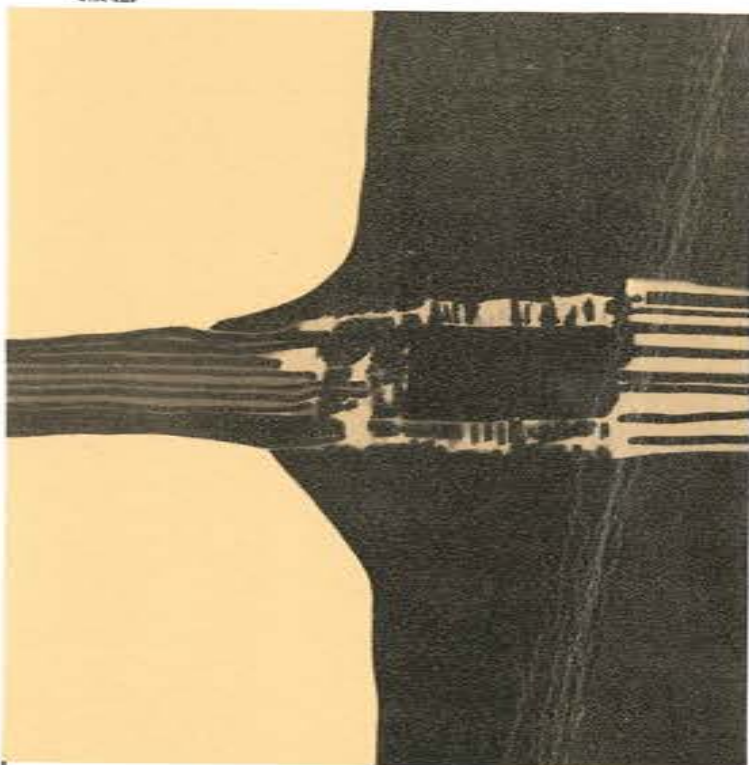


hormigón



y ACERO

nº 143

Xª ASAMBLEA TÉCNICA NACIONAL DE
LA ASOCIACIÓN TÉCNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO 16 A 21 DE NOVIEMBRE
1981 MURCIA

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO.

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.

COSTILLARES (CHAMARTIN). MADRID-33.

INTEMAC



INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Ensayo de pilares a compresión centrada

MADRID

Oficinas:
Monte Esquinza, 30 - 4º D
MADRID-4
Tels. (91) 410 51 58/62/66

Laboratorio:
Carretera de Loeches, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. (91) 675 31 00/04/08

BARCELONA

Pasaje Busquets, 37
CORNELLA DE LLOBREGAT
Tels. (93) 377 43 58/62

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.— Velázquez, 23. Madrid-1.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).— Orense, 10. Madrid-20.
CAMARA, S.A.— Av. de Santander, s/n. Valladolid.
CAMINOS, EDIFICIOS y OBRAS, S.A.— J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.— Grijalba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O.P. CENTRO BIBLIOGRAFICO.— Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A.— Aribau, 185. Barcelona-21.
COMEBA, S.L.— Apartado 408. Castellón de la Plana.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Avda. de América, 24. Madrid-2.
ELABORADOS METALICOS, S.A.— Apartado 553, La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.— Biblioteca. Juan de Mena, 8, Madrid-14.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.— Hermosilla, 64. Madrid-1.
FREYSSINET, S.A.— General Perón, 24. Madrid-20.
HEREDIA Y MORENO, S.A.— Princesa, 3. Madrid-3.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.— Archs, 10. Barcelona-2.
HORMIGONES GERONA, S.A.— Lorenzana, 45. Gerona.
IBERINSA.— Príncipe de Vergara, 43. Madrid-1.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.— Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.— Ministerio de O.P. y Urbanismo. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.— Orense, 70. Madrid-20.
INTEMAC.— Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.— Príncipe de Vergara, 103. Madrid-6.
LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.— Alfonso XII, 3. Madrid-7.
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.— Paseo de la Castellana, 140. Madrid-16
PRENSOLAND, S.A.— Calle Industria, s/n. SAN MARTIN DE CENTELLAS (Barcelona).
PRETENSADOS DEL LOURO, S.L.— Atios. PORRIÑO (Pontevedra).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.— Av. de América, 40. Madrid-2.
PROMONAL.— Poeta Artola, 12. Valencia-21.
S.A.E. BBR.— Polígono Industrial Barcelonés. Calle Carrero Blanco, s/n. ABRERA (Barcelona).
S.A. ECHEVARRIA.— Apartado 46. Bilbao-8.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).— Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A.— Monturiol, 5. SANTA MARIA DE BARBARA (Barcelona).

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.

hormigón y acero

n.143

2.º trimestre, 1982

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	2.000,— ptas.	40,— dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	5.000,— ptas.	100,— dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	10.000,— ptas.	200,— dólares

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

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

APARTADO 19.002 - COSTILLARES · CHAMARTIN · MADRID - 33

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

**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

hormigón y acero

n. 143

índice

	<u>Pág.</u>
Jornadas sobre "Técnicas del hormigón armado y pretensado en centrales nucleares".....	9
Journées sur les "Techniques du béton armé et précontraint dans les centrales nucléaires".	
Days on "Reinforced and prestressed concrete techniques for nuclear power plants".	
<i>R. Piñeiro.</i>	
Xª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.	17
Xe. Assamblée Technique Nationale de l'A.T.E.P.	
X. A.T.E.P. National Technical Assembly.	
<i>R. Piñeiro.</i>	
Discurso pronunciado en la Sesión de Apertura de la Xª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.	33
Discours prononcé au cours de la Séance d'Overture de la Xe. Assamblée Technique Nationale de l'A.T.E.P.	
Speech pronounced at the Opening Session of the X. A.T.E.P. National Technical Assembly.	
<i>J.A. Torroja.</i>	

		Pág.
457-8-81	Ensayos para la estimación de la resistencia del hormigón por el método combinado ultrasonidos esclerómetro Essais pour l'estimation de la résistance du béton pour la méthode combinée ultrasons sclérometre. Test for estimating the concrete strength by means of ultrasons sclerometer. <i>J. Galindo Andújar.</i>	35
457-8-82	Ensayo a rotura por esfuerzo cortante de vigas en T parcialmente pretensadas . Essai à la rupture par effort tranchant sur poutres en T partiellement précontraintes. Fracture testing by shear force in partially prestressed T beams. <i>Teófilo Serrano.</i>	45
457-8-83	Resistencia a esfuerzos repetidos de los cables-cordón de fabricación nacional . . Résistance aux efforts répétés des câbles-toron de fabrication nationale. Strands fatigue strength of national manufacture. <i>Carlos de la Peña.</i>	55
628-0-46	Mecanismo de fisuración en los ensayos de corrosión bajo tensión propuestos por la F.I.P. Mécanisme de fissuration pendant les essais de corrosion sous contrainte, proposé par la F.I.P. Cracking mechanism during corrosion under stress, a F.I.P. proposal. <i>J.M. Gállego y J. Climent.</i>	61
457-8-84	Comportamiento del hormigón pretensado, a muy bajas temperaturas. Comportement du béton précontraint à des températures très basses. Behaviour of prestressed concrete under very low temperatures. <i>M. Elices, V. Sánchez Gálvez, J. Planas, A. Mestre y H. Corres.</i>	73
457-8-85	Resultados provisionales de deformaciones en un ensayo de carga mantenida sobre vigas pretensadas. Résultats provisoires des déformations dans un essai de charge continue sur des poutres précontraintes. Provisional conclusions about deformations during a permanent load test on prestressed beams. <i>J.J. Arenas de Pablo y Germán Gutiérrez Martín, A.C. Aparicio Bengoechea y C. Alonso Cobó.</i>	91

		<u>Pág.</u>
628-0-47	Fragilización por hidrógeno de los alambres y cordones utilizados en hormigón pretensado. Fragilisation par hydrogène des fils et torons utilisés dans le béton précontraint. Fragilisation through hydrogen on wires and strands used in prestressed concrete. <i>J. Climent, J.M. Gállego y M. del Campo.</i>	103
628-0-48	Protección temporal de aceros de pretensado Protection temporaire des aciers de précontrainte. Temporary protection for prestressing steels. <i>V. Sánchez Gálvez, M. Elices, A. Zarabozo y J. J. Royuela.</i>	115
457-8-86	Estudio experimental de las pérdidas de pretensado por rozamiento, de tendones de 800 t (55 cordones de 1/2"), en conductos de 135 mm. de diámetro Etude expérimentale des pertes de précontrainte pour frottement dans les tendons de 800 t (55 torons de 1/2"), sous gaines de diamètre 135 mm. Experimental study of friction prestressing loss of tendons (55 strands 1/2"), in 135 mm diameter sheath. <i>J. M^a Morera y G. Ontañón.</i>	125
Portada: Reproducción del Cartel anunciador de la X ^a Asamblea, que obtuvo el primer premio en el Concurso al efecto celebrado. <i>Autor: D. Fernando de Retes Aparicio.</i>		

**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

AGROMAN, S.A.— Madrid.
ALBISA, S.A.— Algeciras (Cádiz).
ARIDOS LIGEROS, S.A.— Madrid.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.— Barcelona.
AUXINI, S.A.— Madrid.
AZMA, S.A.— Madrid.
BIGUETES, S.L.— Elche (Alicante).
BUTSEMS, S.A.— Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.— Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.— Mislata (Valencia).
CASTRO MATELO, V., S.A.— Sigueiro (La Coruña).
CATEDRA DE CONSTRUCCION II DE LA ESCUELA TECNICA DE INGENIEROS
AGRONOMOS.— Córdoba.
CEMENTOS MOLINS, S.A.— Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.— Barcelona.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.— Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS.— Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.— Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.— La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.— Gerona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ARAGON. SECCION BIBLIOTECA.— Za-
ragoza.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORA-
TORIOS. Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CATALUÑA.— Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. BIBLIOTECA.— Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.— Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.— Málaga.
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL GUADALQUIVIR. BIBLIOTECA.— Sevilla.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.— Madrid.
CONTROLEX.— Alicante.
COTESA, COLOCACIONES TECNICAS, S.A.— Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.— Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.— Madrid.
CUMBRE MODULAR, S.A.— Barcelona.
DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGIS-
TICO DEL EJERCITO. MINISTERIO DEL EJERCITO.— Madrid.
DITECO, S.L.— Valencia.
DIVISION DE PLANTEAMIENTO Y PROYECTOS. CENTRO DE ESTUDIO Y APOYO
TECNICO.— Valladolid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A.— Burgos.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).— Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).— Madrid.
ENAGA, S.A.— Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.— Córdoba.
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.
FEDERACION NACIONAL DE ENTIDADES EMPRESARIALES DE DERIVADOS DEL
CEMENTO (ANDECE).— Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.— Madrid.
FORJADOS DOL.— Esquivias (Toledo).
FORJAS Y ALAMBRES DEL CADAGUA.— Erandio (Bilbao).
GIJON E HIJOS, S.A.— Motril (Granada).
GOMHERSA.— Talavera de la Reina (Toledo).
HIDAUQUE, S.A.— Granada.
HORMIGONES GERONA, S.A.— Gerona.
HORMYCER, S.L.— Madrid.
HUARTE Y CIA, S.A.— Madrid.
IBERDUERO, S.A.— Bilbao.
IBERDUERO, S.A. (CENTRO DE DOCUMENTACION).— Bilbao.
IBERTECNICA, S.A.— Madrid.
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.— La Coruña.
INBADELCA, S.A.— Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.— Tarrasa (Barcelona).
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYS).— Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.— Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL. SECCION ASUNTOS
GENERALES (SEAF-PPO).— Madrid.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.— Madrid.
JULIAN ARUMI, S.L.— Vich (Barcelona).
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.— Sta. Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.— Madrid.
LABORATORIO GEOCISA. BIBLIOTECA.— Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE CARRETERAS Y GEOTECNIA JOSE LUIS ESCARIO.— Madrid.
LAING IBERICA, S.A.— Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.— Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).— Castellón de la Plana.
MAHEMA, S.A.— Granollers (Barcelona).
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S.A.— Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.— Mollet del Vallés (Barcelona).
NUEVA CERAMICA CAMPO.— Lendo-Laracha (La Coruña).
OTEP INTERNACIONAL, S.A.— Madrid.
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 NAVARROS, S.A.— Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS POUSA, S.A.— Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFLEX. COMPAÑIA LABORAL, S.A. Gijón (Oviedo).
PRETENSADOS AEDIUM, S.L.— Mutilva Baja (Navarra).
PREYPRESA.— Aranda de Duero (Burgos).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. HORTE.— Valladolid.
PROTEC, S.L.— Lugones (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A.— Pinto (Madrid).
RENFE (Madrid).
SAINCE.— Madrid.
S.E.A.T. (BIBLIOTECA).— Barcelona.
SENER, S.A.— Las Arenas (Vizcaya).
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.
SPANDECK CATALANA, S.A.— Barcelona.
SUBDIRECCION GENERAL DE EDIFICACION. SECCION DE NORMATIVA (MOPU).—
Madrid.
SUBDIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA (MOPU).—
Madrid.
TEJERIAS "LA COVADONGA".— Muriedas de Camargo (Santander).
TEPSA.— Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S.L.— Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPASA).— Madrid.
TUBOS BORONDO.— Madrid.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. HEMEROTECA.— Valencia.
VALLEHERMOSO, S.A.— Madrid.
VALLEHERMOSO, S.A.— San Juan de Aznalfarache (Sevilla).
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.— San Sebastián.
VIGAS REMARRO.— Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S.A.— Oviedo.

EXTRANJERO

ASOCIACION DE FABRICANTES DE CEMENTO PORTLAND DEL URUGUAY.—
Montevideo (Uruguay).
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.— Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES
Buenos Aires (Argentina).

BIBLIOTECA DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.— Lima (Perú).
CEPIC, S.C.— Córdoba (Argentina).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.— Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES.— Buenos Aires (Argentina).
COPERCO.— Mendoza (Argentina).
FACULTAD DE ARQUITECTURA. UNIVERSIDAD DE VALPARAISO.— Valparaíso (Chile).
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS E INGENIERIA.— Rosario (Argentina).
FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.— Caracas (Venezuela).
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA. CENTRO DE INVESTIGACION DOCUMENTARIA.— Buenos Aires (Argentina).
INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS. BIBLIOTECA CENTRAL. Sao Paulo (Brasil).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.— Luanda (Rep. P. de Angola).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD. DIVISION BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES.— La Plata. Provincia de Buenos Aires (Argentina).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE. DIRECCION DE BIBLIOTECAS.— Santiago (Chile).
SOCIEDAD HORMIGON ARMADO PRETENSADO (S.H.A.P., S.A.).— Pilar. Provincia de Buenos Aires (Argentina).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. FACULTAD DE INGENIERIA.— Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA.— Santiago de los Caballeros (República Dominicana).
UNIVERSIDAD CATOLICA VALPARAISO. BIBLIOTECA CENTRAL. DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO. Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. BIBLIOTECA.— Mayaguez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTAMARIA.— Valparaíso (Chile).

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.

Jornadas sobre "Técnicas del hormigón armado y pretensado en centrales nucleares"

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

A la vista de la importante experiencia que existe ya en España en la construcción de centrales nucleares, y teniendo en cuenta los desacuerdos que, en diferentes casos, han surgido ante la aplicación de las normas americanas, las vigentes en Europa y las propias de nuestro país, esta Asociación Técnica Española del Pretensado (A.T.E.P.) ha estimado de gran interés organizar unas Jornadas para contrastar y divulgar las experiencias nacionales, realizar un estudio comparativo de la normativa existente y estudiar y discutir la aplicación de la tecnología del hormigón armado y pretensado en la construcción de centrales nucleares.

El objetivo fundamental de estas Jornadas era el de establecer las bases necesarias para poder llegar a redactar en su día, por quien proceda, una normativa nacional para el proyecto, ejecución y control de las centrales nucleares que se construyan en hormigón armado o pretensado.

Debe subrayarse que el tema de las centrales nucleares ha sido tratado única y exclusivamente desde el punto de vista técnico, para estudiar y discutir los aspectos relativos al proyecto, ejecución y control de la obra civil de dichas centrales.

Se invitó a participar en estas reuniones a todos los que, directa o indirectamente, han vivido la experiencia de la construcción de la obra civil de las centrales nucleares, o estaban interesados en el tema; pretendiendo con ello poder recoger, discutir y difundir las enseñanzas por cada uno obtenidas, para consolidar conocimientos y que éstos pudieran pasar a formar parte del acervo técnico y científico nacional, capitalizando experiencias, que habrán de servir para un desarrollo mejor y más rápido de nuestra tecnología, al transformarlas en conocimientos comunes para todos y en una normativa que pueda ser utilizada como guía y apoyo en futuras realizaciones.

Es evidente que cuando se inicia una actividad constructiva se tienen ciertos conocimientos sobre ella; pero se tropieza con dificultades. Si durante el desarrollo de esta actividad se sigue un proceso ordenado y lógico, y se recapacita sobre lo que sucede, se adquiere una experiencia que debe ser capitalizada para que sea provechosa y fructífera.

Capitalizar la experiencia significa universalizar los conocimientos adquiridos, transmitirlos y apoyarse en ellos para las actividades siguientes.

Todo lo que se haga en este sentido, significará un enriquecimiento, tanto en el marco del tipo de obra ejecutada como para el saber científico y técnico del país en general. Y por estimar que ésta es una de las principales misiones de nuestra Asociación Técnica Española del Pretensado, no hemos dudado en emprender la tarea de organizar y celebrar estas Jornadas de las que se espera se habrán de deducir provechosos frutos con las enseñanzas recogidas.

La característica más relevante de la construcción de una central nuclear es el rigor con que ésta tiene que ejecutarse. Por otra parte, no basta con tener el convencimiento de que la construcción ha sido bien realizada, sino que hay que dar la seguridad de que así ha sido, en forma convincente y documentada, tanto a la Administración como a la comunidad.

Hasta ahora, por una serie de circunstancias que sería muy prolijo enumerar y analizar en este momento, como es bien conocido, en este campo de las construcciones civiles para las centrales nucleares, en gran medida dependemos de la tecnología extranjera. Sin embargo, se estima que los trabajos ya realizados, altamente formativos, nos permitirán, en un futuro, inmediato, irnos independizando paulatinamente de dicha tecnología, creando la nuestra propia.

En estas Jornadas, que han sido patrocinadas por los Ministerios de Industria y Energía y Obras Públicas y Urbanismo, por estimar que su importancia y trascendencia lo merecían, han participado 98 técnicos españoles y tres extranjeros.

Se han celebrado en los locales del Instituto Eduardo Torroja, en Sesiones de mañana y tarde, durante los días 18, 19, 20 y 21 de mayo del actual año 1982.

El Comité Organizador estaba constituido, bajo la presidencia de D. Florencio del Pozo Frutos, por los siguientes señores citados por orden alfabético:

D. JOSE CALAVERA
D. FERNANDO ELIA
D. JULIAN FEIJOO
D. ALVARO FERNANDEZ
D. JESUS FIERRO
D. RAMON GOMIS
D. RAMON MARTI
D. JOSE ONTAÑON
D. ALFREDO PAEZ
D. RAFAEL PIÑEIRO
D. CARLOS DEL POZO
D. ALBERTO VIVES
D. FRANCISCO J. YNZENGA

Durante los días de Sesiones, estuvo abierta una Exposición en la que participaron, con catálogos y muestras de sus materiales y equipos, las Firmas:

AZMA, S.A.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A.
FREYSSINET, S.A.
S.A.E. BBR y
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A.

Se expusieron también unas maquetas de la Central Nuclear de Ascó.

El jueves día 20, se realizó una interesante visita, de jornada completa, a las obras de la Central Nuclear de Trillo.

El total de las Comunicaciones presentadas en las Jornadas ha sido de 42, distribuidas, en siete Sesiones Técnicas y una Sesión Informativa, con arreglo al siguiente programa:



Sesión Inaugural. Sres. del Pozo, Guitart, Arredondo, Calavera y Aguirre.

Martes, 18 de mayo

9,30 a 11,30 – Formalización de inscripciones, registro de participantes y entrega de documentación.

11,30 a 12,00 – Sesión Inaugural.

La Mesa Presidencial estaba formada por las siguientes personalidades: D. Francisco Arredondo, Presidente de la A.T.E.P.; D. Fernando Aguirre, Director del Instituto Eduardo Torroja; D. Rafael M^a Guitart, Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón, del M.O.P.U., y D. Florencio del Pozo y D. José Calavera, Vocales de la Junta de Gobierno de la A.T.E.P.

En esta Sesión, el Sr. Arredondo pronunció un breve discurso para la presentación de las Jornadas.

12,00 a 14,30 – 1^a Sesión Técnica

Tema: "Normativa y requisitos básicos del proyecto"

Mesa Presidencial: Presidente: D. Florencio del Pozo Frutos.

Vocales: D. Juan José Arenas de Pablo y
D. Fernando Elía Herranz

Comunicaciones:

- "Significación para la tecnología nacional, de la construcción de la obra civil de centrales nucleares". Por: V. Vives Masjoán y A. Vives Escuder.
- "Propuesta de una nueva definición del límite elástico característico y del módulo de elasticidad de las armaduras activas". Por: J. Calavera Ruiz.
- "Garantía de calidad de obra del sistema de pretensado en centrales nucleares. Propuestas para su normativa". Por: J.M. Noval Pou y F. Elía Herranz.
- "Problemática de la normativa sobre hormigón". Por: F. Pajarón García.
- "Un código ASME español". Por: G. Nofuentes García.
- COLOQUIO.

14,30

– Almuerzo.

16,00 a 18,00 – 2ª Sesión Técnica

Tema: "Proyecto"

Mesa Presidencial: Presidente: D. José Calavera Ruiz
Vocales: D. Juan Bautista Ripoll Gómez y
D. Jesús Fierro Bardají

Comunicaciones:

- "Diseño estructural del edificio de contención de una central tipo PWR". Por: G. Nofuentes García.
- "Efecto de la fisuración en el análisis del edificio de contención". Por: M. Martínez Lafuente y S. Sánchez García.
- "Algunos problemas específicos en el proyecto de obra civil de centrales nucleares, no cubiertos por la normativa española. Dificultades para la aplicación de otras normas". Por: J.M. Valverde Bas y V. Relaño Estape.
- "Diseño del sistema de postensado del edificio de contención de la central nuclear de Ascó". Por: J. Ríos Tolmos y A. Díaz Chomón.
- "Criterios y métodos de cálculo utilizados en el diseño de las estructuras de Clase I, de la central nuclear de Ascó". Por: J. Ríos Tolmos y A. Díaz Chomón.
- "Muros de bloques de hormigón. Diseño y cálculo a esfuerzos dinámicos". Por: A. Moriñigo Rodríguez.

COLOQUIO.

Miércoles, 19 de mayo

9,30 a 11,30 – 3ª Sesión Técnica

Tema: "Materiales y sistemas de pretensado"

Mesa Presidencial: Presidente: D. Ramón Gomis Rodríguez
Vocales: D. Teófilo Serrano Beltrán y
D. Francisco Javier Ynzenga

Comunicaciones:

- "La problemática de los hormigones en centrales nucleares". Por: A. Vives Escuder y J. Solé Biosca.
- "Evolución de la deformabilidad del hormigón con el tiempo". Por: L. Ferreras Fernández.
- "Nuevo perno de anclaje antideslizamiento, de aplicación en centrales nucleares". Por: V. Sánchez Velasco.
- "Utilización de los diversos tipos de forro para encofrado, atendiendo a los requisitos exigidos a las superficies de hormigón en centrales nucleares". Por: M. Manchón Contreras y M. López Hurtado.
- "Utilización del sistema GEWI para uniones y anclajes de armaduras en centrales nucleares". Por: M. Manchón Contreras y M. López Hurtado.

COLOQUIO.

12,00 a 14,30 – 4ª Sesión Técnica

Tema: "Control y garantía de calidad: a) del proyecto; b) de los materiales y equipos; c) de la ejecución".



Sesión de Clausura. Sres. del Pozo, Guitart, Arredondo, Páez y Aguirre.

Mesa Presidencial: Presidente: D. Javier Manterola Armisén
 Vocales: D. Jacinto Pellón Díaz y
 D. Ramón Martí Ayxelá

- Comunicaciones:
- “Ensayos y estudios realizados por la dirección de obra de la central nuclear de Ascó, sobre hormigones y pretensados”. Por: A. Vives Escuder.
- “Control de resistencia del hormigón por ACI-214: Dificultades de una traducción técnica”. Por: L. Benito Quintana.
- “Métodos no convencionales para la estimación in situ de resistencias de hormigones”. Por: J. Galindo Andújar.
- “Ensayos de homologación de los sistemas de postesado, para su utilización en centrales nucleares, de acuerdo con el código ASME”. Por: R. Martí Ayxelá.
- “Ensayos de anclajes de cordones de pretensado”. Por: C. de la Peña Quedo.
- “Adiestramiento para el personal de la obra civil de las centrales nucleares”. Por: A. Vives Escuder.
- “Garantía y control de calidad durante las operaciones de pretensado del hormigón con armaduras postesas no adherentes, en edificios de contención de centrales nucleares”. Por: S. González Pérez.
- “La Agencia de Inspección independiente, en la inspección de la obra de hormigón pretensado de una central nuclear”. Por: S. García Ramírez.

COLOQUIO.

14,30

- Almuerzo.

16,00 a 18,00

- Sesión Informativa.

Mesa Presidencial: Presidente: D. Fernando Aguirre de Iraola
 Vocales: D. Rafael Piñeiro Abril y
 D. José Ontañón Carrera

Comunicaciones:

- “Postesado de la central nuclear de Lemóniz (Película comentada)”. Por : R. Gomis.
- “Consideraciones de diseño y construcción en un muro de seguridad para almacenamiento de gases licuados”. Por: J.L. Rivas Zaragüeta.
- “Sistema GEWI”. Por: C. Tuya Granda y J. León González.
- “Grasa para el relleno de los conductos del sistema de postesado en centrales nucleares”. Por: J. Moreno Palomar.

