FIP, entre otros, no hayan podido llegar a establecer, al cabo de largos años de trabajo serio, intenso y coordinado, un método, no ya suficientemente satisfactorio, sino ni siquiera medianamente aceptable, como para ser adoptado en común con vistas a juzgar sobre la durabilidad de los cementos y/o de los hormigones, o sobre otros tipos de comportamiento de dichos materiales.

Pero esto, se insiste, es general cuando se pretende resolver problemas de naturaleza tan compleja como la de los planteados: durabilidad de cementos o susceptibilidad de aceros a la corrosión; u otros similares, tales como los ligados a la estabilidad (expansión-retracción-fisuración-fluencia).

Atribuye J. CLIMENT este estado de cosas, en su caso, a la falta de información acerca del fenómeno que estudia, y supone que la consideración de otras variables* del mismo, y la medición de las correspondientes magnitudes*, resolverían o simplificarían el problema, al poder relacionar unas y otras con la probabilidad de fisuración del acero.

*Entre ellas, la velocidad de corrosión como parámetro que mide la cuantía de hidrógeno que potencialmente puede fragilizar el acero, al penetrar en su red atómica. Entiende el que esto escribe que tal vez el parámetro más decisivo para intentar aproximarse a una solución del problema, al relacionarlo con la probabilidad de fisuración, podría ser la velocidad *instantánea* de corrosión, medida y expresada en función de la *resistencia de polarización* del acero, así como la *variación* de dicha velocidad instantánea de corrosión con el tiempo, en las circunstancias de un ensayo determinado. La resistencia de polarización es un parámetro que indica la rotura de la película de pasivación del acero y cuantifica el ataque y disolución de éste. Sin embargo, la simple medida de la resistencia de polarización no ejerce ninguna aceleración sobre las acciones, por lo que, a efectos prácticos, se requeriría un método complementario que fuese realmente rápido.

Los criterios más aceptados para la selección de aceros desde el punto de vista de la susceptibilidad a la corrosión fisurante bajo tensión se basan en dos ensayos, de naturaleza química uno —el del sulfocianuro— y electroquímica otro —el de la polarización catódica—. Ambos operan en medio ácido y en tales condiciones la velocidad de corrosión guarda relación con la cantidad de hidrógeno, potencialmente “fragilizante”, producido. Relación que no se da en medio básico, ya que en él la reacción catódica no consiste en la formación de hidrógeno; y puede que tampoco se dé en medio neutro o ligeramente ácido, ya que en él la reacción catódica no tiene por qué consistir sólo en el desprendimiento de hidrógeno. Y, sin embargo, la realidad es que es justamente básico y muy fuerte el medio normal en que se encuentra el acero en el hormigón.

Finalmente, el método químico del sulfocianuro para calificar un acero lo hace, por lo tanto, en unas condiciones que no son ni pueden ser en ningún caso representativas de las condiciones de servicio de las armaduras pretensadas o postensadas en la práctica. Por ello no cabe esperar *siempre* una correlación, a veces ni siquiera medianamente aceptable, entre los resultados de los ensayos y el comportamiento real del acero en servicio.

Esta esperanza es lógica, aunque escasa —al menos a un plazo discreto—, en tanto pesen más o menos por igual en el ensayo de turno, en sus resultados, en la interpretación y valoración de los mismos, y en las decisiones que sobre tal valoración se adopten, factores que, a escala real y sobre el terreno de la práctica, influyen en muy distinta medida.

Luego queda la relación más o menos estrecha o difusa que pueda haber entre el juicio de valoración de los aceros según los resultados de un ensayo de laboratorio realizado en unas condiciones dadas, fijas y conocidas, y el comportamiento real de los mismos aceros en la práctica, en condiciones que, en general, serán variables y desconocidas —al menos en buena parte—*.

3. CONCLUSION

En virtud de los comentarios de todo tipo que preceden, el autor de los mismos reitera su impresión pesimista en cuanto al alcance de una meta tan deseable como la de lograr una solución rápida, válida y eficaz, a determinados problemas de naturaleza tecnológica.

Entre tales problemas se encuentra el general de establecer métodos de ensayo idóneos para valorar la calidad de los materiales, y más aún para comparar éstos y para predecir cuál va a ser su comportamiento real en la práctica, con toda la indeterminada e inmensa casuística que ésta puede presentar.

Y como caso particular dentro del problema general citado, está el de implantar un método de ensayo —acelerado— para caracterizar la susceptibilidad de los aceros a la corrosión fisurante bajo tensión.

El hombre —incluso el científico a veces— tiene una tendencia innata al simplismo, en aras del cual postula posibilidades, probabilidades y facilidades que muchas veces carecen de realidad. La consecuencia es la sorpresa frente a ésta, cuando muestra que los problemas son complejos y que sus soluciones válidas o suficientemente satisfactorias son muy difíciles de alcanzar. Y que, sean cuales sean éstas, exigen tiempo, esfuerzo y cooperación. Es decir, no son ni fáciles ni gratuitas.

Por eso, cuando se lee un trabajo como el de J. CLIMENT, en el que tanto implícitamente como explícitamente se da a entender la insuficiencia o deficiencia de unos métodos de estudio y ensayo y las dificultades que existen —y, por supuesto, las que el autor ha encontrado— para perfeccionarlos hasta un nivel suficiente de aceptabilidad, se siente la satisfacción de comprobar que en los trabajos más rigurosos y valiosos de investigación aplicada o técnica no falta —no puede faltar nunca— la impronta de modestia, de conciencia realista de la dificultad de los problemas y de autolimitación para resolverlos, las cuales son inherentes al más decantado y autocritico espíritu científico. Lo de la visión más o menos optimista o pesimista acerca de la resolución satisfactoria de los problemas, es otra cuestión más personal; subjetiva por una parte —como dependiente de una reflexión “filosófica” sobre los mismos—, y objetiva por otra —en tanto que basada en experiencias y realidades más o menos amplias y representativas—.