COLOQUIO.

Viernes, 21 de mayo

9,30 a 11,30 – 5ª Sesión Técnica

Tema: “Recepción de la obra, vigilancia y mantenimiento”.

Mesa Presidencial: Presidente: D. Alfredo Páez Balaca

Vocales: D. Peregrín Estellés Planells y
D. Javier Goicolea Zala

Comunicaciones:

- “El programa de vigilancia del sistema postesado de los edificios de contención en centrales nucleares”. Por: D.A. Vives Escuder y V. Vives Masjoán.
- “Metodología de la inspección y control de calidad del pretensado del edificio de contención de la central nuclear de Ascó”, A. Vives Escuder y F. Elfa Herranz.
- “Ensayos realizados para el programa de vigilancia del sistema postesado, en la central nuclear de Ascó”. Por: A. Vives Escuder y F. Elfa Herranz.
- “Consideraciones sobre el significado de la calidad, en la construcción de centrales nucleares”. Por: A. Vives Escuder y V. Vives Masjoán.
- “Ensayo final de la estructura del edificio de contención del grupo 1 de la central nuclear de Ascó”. Por: A. Vives Escuder y E. Querol Garalda.

COLOQUIO

12,00 a 14,30 – 6ª Sesión Técnica

Tema: “Realizaciones I”

Mesa Presidencial: Presidente: D. Julián Feijóo Melle

Vocales: D. Francisco J. Ynzenga Acha y
D. Eduardo Tejido Nogués

Comunicaciones:

- “El pretensado como solución ejemplar en zapatas y encepados con grandes cargas portantes”. Por: A. González Serrano.
- “Incidencias sobre la obra civil, de los efectos asociados con la rotura de tuberías”. Por: R. Molina Oltra.
- “Aplicación general de los sistemas de pretensado a centrales nucleares. Propuesta de su contratación, montaje y realización de trabajos”. Por: F. Elfa Herranz.
- “Algunos problemas originados en los anclajes de cordones”. Por: P. Estellés Planells.

- “Aplicación del sistema BBRV en centrales nucleares”. Por: G. Zenobi; F. Speck y R. Gomis Rodríguez.

COLOQUIO

14,30

- Almuerzo.

16,00 a 18,00

- 7ª Sesión Técnica.

Tema: “Realizaciones II”

Mesa Presidencial: Presidente: D. Rafael M^a Guitart y de Gregorio

Vocales: D. Luis Ferreras Fernández y

D. Ricardo Barredo de Valenzuela

Comunicaciones:

- “Sistema de enfilado de tendones, en la central nuclear de Ascó”. Por: J. M. Noval Pou y F. Elfa Herranz.
- “Inyección de tendones postensados, con grasa”. Por: A. Vives Escuder y F. Elfa Herranz.
- “Unión de barras mediante manguitos prensados”. Por: J.B. Ripoll Gómez.
- “La central nuclear de Schmehausen (Alemania)” (Película comentada) . Por: G. Zenobi; F. Speck y R. Gomis Rodríguez.

COLOQUIO.

18,30 a 19,00

- Sesión de Clausura.

La Mesa Presidencial estaba formada por las siguientes personalidades: D. Francisco Arredondo, Presidente de la A.T.E.P.; D. Fernando Aguirre, Director del Instituto Eduardo Torroja; D. Rafael M^a Guitart, Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón, del M.O.P.U., y D. Florencio del Pozo y D. Alfredo Páez, Vocales de la Junta de Gobierno de la A.T.E.P.

En la Sesión de Clausura, D. Florencio del Pozo hizo un breve resumen-comentario de lo que habían sido las Jornadas y leyó las Conclusiones redactadas a la vista de lo escuchado en las Sesiones y, muy especialmente, en los coloquios con que se cerraban cada una de dichas Sesiones. Estas Conclusiones, que se incluyen al final de esta reseña de las Jornadas, se harán llegar a los Organismos de la Administración, que corresponda.

Finalmente, el Presidente de la A.T.E.P., Sr. Arredondo, declaró clausuradas las Jornadas.

Por la noche, se celebró una cena de despedida, en el Hotel Mindanao.

Para la celebración de estas Jornadas, además del patrocinio y la subvención concedida por los Ministerios antes citados, se ha contado con las ayudas económicas aportadas por las siguientes organizaciones, citadas por orden alfabético:

AGROMAN

AZMA, S.A.

CENTRAL NUCLEAR DE ALMARAZ

CENTRAL NUCLEAR DE COFRENTES

CENTRAL NUCLEAR DE TRILLO

CENTRAL NUCLEAR DE VALDECABALLEROS

CENTRAL NUCLEAR DE VANDELLOS

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A.

COMPAÑIA SEVILLANA DE ELECTRICIDAD, S.A.

CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.

DRAGADOS Y COSNTRUCCIONES, S.A.

EMPRESA NACIONAL HIDROELECTRICA RIBAGORZANA.
ENDESA
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.
EUROCONSULT, S.A.
FENOSA
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.
FREYSSINET, S.A.
FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.
HIDROELECTRICA ESPAÑOLA, S.A.
HUARTE Y CIA., S.A.
IBERDUERO, S.A.
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
INTEMAC
OCISA
S.A.E. BBR
TECNOS
TORRAS, S.A.
UNION ELECTRICA, S.A.

Los textos de todas las Comunicaciones presentadas, se recogerán en una publicación especial de la Asociación Técnica Española del Pretensado, que será editada y distribuida, en fecha próxima. Todos los participantes en las Jornadas la recibirán gratuitamente; y el resto, de la edición se pondrá a la venta y podrá ser adquirida por aquéllos a quienes pueda interesar, al precio que oportunamente se anunciará.

La Asociación Técnica Española del Pretensado, desea dejar expresa constancia de su sincero agradecimiento a todos cuantos de una u otra forma han contribuido al desarrollo de estas Jornadas que, confiamos, redundarán en beneficio de la ciencia y la técnica del hormigón en España, objetivo constante de todas nuestras actividades.

CONCLUSIONES APROBADAS

- 1ª— Completar la normativa nacional de hormigón armado y pretensado con la correspondiente a las características particulares de las centrales nucleares. A tal efecto, se propone que el camino más idóneo es solicitar de la Comisión Interministerial, Permanente del Hormigón, la toma en consideración de este tema.
- 2ª— Introducir en las obras de hormigón en general, y en lo que resulte positivo, el concepto de Garantía de Calidad, adoptando la experiencia adquirida en las centrales nucleares en su proyecto, ejecución, control y conservación.
- 3ª— Promover el establecimiento y divulgación del léxico específico relativo a la técnica del hormigón en centrales nucleares.
- 4ª— Resaltar la necesidad de homologar oficialmente los materiales, sistemas, procedimientos y los equipos necesarios.
- 5ª— Promover el desarrollo por las Universidades, de cursos de reciclado para los titulados, en los que se desarrollen temas específicos, por ejemplo: métodos especiales de cálculo, construcción, control, inspección y conservación.
- 6ª— Instar a la Administración y al Consejo de Seguridad Nuclear, para que aliente y promueva la realización de investigaciones en esta materia.

Para el desarrollo de estas Conclusiones, la Asociación Técnica Española del Pretensado, ofrece su incondicional colaboración.

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

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

Entre las actividades que con carácter regular viene desarrollando esta Asociación Técnica Española del Pretensado, destacan, por su interés e importancia, las Asambleas Técnicas Nacionales que, cada tres años, se organizan.

Como quiera que la IX Asamblea había tenido lugar en 1978, en La Coruña, correspondía celebrar la Xª en 1981. Y aun conscientes de que las circunstancias por las que actualmente atraviesa la industria de la construcción en nuestro país no eran las más favorables para la celebración de una reunión de esta naturaleza, se decidió no romper con la tradición y convocar la Asamblea.

La sede para la misma estaba ya, en principio, decidida desde el momento en que, en Coruña, se propuso con carácter formal que la siguiente Asamblea se celebrase en Murcia, entre otras cosas porque se pensaba que, en esa fecha, estarían en marcha las obras de construcción de la autopista Alicante-Murcia. Como es bien sabido, el proyecto de esta autopista ha quedado temporalmente aparcado. Pero, no obstante, el ofrecimiento de los Entes locales murcianos se mantuvo y, después de sopesar detenidamente el asunto y a la vista de las ayudas y facilidades de todo tipo que se nos prometieron, se estimó oportuno aceptar la propuesta y empezar las gestiones y preparativos necesarios para celebrar, en Murcia, esta Xª Asamblea. Los hechos han venido a demostrar, posteriormente, lo acertado de esta decisión; y cuantos han tenido ocasión de participar en las reuniones han expresado su satisfacción por el éxito que, en todos los aspectos, ha supuesto su celebración.

Ya en anteriores ocasiones se ha comentado que estas Asambleas constituyen hitos destacados en la ininterrumpida andadura de nuestra Asociación, por muchos y diferentes motivos, tanto técnicos como humanos.

Por una parte, en cada Asamblea, nos insertamos durante unos días en una Capital distinta del país, conviviendo con los profesionales que en ella residen y que pueden así compartir nuestras actividades y comprender mejor nuestras aspiraciones, nuestras necesidades y nuestras limitaciones; nuestros logros y nuestros fallos; nuestras satisfacciones y nuestras decepciones. En una palabra; nuestro modo de actuar, nuestra VIDA, con todo lo que esta palabra en sí encierra.

Por otra parte, el cúmulo de problemas que, actualmente, a diario hay que resolver, las múltiples actividades que reclaman nuestra atención y a las que, ineludiblemente hemos de dedicar nuestro tiempo, nos impiden disfrutar de esos necesarios momentos de expansión en los que, en agradable compañía con nuestros amigos y compañeros podríamos, en amistosa charla, cambiar impresiones, pedir o dar consejos, estudiar temas que nos son comunes, intercambiar experiencias; en una palabra: CONVIVIR.

Y todo esto es lo que nos proporcionan las Asambleas, durante las cuales, los profesionales residentes en muy distintos y distantes lugares de la geografía del país, personas a quienes no les resulta fácil normalmente encontrarse y hablar, se reúnen, no sólo para aprender y enseñar, sino también, lo que quizás tenga mayor valor, para estrechar relaciones, rememorar tiempos pasados, reafirmar o crear antiguas o nuevas amistades; y ello es siempre agradable y enriquecedor. De ahí el éxito de estas Asambleas y el motivo por el cual son siempre bien acogidas. Nos consta que todos cuantos pueden, aún a costa de algún sacrificio, procuran no dejar de participar en estas reuniones; dato realmente significativo de cómo son valoradas.

Y volvamos al tema que nos ocupa, motivo de este comentario: la Xª Asamblea.

Como en anteriores ocasiones, la A.T.E.P. tiene la obligación de publicar los textos de todas las Comunicaciones presentadas en las Sesiones de Trabajo y que constituyen una documentación de inapreciable valor. Se tenía previsto empezar a publicarlas en el número de "Hormigón y Acero" correspondiente al primer trimestre del presente año. Sin embargo, varios de los Autores, por ineludibles ocupaciones, no han podido entregar los originales a su debido tiempo; lo que nos ha obligado a retrasar esta publicación.

Otro tema inicial que merece comentarse es el relativo a la forma de presentar estos trabajos. Ultimamente, se venía haciendo en un volumen único para tenerlos todos juntos y facilitar su consulta. Sin embargo, el número creciente de Comunicaciones recibidas, ha dado lugar a que este texto único haya llegado a ser tan voluminoso que su manejo resulta realmente incómodo. Así lo han manifestado numerosos Miembros de la Asociación y, atendiendo sus peticiones, se ha decidido publicar los trabajos, agrupados por temas, en sucesivos números de "Hormigón y Acero", empezando en éste, correspondiente al segundo trimestre de 1982.

Y como ya es habitual, como prólogo obligado, se inicia el número con un breve informe general sobre la organización y desarrollo de la Asamblea y de los diversos Actos con tal motivo celebrados.

En el anterior número de "Hormigón y Acero", el 142, se incluyó una rápida y breve reseña de esta Asamblea, como "noticia de alcance"; y en ella se resumían los datos más significativos capaces de dar una idea de lo que estas reuniones habían sido. Pero actividad tan destacada bien merece un comentario más detallado, aunque en él se omitan las referencias ya publicadas.

Empezaremos, como siempre, con los datos relativos a la organización de la Asamblea. Ante la invitación formalmente formulada por iniciativa de los Colegios Profesionales murcianos, y una vez comprobado que, en todos los aspectos, la oferta era favorable, se decidió iniciar los preparativos, para los cuales hemos contado, en todo momento, con las máximas ayudas. Todo han sido facilidades. Nunca podremos saldar la deuda que hemos contraído con cuantos, con verdadero cariño y entusiasmo, nos han prestado su más leal, eficaz y desinteresada colaboración. Como compensación, sólo podemos ofrecerles nuestra eterna y más sincera gratitud. Y con ella ya saben que cuentan. ¡Gracias a todos, Autoridades, Empresas, Colegios Profesionales, etc., en nombre de la Asociación Técnica Española del Pretensado!.

Para el mejor desarrollo de los trabajos, se constituyó un Comité Organizador integrado por los siguientes Miembros:

Presidente:

ARREDONDO VERDU, Francisco.

Vicepresidente:

JODAR MARTINEZ, Juan.

Vocales:

(Citados por orden alfabético)

BARNES MORA, Salvador
GARCIA-BALIBREA MARTINEZ, José
GARCIA PAGAN, Cristobal
HERNANDEZ ALCAZAR, José
MADRID HERRERA, Manuel
MARIN HERNANDEZ, Francisco
MARTINEZ-MOYA ROS, Salvador
MORENO PEREZ, Salvador
NAVARRO MARTINEZ, Pascual
NAVARRO QUERCOP, Antonio
PARRILLA CANOVAS, Juan José
PEREZ MORA, Manuel
PIÑEIRO ABRIL, Rafael
RIVERO ASENSIO, Luis Fernando del
RODRIGUEZ COLMENARES, Fernando

La loable y total dedicación de este Comité a la labor encomendada, permitió resolver todos los problemas que la organización de una Asamblea Técnica de estas características plantea, y planificar con el mayor rigor todos los detalles para que las reuniones se desarrollasen, como ha ocurrido, sin el más mínimo entorpecimiento ni contratiempo.

Como es normal también, se nombró un Comité de Honor de la Asamblea. La relación de las diferentes personalidades, tanto nacionales como locales, que nos honraron aceptando formar parte de dicho Comité, es la siguiente:



Xª Asamblea de la A.T.E.P.
Entrega de la Medalla de la
ATEP a M. Elices.



Entrega de la Medalla de la ATEP a F.J. Manterola Armisen.

Miembros Nacionales del Comité de Honor

(Citados por orden alfabético)

Excmo. Sr. D. Fernando Aguirre de Iraola
Director del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

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

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

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

Excmo. Sr. D. Julio Jiménez Vicente
Director General de Industrias de la Construcción

Prof. Dr. Ingeniero Roger Lacroix
Presidente de la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.)

Excmo. Sr. D. Javier Marquet Artola
Presidente del Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos

Excmo. Sr. D. Alejandro Nieto García
Presidente del Consejo Superior de Investigaciones Científicas

Excmo. Sr. D. Gonzalo Ramírez Gallardo
Director General del Instituto Nacional de Calidad de la Edificación

Excmo. Sr. D. Juan Ruiz Pérez
Director General de Obras Hidráulicas

Excmo. Sr. D. Antonio Vallejo Acebedo
Director General de Arquitectura y Vivienda

Excmo. Sr. D. Manuel de Vicente González
Presidente del Instituto para la Promoción Pública de la Vivienda

Miembros Locales del Comité de Honor

Excmo. Sr. D. Juan Carlos Muñoz-Delgado y Pinto
Capitán General de la Zona Marítima del Mediterráneo

Excmo. Sr. D. Avelino Caballero Díaz
Gobernador Civil de Murcia

Excmo. Sr. D. Andrés Hernández Ros
Presidente del Consejo Regional de Murcia

Excmo. Sr. D. Carlos Collado Mena
Presidente de la Excm. Diputación Provincial de Murcia

Excmo. Sr. D. José María Aroca Ruiz-Funes
Alcalde-Presidente del Excmo. Ayuntamiento de Murcia

Excmo. Sr. D. Gerardo Cruz Jimena
Director Provincial del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, en Murcia

Excmo. Sr. D. Pedro Andújar Naval
Director Provincial del Ministerio de Cultura, en Murcia

Excmo. Sr. D. Manuel Hernández Pagán
Director Provincial del Ministerio de Agricultura, en Murcia

Excmo. Sr. D. Manuel García Ortiz
Director Provincial del Ministerio de Industria, en Murcia

Excmo. Sr. D. Juan Guillamón Álvarez
Delegado del Gobierno en la Confederación Hidrográfica del Segura

Excmo. Sr. D. Antonio García Pagán
Consejero Regional de Territorio, Medio Ambiente, Obras Públicas y Urbanismo

Excmo. Sr. D. Luis Egea Ibañez
Consejero Regional de Agricultura

Excmo. Sr. D. Juan Rosique-Jiménez
Consejero Regional de Industria

Excmo. Sr. D. Jesús Terrer Ortiz
Consejero Regional de Turismo

Excmo. Sr. D. Enrique Escudero de Castro
Alcalde-presidente del Excmo. Ayuntamiento de Cartagena

Excmo. Sr. D. José López Fuentes
Alcalde-Presidente del Excmo. Ayuntamiento de Lorca

Obligado resulta, así mismo, mencionar la generosidad de cuantos han contribuído con sus aportaciones económicas o de otro tipo, a sufragar los gastos extraordinarios que acarrea este tipo de convenciones. Ellos han hecho posible ofrecer, a los participantes en la Asamblea y a sus acompañantes, una serie de agasajos y actividades, al margen de las puramente técnicas, que han contribuído de un modo destacado al mayor éxito de estas Jornadas. Todos ellos, se integraron en un "Comité Patrocinador de la Asamblea", que quedó constituído como a continuación se indica:

Organismos Oficiales:

Excmo. Ayuntamiento de Murcia
Consejo Regional de Murcia
Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Excm. Diputación Provincial de Murcia
Dirección General de Industrias de la Construcción.— Ministerio de Industria y Energía
Instituto de Reforma y Desarrollo Agrario (IRYDA)
Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo



Entrega de la Medalla de la ATEP a G. Aparicio.

Colegios Profesionales:

- Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Murcia.
- Colegio Oficial de Arquitectos de Valencia y Murcia.
- Colegio Oficial de Ingenieros Agrónomos de Murcia.
- Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
- Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos Agrícolas de Murcia.
- Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España, Madrid.
- Delegación Regional del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, en Murcia.
- Delegación Regional del Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas, en Murcia.

Entidades de Ahorro:

- Banco Hispano Americano, Murcia.
- Caja de Ahorros de Alicante y Murcia.
- Caja de Ahorros Provincial de Murcia.
- Caja de Ahorros Rural Provincial, Murcia.



Asamblea de la ATEP, Murcia.
Sesión Inaugural, Presidencia.

Empresas:

Aridos del Mediterráneo.
Centro de Trabajos Técnicos, S.A. (C.T.T.).
C E T E C , Oficina Técnica, S.A.
Dragados y Construcciones, S.A.
Fomento de Obras y Construcciones, S.A.
GARRE Y ROS, S.A.
Hormigones Cartagena.
Hormigones del Segura, S.A.
Hormigones del Sureste, S.A.
Horysu, S.L.
Nueva Montaña Quijano, S.A.
Prensoland, S.A.
Prodecem, S.L.
PRODENASA (Construcciones Pérez Ródenas, S.A.).
SACOP,
S.A. Ferroviál.
VYTOSA.

Como ya se mencionó en la reseña resumida del anterior número de "Hormigón y Acero", la cesión gratuita, por parte de la Dirección de la Caja de Ahorros de Alicante y Murcia, del Salón de Actos del nuevo edificio de sus Oficinas Centrales, para celebrar en él las diferentes Sesiones de la Asamblea, ha resultado fundamental para el normal desarrollo de las reuniones, dadas las excepcionales condiciones de dicho Salón, equipado magníficamente y atendido por un personal altamente calificado y extremadamente amable.

Y dentro de este capítulo de agradecimientos, queremos hacernos eco del unánime sentir de cuantos participaron en la Asamblea, destacando la eficacísima labor desarrollada por las señoritas Lourdes Pérez Carrasco, Margarita Sánchez Garrido y M^a del Carmen Sánchez Palomo, encargadas de la Secretaría de la Asamblea y de la Oficina de Información. Su agradable presencia, su simpatía y amabilidad, han merecido unánimes elogios. Ellas se ocuparon de formalizar las inscripciones, entregar la documentación, atender todo tipo de consultas y, en fin, aclarar dudas y ayudar a resolver todos esos problemas que siempre surgen. Y en verdad, que lo hicieron magníficamente, con total entrega y éxito completo. Quede aquí pública y expresa constancia de nuestra gratitud y sincera felicitación por su ejemplar comportamiento.



Asamblea de la ATEP, Murcia.
Recepción ofrecida por el Alcalde Presidente.

Y entremos ya en el comentario de lo que fue la Asamblea, para lo cual estimamos que lo mejor es incluir a continuación el programa detallado de la misma.



Asamblea de la ATEP,
Premio del Concurso de
Carteles Anunciadores de
la Xª Asamblea a D.F. de
Retes.

Lunes, 16 de noviembre de 1981

Mañana:

9,30 a 12,00:

Formalización de inscripciones y entrega de documentación.

12,00 a 13,30

Solemne Sesión de Apertura de la Asamblea. La Mesa Presidencial está formada por las siguientes personalidades: D. Andrés Hernández Ros, Presidente del Consejo Regional de Murcia; D. José María Aroca Ruiz-Funes, Alcalde-Presidente del Excmo. Ayuntamiento de Murcia; D. Pedro Andújar Naval, Director Provincial del Ministerio de Cultura; D. Juan Rosique-Jiménez, Consejero Regional de Industria; D. Francisco Arredondo Verdú, Presidente de la Asociación Técnica Española del Pretensado, y D. José Antonio Torroja Cavanillas, Vicepresidente de dicha Asociación.

Abierta la Sesión por el Sr. Hernández Ros, cedió la palabra al Vicepresidente de la A.T.E.P., Sr. Torroja, quien después de justificar el programa preparado, comentó el estado actual de la técnica del pretensado y resumió las actividades de la Asociación durante los tres últimos años. El texto de la intervención del Sr. Torroja, se reproduce, más adelante, en este mismo número de "Hormigón y Acero". Finalmente, el Sr. Hernández Ros expresó su satisfacción por haber sido elegida Murcia como sede de estas reuniones, y su deseo de una feliz estancia a todos y de que la Asamblea alcanzase el mayor éxito.

13,30:

Recepción ofrecida por el Alcalde-Presidente del Excmo. Ayuntamiento de Murcia, a todos los participantes en la Asamblea y sus acompañantes. Además del Alcalde, estuvieron presentes otros Miembros de la Corporación Municipal y fue servido un refrigerio. El Acto, que se celebró en los Salones del Hotel Siete Coronas, se desarrolló en un ambiente de gran cordialidad.

Tarde:

16,30 a 18,45:

I SESION DE TRABAJO

Tema I: "Materiales componentes del hormigón pretensado. Trabajos de investigación relacionados con el estudio y aplicaciones de dichos materiales".

Mesa Presidencial:

J. Calavera; J. García Balibrea; J. Manterola y F. Romojaro. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

J. Galindo: "Ensayos para la estimación de la resistencia del hormigón por el método combinado ultrasonidos-esclerómetros".

T. Serrano: "Ensayo a rotura, por esfuerzo cortante, de vigas en T parcialmente pretensadas".

J. J. Arenas: "Resultados provisionales de deformaciones, en un ensayo de carga mantenida realizado sobre vigas pretensas".

C. de la Peña: "Resistencia a esfuerzos repetidos, de los cables-cordón de fabricación nacional".

J. Climent y J.M. Gállico: "Mecanismo de fisuración en los ensayos de corrosión bajo tensión propuestos por la F.I.P."

M. Elices, V. Sánchez Gálvez; J. Planas; A. Mestre y H. Corres: "Comportamiento del hormigón pretensado, a muy bajas temperaturas".

M. del Campo; J. Climent y J.M. Gállico: "Fragilización por hidrógeno, de los alambres y cordones utilizados en hormigón pretensado".

V. Sánchez-Gálvez; M. Elices; J. Royuela y A. Zarabozo: "Protección temporal de aceros de pretensado".

J.M. Morera y G. Ontañón: "Estudio experimental de las pérdidas de pretensado, por rozamiento, de tendones de 800 t (55 cordones de 1/2") en conductos de 135 mm diámetro".

COLOQUIO

18,45 a 19,00 – Descanso.

19,00 a 19,30 – Proyección de documentales.

"Construcción de un depósito, de 80.000 m³ de capacidad, para almacenamiento de G.N.L.", presentado por AUXINI, S.A.

Noche:

21,45:

Cena de confraternización en el restaurante "Karting", ofrecida por los Colegios Profesionales Patrocinadores de la Asamblea.



Asamblea de la ATEP, Murcia.
Mesa Presidencial de la Solemne
Sesión de Clausura.

Martes, 17 de noviembre de 1981:

Mañana:

9,00 a 10,15:

II SESION DE TRABAJO

Mesa Presidencial:

L. Beloqui; M. García Cerdán; F. del Pozo y M. de la Torre. Secretario: R. Piñeiro.

Tema II: "Forjados pretensados".

Comunicaciones:

A. Aguado; A. López; J. Martí y J. Navarro: "Estudio de zunchos de borde en forjados reticulares".

H. Corres y R. Fernández: "La Instrucción E.P.-80 y su incidencia en las Memorias de Autorización de Uso y Fichas de Características Técnicas de los forjados de hormigón pretensado".

J. Jódar; P. Navarro; M. Rodríguez y M. Soler: "Evolución y problemática de los forjados de edificación en la Región de Murcia".

COLOQUIO.

10,15 a 11,15:

Tema III: "Conducciones y tuberías de hormigón pretensado".

Comunicaciones:

J. Bautista: "Proyecto del canal de la margen derecha del Segura".

J. Naranjo: "Hormigón pretensado en tuberías: Normas, procedimientos de fabricación y realizaciones".

G. Aparicio e I. Carrillo de la Orden: "Avería y su reparación, en el Acueducto del Moro".

COLOQUIO

11,15 a 11,30 – Descanso

11,30 a 13,40

III SESION DE TRABAJO

Tema IV: “Normativa sobre hormigón pretensado. Métodos de cálculo. Procedimientos prácticos de aplicación de la normativa vigente”.

Mesa Presidencial:

F. Arredondo; A. Fernández-Bassa; A. Navarro y J.B. Ripoll. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

A.C. Aparicio: “Sobre la conveniencia de limitar, por consideraciones de ductilidad, la cuantía máxima de armadura de flexión en vigas continuas de hormigón armado y hormigón pretensado”.

A.C. Aparicio: “Influencia de la fisuración oblicua, debida a esfuerzo cortante, en la determinación de la carga última de vigas continuas de hormigón armado”.

J.J. Arenas: “Influencia de los estados de autotensión, en la seguridad, frente a rotura por flexión, de vigas continuas de hormigón pretensado”.

J.M. Sancho Aznal: “Recientes avances en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado, mediante las técnicas de elementos finitos”.

M. Elices y V. Sánchez-Gálvez: “El III Simposio de la F.I.P. sobre corrosión bajo tensión en aceros de pretensado”.

J. Murcia y A. Marí: “Diagramas momento-curvatura de secciones de hormigón pretensado a partir de la fuerza de neutralización P_n ”.

F.J. del Pozo Vindel: “Expresiones analíticas para evaluar la fluencia y retracción, acuerdo con la Instrucción E.H.-80”.

COLOQUIO

Tarde:

16,30 a 18,45:

IV SESION DE TRABAJO

Tema IV: “Normativa sobre hormigón pretensado. Métodos de cálculo. Procedimientos prácticos de aplicación de la normativa vigente”. (Continuación).

Mesa Presidencial:

F. Cabezas; R.M. Guitart; J. Pellón y J.M. de la Peña. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

A. Aguado; A. Marí y E. Penón: “Análisis de estructuras de hormigón, frente a acciones directas e indirectas, teniendo en cuenta la no linealidad del material.

F. da Cunha: “Discretización de rigideces a torsión, en emparrillados”.

E. González Valle: “Interrogantes que plantea el cálculo de secciones compuestas”.

R. del Cuvillo: “Nuevo Manual de la A.T.E.P. sobre “Conservación de obras pretensadas”.

F. da Cunha: “Efectos locales del pretensado en tableros continuos”.

A. Samartín, y G. Gutiérrez: “Análisis elastoplástico de estructuras porticadas, con grandes movimientos”.

A. Marí y J. Murcia: "Análisis de estructuras de hormigón armado y de hormigón pretensado, en teoría de segundo orden".

E. Blanco; J. Oliver; B. Suárez y E. Oñate: "Método híbrido (numérico-experimental) para el análisis de estructuras en modelo reducido".

COLOQUIO

18,45 a 19,00 – Descanso.

19,00 a 19,30 – Proyección de documentales.

– "Nuevas técnicas para la fabricación de viguetas pretensadas", presentado por PREN - SOLAND, S.A.

– "Cubierta del Parque de Carbones de ENDESA, en Puentes de García Rodríguez", presentado por ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.

NOTA:

Durante este día, los acompañantes participaron en una excursión, de jornada completa, incluido almuerzo en ruta, por diversos lugares pintorescos de los alrededores de la Capital, con visita a varios talleres de artesanía.

Miércoles, 18 de noviembre de 1981

Mañana:

9,00 a 11,00:

V SESION DE TRABAJO.

Tema V: "Realizaciones".

Mesa Presidencial:

G. Aparicio; R. del Cuvillo; J. López Albaladejo y A. Ramírez. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

M. Burón y A. Ortiz: "Realizaciones de edificios industrializados, mediante piezas prefabricadas de hormigón pretensado".

A. González Serrano: "El pretensado empleado en patología como elemento compensador de las cargas externas".

C. Barredo: "Refuerzos realizados últimamente y presentación del nuevo sistema de anclaje C.G.C."

J. Jódar, P. Navarro; M. Rodríguez y M. Soler: "Historia resumida de las realizaciones en hormigón pretensado, en la Región de Murcia".

J.J. Arenas: "Ensanche de los puentes de Larraga, Berbinzana y Miranda, sobre el río Arga (Navarra).

J.J. Arenas: "Concepción y diseño del paso superior sobre la Autovía de los Pirineos, en Zaragoza".

A.C. Aparicio: "Algunas conclusiones sobre el comportamiento teórico, en estados avanzados de carga, del paso superior sobre la Autovía de los Pirineos, en Zaragoza".

A.C. Aparicio: "El puente sobre el río Cauca, en Cali (Colombia)".

COLOQUIO

11,00 a 11,20 – Descanso.

11,20 a 13,30

VI SESION DE TRABAJO

Tema V: "Realizaciones" (Continuación).

Mesa Presidencial:

J.J. Arenas; A. Nieto; M. Pérez Mora y J.A. Torroja. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

J. Merino: "El pretensado en la cubierta metálica del Parque de Carbones de ENDESA, en Puentes de García Rodríguez".

A. Vives: "Proyecto del sistema postensado del edificio de contención de la central nuclear de Ascó (Tarragona)".

A. Vives: "Realización del sistema postensado del edificio de contención de la central nuclear de Ascó (Tarragona)".

J.I. Rodríguez Mira: "Traviesas de hormigón pretensado para ferrocarril".

J. Pellón: "Construcción por empuje, de un acueducto, en hormigón pretensado, constituido por dovelas".

C. Siegrist: "Puente de ferrocarril en Guadarranque (Cádiz)".

F. Da Cunha: "Pasos superiores en el tramo Pontevedra Sur-Rande, de la Autopista del Atlántico".

M. Juliá: "Puente de ferrocarril, sobre el río Cadagua".

COLOQUIO

Tarde:

16,30 a 18,40:

VII SESION DE TRABAJO

Tema V: "Realizaciones" (Continuación).

Mesa Presidencial:

F. Aguirre; M. Elices; J. García León y J.J. Parrilla. Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

R. Merino: "Cubeta de seguridad, pretensada, de un depósito de 10.000 t para amoníaco líquido".

J.L. Rivas: "Hipótesis de diseño que deben considerarse en proyectos de almacenamientos criogénicos, y su aplicación a un depósito de 80.000 m³ de capacidad".

F. del Pozo Frutos y F.J. del Pozo Vindel: "Tres puentes de hormigón pretensado".

C. Fernández Casado; J. Manterola y L. Fernández Troyano: "Puente atirantado sobre el embalse Barrios de Luna (León)".

C. Fernández Casado; J. Manterola y L. Fernández Troyano: "Autopista urbana de Buenos Aires".

R. Chueca: "El puente de Rontegui sobre la ría de Bilbao".

J.M. Villar: "Puentes en la variante de la Cuesta de Silva (Gran Canaria)".

A. Vives: "Promoción de las Jornadas sobre centrales nucleares".

COLOQUIO

18,40 a 19,00 – Descanso

19,00 a 19,30

Solemne Sesión de Clausura, presidida por el Excmo. Sr. Gobernador Civil de Murcia, D. Avelino Caballero. En la mesa le acompañaban los siguientes Señores, citados por orden alfabético: D. Francisco Arredondo, Presidente de la A.T.E.P.; D. Francisco Artés, Primer Teniente Alcalde del Excmo. Ayuntamiento de Murcia; D. Gerardo Cruz, Director Provincial del M.O.P.U., en Murcia; D. Antonio García Pagán, Consejero Regional de Territorio, Medio Ambiente, Obras Públicas y Urbanismo; D. Juan Jódar, Vicedecano del Colegio de Ingenieros de Caminos de Murcia; D. Juan José Parrilla, Decano del mismo Colegio; D. Rafael Piñeiro, Vocal Secretario de la A.T.E.P., y D. José Antonio Tororja, Vicepresidente de la A.T.E.P.

Abierta la Sesión, el Presidente cedió la palabra al Vocal Secretario de la A.T.E.P., quien dió lectura al Acta de la reunión celebrada por la Comisión encargada de asignar las "Medallas de la A.T.E.P.". Conforme al acuerdo adoptado en dicha reunión, las tres Medallas correspondientes se otorgaron a los Señores: D. Ginés Aparicio, D. Manuel Ellices y D. Francisco Javier Manterola.

A continuación, el Vocal Secretario dió lectura al Acta en el que se recoge el fallo del Jurado encargado de asignar los premios correspondientes al Concurso convocado para seleccionar el Cartel anunciador de la Asamblea. El primer premio se concedió al trabajo presentado con el lema "Homenaje a Barredo I", del que resultó ser autor D. Fernando de Retes Aparicio. Se otorgaron también dos menciones honoríficas. La primera a D. Vicente Martínez Gadea y D. Severo Almansa, por el cartel presentado bajo el lema "X"; y la segunda, a D. Vicente Conesa Ferrí, por el trabajo presentado con el lema "Piscis". Seguidamente, el Presidente de la A.T.E.P., Sr. Arredondo, pronunció el discurso de Clausura, cuyo texto se publicará al final de los correspondientes a las diversas Comunicaciones presentadas a la Asamblea.

Cerró el Acto el Excmo. Sr. Gobernador Civil de Murcia quien, después de desear a todos, que hubiesen sacado el mayor provecho de estas Jornadas y que su estancia en Murcia les permitiese llegar a conocerla lo suficiente para encariñarse con ella y no olvidarla, declaró clausurada la Xª Asamblea de la Asociación Técnica Española del Pretensado.

Noche:

21,45:

Cena de Clausura ofrecida por el Consejo Regional y la Excma. Diputación Provincial de Murcia, a todos los participantes en la Asamblea y sus acompañantes, en el Hotel "Siete Coronas", y entrega de las Medallas de la A.T.E.P. y del premio del Concurso de Carteles anunciadores de la Asamblea.

NOTA:

En la mañana de este día, los acompañantes hicieron un recorrido, en autobús, por la Ciudad, en el curso del cual visitaron: La Catedral, el Museo de Salzillo y el Santuario de la Fuensanta.

Observación:

Cuando una Comunicación ha sido preparada por varios Autores, aparecen en letra bastardilla el nombre del que la presentó en la Sesión correspondiente.

Jueves, 19 de noviembre de 1981

9,30:

Excursión, de jornada completa, por la zona de Lorca. Los Asambleistas visitaron las obras del Canal de la Margen Derecha del Segura, y los acompañantes varias Ciudades de la zona, fábricas de cerámica, alfombras, bordados, etc.

El almuerzo, ofrecido por la Empresa DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A., tanto para los Asambleistas como sus acompañantes, se celebró en el Bar Cándido, de Lorca, expresamente reservado al efecto. Después, se visitaron diversos Monumentos de Lorca, regresándose a Murcia a última hora de la tarde.

Viernes, 20 de noviembre de 1981

9,30:

Excursión, de jornada completa por la zona de Cartagena. Los Asambleistas visitaron las obras del Canal de la Margen Izquierda del Segura, y los acompañantes, la Ciudad y Puerto de Cartagena, y el Puerto Deportivo "Tomás Maestre", en la Manga del Mar Menor.

El Almuerzo, para todos los participantes en las excursiones de este día, se celebró en el Club Náutico de "Los Nietos", ofrecido por la Empresa SACOP. A continuación, después de un recorrido turístico por la zona, se regresó a Murcia; dándose por concluidos, los Actos organizados con motivo de esta Xª Asamblea de la A.T.E.P.

* * *

De la lectura del programa que queda reseñado se deduce el extraordinario interés, en todos los aspectos, de esta Asamblea, aunque siempre es difícil concretar, en unas pocas páginas, todo lo que la misma ha supuesto. Quizás la muestra más clara del favorable resultado conseguido, la constituyan las felicitaciones recibidas de quienes han participado en las reuniones y que, unánimemente, al término de ellas, han expresado su satisfacción por el elevado nivel técnico de las Sesiones y por el cúmulo de agasajos y atenciones recibidas.

No obstante, y procurando como siempre que, en estas reseñas, prime la objetividad sobre las apreciaciones subjetivas, queremos hacer constar el quizás único aspecto negativo que cabe señalar y que consiste en el escaso tiempo asignado a los Autores para la presentación de sus Comunicaciones. Evidentemente, resulta lamentable; pero el problema es de difícil solución. Cada vez son más los trabajos que se presentan. Y como el número de días dedicados a las Sesiones Técnicas, de acuerdo con las diversas consultas realizadas, parece que no debe ser superior a tres, que son los que en la actualidad, y desde hace años, se vienen programando, ya se comprende que este defecto no hay quien lo elimine. Quedamos en espera de vuestras sugerencias y propuestas con este tema.

Por lo demás, poco queda por comentar. En esta época de evidente crisis, en este ambiente difícil en que se mueve la industria de la construcción, poder contar con tantas colaboraciones como son imprescindibles para desarrollar dignamente una actividad de la magnitud, de estas Asambleas, supone para los organizadores, para la Junta de Gobierno y, en definitiva para todos los Miembros de nuestra Asociación, una inmensa satisfacción por lo que representa de compenetración, de cariño a la A.T.E.P., de identificación con sus actuaciones, de apoyo a la labor que se lleva a cabo. Y esto es a lo máximo a que cualquier Asociación técnica puede aspirar.

Para terminar, quisiéramos subrayar dos cosas. En primer lugar, que en esta ocasión no ha quedado fijada la sede para la próxima Asamblea, que deberá celebrarse en 1984. Se han barajado dos posibilidades: Santander y Palma de Mallorca. Pero no se ha llegado a un acuer-

do definitivo y es un tema que dejamos sometido a vuestra consideración. Esperamos vuestras propuestas, que serán estudiadas con el mayor cariño y atención.

Finalmente, no queremos cerrar esta reseña sin dejar nuevamente pública y expresa constancia de nuestro más sincero agradecimiento a cuantos, con una clara muestra de dedicación y entrega han hecho posible, una vez más, que nos sintamos orgullosos ante la evidente prueba de que la Asociación Técnica Española del Pretensado, después de sus 32 años de existencia, mantiene una envidiable vitalidad y sigue su ininterrumpida marcha ascendente en beneficio de la técnica a cuyo perfeccionamiento, progreso y difusión, en virtud de sus disposiciones estatutarias, se viene dedicando, con el mayor entusiasmo, gracias a la inestimable ayuda de todos vosotros, de todos sus Miembros.

Y ahora ya, a continuación, se inicia la publicación de los textos completos de todas las interesantes Comunicaciones que han sido presentadas en las diferentes Sesiones de nuestra Xª Asamblea Técnica Nacional.

* * *

PUBLICACION ESPECIAL DE LA A.T.E.P.

La Asociación Técnica Española del Pretensado (A.T.E.P.), está preparando una publicación, de más de 500 páginas, con numerosas figuras, en la que se recogen los textos completos de las cuarenta Comunicaciones presentadas en el curso de las Jornadas que sobre "Técnicas del hormigón armado y pretensado en centrales nucleares", celebró el pasado mayo y en las que se estudiaron los siguientes temas:

- Normativa y requisitos básicos del proyecto.
- Proyecto.
- Materiales y sistemas de pretensado.
- Control y garantía de calidad: a) del proyecto; b) de los materiales y equipos; c) de la ejecución.
- Recepción de la obra, vigilancia y mantenimiento, y
- Realizaciones.

Esta publicación será puesta a la venta en el segundo semestre del presente año, al precio de 3.000,- ptas. cada ejemplar. Pero a aquellos que cursen su pedido y hagan efectivo su importe antes del 30 del próximo mes de setiembre, se les aplicará un descuento especial de "pre-publicación", equivalente al 25% del importe antes citado, es decir, que deberán abonar 2.250,- ptas., únicamente.

Los interesados, deberán dirigir sus pedidos a:

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
Apartado 19.002
MADRID-33

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

José Antonio Torroja
Vicepresidente de la A.T.E.P.

Hace años, hace ya muchos años, la entonces Asociación Española del Hormigón Pretensado, hoy Asociación Técnica Española del Pretensado, tomó la decisión de salir de su sede en Madrid para recorrer nuestra geografía con el entonces un tanto incipiente mensaje del pretensado, difundiéndolo a través de sus Asambleas Nacionales. Y así, la A.T.E.P. estuvo presente, sucesivamente, en Madrid, Barcelona, Bilbao, Valencia, Sevilla, Canarias y La Coruña. Y allí fue donde un grupo de ingenieros y constructores murcianos propuso a la A.T.E.P. que eligiese esta Capital como futuro centro donde desarrollar las actividades de su próxima Asamblea; idea que, recogida con verdadero cariño y entusiasmo por las Autoridades y Organismos locales, Colegios profesionales e industria de la construcción, nos ha llevado, en esta peregrinación trianual, a dar con nuestros huesos, ya maduros pero, yo diría, cada vez más fuertes y jóvenes, en esta bella capital murciana, bañada por el Segura cuyas aguas se ven ya cruzadas por numerosos puentes de hormigón pretensado.

A decir verdad, no son fáciles los tiempos actuales para la industria del pretensado. La crisis económica por la que atravesamos, crisis que se hace notar, no solamente dentro sino también fuera de nuestras fronteras, ha conducido a una fuerte reducción de la actividad constructiva, que se ha hecho notar, de forma especialmente intensa, en el campo de las grandes obras públicas.

Hemos visto con pena, en los últimos años, desaparecer, o reducir drásticamente su actividad, a empresas dedicadas específicamente al pretensado; y las dificultades por las que atraviesa, en todas sus facetas, la industria de la construcción, están bien patentes.

Pero es precisamente en los momentos difíciles, cuando una idea demuestra claramente su validez; y hoy día, la idea del pretensado se ha introducido de tal forma en el mundo de la construcción, que se ha convertido, a pesar de las dificultades, en una técnica insustituible e imprescindible en la realización de las grandes obras de ingeniería estructural.

Y una buena demostración de este aserto la constituye el hecho de que es a esta Asamblea a la que, a pesar de la situación comentada, se ha presentado un mayor número de comunicaciones, que alcanza la cifra de 54. Realmente, hemos de pensar, si el número de comunicaciones, como todos deseamos, sigue aumentando, en pasar de tres a cuatro días de Sesiones Técnicas, en futuras Asambleas, para dar mayor extensión y profundidad a las exposiciones y discusiones correspondientes.

Quizás y como no hay mal que por bien no venga, esta situación lo que sí ha producido es una mayor intensificación en el interés por la investigación y la normativa. Basta con consultar la relación de comunicaciones, para comprobar que es grande el número de interesantes trabajos que se nos van a presentar, proponiendo nuevos o perfeccionados métodos de cálculo, ajustados a las prescripciones de la recientemente aprobada, con carácter oficial y obligatorio, E.P.-80; trabajos basados en cuidadosos estudios y una amplia labor experimental. Tampoco faltan ponencias referentes a aspectos concretos de la mencionada Instrucción; unos, tendentes a aclarar conceptos en ella expuestos que pueden prestarse a equivocadas interpretaciones, dada la lógica brevedad y concisión con que la Instrucción los recoge; otros, exponiendo las dificultades con que en la práctica se tropieza cuando se trata de aplicarlos a casos concretos, y otros, en fín, criticando algunos apartados y proponiendo soluciones alternativas para su modificación.

Estimamos que todo ello es sano y habrá de resultar altamente instructivo. Nadie puede dudar que la Instrucción debe ser un texto vivo, sujeto a revisión y que, realmente, hay temas que necesitan un mayor estudio y que pueden ser perfeccionados. Si los trabajos que se nos van a presentar nos permiten aclarar ideas y dar a algunos de los problemas que indudablemente aún no están perfectamente resueltos, soluciones más acertadas, más ajustadas a la realidad del comportamiento estructural de los materiales que manejamos, habremos logrado cubrir uno de los más importantes objetivos que, con la celebración de esta Asamblea, nos proponemos alcanzar. Y estamos seguros de que así habrá de ser, puesto que lo mismo ha ocurrido en anteriores ocasiones.

Y en fín, antes de terminar, es de justicia mostrar desde aquí nuestro más sincero agradecimiento hacia quienes han hecho posible, con su interés, su dedicación y su apoyo, el que esta Asamblea se haya podido desarrollar en esta acogedora Capital. Al Consejo Regional de Murcia; a su Excm. Diputación; a los Excmos. Ayuntamientos de Murcia, Cartagena y Lorca; a los Colegios profesionales de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de Arquitectos, de Ingenieros Agrónomos, de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas, Agrícolas y Arquitectos Técnicos; a las empresas colaboradoras cuyos nombres figuran en el programa de la Asamblea; y, en fín, a las Entidades de Ahorro y, muy en especial, a la Caja de Ahorros de Alicante y Murcia, que ha puesto a nuestra disposición esta magnífica Sala.

A todos ellos, nuestro agradecimiento y satisfacción por habernos proporcionado la oportunidad de desarrollar aquí nuestra Asamblea, un tanto alejados, para muchos de nosotros de nuestras actividades y ocupaciones cotidianas. Siempre he pensado que uno de los mayores intereses en la organización de Congresos, Simposios, etc., está, no tanto en proporcionar un foro para la exposición y discusión de una problemática técnica, como en la posibilidad de ofrecer un marco de contactos personales, de conocimiento de otras gentes, de otras culturas, de otras costumbres, de una relación humana, al fín y al cabo, que la complejidad de la vida actual nos hace abandonar con demasiada frecuencia.

Estoy plenamente convencido de que aquí, en Murcia, encontraremos durante estos días ese ambiente propicio para esta relación y este contacto; lo que nos permitirá concluir con éxito, estoy seguro, los trabajos de esta Xª Asamblea.

Ensayos para la estimación de la resistencia del hormigón por el método combinado ultrasonidos esclerómetro

Jesús Galindo Andújar. Ingeniero de Caminos.

Laboratorio Central de Estructuras y Materiales

1. INTRODUCCION

En los últimos años diferentes investigadores están discutiendo los sistemas de control de calidad de estructuras de hormigón basados en el ensayo a los 28 días de probetas compactadas y curadas en unas condiciones normalizadas. En contra de este sistema se argumenta, entre otras cosas, que las probetas ensayadas en estas condiciones, no son representativas del hormigón que existe realmente en la estructura terminada, ya que se omiten los efectos de las etapas posteriores de transporte, puesta en obra, compactación y curado in-situ.

Por ello, se ha puesto de actualidad el problema de la estimación de la resistencia final alcanzada en una estructura de hormigón terminada.

La combinación de métodos no destructivos para estimar resistencias de hormigones sólo quedaría justificada si, como se deduce de investigaciones llevadas a cabo principalmente por el Dr. Facaoaru en Rumanía, es posible con ellos obtener mejores precisiones que las conseguidas a través de correlaciones simples aplicando los métodos no destructivos componentes por separado.

Recientemente, por iniciativa de la Comisión 43-CND de la RILEM, de la que formo parte, se ha realizado una encuesta a 32 especialistas representantes de 17 países miembros, sobre la utilización de métodos combinados no destructivos para estimar resistencias de hormigones. Los resultados han revelado que la combinación velocidad ultrasónica longitudinal índice esclerométrico es con mucha diferencia (70 por 100 de las respuestas) la más popular por la rapidez, precisión y economía con que puede ser utilizada in-situ. Dicha Comisión está a punto de finalizar sus trabajos publicando unas Recomendaciones RILEM sobre este método.

El Laboratorio Central de Estructuras y Materiales a la vista de estos hechos ha realizado una serie de ensayos destinados a evaluar la eficacia de este método combinado y para poner a punto su aplicación práctica sobre los hormigones más utilizados en la construcción en nuestro país.

NOTA DE LA REDACCION

Se inicia aquí la publicación de los textos de las Comunicaciones presentadas a la Xª Asamblea, agrupadas por Temas. Se continuará en los números sucesivos de "Hormigón y Acero", con el propósito de que, en los dos números restantes correspondientes al presente año 1982, quede completada, siempre que lo permitan las limitaciones de espacio impuestas por el volumen máximo que puede alcanzar la Revista.

2. DESCRIPCION DEL METODO

El método combinado está basado en una correlación múltiple existente entre dos medidas no destructivas: la velocidad ultrasónica longitudinal y el índice esclerométrico, por un lado, y la resistencia a compresión del hormigón, por otro.

Para la aplicación del método se han seguido dos fases en la investigación:

- A) Establecer para un cierto hormigón de referencia un sistema de curvas equi-resistentes en unos ejes velocidad ultrasónica longitudinal-índice esclerométrico.
- B) Obtención de coeficientes de influencia para corregir las resistencias obtenidas con el gráfico anterior, cuando el método se aplica a hormigones cuya composición difiere en alguno de sus parámetros de la del hormigón de referencia.

3. OBTENCION DE LAS CURVAS EQUI-RESISTENTES

Estas curvas son válidas sólo para un hormigón de referencia. Este queda definido por una serie de parámetros fijos de su composición, que se consideran como valores medios de uso corriente en las construcciones realizadas en nuestro país.

En nuestros ensayos hemos adoptado el siguiente hormigón de referencia:

- Tipo de cemento PA-350
- Dosificación 300 Kg/m³
- Tipo de áridos Silíceo rodado
- Fracción de finos entre 0 y 1 mm 20 por 100
- Tamaño máximo del árido 30 mm.
- Aditivos Ninguno

Manteniendo fijos estos valores se fabricaron 90 probetas cúbicas de 15 cm de arista, agrupadas en 30 series de 3 probetas idénticas.