Finalmente, el que esto escribe felicita al autor J. CLIMENT por su trabajo, y más aún por su objetivo juicio crítico de valoración sobre el mismo, hecho con genuino criterio científico.

*Por ello es muy delicado en general —y en particular en el caso tratado por J. CLIMENT— fijar criterios de valoración en función de los resultados de los ensayos, y más aún establecer especificaciones o prescripciones de normas fundadas en ellos, si no es después de una experimentación muy amplia y convincente.

SIMPOSIO DE LA R.I.L.E.M., ESTOCOLMO, 1979

EL CONTROL DE CALIDAD EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

El Instituto Sueco de Investigaciones del Cemento y Hormigón tiene el honor de anunciar el Simposio de la RILEM sobre Control de Calidad de las Construcciones de Hormigón, que se celebrará del 17 al 21 de junio de 1979 en Estocolmo.

Dado el interés que existe en la actualidad por todos aquellos temas relacionados con el Control de Calidad, el Instituto Sueco del Cemento y Hormigón (CBI) tendrá una gran satisfacción en acoger a los participantes a este Simposio.

El Secretario General de este Simposio es el Doctor Åke Skarendahl, del Instituto Sueco de Investigaciones del Cemento y Hormigón.

FINALIDAD DE ESTE SIMPOSIO

Este Simposio se ha propuesto realizar un intercambio y un inventario de conocimientos y experiencias hasta el momento actual, así como impulsar un continuo desarrollo de las técnicas para el control de calidad del hormigón y de las estructuras con las realizadas.

Se puntualizarán las diversas responsabilidades que son incumbencia del cliente, de las autoridades, del empresario y del productor de hormigón, con objeto de conseguir, que cada cual en el marco de sus atribuciones, logren una buena utilización de los materiales y unas técnicas de producción adecuadas.

Se pondrá gran énfasis en la evaluación del control de calidad y la relación que tiene este respecto a la seguridad de las estructuras. Se discutirán los principios en que se basa el control de calidad en la construcción, previo al estudio en detalle de los aspectos técnicos del control de la calidad, así como la forma de realizar los métodos de ensayo, de toma de muestras, de evaluación de los criterios para el control de la calidad y de la forma de elaborar los sistemas para el control de calidad.

El Simposio se ocupará del control de calidad del producto terminado, ya se trate del hormigón preamasado, de elementos prefabricados o de estructuras moldeadas in situ. También se discutirá el tema del control de fabricación y de los controles intermedios, para puntualizar las responsabilidades correspondientes durante el proceso de producción.

En cambio no se hará ninguna alusión a las técnicas de ensayos de rutina, sobradamente conocidas, ni tampoco sobre los ensayos de carga de las estructuras.

COMUNICACIONES Y SESIONES

En la Primera Parte del Simposio se estudiarán las condiciones básicas requeridas en materia de control de calidad y seguridad, después se tratará de los principios básicos y los conceptos generales del control de calidad en la construcción. Estas comunicaciones serán presentadas por los conferenciantes que fueron invitados a participar en el Simposio, siendo todos ellos especialistas en su peculiar ámbito. Se pretende sentar las bases sobre las cuales hoy día se puede y debe establecer un control racional de calidad en la construcción.

En las correspondientes sesiones del Simposio se expondrán y discutirán las ponencias presentadas sobre los puntos del temario que más adelante se indican. Es preciso hacer constar que las comunicaciones deberán ajustarse a temas muy definidos y estos tratarán, preferentemente, de los nuevos métodos y no de los ya conocidos y sancionados por la experiencia.

Se preparará un Informe General para cada sesión en la segunda y tercera parte. Los informes generales deberán resumir los conocimientos actuales, pero también servirán para poder valorar su aportación al coloquio.

Los temas a tratar en las diferentes sesiones del Simposio son los siguientes:

1^a Parte.— *Principios básicos del control de calidad en la construcción.*

1.1. Documentos que autentifiquen la calidad mientras se realiza la construcción. Necesidad y posibilidades.

1.2. Evaluación del control de calidad en relación con la seguridad.

1.3. Evaluación estadística de la calidad.

1.4. Control de calidad. Diferentes sistemas, tipos de control y filosofía.

1.5. Discusión.

2^a Parte.— *Control de calidad de las estructuras de hormigón.*

Sesión 2.1. Resistencia del hormigón.

Sesión 2.2. Variaciones dimensionales.

Sesión 2.3. Duración de las estructuras en servicio.

Sesión 2.4. Otras propiedades de los hormigones fresco y endurecido.

Sesión 2.5. Cualidades de la superficie.

Sesión 2.6. Control de los riesgos de "salud" en la producción del hormigón.

3^a Parte.— *Ejemplos de aplicación de los diferentes sistemas.*

CONCLUSIONES

PRESENTACION DE LAS PONENCIAS

El Comité Organizador recaba la colaboración de todos para que se presenten ponencias inéditas sobre los temas comprendidos en la 2^a y 3^a parte del programa. La presentación de las ponencias se efectuará de acuerdo con el siguiente plan:

1º de agosto de 1978: Se remitirán a la Comisión resúmenes de las ponencias, que no excederán de 500 palabras.

1º de octubre de 1978: Se comunicará a los autores la aceptación de sus trabajos y simultáneamente se les informará como ha de ser la ordenación definitiva de los mismos.