Los factores que se variaron para diferenciar dichas series fueron:

- A). Condiciones de curado. Las probetas se curaron bajo cinco diferentes condiciones de humedad y temperatura:
 - a) 85 por 100 HR T 20 ± 2°C hasta el día del ensayo.
 - b) 55 por 100 HR T 20 ± 2°C hasta el día del ensayo.
 - c) 30 por 100 HR T 30 ± 2°C hasta el día del ensayo.
 - d) Bajo agua hasta el día del ensayo.
 - e) 14 días bajo agua y 14 días bajo las condiciones b).
- B) Edad de las probetas (7, 14, 28, 60 días).
- C) Compactación (Picado, Apisonado, Vibrado).
- D) Relación agua/cemento (0,5; 0,6; 0,7; 0,8).

3.1 Determinación del índice esclerométrico

En cada una de las dos caras opuestas de las probetas cúbicas, y en los 9 puntos señalados en la Fig. 1, se obtenían las correspondientes lecturas del índice de rebote. A continuación se calculaba la media de estas 18 lecturas.

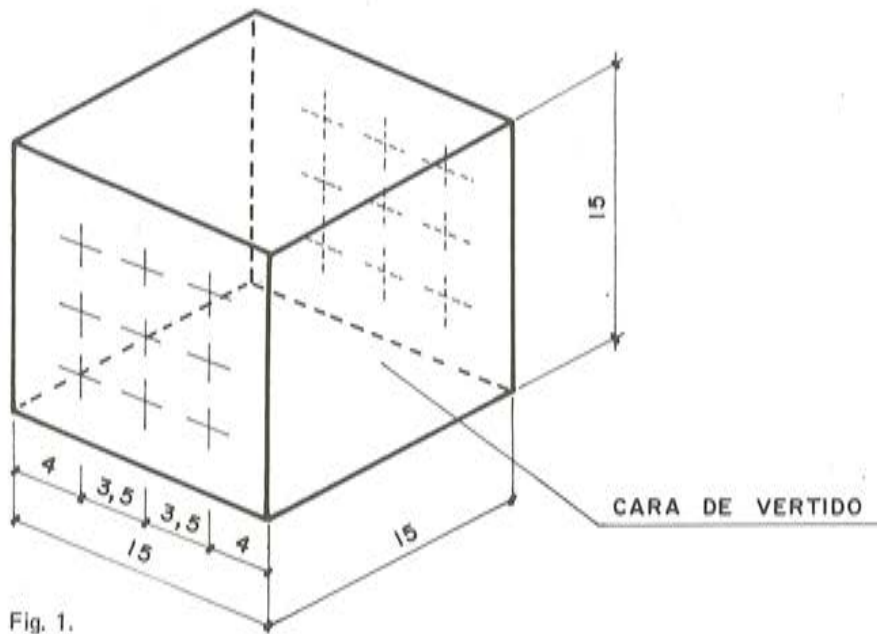


Fig. 1.

Los valores que diferían más de 4 unidades de esta media inicial se rechazaban y se definía el índice esclerométrico de la probeta como la media de los restantes valores considerados como válidos.

Durante este ensayo las probetas estaban sometidas a una presión constante en prensa de 10 Kg/cm^2 .

El esclerómetro utilizado fue el Schmidt tipo N.

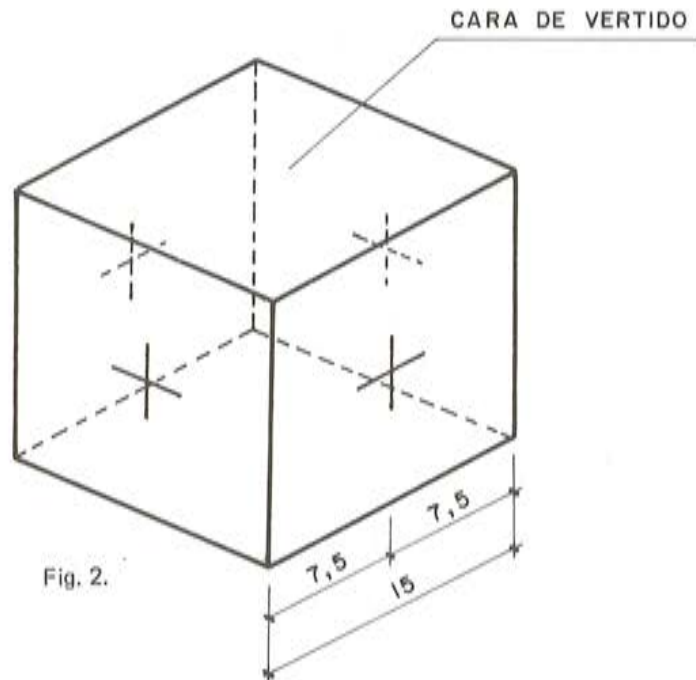


Fig. 2.

3.2 Determinación de la velocidad ultrasónica longitudinal

En cada probeta se media el tiempo de tránsito de los ultrasonidos según dos direcciones perpendiculares a la de vertido, en los puntos señalados en la Fig. 2. Las medidas se repetían tres veces en cada posición de los transductores.

La velocidad ultrasónica longitudinal correspondiente a cada probeta se calculaba como media de las 6 lecturas de tiempos de tránsito, una vez descartados los valores que diferían en más del 5 por 100 de la media inicial.

El aparato ultrasónico digital utilizado fue un STEINKAMP BP III con una precisión de 0,1 microsegundos y una frecuencia de los transductores de 50 KHZ.

Como acoplante se utilizó vaselina.

3.3 Determinación de la resistencia a compresión experimental

Una vez efectuadas las medidas no destructivas ya reseñadas, se procedía a la rotura de cada probeta cúbica en una prensa convencional de 150 T. de capacidad máxima de carga. La velocidad de carga se regulaba para que la rotura se produjera en un tiempo superior siempre a los 2 minutos.

3.4 Gráfico de curvas equi-resistentes

Los resultados experimentales obtenidos en cada serie de tres probetas idénticas (media de la velocidad ultrasónica longitudinal, del índice esclerométrico y de la resistencia a compresión en prensa), así como los factores variados que las definen, se recogen en la Tabla I.

Estos mismos resultados se representaron gráficamente en unos ejes coordenados llevando en abscisas la velocidad ultrasónica longitudinal y en ordenadas el índice esclerométrico.

EDAD EN DIAS	CONDIC. DE CURADO	A/C	COMPACTACION	DENSIDAD (Kg/dm ³)	V (m/s)	N (div)	R _c (exp) (kg/cm ²)	R _c (Calc) (kg/cm ²)	C _R (%)
7	1ª	0,6	P-A	2,39	4151	28	226	212	- 6
"	2ª	0,6	P-A	2,39	4112	28	211	210	0
"	3ª	0,6	P-A	2,39	4137	29	222	224	1
"	1ª	0,8	P	2,33	3775	21	86	104	21
"	2ª	0,8	P	2,33	3512	22	84	86	3
"	3ª	0,8	P	2,33	3649	22	88	99	12
14	1ª	0,5	V-10"	2,41	4510	36	344	393	14
"	2ª	0,5	V-10"	2,41	4347	34	347	326	- 6
"	3ª	0,5	V-10"	2,41	4409	36	346	360	4
"	1ª	0,7	P-A	2,36	4067	27	169	186	10
"	2ª	0,7	P-A	2,36	3813	27	164	150	- 9
"	3ª	0,7	P-A	2,36	3900	27	171	163	- 5
"	1ª	0,5	P-A	2,40	4424	35	336	359	7
"	2ª	0,5	P-A	2,40	4391	35	317	343	8
"	3ª	0,5	P-A	2,40	4426	36	339	372	10

NOMENCLATURA:

1ª 85 % Humedad rel . Temp. 20±2°C
 2ª 55 % " " " " "
 3ª 30 % " " Temp. 30±2°C
 4ª Sumergidas en agua
 5ª 14 Días sumergidos en agua y 14 días según la condición 2ª

P - PICADO
 A - APISONADO
 V - VIBRADO

TABLA I. HORMIGON DE REFERENCIA

EDAD EN DIAS	CONDIC. DE CURADO	A/C	COMPACTACION	DENSIDAD (Kg/dm ³)	V (m/s)	N (div)	R _C (exp) (Kg/cm ²)	R _C (Calc.) (Kg/cm ²)	C _R (%)
14	4 ^a	0,6	P-A	2,39	4389	27	282	249	- 12
28	2 ^a	0,6	P-A	2,39	4279	34	352	304	- 13
"	4 ^a	0,6	P-A	2,39	4503	31	322	326	1
"	1 ^a	0,6	P-A	2,39	4263	32	308	262	- 8
"	2 ^a	0,6	P-A	2,39	4120	30	274	228	- 17
"	3 ^a	0,6	P-A	2,39	4208	32	278	260	- 4
"	1 ^a	0,8	P	2,33	3873	26	144	144	0
"	2 ^a	0,8	P	2,33	3718	26	133	123	- 8
"	3 ^a	0,8	P	2,33	3707	27	131	138	4
60	1 ^a	0,5	V-10"	2,41	4618	39	438	474	8
"	2 ^a	0,8	V-10"	2,41	4474	36	410	387	- 6
"	3 ^a	0,5	V-10"	2,41	4463	39	408	418	2
"	1 ^a	0,7	P-A	2,36	4083	32	239	240	0
"	2 ^a	0,7	P-A	2,36	3879	29	193	179	- 7
"	3 ^a	0,7	P-A	2,36	3953	33	210	225	7

NOMENCLATURA :

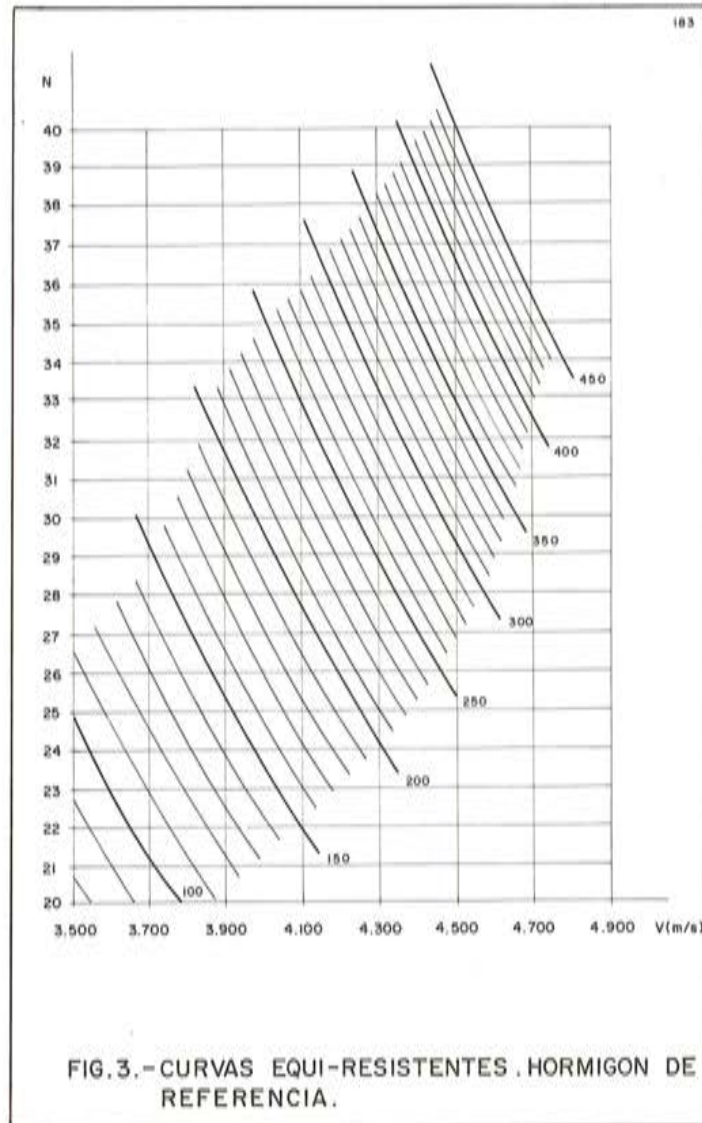
- 1^a 85 % Humedad rel. Temp. 20± 2°C
- 2^a 85 % " " " " "
- 3^a 30 % " " Temp. 30± 2°C
- 4^a Sumergidas en agua
- 5^a 14 Dias sumergidas en agua y 14 dias segun la condición 2^a

- P - PICADO
- A - APISONADO
- V - VIBRADO

TABLA II - HORMIGON DE REFERENCIA . RESISTENCIA A COMPRESION

V(m/s) \ N	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
3.500	76	86	96	106	-	-	-	-	-	-	-
3.550	80	90	101	112	-	-	-	-	-	-	-
3.600	84	95	106	117	129	-	-	-	-	-	-
3.650	88	100	111	123	135	-	-	-	-	-	-
3.700	93	104	117	129	142	-	-	-	-	-	-
3.750	97	110	122	136	149	163	-	-	-	-	-
3.800	102	115	128	142	156	171	-	-	-	-	-
3.850	107	120	134	149	164	179	194	-	-	-	-
3.900	-	126	141	156	171	187	203	-	-	-	-
3.950	-	132	147	163	179	196	212	230	-	-	-
4.000	-	138	154	171	187	205	222	240	-	-	-
4.050	-	144	161	178	196	214	232	251	-	-	-
4.100	-	-	168	186	205	223	243	262	-	-	-
4.150	-	-	176	194	214	233	253	274	294	-	-
4.200	-	-	183	203	223	243	264	286	307	-	-
4.250	-	-	191	212	233	254	276	298	320	-	-
4.300	-	-	-	221	242	265	287	310	334	358	-
4.350	-	-	-	230	253	276	299	323	348	373	-
4.400	-	-	-	239	263	287	312	337	362	388	-
4.450	-	-	-	-	274	299	325	351	377	404	431
4.500	-	-	-	-	285	311	338	365	392	420	449
4.550	-	-	-	-	296	324	351	379	408	437	467
4.600	-	-	-	-	-	-	365	394	424	455	485
4.650	-	-	-	-	-	-	379	410	441	472	504
4.700	-	-	-	-	-	-	-	426	458	491	524

Mediante un programa de ordenador se dibujó la familia de curvas equi-resistentes de ecuación general $R = av^b n^c$, que minimiza las distancias entre los puntos experimentales obtenidos y los estimados con dicha fórmula (Fig. 3).



A través de este gráfico se obtuvieron de forma numérica los resultados recogidos en la Tabla II de doble entrada.

4. OBTENCION DE ALGUNOS COEFICIENTES DE INFLUENCIA

Los coeficientes de influencia se aplican para estimar resistencias de hormigones cuya composición difiere en alguno de sus parámetros de los que definen el hormigón de referencia, mediante la fórmula $R_H = R_r C_i$, siendo:

R_H : Resistencia a compresión del hormigón ensayado.

R_r : Resistencia a compresión del hormigón de referencia deducida con los valores no destructivos (V_L y n) y obtenida del gráfico de curvas equi-resistentes.

C_t : Coeficiente total de influencia.

Este coeficiente C_t se obtiene, suponiendo válido el principio de superposición de efectos, mediante la siguiente fórmula:

$$C_t = C_c D_d C_a C_\phi C_f C_m, \text{ siendo}$$

C_c : Coeficiente parcial de influencia del tipo de cemento.

C_d : Coeficiente parcial de influencia de la dosificación de cemento.

C_a : Coeficiente parcial de influencia del tipo de árido.

C_ϕ : Coeficiente parcial de influencia del tamaño máximo del árido.

C_f : Coeficiente parcial de influencia de finos de 0 a 1 mm.

C_m : Coeficiente parcial de influencia del tipo de aditivo utilizado.

El Laboratorio Central ha efectuado un programa de ensayos experimentales para determinar una serie de coeficientes parciales de influencia C_i que puedan ser aplicados cuando la composición del hormigón sea conocida.

Para ello se han ensayado series de 9 probetas cúbicas de 15 cm de arista hormigonadas con la misma amasada. La composición de este hormigón era la misma que la de referencia, excepto en el parámetro cuya influencia se pretendía cuantificar.

Paralelamente se preparaba una serie de 9 probetas con la composición del hormigón de referencia que se ensayaban al mismo tiempo.

Todas las probetas se curaron y compactaron en condiciones standard (90 ± 5 por 100 HR; $20 \pm 2^\circ\text{C}$) y fueron ensayadas a los 28 días.

En cada probeta se medía el índice esclerométrico, la velocidad ultrasónica longitudinal y la resistencia a compresión en prensa de acuerdo con la metodología ya descrita en 3.1, 3.2 y 3.3.

En cada serie se calculó el coeficiente parcial de influencia medio:

$$C_i = \sum_{i=1}^n \frac{(R_K/R_c)_i}{n}, \text{ siendo}$$

R_K : Resistencia a compresión en prensa.

R_c : Resistencia deducida del gráfico Fig. 3.

n : Número de probetas ensayadas.

En la serie correspondiente al hormigón de referencia el coeficiente parcial se toma por definición como 1. Por ello, si el valor que salía del ensayo era C_{i0} , el valor final sería:

$$C_i (\text{final}) = \frac{C_i}{C_{i0}}$$

En cada serie se calculó también un coeficiente de variación

$$C_v = 100 \cdot \frac{S}{C_i}; \quad \text{siendo } S = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(C_i - \bar{C}_i)^2}{n-1}}$$

Los valores finales de C_i obtenidos hasta el momento con este programa de ensayos, aparecen en las Tablas III, IV, V, VI y VII.

TABLA III

TIPO DE CEMENTO	COEFICIENTE MEDIO DE INFLUENCIA (C_c)	COEFICIENTE DE VARIACION (%)
ARI (P-450)	0.91	6.6
P-450	0.94	5.9
S-II-350	0.95	6.0
PA-350	1.00	6.9
PUZ-350	1.03	5.7

TABLA IV

DOSIFICACION (Kg/mm^3)	COEFICIENTE MEDIO DE INFLUENCIA (C_d)	COEFICIENTE DE VARIACION (%)
200	0.85	6.4
250	0.86	6.4
300	1.00	6.9
350	1.06	7.5
400	1.10	7.4

TABLA V

TAMAÑO MAXIMO DEL ARIDO (mm)	COEFICIENTE MEDIO DE INFLUENCIA (C_ϕ)	COEFICIENTE DE VARIACION (%)
10	1.03	6.7
20	0.99	4.8
30	1.00	6.9
50	0.91	7.7

TABLA VI

FRACCION DE FINOS 0-1 mm. (%)	COEFICIENTE MEDIO DE INFLUENCIA (C_f)	COEFICIENTE DE VARIACION (%)
8	0.93	7.8
20	1.00	6.9
32	1.06	5.8

TABLA VII

TIPO DE ARIDO	COEFICIENTE MEDIO DE INFLUENCIA (C_g)	COEFICIENTE DE VARIACION (%)
SILICEO RODADO	1.00	6.9
CALIZO MACHACADO	0.85	5.3

5. CONCLUSIONES

El análisis estadístico de los resultados de los ensayos experimentales contenidos en la Tabla I ha permitido deducir las siguientes conclusiones:

1) La correlación múltiple utilizada en el método combinado ultrasonidos-esclerómetro mejora las correlaciones simples ultrasonidos-resistencia a compresión e índice esclerométrico-resistencia a compresión. Esta mejora puede ser cuantificada calculando el coeficiente de correlación (r) y un coeficiente de desviación (K). Los resultados comparativos obtenidos se recogen en el cuadro-resumen de la Fig. 4.

2) Dibujando la curva de distribución de errores relativos obtenidos utilizando el método combinado (Fig. 5) se deduce que:

a) La curva está bien centrada (ligeramente desviada hacia valores negativos). El error más probable es $-0,33$ por 100 y la desviación típica es 9 por 100.

b) El máximo error positivo, obtenido únicamente en un caso particular fue de 21 por 100. El máximo error negativo fue -17 por 100.

c) La precisión obtenida en la estimación de resistencias a compresión, definida aquella como el intervalo en el que se encuentran el 90 por 100 de los resultados experimentales utilizando una distribución normal o gaussiana, es de ± 15 por 100.

METODO NO DESTRUCTIVO	FORMA DE LA CURVA DE CORRELACION	COEFICIENTE DE CORRELACION (r)	COEFICIENTE DE DESVIACION K(%)
COMBINADO	$R_c = av^b n^c$	0,98	8,6
ULTRASONICO	$R_c = ae^{bv}$	0,94	16,1
ESCLEROMETRICO	$R_c = an^b$	0,93	17,1

Siendo :

v velocidad ultrasónica longitudinal.

n índice esclerométrico.

R_c resistencia a compresión estimada con las formulas de correlac.

\bar{R}_c resistencia media " " " " " "

R_k resistencia a compresión experimental en prensa.

\bar{R}_k resistencia media " " "

$$r \text{ (coeficiente correlación)} = \frac{\sum (R_c - \bar{R}_c)(R_k - \bar{R}_k)}{\sqrt{\sum (R_c - \bar{R}_c)^2 \sum (R_k - \bar{R}_k)^2}}$$

$$k \text{ (coeficiente desviación)\%} = 100 \sqrt{\frac{\sum \left(\frac{R_c - R_k}{R_k} \right)^2}{n}}$$

a,b,c coeficientes de las curvas de regresión

FIG. 4.-CUADRO-RESUMEN COMPARATIVO DE LOS METODOS NO DESTRUCTIVOS ANALIZADOS

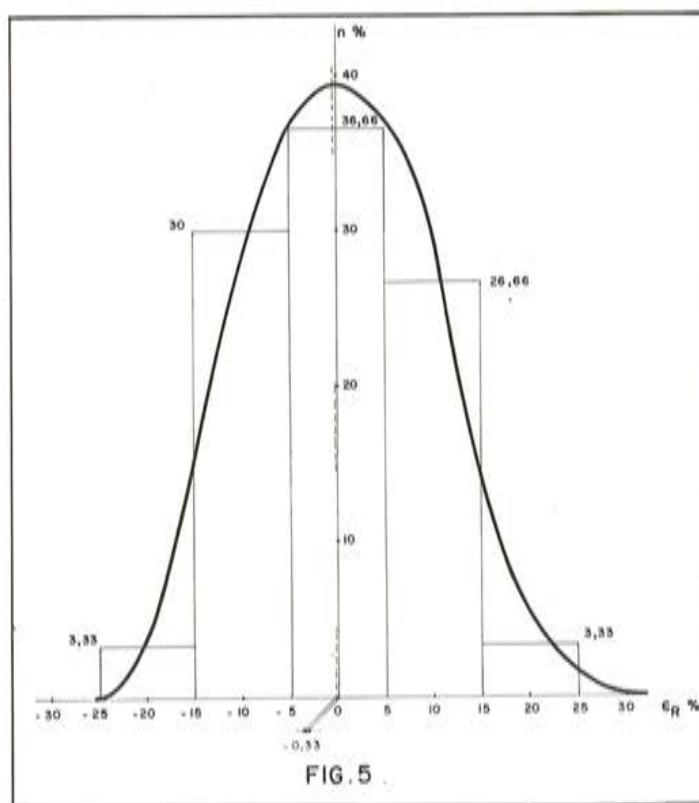
3) De los ensayos realizados en el Laboratorio Central se deduce que cuando se conoce la composición de un determinado hormigón, el método combinado ultrasonidos-esclerómetro permite estimar su resistencia a compresión con una precisión de ± 15 por 100.

Este resultado concuerda con las experiencias rumanas sobre utilización del método in-situ, que distinguen tres situaciones diferentes en su aplicación práctica:

a) Cuando sólo se conoce la composición del hormigón ensayado. La precisión es del 15-20 por 100.

b) Cuando no se conoce la composición del hormigón, pero existen probetas o testigos representativos. En este caso, se calcula directamente de forma experimental un coeficiente total de influencia. La precisión puede ser del 12-15 por 100.

c) Cuando además de conocer la composición del hormigón existen probetas o testigos que puedan ser ensayados paralelamente. En este caso, se calculan y analizan dos coeficientes totales de influencia: el teórico y el experimental, adoptándose un valor final (que puede ser uno u otro o la media de ambos). La precisión alcanzada puede ser del 10-12 por 100.



6. LIMITACIONES DEL METODO

En principio, se pueden señalar las siguientes limitaciones para utilizar el método in-situ.

a) Para la correcta aplicación del método conviene que el hormigón de la zona superficial sea representativo del existente en el interior del elemento estructural. Por ello, no es recomendable utilizar el método combinado en hormigones afectados por procesos de carbonatación, hormigones de más de 1 año de edad o en zonas muy fisuradas.

b) Cuando no se conoce la composición del hormigón ensayado y no se dispone de probetas o testigos representativos, la precisión alcanzada con el método puede bajar de forma significativa, por lo que en este caso, no es recomendable su utilización para estimar resistencias de hormigones in-situ.

7. BIBLIOGRAFIA

- I. Facaoaru. Non-destructive testing of concrete in Romania. Symposium sobre métodos no destructivos en hormigones y madera. Londres 1969.
- F. Cianfrone - I. Facaoaru. Study on the introduction into Italy on the combined non-destructive method for the determination of "in-situ" concrete strength. *Materiaux et Constructions* núm. 71. 1979.
- U. Bellander. NDT Methods for estimating compressive strength in finished structures. Evaluation of accuracy and testing sytem. Symposium RILEM sobre "Control de calidad de estructuras de hormigón". Estocolmo 1979.
- A. Samarin - P. Meynink. Use of combined ultrasonic and rebound hammer method for determining strength of concrete structural members. *Concrete International*. Marzo 1981.
- RILEM temptative recommendations for in-situ concrete strength determination by non-destructive combined methods. Comisión 43-CND RILEM, en preparación.

Ensayo a rotura por esfuerzo cortante de vigas en T parcialmente pretensadas

Teófilo Serrano Beltrán, Ing. Caminos
Laboratorio Central de Estructuras y Materiales

1. INTRODUCCION

El desarrollo de los modelos plásticos aplicados al cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones tangenciales, ha obligado a replantear el papel y la influencia del pretensado en el mecanismo resistente de las piezas bajo la acción de esfuerzos cortantes.