15 de febrero de 1979: Las ponencias totalmente completas y acabadas deberán obrar en poder del Comité Organizador.

20 de mayo de 1979: Las ponencias completas, que fueron enviadas según el plan previsto, se remitirán a los participantes.

IDIOMAS

Los idiomas oficiales de este Simposio serán el inglés y el francés. Existirá un servicio de traducción simultánea para ambos idiomas.

OTRAS NOTICIAS DE INTERÉS GENERAL

El Simposio se celebrará en el "Gamla Riksdagshuset" de Estocolmo del 17 al 21 de junio de 1979.

Para los acompañantes se organizarán excursiones que tendrán lugar después del Simposio. En diciembre de 1978 se enviará un segundo programa, donde se detallarán la forma de realizar las inscripciones y los alojamientos previstos para los concurrentes.

JORNADAS TECNICAS Y EXPOSICION DE MATERIALES SOBRE ENERGIA SOLAR

El Colegio Oficial de Arquitectos de Cataluña y Baleares y el Centro Informativo de la Construcción de Barcelona, en colaboración con el Centro de Estudios de Energía del Ministerio de Industria, ATECYR, ADAE y BCD, están organizando, para la primera quincena del próximo mes de noviembre, unas Jornadas Técnicas y Exposición de materiales sobre Energía Solar.

Con estas Jornadas Técnicas se quiere:

- 1º.— Poner de relieve que la tecnología de la Energía Solar es perfectamente conocida por los especialistas españoles.
- 2º.— Demostrar que la industria española está plenamente capacitada para producir los elementos necesarios para el aprovechamiento de esta fuente alternativa de energía.
- 3º.— Recopilar los últimos datos necesarios para la confección del Directorio Español de la Energía Solar.

Este último apartado es especialmente interesante, pues existen numerosas empresas que, aún ignorándolo, fabrican componentes para instalaciones de Energía Solar.

Para general conocimiento, a continuación se relacionan los epígrafes que, en principio, compondrán el Directorio de la Energía Solar:

- Colectores planos tipo caja.
- Otros tipos de colector.
- Bombas de calor.
- Instaladores.
- Aparatos de medida y de control.
- Bombas y ventiladores.
- Materiales de acumulación térmica.
- Fluidos transportadores de calor.
- Aislantes térmicos.
- Intercambiadores de calor.
- Materiales transparentes.
- Materiales reflectantes.
- Metales para fabricación de colectores.
- Tuberías y accesorios.
- Depósitos y contenedores.
- Procesos industriales.
- Aplicaciones agrícolas.
- Frío.
- Electricidad.
- Sistemas de aprovechamiento pasivo.
- Sistemas de apoyo.
- Eólica.
- Sistemas de aprovechamiento de residuos.
- Otras fuentes de energía.

CIC y el Colegio Oficial de Arquitectos de Cataluña y Baleares esperan, con estas Jornadas, ofrecer a los técnicos españoles valiosa información para la incorporación de la Energía Solar, y más en general, el aprovechamiento íntegro de la Energía, en la construcción.

Los interesados en recibir mayor información sobre estos temas, deberán dirigirse al Sr. Nieto del C.O.A.C.B., Plaza Nueva, 5. Barcelona-2, o al C.I.C. (Centro Informativo de la Construcción), Lauria 117, Barcelona-37, tfno. 215 77 38.

RESEÑA BIBLIOGRAFICA

EUGENE FREYSSINET

Autor: José A. Fernández Ordóñez
Editorial: 2C. Ediciones. Barcelona 1978

Conocer la vida de Eugène Freyssinet, a través de la biografía escrita por José A. Fernández Ordóñez, es un homenaje que todo ingeniero debería ofrecer a un compañero universal, que ha situado la creación ingenieril a la altura que cualquier persona desea para la actividad en que transcurre su colaboración con la sociedad y su realización como ser humano.

La personalidad de E. Freyssinet se nos define, en una visión que considero totalmente justa, como la máxima figura de la construcción de todos los tiempos. La apreciable y valiosa carga emocional de esta biografía no resta nada de tal afirmación; pienso, por el contrario, que dicha emoción proviene de la previa comprensión del autor ante la dimensión de la persona a quien contempla. Porque es sencillamente increíble —y para los que vivimos en este tipo de trabajo, aún más— el conjunto de facultades que se aunaron en este hombre, para dar lugar a una obra cuya grandiosidad y fuerza es el merecido resultado al trabajo almacenado y, sobre todo, a la energía vital y científica que albergaba.

Y no sólo es admirable en su vida la brillantez con que resolvió y transmitió su experiencia de artesano, técnico y científico, sino por su trama humana y sus ejemplos vividos; ¿cómo no sentir con él, a través de estas páginas, la angustia de ver su obra, realizada de total conformidad con los conocimientos impuestos por los demás, sometida a su posible ruina por un fenómeno que él presintió, anunció y casi cuantificó, sin ser escuchado? La manera de evitar esa ruina, en forma puramente ingenieril, aún más brillante si cabe que la propia construcción, nos induce un sentimiento de solidaridad y el impulso para mejorar nuestra propia actividad.

El aspecto más importante que el libro de Fernández Ordóñez nos muestra es, sin lugar a dudas, la demostración irrefutable de la absoluta paternidad del descubrimiento del hormigón pretensado por E. Freyssinet. No tan sólo como concepto o procedimiento, sino como realidad de un nuevo material destinado a alcanzar cotas y dimensiones inesperadas.

Técnicamente, la actividad de Freyssinet alcanza sucesivamente la máxima perfección posible en cinco facetas diferentes:

- La concepción del proyecto.
- La ejecución de obra en las formas tradicionales, incluyendo el diseño de instalaciones y elementos constructivos.
- La investigación teórica y, preferentemente, empírica y pragmática, que culmina en la invención del pretensado y de los procedimientos para su aplicación.
- La realización industrial de sus procedimientos de pretensado.
- La aplicación en obra de estos procedimientos; y nuevamente la concepción y ejecución de obras con el hormigón pretensado como nuevo material.

Y esta perfección se manifiesta no sólo en la obra acabada o en los criterios generales de su actividad, sino que se percibe en todos los pasos y fases intermedias hasta un límite que asombra.

En cierto modo, la lectura de este libro anonada, comunicándonos inicialmente una especie de desánimo en nuestro quehacer profesional —tal vez como a un pintor pueda sucederle al contemplar la obra de Leonardo— y sólo los muy jóvenes podrán leerla sin este problema, empujándoles decididamente a desarrollar toda su capacidad; pero después, tras la reflexión, llega a comprenderse que su ejemplo, esforzándose por conocer los procesos, los métodos, las personas, nos transmite la posibilidad de mejorar nuestra propia obra.

Me parece oportuno expresar que, independientemente de la calidad intrínseca de la vida y obra de Freyssinet, el biógrafo ha conseguido un libro que supera ampliamente la simple exposición de los hechos y comunica al lector ideas y sentimientos propios de la obra literaria, fruto de la fuerza y capacidad narrativa del autor.

Si, de forma natural, el momento actual critica las celebridades, contesta los conceptos, reivindica la valoración de fenómenos y autores locales, la obra de Freyssinet a través de esta biografía, nos impulsa en sentido dialéctico a admirar, no el mito histórico, sino la figura humana trascendente, ampliando al ámbito universal el lugar de nuestros encuentros.

Julio Martínez Calzón
Dr. Ingeniero de Caminos C. y P.

FERIA OFICIAL Y NACIONAL DE MUESTRAS ZARAGOZA

La Feria Oficial y Nacional de Muestras de Zaragoza, y la Feria Internacional de Barcelona, se complacen en anunciar, conjuntamente, que el Ministerio de Comercio, ha autorizado, a través de la Comisaría General de Ferias, la celebración de dos Salones Monográficos con periodicidad bienal:

SMOPYC (*Salón de la Maquinaria para Obras Públicas y Construcción*), y CONSTRU-MAT (*Salón Nacional de la Construcción*).

CONSTRU-MAT, tendrá lugar en Barcelona, del 13 al 18 de marzo de 1979, y SMO-PYC, se celebrará en Zaragoza, del 20 al 24 de febrero de 1980.

CONGRESO MUNDIAL SOBRE ESTRUCTURAS LAMINARES Y ESPACIALES 20 ANIVERSARIO DE LA IASS

INTRODUCCION

Hace aproximadamente 20 años (Septiembre de 1959) el Comité Internacional de Estructuras Laminares, se constituyó, durante la reunión celebrada en Madrid, en asociación internacional, la IASS; la cual ha contribuido al conocimiento y desarrollo de las estructuras laminares en todo el mundo.

La realización de esta tarea ha sido posible gracias a la dedicación de todos sus fundadores, y especialmente al entusiasmo de nuestro primer presidente, Prof. Dr. E. Torroja.

Más de 25 congresos se han organizado bajo el patrocinio de la IASS durante estos años.

Se celebra ahora un nuevo aniversario, *al cumplirse 20 años desde su fundación, y se organiza un nuevo Congreso Mundial en Madrid, lugar donde la IASS nació, y donde fue celebrado su 10 Aniversario de actividad.*

TEMA DEL CONGRESO

El programa técnico del Congreso consistirá en dos tipos diferentes de sesiones:

1) Sesiones principales sobre los siguientes temas:

a) Estudios teóricos: Estará limitado al desarrollo que ha tenido lugar en los 10 últimos años (obviamente esta condición se aplica también a los otros temas), y sería deseo del Comité organizador evitar extensos listados de ordenador no fundados en nuevas bases teóricas. Los artículos que se acepten sobre este tema deben tratar más con las ideas fundamentales que con los detalles del desarrollo teórico.

b) Los proyectos y diseños no tradicionales y sobresalientes realizados en los últimos 10 años.

El campo de acción de la Asociación ha sido ampliado durante ese período a estructuras laminares y espaciales. Esto debe tomarse en consideración.

De acuerdo con el número de trabajos presentados, se realizará una subdivisión, que podrá ser geográfica, temática, o de cualquier otro tipo, según decidan los Comités Científico y Organizador.

Se ruega a los posibles interesados en el Congreso no envíen trabajos presentados anteriormente en otros Congresos de la IASS.

c) Nuevos materiales: La utilización de nuevos materiales en la construcción de láminas y estructuras espaciales, que ha experimentado un gran auge en los últimos años, hace obligado el dedicar algunas sesiones del Congreso a este tema, básico en el desarrollo futuro de este tipo de estructuras.

d) Informes generales sobre la actividad de algunos Grupos de trabajo de la IASS, presentados por sus presidentes.

2) Sesiones dedicadas a algunos Grupos de trabajo de la IASS.

Las sesiones técnicas tendrán lugar en la ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS, en MADRID.

IDIOMA DEL CONGRESO

Los idiomas oficiales serán el inglés y el español. Se dispondrá la correspondiente traducción simultánea.