El objetivo de los ensayos realizados en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales ha consistido en verificar la influencia de la fuerza de pretensado en la carga de rotura de vigas en T armadas con idéntica cuantía de armadura transversal.

Se ha establecido también la comparación entre la carga de rotura obtenida en el ensayo con la proporcionada por los cálculos efectuados de acuerdo con el método propuesto por la Instrucción EP-80.

2. CONCEPCIONES ACERCA DE LA INFLUENCIA DEL PRETENSADO EN LA CARGA DE ROTURA

Coincidiendo con la aceptación generalizada del método de los estados límites últimos referido al cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales, se ha intentado aplicar esta filosofía al cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones tangenciales.

En un principio se ha considerado que el estado último de resistencia a esfuerzo cortante se produce de dos formas: bien porque la armadura transversal alcanza el límite elástico, o bien por fallo del hormigón comprimido en las bielas. Estos dos tipos de rotura se han tenido en cuenta de forma independiente, interpretándose que la rotura por aplastamiento de alma aparece en aquellos casos en que la armadura transversal es de cuantía suficiente que impida su plastificación bajo la acción de la carga última.

Regan (1), ha señalado la inconsecuencia que supone el tratamiento anterior. En las piezas sometidas a sollicitaciones normales, la plastificación de la armadura no supone la rotura de la pieza, sino que una vez sucedida ésta, el fallo se produce por aplastamiento del hormigón comprimido. En múltiples ensayos realizados sobre piezas sometidas a esfuerzo cortante, se ha observado que los elementos continúan resistiendo más allá de la plastificación de los estribos, lo que avala las consideraciones anteriores.

Tratando de encontrar un modelo para las roturas a esfuerzo cortante se han elaborado diferentes aproximaciones teóricas.

Para Regan (ref. citada), una vez alcanzada la plastificación de los estribos la pieza continúa resistiendo hasta el momento en que:

- Se produce el aplastamiento del hormigón en la cabeza comprimida por encima de la fisura inclinada.
- El alma de la viga cede bajo compresiones excesivas.
- La compresión de la cabeza comprimida origina un proceso de inestabilidad.

Por otra parte Thürlimann (2) y Nielsen y Braestrup (3), han abordado el problema desde el punto de vista de la teoría de la plasticidad. Para estos autores una vez producida la plastificación de los estribos, se produce una redistribución de esfuerzos entre estribos y bielas comprimidas mediante un cambio en la inclinación de éstas. Este proceso termina cuando las bielas no pueden resistir más compresiones y ceden por aplastamiento del hormigón.

La filosofía anterior ha sido aceptada por el CEB en su MODEL CODE CEB-FIP, en el llamado "método refinado" (4).

A partir de esta concepción, se ha comenzado a estudiar cuál es la influencia del esfuerzo normal (incluido el pretensado) en la resistencia última.

Los métodos anteriores suponen el alma de la pieza ya fisurada, por lo que se ha considerado por algunos, que la influencia del pretensado no debía tenerse en cuenta en el caso de piezas con armadura transversal, debiendo darles un tratamiento análogo a las piezas de hormigón armado.

Otras opiniones sin embargo establecen que el pretensado, al limitar la extensión de la zona fisurada de la pieza, contribuiría favorablemente a la resistencia ya que, sobre todo en piezas en T, la zona no fisurada favorecería el funcionamiento en arco, incrementando la resistencia.

Por último puede tenerse en cuenta también, que el pretensado influye en la inclinación de la fisura inicial y que por tanto debe jugar algún papel en el proceso de readaptación de esfuerzos que se produce tras la plastificación de los estribos al inclinarse las compresiones.

En cualquier caso la influencia del esfuerzo de pretensado (o de las solicitaciones normales en general) no ha quedado todavía perfectamente establecido y se continúa trabajando para lograr un modelo que explique el fenómeno de la forma más ajustada posible.

3. DEFINICION DE LOS ELEMENTOS ENSAYADOS Y MATERIALES EMPLEADOS

Se sometieron a ensayo las vigas simplemente apoyadas de 4,00 m de luz entre apoyos.

La definición de la armadura de los distintos tipos de viga aparecen en la fig. nº 1.

Las vigas se dimensionaron para que la rotura se produjese sin que las armaduras longitudinales llegasen a alcanzar una deformación correspondiente a su límite elástico.

Se empleó como armadura pasiva, acero comercial AE42N de 6 mm de diámetro en el caso de las armaduras transversales y 12 mm en el caso de las armaduras longitudinales.

Como armaduras activas se utilizaron dos tipos de tendones formados por tres alambres de diámetro 4 y 5 mm. Estos tendones se encontraban alojados en vainas metálicas de 24 mm de diámetro. Los alambres se sometieron a una tensión inicial de tesado de 11.000 Kp/cm². La fuerza de pretensado se introdujo a los 28 días de fabricada la viga, inyectándose a continuación las vainas.

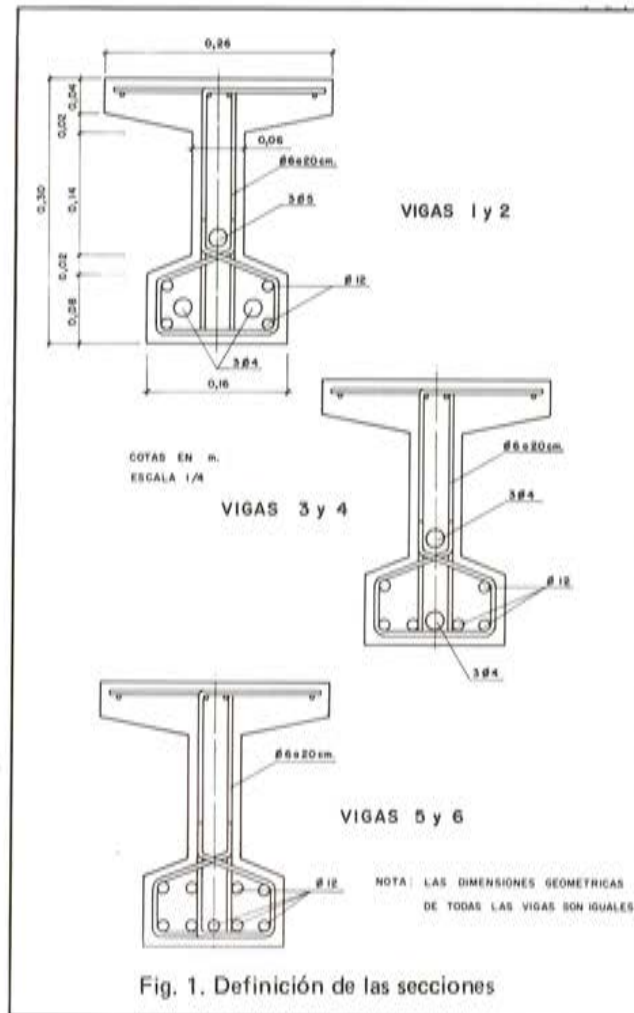


Fig. 1. Definición de las secciones

La resistencia del hormigón empleado se determinó ensayando probetas cilíndricas de 15 x 30 cm calculándose para cada viga la resistencia característica a los 28 días f_{ck} y la resistencia media f_{cm} en el día en que tuvo lugar el ensayo.

Las características de los materiales empleados en cada tipo de viga aparecen resumidos en el cuadro nº 1.

CUADRO 1

VIGA	Kp/cm ²	Kp/cm ²	Kp/cm ²	Kp/cm ²	fpy Kp/cm ²		As/s cm ² /cm	Asl cm ²	Apl	
	f_{ck}	f_{cm}	f_{yv}	f_{y1}	$\phi 4$	$\phi 5$			$\phi 4$	$\phi 5$
1	376	401	4,741	4,571	16.900	15.100	0,0283	4,52	0,76	0,59
2	427	454	4,750	5,071	16.900	15.100	0,0283	4,52	0,76	0,59
3	442	462	4,715	5,071	16.900	—	0,0283	6,78	0,76	—
4	460	470	4,715	5,071	16.900	—	0,0283	6,78	0,76	—
5	347	361	5,483	4,840	—	—	0,0283	10,17	—	—
6	333	345	5,488	4,840	—	—	0,0283	10,17	—	—

4. DISPOSICION DEL ENSAYO

Las vigas se ensayaron como simplemente apoyadas, sometidas a dos cargas simétricas, P, situadas a una distancia del apoyo igual a 1 m.

Las flechas se midieron por medio de flexímetros situados en la sección centro luz, en secciones próximas al punto de aplicación de las cargas, y sobre los apoyos.

Las deformaciones en el hormigón se midieron por medio de extensómetros mecánicos de 20 cm de base.

Las tensiones en los estribos se midieron por medio de bandas extensométricas, pegadas en cada rama del estribo a la altura del centro de gravedad de la sección.

La disposición de los diferentes aparatos y puntos de medida aparece en las figuras 2 y 3 y fotografía nº 1.

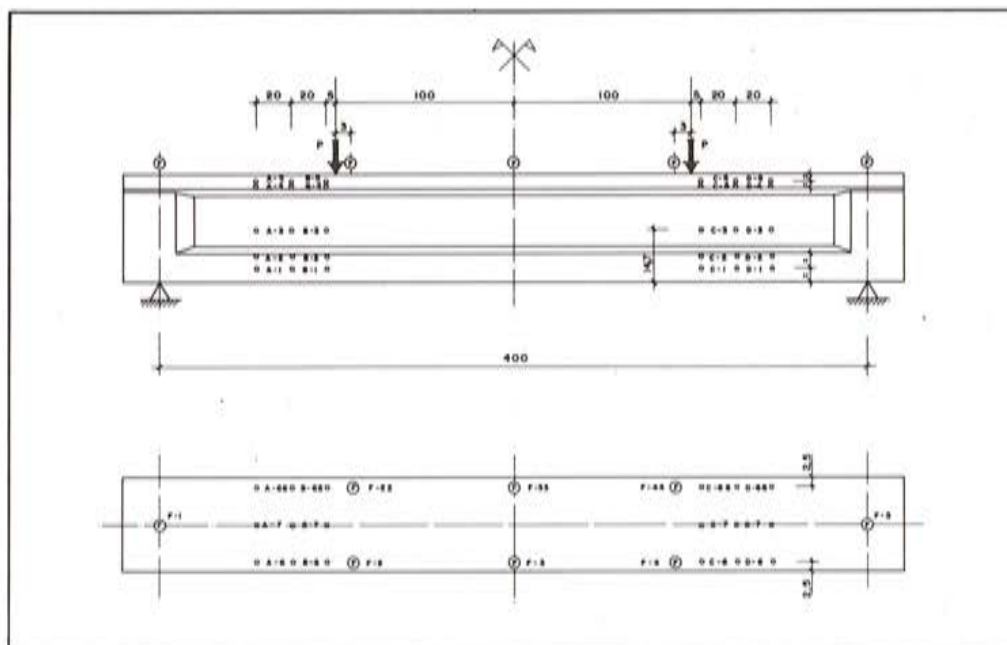


Fig. 2. Situación de los puntos de medida.

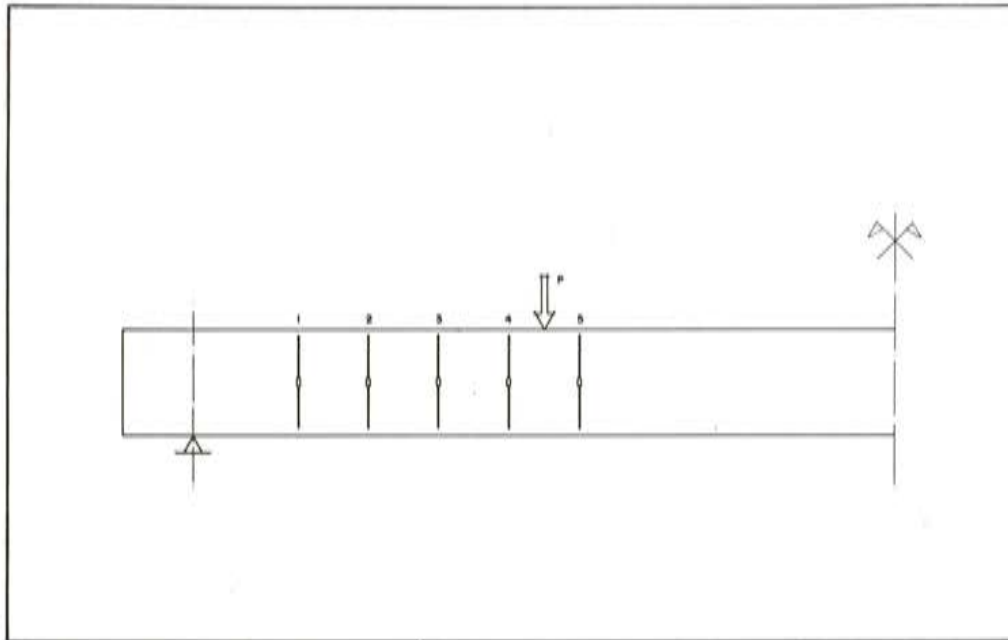


Fig. 3. Esquema de disposición de bandas extensométricas en los estribos.

Las cargas se introdujeron en la viga por medio de un gato hidráulico de 20 Tn de capacidad. El gato actuaba sobre un repartidor de carga que distribuía la misma en dos cargas simétricas. Se sometió la viga a escalones de carga de 2 T. Tras cada escalón, se mantenía la carga durante 15 minutos, antes de proceder a la lectura de las diferentes medidas, pasándose a continuación al escalón siguiente.

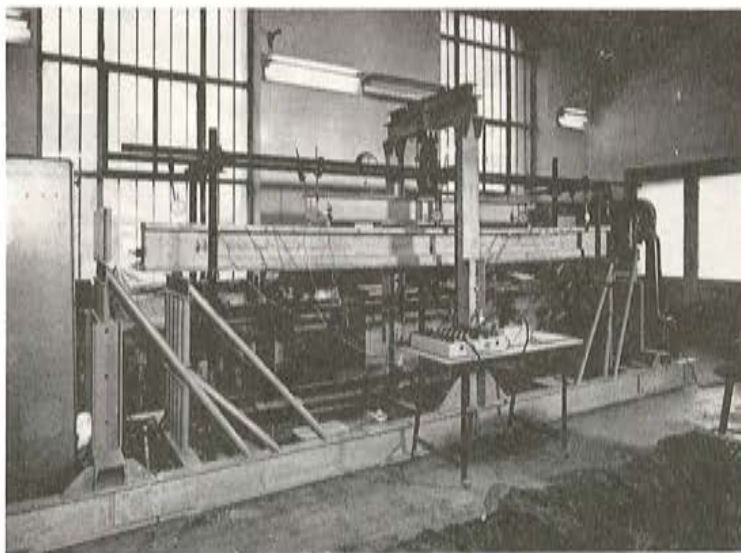


Foto 1.

5. RESULTADOS DEL ENSAYO

5.1. Carga de fisuración

A) Fisuración por flexión

Los valores de la carga de fisuración por flexión se obtuvieron de los diagramas cargas flecha determinados en el ensayo para la sección centro-luz. Se tomó como carga de fisuración la correspondiente al punto del primer cambio de curvatura del diagrama carga/flecha. Este punto corresponde a la intersección de las tangentes en los puntos extremos de la curva de transición del estado no fisurado al estado fisurado (Véase figura 4).

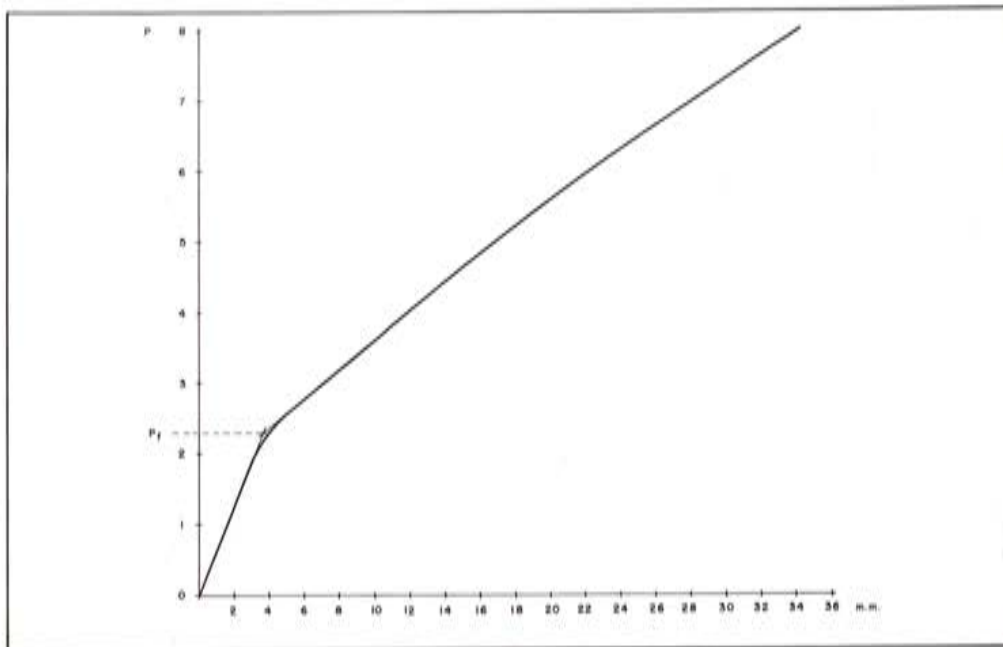


Fig. 4. Diagrama carga/flecha sección centro-luz viga 1.

Los valores obtenidos para la carga de fisuración por flexión fueron los siguientes:

Viga	P_f (T)
1	2,60
2	2,10
3	1,50
4	1,60
5	0,75
6	0,80

B) Fisuración oblicua

Se consideró como carga de fisuración oblicua aquella para la que comienzan a trabajar las armaduras transversales.

Los valores de estas cargas se obtuvieron por medio de los diagramas tensión/carga obtenidos mediante las medidas efectuadas por medio de las bandas extensométricas colocadas en los estribos. (Véase para estribo n^o 3 figura 5).

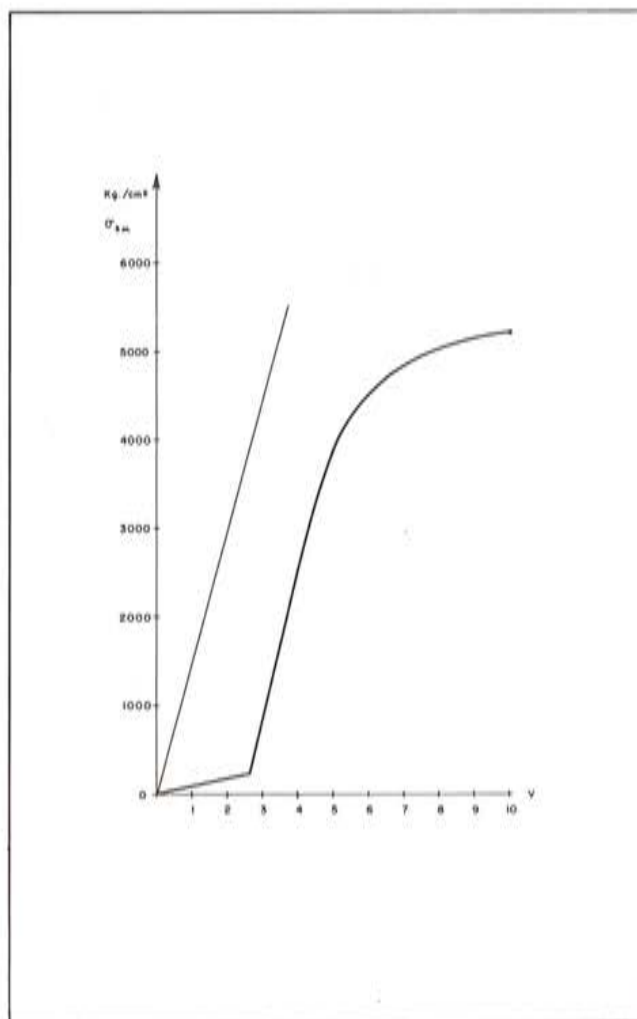


Fig. 5. Curva P/ σ estribo n^o 3 viga 3.

Estos valores fueron los siguientes:

Viga	P_{fo} (T)
1	3,20
2	2,95
3	2,65
4	2,70
5	2,15
6	2,25

De los valores obtenidos se deduce que en las vigas 1 y 2 la fisuración oblicua se produce previamente a la formación de las fisuras de flexión en la zona correspondiente, mientras que en el resto de las vigas las fisuras oblicuas se producen a partir de fisuras de flexión. Idéntica conclusión se obtuvo de la observación de los elementos durante el proceso de carga.

5.2. Carga de rotura

La rotura se produjo en todos los casos tras haber alcanzado los estribos el límite elástico. Este dato se determinó a la vista de las medidas de las tensiones en los estribos.

Los fallos de las piezas se produjeron por aplastamiento de la cabeza comprimida (fotografía nº 2), acompañado en general por el fallo de otros mecanismos resistentes (aplastamiento del hormigón del alma y efecto pasador de las armaduras longitudinales, fotografía nº 3).



Foto 2.

Los valores obtenidos para la carga de rotura fueron los siguientes:

Viga	P_u (T.)
1	8,85
2	8,50
3	10,00
4	9,75
5	9,00
6	9,00



Foto 3.

6. CALCULOS SEGUN LA INSTRUCCION EP-80

De acuerdo con la Instrucción EP-80 (48.1.3) el esfuerzo cortante de agotamiento vendrá dado por el menor de los valores siguientes, considerando los materiales con su resistencia característica:

$$V_{u1} = 0,60 f_{ck} \operatorname{sen}^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta) \text{ bod1}$$

$$V_{u2} = V_{su} + V_{cu}$$

Siendo:

$$V_{su} = \frac{A_s}{s} \cdot f_y \alpha, k \cdot 0,9 d_1 \operatorname{sen} \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta)$$

y

$$V_{cu} = 0,5 f_{ck} \cdot b_o d_2 \text{ en Zona AB}$$

$$V_{cu} = 0,5 \sqrt{f_{ck}} \left[1 + \frac{M_o}{M_d} (2 - \cotg \theta) \right] \left[1 - \frac{V_{rd}}{3V_{cuo}} (\cotg \theta - 1) \right]$$

Con los significados de 48.1.3.

En el caso de vigas con vainas inyectadas en el alma se ha tomado de acuerdo con Ref. 5, un valor:

$b_o = b_w - 1/3 \phi$, siendo ϕ el diámetro de la vaina.

Los valores de $\cotg \theta$ se han obtenido de:

$$\cotg \theta = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{xd}}{f_{ct,k}}}$$

Viga	$\sigma_{xd} (Kp/cm^2)$		$\cotg \theta$
1	33,82	—	1,56
2	33,03	—	1,51
3	18,56	—	1,31
4	18,61	—	1,30
5	—	—	1,00
6	—	—	1,00

Los valores de cálculo obtenidos, así como su comparación con los obtenidos en el ensayo figuran en el cuadro nº 2.

CUADRO 2

VIGA	$V_{u1} (T.)$	$V_{u2} (T.)$		$V_{ud} (T.)$	$\frac{V_{ue}}{V_{ud}}$
		ZONA AB	ZONA C		
1	10,26	5,48	4,64	4,64	1,91
2	11,81	5,39	4,63	4,63	1,84
3	12,80	4,84	4,46	4,46	2,24
4	13,35	4,83	4,47	4,47	2,18
5	17,37	—	4,42	4,42	2,04
6	16,67	—	4,39	4,39	2,05

7. OBSERVACIONES ACERCA DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

- a) Todas las piezas alcanzaron la rotura a una carga superior a la que produjo la plastificación de los estribos.
- b) La forma de rotura, una vez alcanzado el límite elástico de la armadura transversal, mostró el agotamiento de varios mecanismos resistentes siendo difícil identificar cuál de ellos fue el responsable del inicio de la rotura.
- c) La acción del esfuerzo de pretensado retrasó la aparición de la fisuración oblicua, pero en el caso de las vigas ensayadas no pareció tener influencia en el valor de la carga última.
- d) Dadas las características de las vigas ensayadas no ha podido detectarse el aumento de resistencia producido por la influencia de las zonas que permanecen no fisuradas por efecto de la acción del pretensado.
- e) Sería necesario analizar la influencia del esfuerzo de pretensado en vigas con una cuantía de armadura transversal tan elevada que la rotura se produjese sin que ésta alcanzase el límite elástico.
- f) Los valores calculados utilizando la Instrucción EP-80 son significativamente más bajos (en torno al 50%) que la carga última obtenida en el ensayo. Esto es debido a que nuestra Norma, como la mayoría de las existentes, supone alcanzada la rotura de la pieza en el momento en que se alcanza la plastificación de la armadura transversal.

Referencias

- 1) Regan P. Comments on the Model Code Clauses for Shear and Torsion. Bulletin CEB nº 126.
- 2) Thürlimann B. Plastic analysis of reinforced Concrete beams. JABSE Colloquium "Plasticity in Reinforced Concrete". Introductory Report.
- 3) Nielsen y Braestrup. "Plastic shear strength of reinforced concrete beams". Bygningstatistiske Meddelelser, Vol. 46, nº 3, 1975.
- 4) Model Code CEB-FIP, Bulletin CEB nº 125-E.
- 5) Chitnuyanondh y otros. "Shear failure due to web crushing in prestressed concrete I beams" ASCE. Proceedings of The National Structural Engineering Conference, Vol. 1.

Resistencia a esfuerzos repetidos de los cables-cordón de fabricación nacional

Por: Carlos de la Peña
Laboratorio Central de Estructuras y Materiales

1. INTRODUCCION

El Laboratorio Central de Estructuras y Materiales ha puesto a punto un sistema para ensayar a fatiga trozos de cables-cordón, utilizando pequeñas longitudes de sujeción, tal como exige el equipo adquirido para la realización de estos ensayos.