PLAZOS PARA LA PRESENTACION DE TRABAJOS

Las personas interesadas en presentar trabajos sobre los temas arriba mencionados deben enviar un resumen en triplicado no más tarde del 30 de septiembre de 1978, el cual debe oscilar entre 300 y 500 palabras. La selección preliminar de los trabajos se hará mediante revisión de los resúmenes.

Los autores de los resúmenes aceptados deberán entregar el texto completo antes del 1.^o de marzo de 1979. La admisión final se basará en esta redacción definitiva. Todos los trabajos aceptados serán editados en las publicaciones del Congreso.

Los resúmenes deben ser enviados a:

Sr. D. L. M. ORTEGA

LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.

Alfonso XII, 3 MADRID-7 (España)

PARTICIPACION

Aquellos que estén interesados en participar en el Congreso deben dirigirse a:

Sr. D. L. M. ORTEGA

*LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION
Alfonso XII, 3 MADRID-7 (España)*

De esta forma, todos los participantes serán incluidos en una lista de correo, para ser debidamente informados de futuros anuncios del Congreso.

ALOJAMIENTO

Se facilitará alojamiento en hoteles de distintas categorías, de acuerdo con los deseos de los participantes. Se enviará información completa en los anuncios futuros.

EXCURSIONES POSTCONGRESO

Se confeccionará un programa de excusiones, que se publicará en futuros anuncios.

PROGRAMA PARA ACOMPAÑANTES

Un programa completo de visitas turísticas será preparado para los acompañantes de los participantes.

COMITE ORGANIZADOR

Presidente:

Prof. Dr. Ing. F. DEL POZO
Vicepresidente de la IASS

Vocales:

Prof. Dr. Ing. A. PADUART
Presidente de la IASS
Prof. Dr. Ing. H. RUHLE
Vicepresidente de la IASS
Prof. Dr. Ing. R. LOPEZ PALANCO
Prof. Dr. Ing. R. RODRIGUEZ BORLADO

Secretaría General:

L. M. ORTEGA
J. L. ALCALA

Subcomité Científico:

Presidente:

Prof. Dr. Ing. F. DEL POZO

Vocales:

Prof. Dr. Ing. A PADUART
Prof. Dr. Ing. H. RUHLE
Prof. Dr. Ing. G. KHAIDUKOV
Prof. Dr. Ing. L. KOLLAR
Prof. Dr. Ing. R. LOPEZ PALANCO
Prof. Dr. Ing. J. S. MEDWADOWSKI
Prof. Dr. Ing. R. RODRIGUEZ BORLADO

Dirección:	Proyecto:	Construcción:
Jefatura Provincial de Carreteras, P. de Juan Zurita, ICCP	ARPING Estudio Técnico Ingenieros Juan José Arenas de Pablo Angel C. Aparicio Bengoechea Vicente Serrano Orts	HUARTE Y CIA. Pretensado: Freyssinet

DESCRIPCION

El puente del eje Cuzco-Barajas es la estructura principal del enlace de Santa Marca que cruza superiormente la Autopista de la Paz según el trazado del futuro eje mencionado.

Es un tablero de ancho variable entre 30 y 31,5 m, soportando dos calzadas de tres carriles cada una, arcenes, mediana y aceras de 3 m de anchura.

Longitudinalmente su esquema estático responde a un dintel continuo de tres vanos que debido a la escasez de espacio para implantar las pilas ha conducido a luces de 43 m en los vanos laterales y 48 m en el central. La sección transversal se ha diseñado como suma de dos grandes vigas-cajón tricelulares de contorno trapecial y 14 m de anchura cada una, produciendo paramentos tendidos que suavizan ópticamente la entrada a la zona abierta por el puente. Ambas vigas-cajón tienen canto constante de 1,70 m y se unen mediante un forjado cuya luz varía entre 2,00 3,54 m.

El pretensado longitudinal está constituido por tendones Freyssinet 36T15 de 915 Mp de carga de rotura siendo la primera vez en España que se utilizan cables de tal potencia en puentes y una de las primeras aplicaciones a escala mundial en este mismo tipo de estructuras.

Las almas centrales de las vigas-cajón tienen un espesor de 75 cm en sección tipo y en ellas se alojan los tendones de pretensado longitudinal. La tabla inferior tiene una anchura constante de 5,4 m y las dos almas inclinadas 18 cm de espesor.

Esta sección transversal responde a una clara concepción estructural: las dos almas centrales resisten fundamentalmente el esfuerzo cortante y por ellas discurre el trazado longitudinal de los cables de pretensado, las almas inclinadas crean un circuito periférico que confiere la rigidez torsional necesaria a la sección resistiendo el flujo de tensiones tangenciales derivadas de tal esfuerzo. Igualmente facilita el hormigonado eliminando los encofrados interiores de estas paredes laterales.