Los equipos con pequeña longitud de anclaje son más económicos y, por otra parte, ofrecen una mayor longitud libre entre garras, a igualdad de altura total de la máquina, lo que supone unas ventajas apreciables. Pero tienen el inconveniente de que requieren ciertas precauciones, para evitar que las roturas se produzcan sistemáticamente en los extremos del cordón, sujetos por las garras.

En el apartado 3 se detallan las medidas tomadas para asegurar ese agarre, capaz de evitar tales roturas, y en el número 4 se comentan los resultados obtenidos con cables-cordón de fabricación nacional. Pero, en primer lugar, hacemos una breve descripción del equipo utilizado, a fin de dar a conocer sus características.

2. DESCRIPCION DEL EQUIPO

Nuestro equipo de ensayos dinámicos consta, fundamentalmente, de tres elementos: Una consola electrónica, un bastidor con su cuadro de mandos y un grupo óleo-hidráulico cuyo enfriamiento corre a cargo de un sistema de refrigeración de 24.000 frigorías/h, que funciona en circuito cerrado.

Desde el punto de vista de la realización de los ensayos, las características principales de este equipo son las siguientes:

Capacidad máxima mecánica, estado-dinámica	35 toneladas
Deformación total máxima imponible	70 m.m.
Clases de esfuerzos dinámicos aplicables	Alternativos, intermitentes y pulsatorios.
Longitud máxima de las probetas	250 cm.
Longitud de agarre en cada extremo	75 mm.
Diámetro máximo de agarre	38 mm.
Relación deformación-frecuencia	(véase figura)

En la curva de eficacia o de respuesta, se ve que a medida que aumenta la amplitud de las oscilaciones del pistón, las frecuencias que pueden utilizarse van siendo menores, descendiendo además esta relación, con la carga estática aplicada.

El funcionamiento de la máquina consiste, esencialmente, en lo siguiente:

El grupo óleo-hidráulico lanza aceite a presión, a unas 200 atmósferas, sobre el pistón de doble efecto que tiene el bastidor en la parte de abajo, lo que hace que la garra inferior de la máquina se mueva en dirección vertical, cambiando el sentido periódicamente. Como la garra superior es fija, el trozo de cable que se encuentra entre ellas, sujeto por sus extremos, se ve sometido así a una tracción variable, cuyas características se imponen a voluntad desde la consola, al comienzo del ensayo, y se mantienen después durante él, mediante el control ejercido por los dispositivos electrónicos que posee la misma. El equipo de refrigeración se encarga de mantener la temperatura del aceite que envía el grupo, por debajo de los 56 grados centígrados; valor máximo recomendado por el fabricante del equipo.

En la fotografía pueden verse la consola y el bastidor.

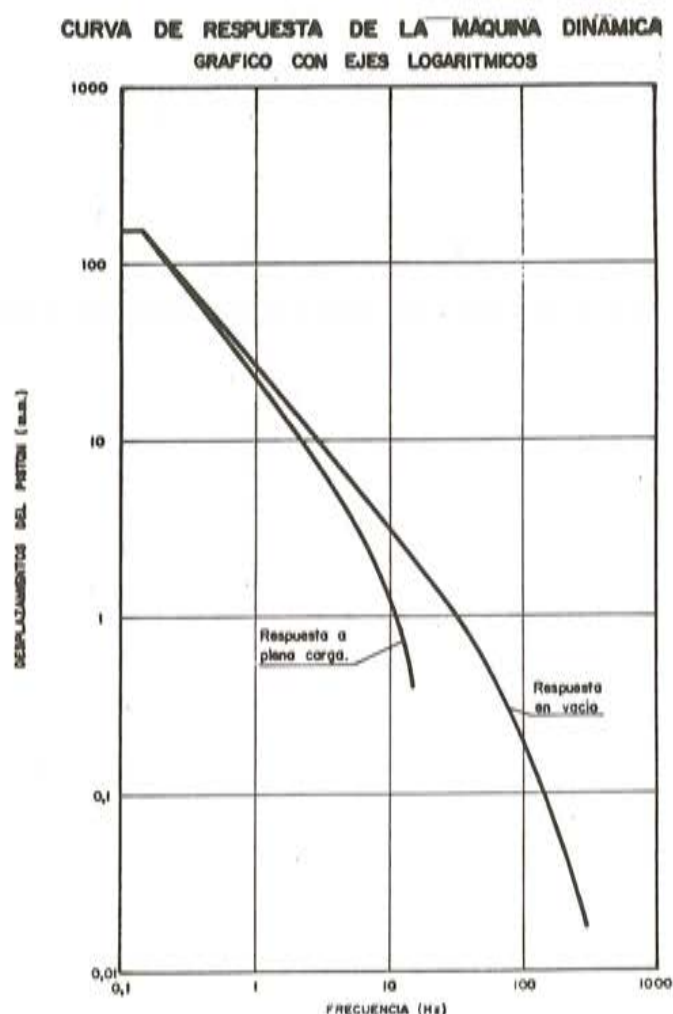


Fig. 1.

En la consola van acoplados cinco paneles, desde los que se programan y mantienen las condiciones del ensayo.

El panel superior es un voltímetro digital, con dos pantallas de lectura y dos escalas de medida, de 2 y 20 voltios, con una apreciación de 0,001 y 0,01 voltios, respectivamente. Además, va dotado de un conmutador con el que se puede hacer que la lectura del voltímetro corresponda a cargas, deformaciones, desplazamiento, o cualquier otro tipo de variaciones, capaces de poder traducirse en cambios de voltaje.



Fig. 2.

El segundo panel lleva acoplados los dispositivos necesarios para fijar la frecuencia, en los ensayos dinámicos, así como la forma de la oscilación, que puede ser senoidal, rectangular, trapecial, etc.

En el tercero, existen dos contadores, que registran los ciclos realizados por la máquina, dentro de cada ensayo, y en un conjunto de ellos.

También figura en este panel un multiplicador, para aumentar la capacidad de los contadores.

El siguiente panel posee los dispositivos para realizar los cambios de escala, así como los mandos necesarios para que el ensayo se realice controlando la carga, la deformación de la probeta, o el desplazamiento del pistón. También lleva un mecanismo para establecer la amplitud de onda de los ensayos dinámicos, y ajustarla de forma que coincida con el valor deseado. Cuando se actúa sobre este mando, aparecen, en el voltímetro digital del panel superior, los valores máximo y mínimo de la oscilación.

El panel inferior consta de los elementos de puesta en funcionamiento, y parada o apagado de la consola, del grupo impulsor y del bastidor de ensayos, así como una serie de indicadores ópticos que señalan, si llega el caso, algunas cuestiones de interés, como un posible exceso de temperatura del aceite, una insuficiencia del nivel del mismo, el alcance de los ciclos programados, o la falta de sujeción del puente del bastidor de ensayos, por no estar actuando el freno hidráulico que lo sujeta a las columnas del mismo.

Este bastidor es el elemento de la máquina donde se coloca la probeta que va a sufrir la prueba programada en la consola.

Consta, principalmente, de un soporte o base, donde están montados los mecanismos de recepción de las señales procedentes de la consola, así como el pistón sobre el que actúan los impulsos generados por el grupo inyector de aceite.

Al extremo superior del citado pistón, va adosado un portagarras, de apriete hidráulico, que permite sujetar firmemente el extremo inferior de la probeta.

A ambos lados del mencionado soporte, van ancladas dos columnas de acero sobre las que puede deslizarse un puente, en cuyo centro está instalada la célula de carga y el portagarras superior, de características iguales al otro.

El movimiento del puente sobre las columnas se efectúa por medio de un sistema hidráulico, que actúa sobre dos émbolos, paralelos a las columnas, y cerca de ellas, según puede verse en la fotografía ya citada.

Una vez colocado el trozo de cordón en el bastidor, sujeto por sus extremos con las garras hidráulicas, se le estira, separando éstas mediante el sistema hidráulico que acabamos de mencionar, ya que el puente se aleja de la base de la máquina y produce ese efecto.

Una vez recto el cable y ligeramente teso, se actúa sobre el pistón situado en la parte inferior, hasta alcanzar la carga estática prevista.

Por último, se gira el mando de amplitud de onda, hasta que el voltímetro digital de "picos" indica que la oscilación es la correspondiente a la carga dinámica deseada.

3. PROTECCION DE LOS EXTREMOS

Con el fin de evitar que las mordazas de la máquina pudieran dañar los alambres de los cordones, se estudiaron distintas posibilidades de protección de los mismos.

Se pensó utilizar, en primer término, el sistema que empleamos desde hace tiempo con resultado satisfactorio, en los ensayos estáticos de cables-cordón, ya que se consiguen roturas a tracción alejadas de las garras. Roturas que se producen, además, de una forma prácticamente simultánea en todos o casi todos los alambres y, muy frecuentemente, por una misma sección del cable, lográndose con este procedimiento que los siete alambres trabajen prácticamente por igual, hasta el momento de la rotura, y sin que, al final de la prueba, influya en ésta el efecto local que suelen tener las garras, en el resultado de la misma.

Pero esta idea fue desechada enseguida, porque el protector de aluminio se deterioraba excesivamente bajo la presión, muy elevada, de las garras hidráulicas, tan cortas, de que dispone la máquina.

Utilizamos, entonces, un trozo de tubo de acero dulce, de diámetro interior casi coincidente con el del cable. Un manguito de éstos en cada extremo, protegió bien los alambres, y evitó el deslizamiento del cable, en su interior, hasta una carga del orden del 50 por 100 de la de rotura; lo que, como es lógico, no se estimó suficiente.

Se fue, entonces, a trozos de tubo de mayor diámetro, y se vertió resina epoxi en su interior, para rellenar el espacio entre el tubo y el cable, y colmatar, en lo posible, los huecos entre los alambres de éste. Se vió que influían en el resultado el diámetro y el espesor del tubo, y que, en el mejor de los casos, se lograba retener el cable hasta cargas del orden del 60% de la de rotura, o algo mayores.

La adición de granalla fina de carborundo a la resina, mejoró mucho la capacidad de agarre, y permitió realizar algunos ensayos con cordones de hasta media pulgada. Pero, con cargas altas, los de 0,6 pulgadas tendían a deslizarse, hasta que separamos los alambres, en los dos centímetros finales del cable, introduciendo unos clavos entre ellos. Este ensanchamiento, en ambos extremos, complementó eficazmente las buenas propiedades que ya tenían los manguitos y, una vez puesto a punto el sistema, comenzamos los ensayos descritos en el apartado que sigue.

4. ENSAYOS REALIZADOS

Se solicitó el envío de material para estos ensayos, a las tres fábricas que, normalmente, abastecen el mercado nacional.

El material suministrado fue el siguiente:

Fábrica	Diámetros
A	Cordón de 0,5"
B	Cordón de 11,1 mm. Cordón de 12,9 mm. Cordón de 15,3 mm.
C	Cordón de 0,5" Cordón de 0,6"

Antes de establecer las condiciones del ensayo, se examinaron varias normas, y se decidió fijar el ciclo entre el 60% y el 70% de la carga de rotura de los cables. Estas condiciones son más exigentes, por ejemplo, que las japonesas, y coinciden esencialmente con lo indicado en las recomendaciones americanas (Código ACI-318) y las francesas (ASP 1.973).

En estas condiciones, se observó que todos los cordones ensayados resistían los dos millones de ciclos exigidos habitualmente en estas pruebas y que, por tanto, el resultado era satisfactorio.

Se estimó conveniente, sin embargo, ensayar después a tracción, estos cordones, y comparar sus resistencias con las de otros trozos iguales, no sometidos previamente a ningún esfuerzo alternativo. Los resultados aparecen en el cuadro siguiente:

Fábrica suministradora y diámetro del monotorón	Cargas de rotura, en Kg/mm ²		
	Del monotorón tal como fue suministrado	Después del ensayo dinámico descrito	
		Media hora después	Cinco días después
A - 0,5"	193,5	194,3	197,8
B - 11,1 mm	200,8	200,0	202,3
B - 12,9 mm	199,4	199,2	199,8
B - 15,3 mm	188,7	188,6	190,7
C - 0,5"	195,4	195,0	197,2
C - 0,6"	185,2	183,0	187,2
Valores medios	193,8	193,4	195,8

Es decir, la carga de rotura no varió, sustancialmente, cuando se hizo el ensayo a tracción a continuación del de fatiga, y presentó incluso una cierta tendencia a aumentar después de transcurridos varios días entre el ensayo dinámico y la prueba estática posterior.

Esta ausencia de daño en el cordón, después de haber sufrido dos millones de ciclos, en las condiciones expuestas, se confirma por el hecho de que la citada conclusión puede hacerse extensiva al límite elástico, como se deduce de los valores que aparecen en el siguiente cuadro:

Fábrica suministradora y diámetro del monitorón	Límite elástico convencional en Kg/mm ²		
	Del monitorón tal como fue suministrado	Después del ensayo dinámico descrito	
		Media hora después	Cinco días después
A - 0,5"	177,9	180,6	182,7
B - 11,1 mm	191,4	189,1	193,5
B - 12,9 mm	190,8	188,5	191,5
B - 15,3 mm	172,1	170,1	176,6
C - 0,5"	179,0	180,6	179,7
Valores medios	180,6	180,5	183,2

5. CONSIDERACIONES FINALES

Los resultados expuestos forman parte de un trabajo realizado en colaboración con la Dirección General de Carreteras; trabajo que constituye un primer paso en lo que se refiere al conocimiento de la resistencia a la fatiga de los cables-cordón de fabricación nacional.

Es probable que, en el futuro, la Instrucción para hormigón pretensado que siga a la actual EP-80, reglamente lo que concierne a este tipo de resistencia y, a su vez, el IRANOR normalice, en su momento, los ensayos que se estimen oportunos. Entonces, podrá contemplarse una nueva exploración de las posibilidades de nuestros fabricados, en este campo.

Pero, en cualquier caso, ya sabemos que los cables-cordón de producción nacional, cumplen con lo exigido generalmente en otros países y, por tanto, no hay temor de que, en lo referente a su capacidad para soportar esfuerzos alternativos, no sean perfectamente comparables a los fabricados por los demás.

Mecanismo de fisuración en los ensayos de corrosión bajo tensión propuestos por la F.I.P.

J. Gállego y J. Climent

Laboratorio Central de Estructuras y Materiales
CEDEX, MOPU, MADRID

INTRODUCCION

En la literatura científica que describe los fallos que se han producido en aceros de pretensado por la corrosión electroquímica, se nota, en primer lugar, un confusionismo de términos, y en segundo lugar, la ausencia de una explicación convincente de cómo se originan las reacciones anódicas y catódicas del proceso corrosivo que dan lugar al fenómeno observado de la rotura. De la misma manera, no sabemos cuáles son los mecanismos responsables del avance de una grieta bajo tensión mecánica hasta la rotura final. Sin embargo, podemos decir, por experiencia propia y de las conclusiones de aquellos trabajos, que generalmente el proceso corrosivo se inicia por la presencia de agua natural o contaminada del lugar, o lugares anexos de su recorrido hacia la superficie del acero incorrectamente protegido por el hormigón.

En las mismas conclusiones se observa que, el hidrógeno, originado en el proceso corrosivo, penetra en el acero, lo fragiliza y es el principal responsable del agrietamiento por corrosión bajo tensión. Nuestra experiencia nos obliga a decir que la ocurrencia de un fenómeno corrosivo en las armaduras es un factor de casualidad, y la rotura posterior del acero, una consecuencia de la simultaneidad del ataque químico específico junto con un acero sensible, aunque esto último es cuestión de duración.

Ante este conocimiento del problema: “—Fractura inducida por el medio y la tensión”—, al investigador sólo le quedan dos posturas; la primera, es recomendar una buena ejecución de las obras, de acuerdo con los códigos de buena práctica, y la segunda, sería elegir un ensayo de Laboratorio representativo y aceptado internacionalmente, para estudiar, libres de prejuicios, los verdaderos mecanismos de la fisuración inducida por el medio y la tensión mecánica.

La cuestión a), ya ha sido abordada y no hay más que buscar la literatura correspondiente, en especial en los Technical Reports de la FIP. La cuestión b), está resuelta a medias; por el momento, existe una publicación de la FIP, "Report on Prestressing Steel N° 5: Stress Corrosion Cracking resistance test for prestressing tendons", que describe el ensayo de tiocianato amónico y los antecedentes que motivaron la elaboración de este documento. Este ensayo intenta ser una versión acelerada del fenómeno real de la corrosión bajo tensión, pues según dijimos antes, el hidrógeno que aparece en el proceso corrosivo es el principal responsable del agrietamiento por corrosión bajo tensión, y de esta manera, cuanto mejor sea el comportamiento de un acero en este ensayo, mejor resistirá en la práctica una posible corrosión bajo tensión.

En nuestro Laboratorio tenemos bastante experiencia con este ensayo, y por ello, afirmamos que este ensayo revela inmediatamente:

1. Estados microestructurales de un mismo acero muy sensibles a la presencia de hidrógeno, p. ej., las tensiones internas.
2. Defectos superficiales de fabricación, piel requemada por la hilera, pliegues, grietas transversales de trefilado, etc.
3. Una relación de microestructuras por orden de sensibilidad a la presencia de hidrógeno. La microestructura templada y revenida es más sensible que la misma en estado trefilado.

El ensayo de tiocianato amónico, por su selectividad, repetitividad y reproducibilidad ha sido aceptado por la FIP como ensayo de control del producto. Nosotros apoyamos estos puntos de vista y creemos que va bien para la finalidad que se le encomienda.

La controversia referente a que no representa al acero en las condiciones prácticas es cierta; pero, no es menos cierto que, en todos los casos de roturas que se han observado y estudiado, el acero no estaba protegido, ya sea por un hormigón poroso, fisurado, con coqueas, vainas no rellenas o parcialmente rellenas, por lo que el agua tenía fácil acceso a la armadura. Entonces, ¿quién puede definir, comprobado estadísticamente, cuál es la solución real acero/medio para que ensayemos con esta solución? Nosotros no la conocemos. Sin embargo, apoyándonos en nuestra experiencia y en las conclusiones de los trabajos de Nürnberger (1), M. Brachet (2), esta solución podría ser agua destilada o ligeramente contaminada con iones de Cl^- , SO_4^{2-} , etc.

El propósito de nuestra investigación ha sido someter aceros comerciales de pretensado de fabricación nacional en forma de alambre y con dos relajaciones, a los ensayos de corrosión bajo tensión que tienen mayor aceptación dentro de la FIP, es decir:

1. Ensayo acelerado de fragilización por hidrógeno de tiocianato amónico a carga constante ($0,80 F_{\text{máx}}$).
2. Ensayo acelerado de fragilización por hidrógeno de tiocianato amónico a $\frac{\Delta \sigma}{\Delta t} = \text{cte}$.
3. Ensayo lento de agua destilada a deformación constante (tensión inicial igual a $0,80 F_{\text{máx}}$).

con la finalidad de conocer: 1º), si la selectividad de estos ensayos es la misma frente a un acero idéntico, pero de diferente relajación; y 2º), los mecanismos de fisuración en estos tres ensayos hasta donde nos sea posible conocer.

SELECTIVIDAD

Para desarrollar este punto hemos empleado el siguiente acero:

1. AH 144/170 ϕ 7 Calidad R.5 y R.2
2. AH 153/180 ϕ 5 Calidad R.5 y R.2

Esta nomenclatura obedece a la norma UNE 36095 (ASTM A 421/74). Las letras R.5 y R.2 se refieren a la máxima relajación permitida, esto es, 5 por 100 y 2 por 100 en el ensayo de relajación. El proceso de fabricación del acero es distinto. Mientras el AH 140/170 ϕ 7 procede de un horno Martin-Siemens, el acero AH 153/180 ϕ 5 procede de un horno eléctrico.

Las propiedades mecánicas de estos aceros y los resultados de los ensayos de corrosión y la discusión pueden verse en el trabajo que presentan a este congreso —“Fragilización por hidrógeno de alambres y cordones utilizados en hormigón pretensado”, J. Climent, J.M. Gállego y M. del Campo. A continuación hacemos una descripción macroscópica y microscópica del agrietamiento en las varillas, en los tres ensayos.

ESTUDIO METALOGRAFICO Y FRACTOGRAFICO DE LAS ROTURAS OBTENIDAS EN ESTOS ENSAYOS

A.—Ensayo de Tiocianato amónico a carga constante

La Fig. 1, muestra la forma global de esta rotura. Los rasgos característicos que se pueden observar son: a) la estricción es prácticamente nula; b) la superficie de rotura tiene generalmente la forma de una “V” y exhibe las cuatro regiones siguientes:

Región I, tiene forma de rampa cónica.

Región II, escalón plano perpendicular al eje de la varilla.

Región III, rotura dúctil final.

Región IV, labios de cizalladura.

Estas cuatro regiones se han estudiado primero con lupa estereoscópica, y posteriormente, con el SEM del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales modelo ISI-DS-130.

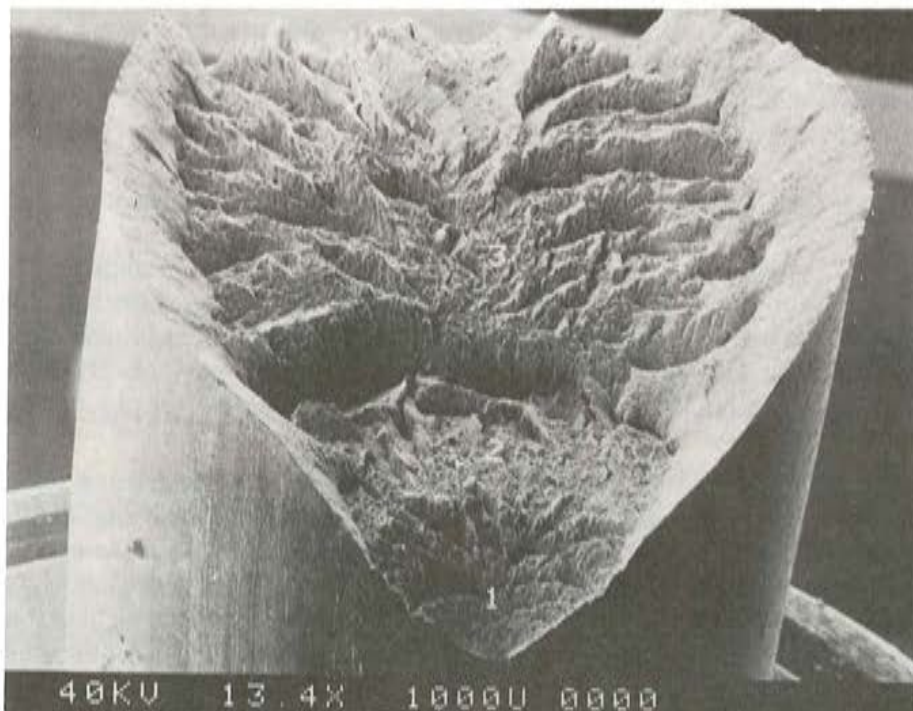


Fig. 1. Fractura en NH_4SCN .

La Región I constituye el período de incubación y crecimiento lento de la primera microgrieta. El lugar donde se genera hay que buscarlo en la piel de la varilla; unas veces se corresponde con pequeños/grandes defectos superficiales de la operación de trefilado, fácilmente observables, y otras, está debajo de la piel de la varilla (0,2-0,4 mm) y difícilmente observables. En este último caso, no tenemos confirmación experimental entre un defecto de la microestructura y el lugar en cuestión; sin embargo, sí podemos decir que para un mismo lote de varillas, los tiempos de rotura muy cortos se corresponden con un defecto superficial importante y los más largos a puntos interiores.

La abertura de la "V", la inclinación de la rampa y su altura son datos importantes. Cuando se termina la rampa, y entramos en la Región II, se nota un rellano perpendicular al eje de la varilla, es decir, el frente-grieta cambia de dirección. Esta etapa se corresponde con una propagación mucho más rápida de la grieta que en la Región I. Su longitud creemos que también puede ser una variable a considerar. Las Regiones III y IV, se corresponden con la sollicitación final, o sea, cuando la varilla ya está agrietada una cierta longitud, por lo que no tienen interés en un estudio de cómo se inicia el agrietamiento. Así pues, sólo las Regiones I y II son importantes desde el punto de vista de la fisuración.

En la observación microscópica con el SEM, de estas regiones, distinguimos entre aquellos puntos muy próximos al lugar de donde arranca la grieta (alrededor del vértice de la "V") de los otros más alejados hasta llegar a la frontera con la Región II. El relieve de la Región I, se caracteriza porque predominan las facetas planas paralelas al eje de la varilla entrelazadas por zonas con rellanos suaves y fisuras (entre facetas planas y rellanos). A medida que desplazamos la observación por la rampa a puntos más interiores, el relieve no cambia, sin embargo las facetas planas se hacen más limpias. La Fig. 2a, muestra la frontera entre la Región I y II; la Fig. 2c, es una ampliación del punto (4; 9.5) de la Fig. 2a; la referencia es la esquina inferior izquierda de la Fotografía y la reducción de la original ha sido 0.93. La Fig. 2b, el punto (5;2) de la Fig. 2c y la Fig. 2d el punto (4.5; 9.5) de la Fig. 2c. Estas tomas, y otras, indican que toda la superficie de fractura de la Región I está formada por facetas planas paralelas (clivages) al eje de la varilla entrelazadas por componentes dúctiles, dando al conjunto del relieve, el aspecto de una estructura escalonada. En la Región II (véase Fig. 2d), el relieve que predomina es el dúctil. Esto indica que el frente-grieta se propaga, en esta región, a mayor velocidad de deformación plástica.