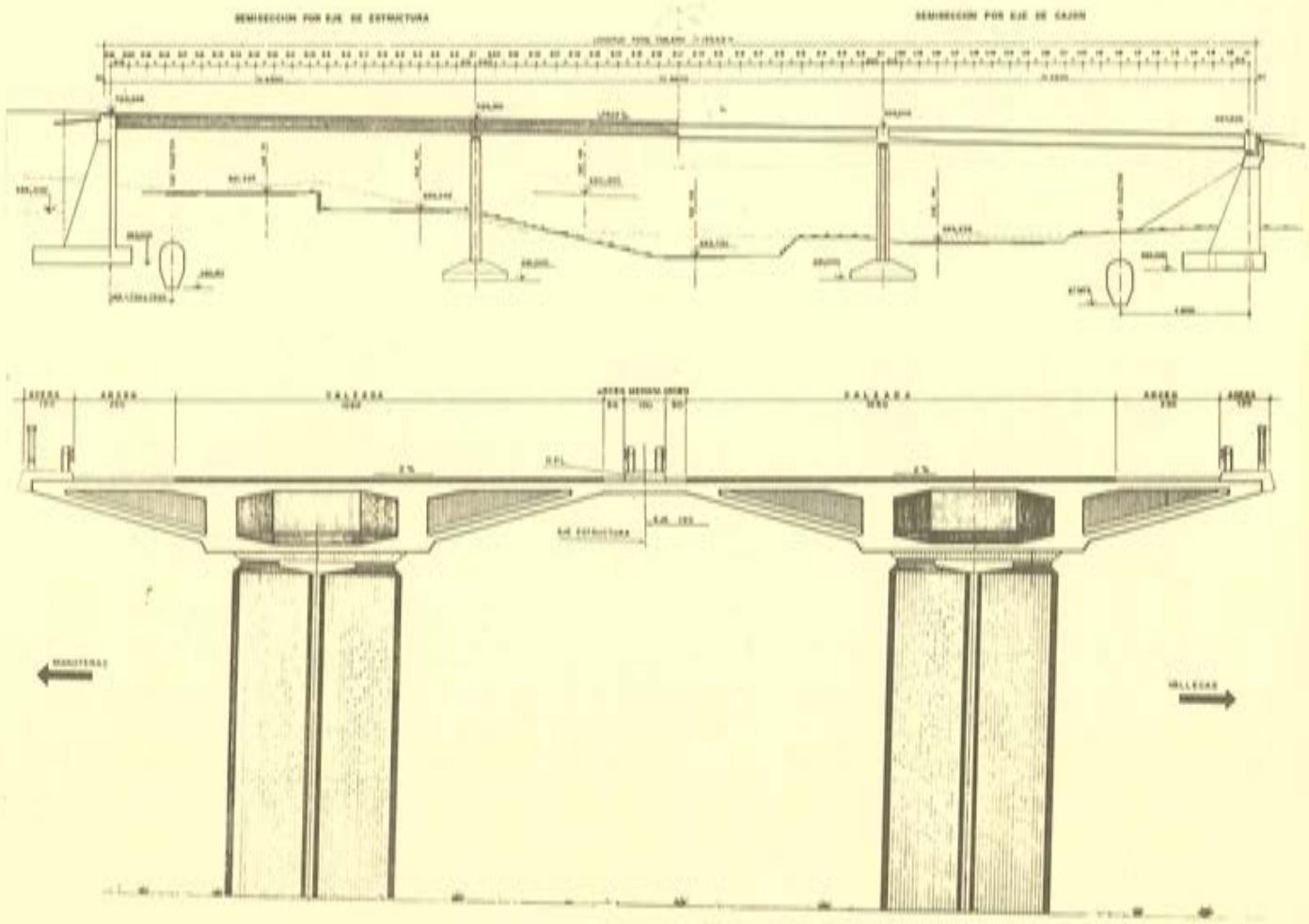
El mecanismo resistente frente a sobrecarga excéntrica se deriva de la transmisión, a través del forjado central, de los esfuerzos cortantes y momentos flectores engendrados por la desnivelación y rotación torsional, de las vigas-cajón. Asimismo, los esfuerzos cortantes longitudinales son también transmitidos por el forjado. Para analizar el comportamiento del tablero en su conjunto, fue preparado un programa de cálculo electrónico en el que las reacciones sobre pilas (fuerza vertical y momento de empotramiento torsional) eran consideradas como incógnitas obteniéndose la envolvente de esfuerzos y reacciones.

El pretensado transversal se dispone en la tabla superior de la sección discurriendo en la totalidad de los 30 m de anchura del tablero. Está compuesto por tendones Freyssinet 6T13 separados 75 cm en sección tipo, reforzándose las zonas de apoyo sobre pilas y estribos con cables de igual potencia.

El apoyo en pilas y estribos se realiza mediante placas de neopreno zunchado situadas bajo las almas centrales.

FICHA TECNICA PUENTE DEL EJE CUZCO-BARAJAS

LONGITUD TOTAL (m)	135,60	
ANCHURA (m)	30 ÷ 31,50	
SUPERFICIE (m ²)	4.100	
ESQUEMA ESTÁTICO	VIGA CONTINUA DE 3 VANOS	
LUCES (m)	43,00 – 48,00 – 43,00	
SECCIÓN TRANSVERSAL	2 VIGAS CAJON TRICELULARES ENLAZADAS FOR FORJADO	
CANTO	1,70 m (h/l) máx = 1/28,2	
UNIDADES PRINCIPALES DE PRETENSADO	36 T 15	
CUANTIA DE MATERIALES EN TABLERO		
HORMIGÓN H-375		0,56 m ³ /m ²
ACERO PASIVO AE-50		67,6 kg/m ²
ACERO DE PRETENSADO $f_{máx} = 170 \text{ kg/m}^2$	LONGITUDINAL	26,9 kg/m ²
	TRANSVERSAL	7,0 kg/m ²



PUENTES I Y II DEL ENLACE DE SANTA MARCA

Autopista de La Paz (Madrid)

Dirección:	Proyecto:	Construcción:
Jefatura Provincial de Carreteras de Madrid. P. de Juan Zurita ICCP	ARPING ESTUDIO TECNICO. Ingenieros Juan José Arenas de Pablo, Angel C. Aparicio Bengoechea, Vicente Serrano Orts	HUARTE Y CIA. Sistema de pretensado: Longitudinal: Freyssinet Transversal: Stronghold

Descripción

Estas dos estructuras del enlace de Santa Marca proporcionan los giros desde La Paz Sur hacia Cuzco, (Puente I) y desde Cuzco hacia La Paz Sur (Puente II).

Puente I

El tablero tiene un ancho total de 12,50 m destinados a calzada de dos carriles, arcenes y aceras de 1,40 m de ancho. Su trazado en planta describe una curva circular de 103,50 m de radio, enlazando con las correspondientes curvas de acuerdo. Longitudinalmente el esquema estático responde al de viga continua curva sobre apoyos puntuales, de cinco vanos y luces respectivas: 27,60; 32,40; 35,56; 32,40; 27,60 m. El empotramiento torsional se realiza en los estribos resultando por lo tanto una luz de torsión de 155,56 m.

La sección transversal se ha concebido como un cajón trapecial bicelular, compuesto de un alma central de 1,8 m de ancho la cual aloja los cables de pretensado longitudinal, resiste el esfuerzo cortante y recibe directamente las reacciones de apoyo de las pilas, y dos paredes laterales fuertemente inclinadas que cierran el circuito resistente a torsión. El canto es constante e igual a 1,40 m.

El pretensado longitudinal consta de tres familias de cables. La primera de ellas discurre de un extremo a otro del tablero y la constituyen 6 tendones Freyssinet 37T15 de 940 Mp. de carga de rotura. La segunda familia la forman cuatro tendones Freyssinet 12T15 y 305 Mp de carga de rotura que cubren el vano central y apoyos sobre pilas centrales, anclándose en la parte inferior de los vanos adyacentes. Por último, dado que la longitud total del puente y su radio de curvatura son importantes se llegaba a la zona central, con pérdidas por rozamiento del orden del 40 por 100, lo que ha obligado a disponer una tercera familia formada por 10 tendones Freyssinet 12φ7 distribuidos en la tabla superior de la sección en las zonas sobre pilas centrales con objeto de asegurar que estas secciones se comportaban en clase I.

El imperativo de ausencia de tracciones en cualquier fibra de la sección ha sido respetado debido al hecho conocido de que la fisuración provocaría un descenso brusco de la rigidez torsional, lo que en un puente curvo sobre apoyos puntuales haría aumentar los esfuerzos de flexión longitudinal. Este mismo efecto, ha conducido a disponer cables de pretensado transversal (14φ7 Stronghold separados 100 cm) siguiendo el contorno inferior de la sección en los vanos extremos donde la concentración de momentos de torsión provoca tensiones tangenciales importantes. Asimismo en la tabla superior se dispone pretensado transversal con cables Stronghold 24φ7 a todo lo largo del puente, distanciados 100 cm, reforzando las zonas de apoyo sobre pilas.

Las traviesas finales de apoyo en estribo son piezas rígidas de 1,4 m de ancho y 2,0 m de canto que se tesan mediante 4 tendones Stronghold 12t15 con trazado centrado.

El apoyo del tablero en los estribos se realiza mediante tres placas elastoméricas, una central de neopreno zunchado situada bajo el alma de la viga cajón, que recibe directamente la reacción vertical de apoyo, y dos laterales en neopreno-teflón, que absorben la componente de compresión del par de empotramiento torsional, siendo barras de acero pasivo envueltas en vainas de plástico llenas de grasa consistente las que recogen la componente de tracción de dicho par.

Puente II

Las características geométricas y estructurales de esta obra son análogas a las del puente I, el radio de curvatura en planta es de 160 m, la longitud entre ejes de apoyo extremo es de 115,20 m que se dividen en tres vanos de luces 35,44; 44,32; 35,44 m siendo el canto total de 1,70 m.

El pretensado longitudinal está compuesto por 8 tendones Freyssinet 37T15. El pretensado transversal de la tabla superior está constituido por tendones 24φ7 sistema Stronghold separados 1,2 m, reforzando las zonas de apoyo sobre pila con tendones de igual potencia. Existen asimismo tendones de pretensado que contornean la parte inferior de la viga cajón en las secciones próximas a los apoyos sobre pilas, con cables Stronghold 14φ7.

Proceso constructivo

Las tres estructuras del enlace se hormigonaron sobre cimbra fija en dos fases, en la primera las almas y tabiques inclinados y en segunda etapa los forjados superiores.