B.—Ensayo de tracción lenta con tiocianato amónico a velocidad de carga constante

La Fig. 3, muestra la rotura en este ensayo. Obsérvese como es similar a la descrita anteriormente. La superficie de fractura conserva también las cuatro regiones descritas, aunque las dimensiones de éstas son diferentes. En la Fig. 4, presentamos unas tomas de las Regiones I y II; la Fig. 4b, es una ampliación del borde de la Fig. 4a; la Fig. 4c, es el punto de coordenadas (5; 3.5) de la Fig. 4b; la fig. 4d, es el punto (2.5; 7.5) de la Fig. 4a, o sea en la misma interfase.

Análogamente al caso anterior, Fig. 4c, en la Región I, se observa un relieve formado por facetas planas paralelas al eje de la varilla entrelazadas por líneas onduladas de componente dúctil Fig. 4c. En la Fig. 4d, interfase entre la Región I y II se observa la fisuración por planos paralelos al eje de la varilla; un poco antes de entrar en la Región II; terminado el avance de la grieta por la rampa, la nueva dirección, perpendicular al eje de la varilla, es impuesta por la estructura del material y la velocidad de deformación. En nuestro acero dada la tendencia a una fácil cizalladura (aprox. 45°) la nueva dirección de avance será por estos planos de fácil cizalladura (4).



b)



d)



a)



c)

Fig. 2.

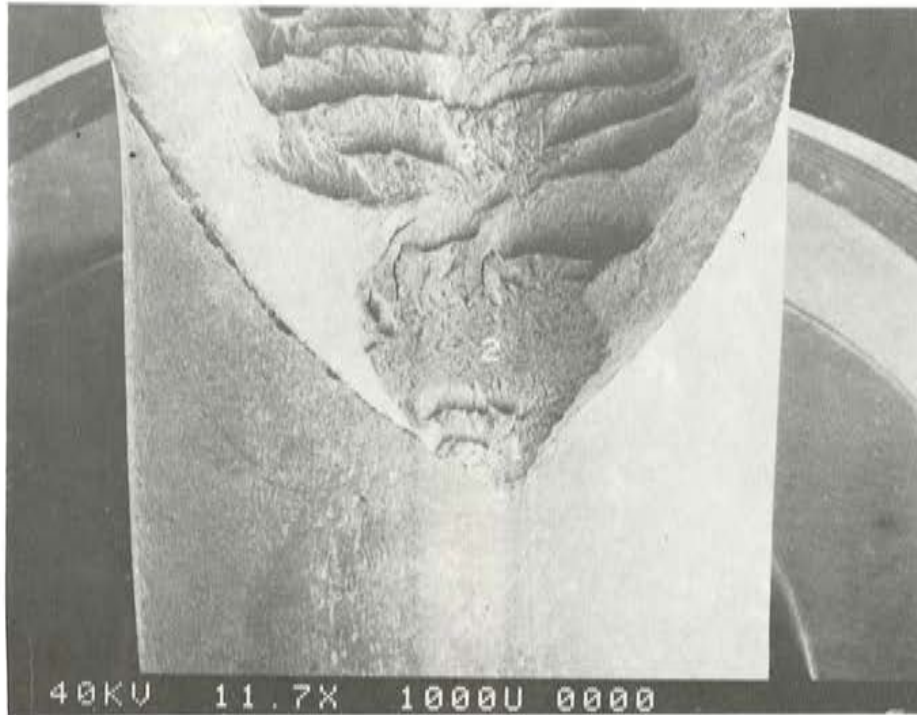


Fig. 3. Fractura en tracción lenta.

Con respecto al mecanismo de fisuración en este caso, creemos que es idéntico al descrito anteriormente, por ello, en la Fig. 5, pretendemos explicar cómo se fisura el acero en estos ensayos de tiocianato amónico, tanto a carga constante como a velocidad de carga constante.

El hidrógeno originado en las reacciones electroquímicas entre el medio y el acero, difunde hacia el interior de la varilla y se acumula en las interfases $Fe_3C/Fe\alpha$, que mayoritariamente están alineadas con el eje de la varilla. La naturaleza íntima de cómo se fisura no la conocemos, pero la forma resultante es que se abre el acero por planos paralelos (cleavages) a las interfases $Fe_3C/Fe\alpha$ debido al hidrógeno allí acumulado. Simultáneamente, en puntos tales como el A, la grieta sigue la dirección transversal, quizá por las bandas de fácil cizalladura, pues es ya conocido que la cementita de las colonias perlíticas está rota en tales bandas, presentando la superficie fracturada un aspecto escalonado (3) y (4).

C.—Ensayo lento de agua destilada a deformación constante

La Fig. 6a, muestra la rotura tipo de este ensayo. El lugar por donde se inicia está justamente encima del nivel del agua en reposo. Los rasgos característicos que se pueden ver son: a) la estricción es nula; b) donde se inicia la grieta no se observan picaduras grandes de corrosión que pudieran haber inducido la misma; generalmente sólo se ven unas costras de diferentes óxidos de hierro; c) la superficie de rotura tiene la forma de "U" y exhibe cuatro regiones, a saber:

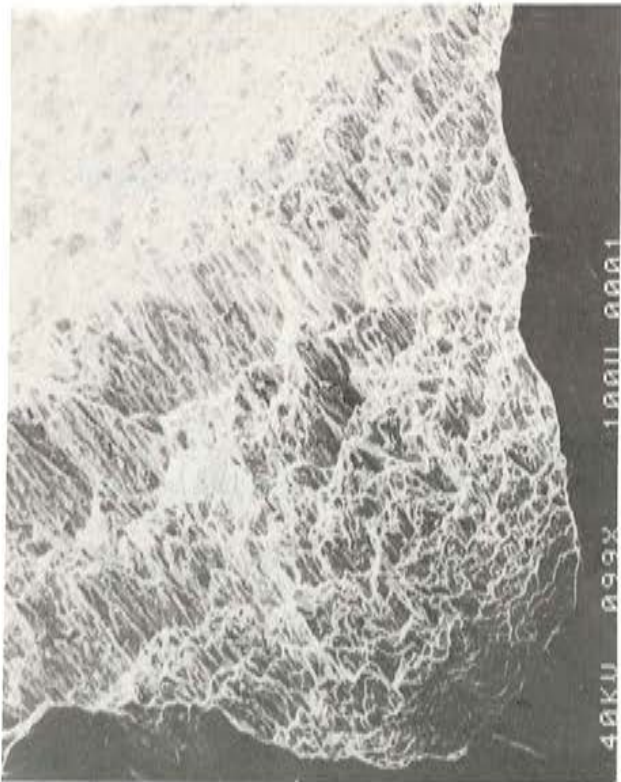
Región I, en forma de rampa; parte de la misma esta cubierta por una mancha de color negro intenso; al principio, se inicia transversalmente al eje de la varilla y luego sube; en la Fig. 6b y c, se puede ver que cuando termina esta etapa transversal hay una grieta que se corresponde con una ramificación del frente-grieta; el punto de arranque no es uno sólo, sino varios y a distinto nivel, o sea, arcos más o menos grandes escalonados.



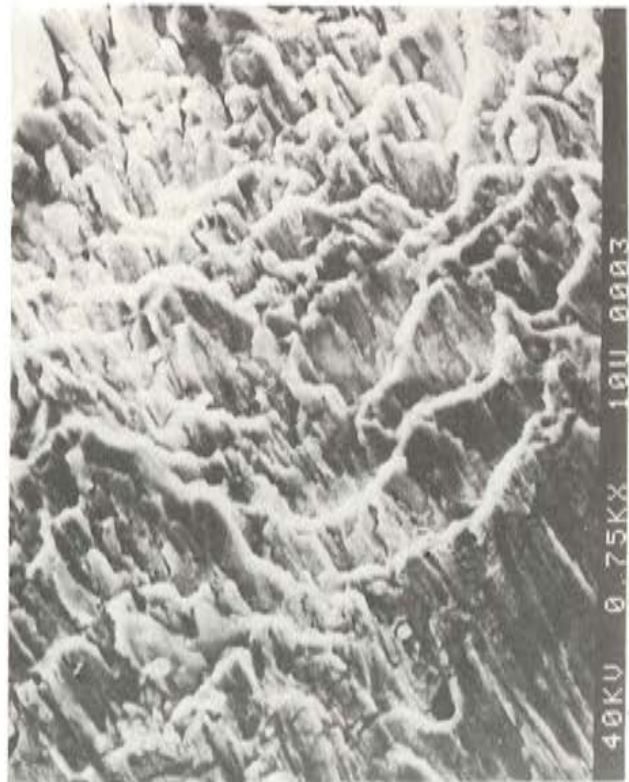
b)



d)



a)



c)

Fig. 4.

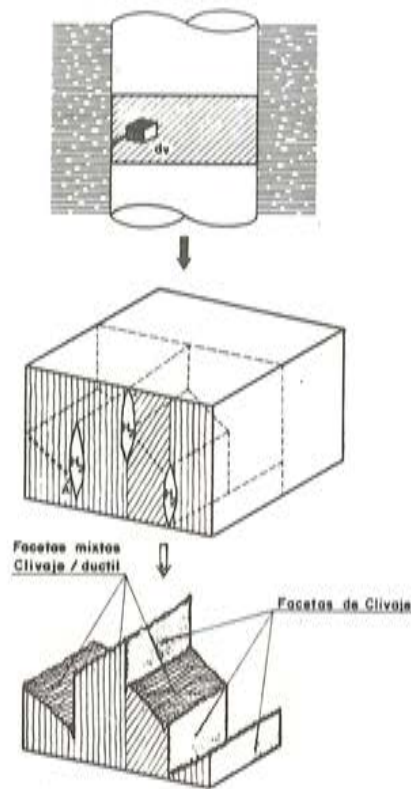


Fig. 5.

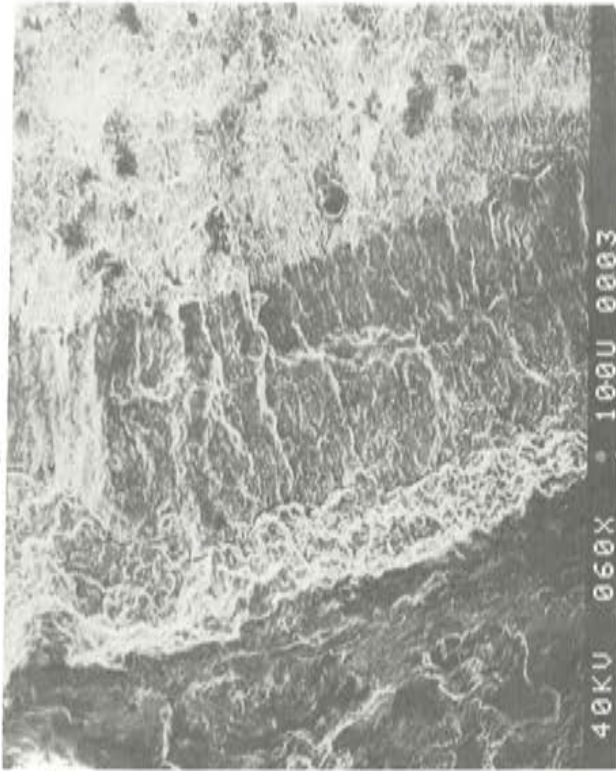
Región II, rellano que demuestra el cambio de dirección de la grieta antes de la rotura final.

Región III, rotura dúctil final.

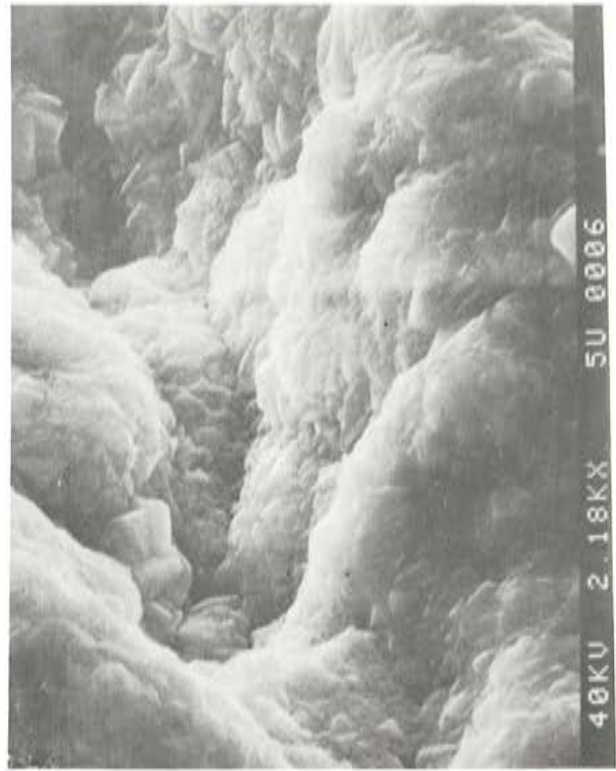
Región IV, labios de cizalladura.

La observación con el SEM de la Región I, subiendo desde el borde de la varilla hasta la interfase con la Región II, está reflejada en las Figs. 6 y 7; la Fig. 6b, es una ampliación del punto (5.5; 2.5) de la Fig. 6a; la Fig. 6c, el punto (6; 3.7) de la Fig. 6b, y la Fig. 6d, el punto (5; 3.5) de la Fig. 6c. La etapa transversal de la grieta se ve perfectamente en la Fig. 6b. El relieve no es plano, sino ondulado; hay evidencia de que la grieta arranca debajo de una costra de óxidos, Fig. 8c, es decir, primero hay una disolución más o menos localizada y cuando tiene una cierta profundidad aparece en un punto la grieta; en la Fig. 8a, si prolongamos el borde de la varilla se observa la falta de material. Cuando termina la etapa transversal aparece una ramificación de la grieta (Fig. 6c); por estudios metalográficos posteriores sabemos que es una ramificación del frente-grieta, es decir, terminada la pequeña etapa transversal de la grieta se ramifica en dos; una es la mancha negra que sube por la rampa y la otra (véase Fig. 8a) queda en el material. Un momento antes de la rotura ambas eran estables, pero desconocemos el por qué una sola abrió el material.

El suelo de la etapa transversal exhibe un aspecto de cristales poliédricos Fig. 6d; según algunos investigadores estos cristales lo identifican sólo con Fe_3O_4 . Nosotros todavía no hemos realizado el análisis, pero sabemos que hay diferentes clases de óxidos debido a los diferentes colores que presentan con luz polarizada.



b)



d)



a)



c)

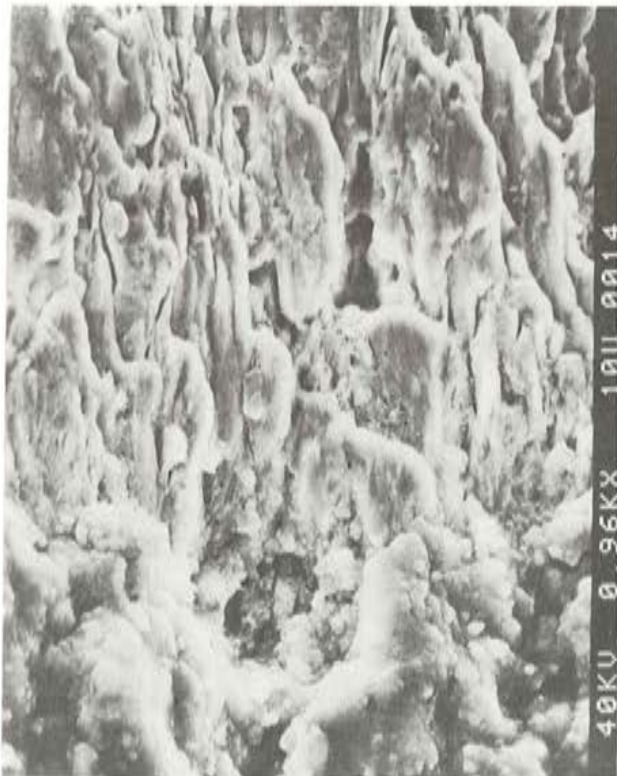
Fig. 6.



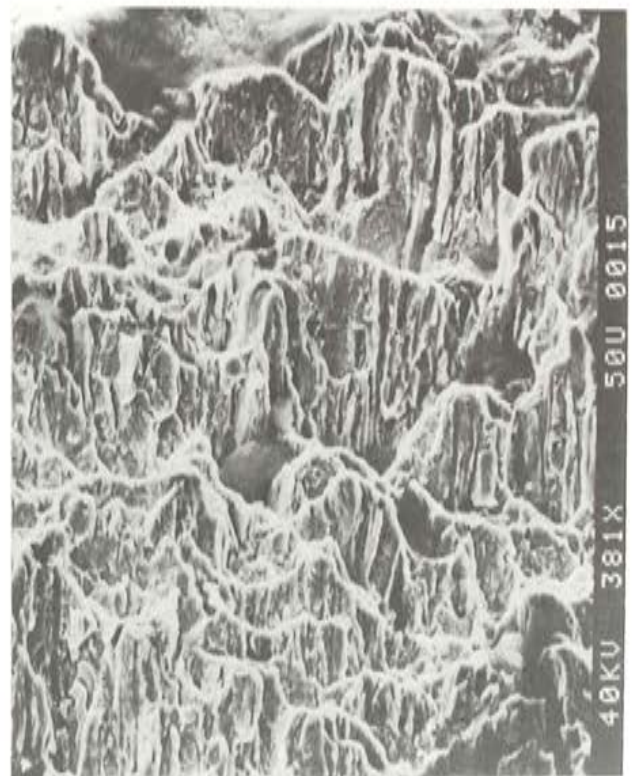
c)



d)



a)



b)

Fig. 7.



c)



d)



a)



b)

Fig. 8.

La Fig. 7a, es el punto (6.4; 8.3) de la Fig. 6b y muestra la interfase: final de la mancha negra/nueva superficie rota. El aspecto que tiene el relieve delante de esta interfase es similar al de la Fig. 4c, o sea facetas planas paralelas al eje de la varilla entrelazadas por líneas onduladas, formando una estructura escalonada Fig. 7c. La línea imaginaria que debería representar el final de la mancha negra no es limpia, sino que se difumina hacia adelante, Fig. 7a. Una observación en puntos más alejados, Fig. 7b, muestra las facetas planas más nítidas, Fig. 7c; la Fig. 7d, está tomada dentro de la Región II, obsérvese como la componente dúctil predomina.

La Fig. 8, son cuatro tomas de un corte metalográfico de la Fig. 6a. En la Fig. 8a puede verse el camino que siguió la grieta; la Fig. 8b es una ampliación del punto (7;1). Esta grieta observada con luz polarizada demuestra que está llena de diferentes óxidos de hierro. La Fig. 8c, es una grieta incipiente que está debajo, a escasa distancia, de la que originó la rotura, obsérvese la costra de óxidos de hierro que tapa la entrada de la grieta y recubre discontinuamente la superficie de la varilla, asimismo, esta costra está cuarteada y observada con luz polarizada, muestra también diferentes clases de óxidos.

El hecho experimental observado en las roturas de que: 1º, la etapa de la grieta estable está rellena de óxidos de hierro, o sea la mancha negra, y además, es la etapa que más tiempo invierte en el ensayo, y 2º que las superficies de fractura delante de la mancha negra están limpias de óxidos de hierro y se crean un momento antes de la rotura final, sugiere la idea que tanto la disolución selectiva como la fragilización por hidrógeno pueden intervenir. Por tanto, la cuestión a dilucidar sería el orden temporal.

En muestras desmontadas antes de romperse en el propio ensayo, y rotas mecánicamente después, se ha visto que, en la superficie de fractura que está delante de la mancha negra, el aspecto del tramo de estas superficies de fractura (antes de la rotura final), depende fundamentalmente del tipo de solicitud mecánica que soporte la muestra ensayada en agua destilada, ya sea a tensión constante o a deformación constante. Por ello, y a pesar de que, las facetas de la superficie de fractura, que están a continuación de la mancha negra, tienen el mismo aspecto que las del ensayo de tiocianato amónico, no excluimos en el proceso de agrietamiento por el agua destilada una fuerte contribución de la disolución selectiva y del especial estado tensional delante de la fisura.

AGRADECIMIENTO

Este trabajo es parte de un programa cooperativo entre el Laboratorio Central y el National Bureau of Standard. Queremos agradecer al Comité Hispano Norteamericano la valiosa contribución económica que nos han prestado. Asimismo, queremos expresar nuestro agradecimiento a la Dirección del Laboratorio y a las personas de los servicios de microscopía electrónica que han hecho posible la obtención de las fotografías, tanto del N.B.S. como del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales.

REFERENCIAS

- (1) Nürnberger, U. (1980). Analyse u. Auswertung von Schadensfällen an Spannstähler. *Forschung Strassenbau u Strassen verkehrstechnik*, Heft 308, ed. Bundesminister f. Verkehr.
- (2) Brachet M. (1970, 1980) Report on Prestressing steel: 5. Stress corrosion cracking resistance test for prestressing tendons. Techn. Report, ed. F.I.P.
- (3) Riecke, E. (1973) *Arch. Eisenhüttenwes.* 44, pp. 647-656.
- (4) Porter, D.A., K.A. Easterling, and G.D.W. Smith (1978) *Acta Met*, 26, pp. 1405.

Comportamiento del hormigón pretensado, a muy bajas temperaturas

Manuel Elices, Vicente Sánchez-Gálvez, Jaime Planas, Antonio Mestre y Hugo Corres
Departamento de Física y Física de Materiales
Escuela de Ingenieros de Caminos. Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

Esta comunicación es un avance de la monografía de la FIP *Cryogenic behaviour of materials for prestressed concrete*, que se presentará en el noveno congreso mundial de la FIP, en Estocolmo, en Junio de 1982. Dicha monografía pretende ser un estado del arte de los conocimientos sobre el comportamiento del hormigón pretensado a bajas temperaturas y, en particular, a la temperatura del gas natural licuado (-165°C). Este trabajo se está realizando conjuntamente, entre dos departamentos; el departamento de Construcción y Materiales, de la Universidad de Braunschweig, que dirige el Prof. F. Rostasy, y el departamento de Física y Física de Materiales, de la Universidad Politécnica de Madrid.

El carácter un tanto exótico de la comunicación, queda justificado porque el hormigón pretensado es uno de los pocos materiales utilizados a temperatura ambiente, que se comporta satisfactoriamente a bajas temperaturas, y por el creciente interés en el almacenamiento a baja presión, en grandes cantidades, de gases licuados (GNL).

— En 1951, se construyó el primer depósito de hormigón pretensado para almacenar oxígeno líquido (-183°C); pero no fue hasta los comienzos de la crisis energética, cuando surgió la necesidad de almacenar gas natural licuado en grandes cantidades, que se impulsó la construcción de grandes depósitos, de 80.000 m^3 y de más de 100.000 m^3 . Para estos tamaños, el hormigón pretensado es competitivo con el acero, tiene menos problemas de mantenimiento y ofrece una mayor seguridad. Las características de estas estructuras singulares están detalladas en los libros de Bruggeling, A. 1979, y Turner, F.H. 1979. El mayor depósito español, de 80.000 m^3 , lo han descrito Valdes, J., 1978, Fernández de la Reguera, R. 1978 y Rivas, J. L., 1981.

— La capacidad de los barcos que transportan GNL, ha pasado desde 25.000 m^3 a comienzos de los años 60, a 75.000 m^3 a comienzos de los años 70, hasta 125.000 m^3 durante nuestros días; y se espera que para 1990 haya alrededor de 150 barcos de esta capacidad, transportando este peligroso combustible. Hace más de 70 años que se botó el primer barco de hormigón armado y más de 40 que se construyó el primero de hormigón pretensado. No hay razón para no construir cargueros para transportar GNL, carga de poca densidad que compensaría el elevado peso muerto del barco de hormigón. En la figura 1 se muestra la sección de uno de estos barcos, de 125.000 m^3 de capacidad, de 290 m de eslora, 44 m de manga y 23 m de puntal. En estas estructuras se ha estimado que la utilización de un casco de hormigón pretensado es más económico y más seguro. Este proyecto ha sido aprobado por el Lloyd y por las autoridades de EE.UU.

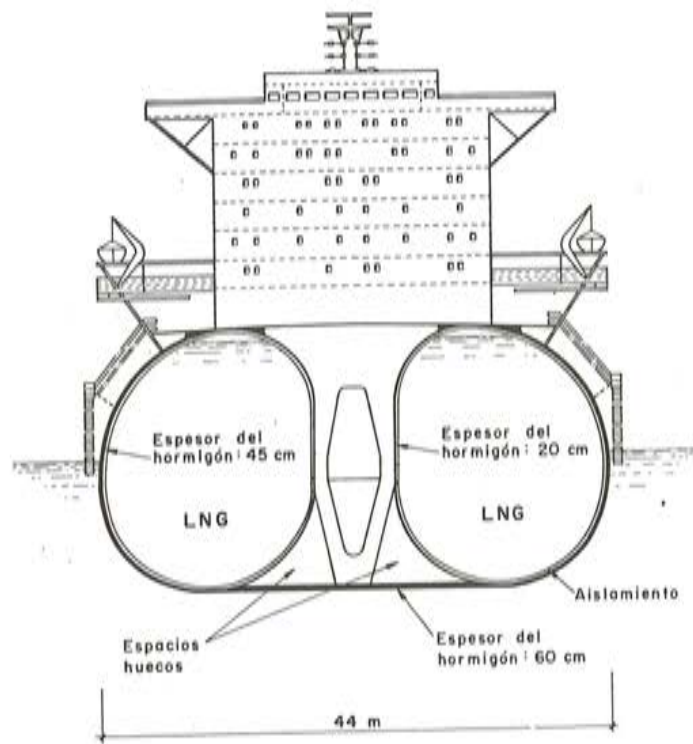


Fig. 1. Sección de un barco de hormigón para transporte de gas natural licuado.