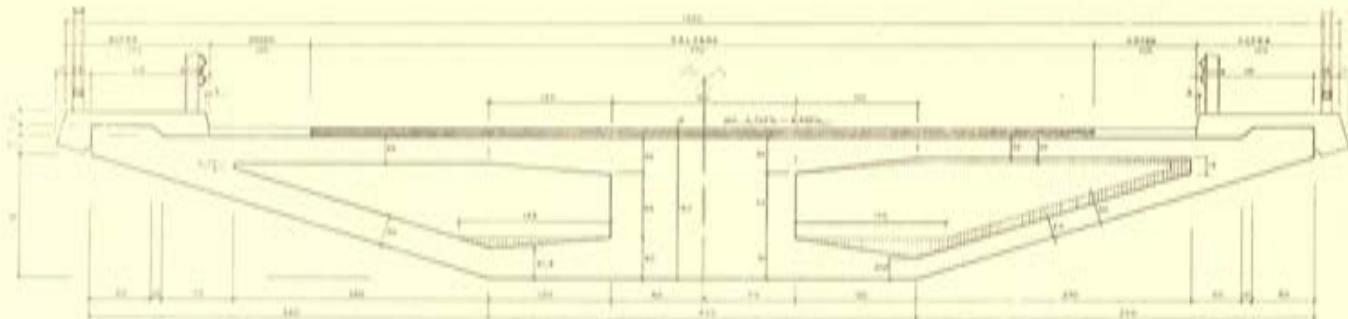
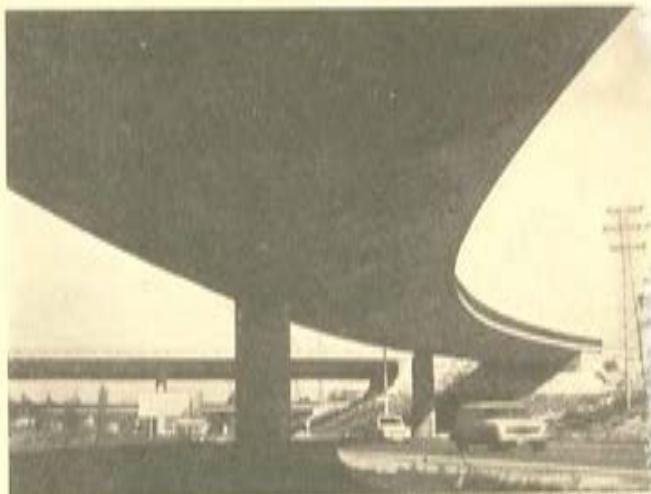
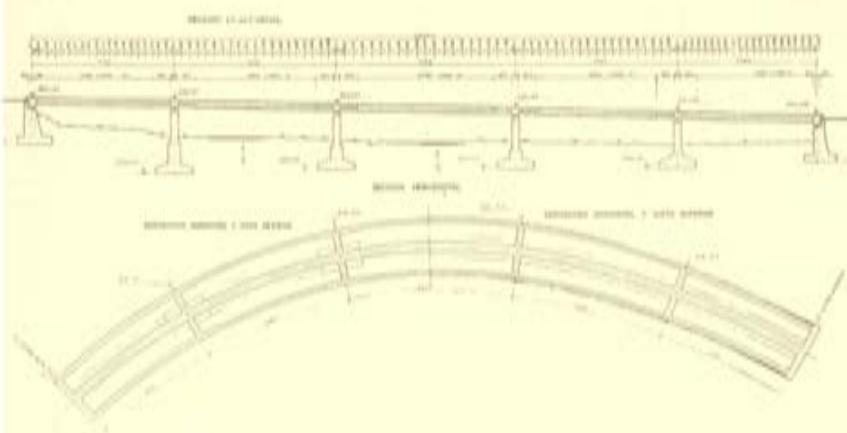
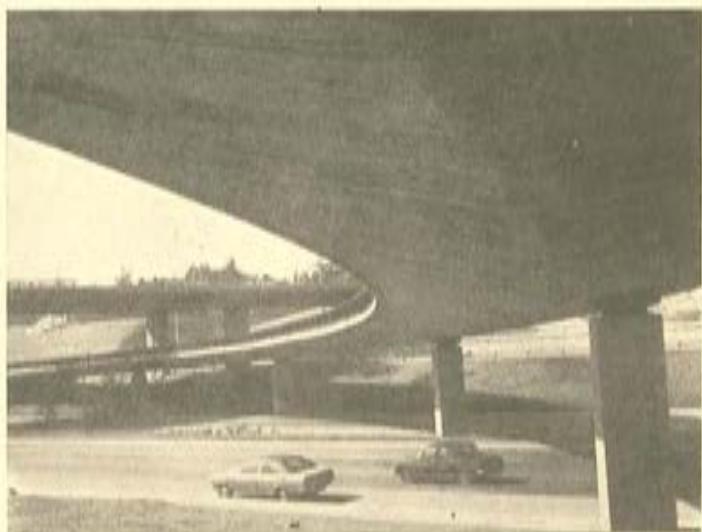
Los tendones 36T15 y 37T15 se enfilaron con máquina automática, torón a torón, desde un extremo al opuesto, una vez situada la vaina con las cotas referenciadas en proyecto. Para facilitar esta operación de enfilado se engrasaban con aceite soluble los torones a la entrada de la máquina y en varios puntos de su recorrido mediante aberturas practicadas en las vainas de forma que los coeficientes de rozamiento utilizados en proyecto fueron: $\mu = 0,20 \text{ rad}^{-1}$ $\beta = 0,006 \text{ rad/ml}$ resultando por medición en obra $\mu = 0,17 \text{ rad}^{-1}$

FICHA TÉCNICA

	PUENTE I	PUENTE II
Longitud total (m)	157,16	116,80
Anchura (m)	12,50	12,50
Superficie (m^2)	1.964,50	1.460,00
Radio de curvatura en planta (m)	103,50	160,00
Esquema estático	Viga continua curva sobre apoyos puntuales	Viga continua curva sobre apoyos puntuales
Luces (m)	$27,60 + 32,40 +$ $+ 35,56 + 32,40 +$ $+ 27,60$	$35,44 + 44,32 +$ $+ 35,44$
Luz de torsión (m)	155,56	115,20
Sección transversal	Viga cajón bice- lular	Viga cajón bice- lular
Canto (m)	$1,40 \text{ (h/l}_{\max} =$ $= 1/25,4)$	$1,70 \text{ (h/l}_{\max} =$ $= 1/26)$
Unidades principales de pretensado	37T15	37T15

CUANTIAS DE MATERIALES EN TABLERO

Hormigón H-375	0,58 m^3/m^2	0,65 m^3/m^2
Acero pasivo Al-50	85,4 kg/ m^2	90,3 kg/ m^2
Acero de pretensado $f_{\max}^{\text{máx.}} 170 \text{ kg/cm}^2$	Longitu- dinal	22,0 kg/ m^2
	Trans- versal	9,2 kg/ m^2
		7,2 kg/ m^2





**asociación técnica
española del pretensado**