— Actualmente, está en funcionamiento un sistema integrado depósito-barco, de hormigón pretensado, de 140 m de eslora, 42 m de manga y 17 m de puntal. En realidad es una factoría flotante para licuación y almacenamiento de butano y propano. Esta barcaza se construyó en Tacoma, en 1975, y fue remolcada 16.000 Km, a través del Océano Pacífico, hasta el mar de Java, donde se ancló y está funcionando desde 1976. El hormigón pretensado se eligió como material estructural para esta factoría, por su menor costo, mayor resistencia al fuego, durabilidad y rapidez de ejecución (Anderson, A.R., 1977).

El contenido de la comunicación se divide en tres partes: En primer lugar se comenta el comportamiento del hormigón a bajas temperaturas; en particular, su resistencia y ductilidad. A continuación se destacan algunas propiedades de los aceros y de los sistemas de anclaje. Finalmente, se expone el comportamiento conjunto del hormigón y del acero en el hormigón, pretensado, destacando sus ventajas y sus debilidades.

2. COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN A BAJAS TEMPERATURAS

Si ensayamos a compresión una probeta de hormigón, nos encontramos con un comportamiento sorprendente a medida que disminuye la temperatura del ensayo. Por debajo de 0°C , la ductilidad aumenta y el comportamiento se vuelve más lineal; pero es la carga de rotura el parámetro que varía más espectacularmente, llegando a alcanzar valores superiores a cuatro veces el valor a temperatura ambiente. Estos resultados se muestran en la figura 2, donde se han representado las curvas tensión-deformación de probetas de hormigón saturado.

— La carga máxima va creciendo a medida que disminuye la temperatura. El crecimiento es rápido al comienzo y más lento a partir de -120°C .

— La ductilidad, medida como alargamiento bajo carga máxima, también aumenta al disminuir la temperatura. Parece ser que este alargamiento se mantiene por encima del correspondiente a temperatura ambiente, incluso para temperaturas muy bajas (-196°C).

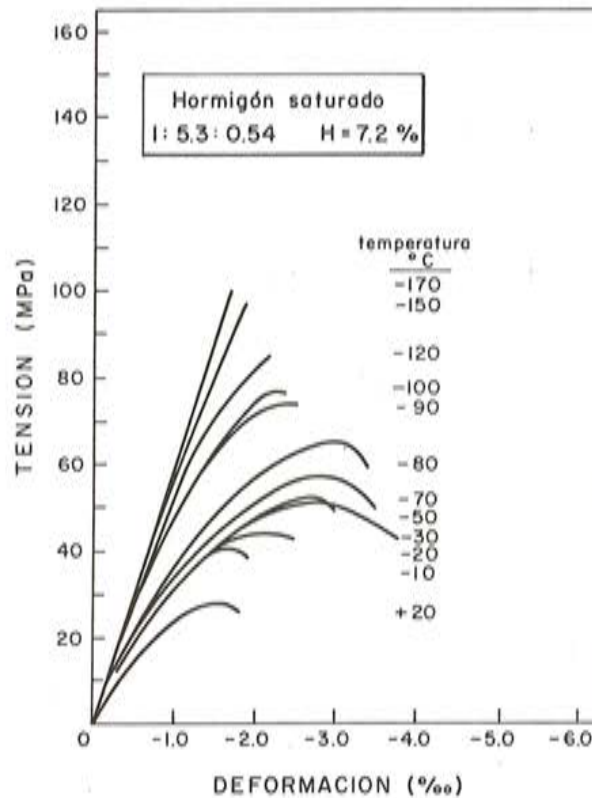


Fig. 2. Curvas tensión-deformación, en compresión, en función de la temperatura, para hormigón saturado.

No se conoce, todavía, una explicación satisfactoria para este comportamiento del hormigón. Debe tenerse presente que no se trata, simplemente, de un hormigón que se ha enfriado, sino de un material compuesto por hormigón y hielo y que las propiedades de este último no nos son tan familiares. La resistencia del hielo es grande, y al helarse completamente el agua de los poros, éstos dejan de actuar como minúsculas entallas donde se inicia la fisuración y por lo tanto la ductilidad debe mejorar. Lo que sí parece claro es que el comportamiento mecánico debe depender de la cantidad de agua en el hormigón, capaz de transformarse en hielo.

La influencia de la humedad queda patente en la figura 3. A temperatura ambiente, las diferencias son pequeñas; pero a -170°C las probetas saturadas exhiben un comportamiento elástico-lineal, mientras que las almacenadas en ambiente húmedo presentan un ligero carácter no lineal y una resistencia mucho menor. Los ensayos realizados con probetas curadas con distintas humedades, indican que existe un valor crítico, alrededor del 85% de humedad relativa, por debajo del cual estos efectos no son tan importantes. Aunque a primera vista pudiera parecer que ésta es la situación más frecuente, conviene tener presente que cuando se hormigona un elemento estructural donde una de las caras sea impermeable (por ejemplo, el hormigón que está en contacto con una camisa de chapa) el hormigón en las proximidades de esta barrera impermeable permanece, prácticamente, como si estuviera saturado.

Para estimar la resistencia a la compresión, se han propuesto relaciones empíricas, ajustando funciones sencillas a un conjunto de datos experimentales. Estas fórmulas permiten calcular la resistencia a una temperatura dada, $\sigma_c(T)$, en función de la resistencia a la temperatura ambiente $\sigma_c(T_a)$, de la temperatura T y de la humedad H . Goto y Miura han propuesto la siguiente expresión:

$$\sigma_c(T) = \sigma_c(T_a) - (2/15 + T/2700) TH$$

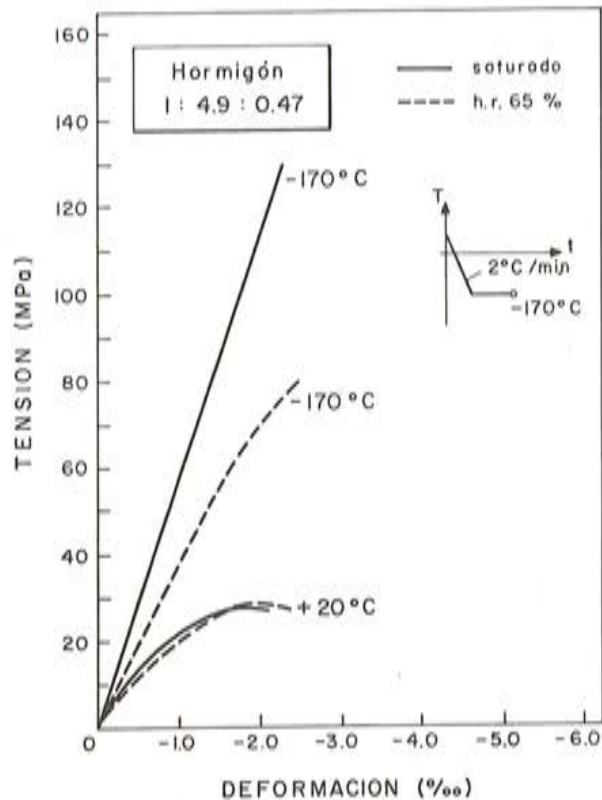


Fig. 3. Curvas tensión-deformación del hormigón, a 20°C y -170°C, para hormigón saturado y para hormigón con 65% de humedad relativa.

donde la resistencia está expresada en N/mm^2 , H es la humedad del hormigón en %, y T la temperatura en $^{\circ}C$. A partir de $-120^{\circ}C$, aproximadamente, la resistencia crece muy lentamente; y como la dispersión de los resultados es grande es aconsejable suponer que la resistencia permanece constante. En la figura 4 se ha representado la expresión anterior, para $\sigma_c(T_a) = 34 MN/m^2$ y diferentes contenidos de humedad, junto con algunos resultados experimentales (valor medio de 6 ensayos) obtenidos en la Escuela de Ingenieros de Caminos.

Las relaciones empíricas propuestas para estimar la resistencia del hormigón, sólo pueden aplicarse cuando se produce un enfriamiento noval; es decir, no deberían aplicarse si el hormigón ha sufrido varios ciclos térmicos de enfriamiento y calentamiento, ya que su comportamiento mecánico no es el mismo, como refleja la figura 5. En ella se aprecia que el módulo de elasticidad disminuye, lo mismo que la carga de rotura.

El deterioro del hormigón no sólo aumenta al aumentar el número de ciclos, sino que también aumenta —para el mismo número de ciclos— al disminuir la temperatura, aunque parece ser que existe una temperatura crítica, por debajo de la cual el deterioro del hormigón no es mucho mayor. Los resultados experimentales indican que, para hormigones saturados, esta temperatura crítica está alrededor de $-70^{\circ}C$. A partir de esta temperatura la disminución de la resistencia es mucho menor y parece que está ligada con la deformación térmica. Alrededor de $-70^{\circ}C$ la mayor parte del agua se ha transformado en hielo, habiéndose producido ya los daños ocasionados por su expansión. Ensayos similares realizados con probetas almacenadas con una humedad relativa del 65%, apenas detectaron pérdidas de resistencia, confirmando nuevamente el papel decisivo que juega la humedad a bajas temperaturas.

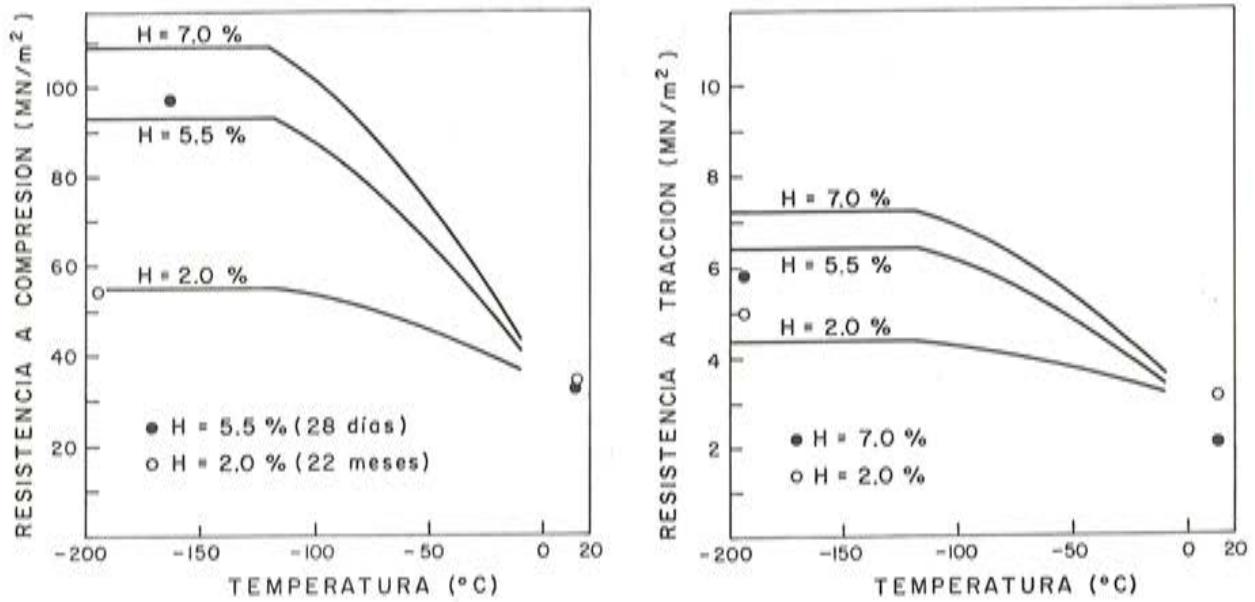


Fig. 4. Curvas empíricas de resistencia del hormigón a compresión y a tracción, en función de la temperatura y del contenido de humedad, (Goto y Miura) junto con los resultados experimentales obtenidos en la Escuela de Ingenieros de Caminos,

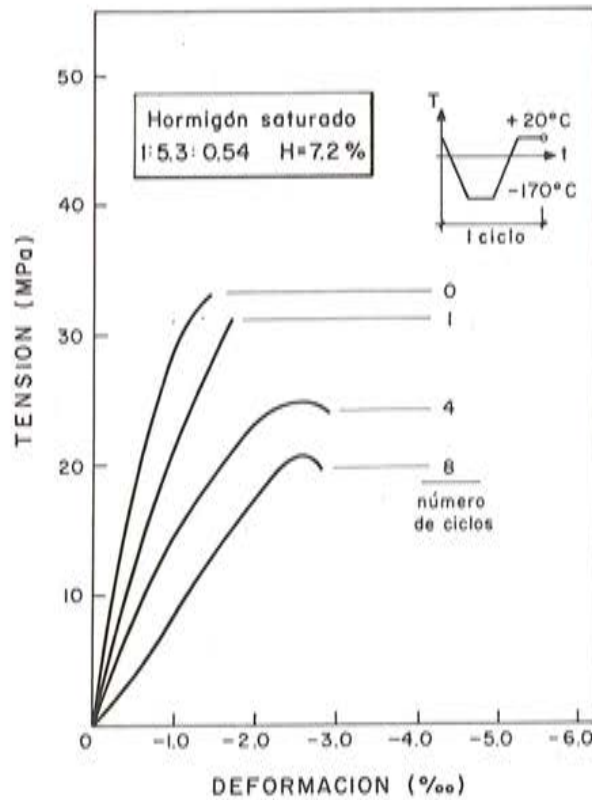


Fig. 5. Variación de la curva tensión-deformación del hormigón, tras distintos números de ciclos de enfriamiento y calentamiento.

La resistencia a tracción del hormigón, también aumenta al disminuir la temperatura y al aumentar la humedad del hormigón. Los resultados son menos espectaculares que los de la resistencia a la compresión y, además, no parece que se estabilicen a partir de -100°C , sino que tienden a disminuir. La pérdida de resistencia después de varios ciclos térmicos es similar a la disminución de la resistencia a la compresión, comentada anteriormente.

La resistencia a tracción puede estimarse a partir de fórmulas empíricas obtenidas ajustando resultados experimentales, Goto y Miura han propuesto:

$$\sigma_t (T) = 0.214 \sigma_c^{0.75} (T)$$

donde $\sigma_t (T)$ es la resistencia a tracción, en N/mm^2 , a la temperatura T , en $^{\circ}\text{C}$, y $\sigma_c (T)$ es la resistencia a compresión en N/mm^2 , a la misma temperatura. Esta expresión se considera válida hasta -160°C y para hormigones con relaciones agua/cemento entre 0,45 y 0,55. En la figura 4 también se han representado los valores σ_t correspondientes a los valores de σ_c de compresión de la misma figura. También se han incluido algunos valores experimentales. Para probetas casi secas, la fórmula de Goto da resultados satisfactorios; y parece ser que sobreestima la resistencia de las probetas saturadas. Los valores experimentales también están de acuerdo en la observación hecha anteriormente de que, por debajo de -100°C , aproximadamente, la resistencia disminuye.

La resistencia a tracción del hormigón se ha estimado mediante ensayos indirectos; flexotracción y el ensayo brasileño. Recientemente se ha propuesto otro ensayo para bajas temperaturas: el ensayo de punzonamiento doble (M. Elices y J. Planas, 1982), cuya realización es más sencilla y los resultados parecen ser más fiables, al no preseleccionar el plano de rotura. Además, se puede llevar a cabo en una máquina de compresión de menor capacidad y permite utilizar probetas con la misma geometría que para el ensayo de compresión.

Otros datos de interés para el proyectista son el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson. T. Okada y M. Iguro han propuesto las siguientes expresiones para el intervalo -10° -100°C :

$$E (T) = 300 \sigma_c (T) + 1,33 \times 10^{10}$$

$$\nu = 0,23$$

donde $E (T)$ y $\sigma_c (T)$ se expresan en N/m^2 y representan, respectivamente, el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión a la temperatura T . El coeficiente de Poisson permanece más o menos constante, variando entre 0,19 y 0,27, según diversos autores.

También sería deseable conocer la influencia de los áridos, tipo de cemento, dosificación del hormigón y relación agua/cemento, en la resistencia a bajas temperaturas. Aunque estas propiedades no se han estudiado sistemáticamente, ya se dispone de algunos resultados orientativos, [véanse, por ejemplo, los artículos de G. Tognon (1969), S. Yamane (1978), Y. Goto (1979), F. Rostasy (1979), M. Elices (1982)].

Quedan todavía otros aspectos del comportamiento mecánico del hormigón a bajas temperaturas, de enorme interés para el proyectista, que aún no se han explorado, como es el comportamiento bajo solicitaciones biaxiales (en particular el agotamiento en estas condiciones) y que permitirían formular unas ecuaciones constitutivas realistas para el cálculo numérico. También es interesante conocer la respuesta del hormigón frío frente a cargas aplicadas bruscamente, o del hormigón, a temperatura ambiente, enfriado súbitamente. Ambos tipos de sollicitación se pueden dar en caso de accidente y conviene conocer la capacidad resistente de la estructura bajo estas acciones.

3. COMPORTAMIENTO DE LOS TENDONES A BAJAS TEMPERATURAS

La experiencia que se posee con los aceros suaves a bajas temperaturas, es decir, la pérdida de ductilidad y su fragilización, puede hacer sospechar que los aceros utilizados en el hormigón pretensado no son aptos para trabajar a las temperaturas del gas natural licuado. No obstante, los resultados experimentales demuestran lo contrario: la carga de rotura y el límite elástico aumentan ligeramente al disminuir la temperatura; la ductilidad disminuye un poco, pero se mantiene dentro de unos valores aceptables, y tanto la relajación como los riesgos de la corrosión bajo tensión mejoran, como veremos seguidamente. Estos comentarios se refieren, exclusivamente, a los aceros eutéctoides trefilados —alambres y cordones—. Los aceros templados y revenidos, las barras y otros aceros microaleados, de poco uso en España, se detallan en la monografía citada al comienzo de este artículo y en otro trabajo aparecido en Hormigón y Acero (Élices, M., Sleigh G. 1978).

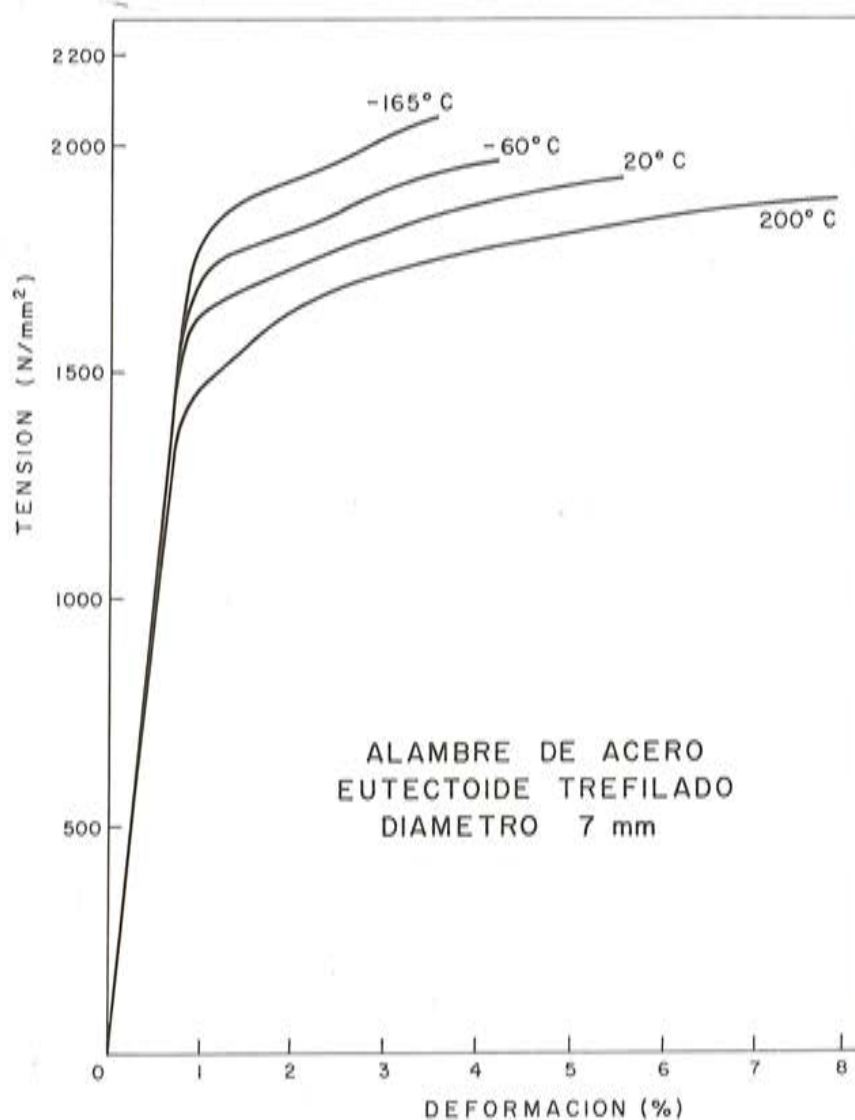


Fig. 6. Curvas tensión-deformación a tracción, del acero de pretensado, en función de la temperatura.

En la figura 6 se muestran las curvas tensión-deformación, hasta rotura, para distintas temperaturas, de alambres trefilados de 7 mm de diámetro. Puede observarse que, a muy bajas temperaturas, el alambre exhibe todavía una región plástica y un alargamiento bajo carga máxima significativo. La variación, en función de la temperatura, de la tensión de rotura y del límite elástico convencional al 0,2%, se indica en la figura 7. En los alambres, tanto la carga de rotura como el límite elástico aumentan alrededor del 12%, entre temperatura ambiente y la temperatura del GNL. Los resultados experimentales de los cordones, presentan una mayor dispersión y los incrementos oscilan entre 4% y 20%. También se han representado, en la misma figura, los valores del alargamiento bajo carga máxima. Es de destacar que para -165° el alargamiento es superior al 3,5%, que es el mínimo exigido en la Euronorma EN 138 y en las recomendaciones de la FIP.

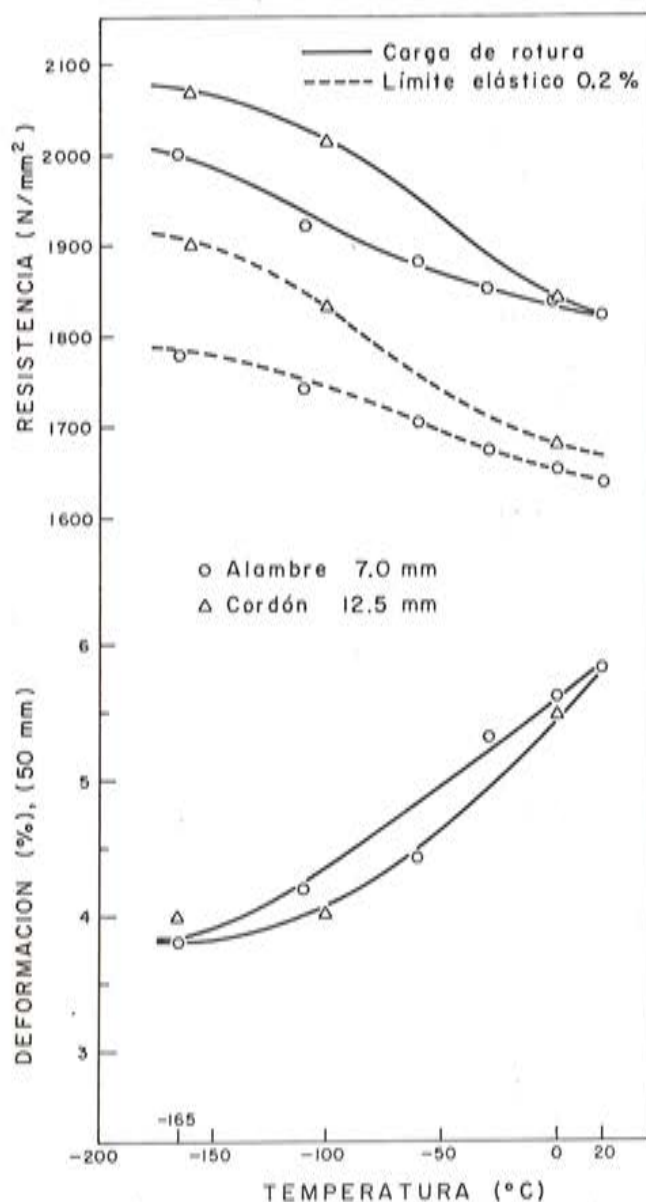


Fig. 7. Variación, en función de la temperatura, de la tensión de rotura, límite elástico y alargamiento bajo carga máxima, para alambres y cordones de pretensado.

Otras propiedades, como la relajación, también mejoran al disminuir la temperatura. No se poseen datos fiables de la relajación al cabo de mucho tiempo, porque la experimentación es compleja; pero las pérdidas registradas después de 10 horas, a -165°C , son tan pequeñas, que es muy difícil detectarlas con la sensibilidad de los aparatos comerciales. A partir de los pocos datos publicados, se puede suponer que las pérdidas por relajación son despreciables a partir de -60°C , para los aceros comerciales de calidad R5 y R2. La corrosión bajo tensión, es otro fenómeno que debe perder virulencia a medida que disminuye la temperatura, ya que la cinética del proceso disminuye considerablemente. El módulo de elasticidad también experimenta un ligero aumento con la disminución de la temperatura. Debido a las dificultades, para medir con precisión pequeñas deformaciones a bajas temperaturas, hay una cierta dispersión entre los valores que se citan. El incremento entre 20°C y -165°C oscila entre el 6% y el 10%.

El problema de la sensibilidad a las entallas a bajas temperaturas, merece ser discutido. Para algunos proyectistas se trata meramente de un problema académico, mientras que para otros es tan temible que propugnan que no se utilice el hormigón pretensado a muy bajas temperaturas, por el riesgo de la rotura frágil. En estos casos conviene aclarar que los tendones utilizados en el hormigón pretensado, siempre están solicitados longitudinalmente y no transversalmente, como se hace en un ensayo de Charpy, que es donde exhiben la fragilidad a bajas temperaturas. Además, debe distinguirse entre el comportamiento de un tendón entallado o fisurado.

a. Fragilidad inducida por entallas. En muchos casos, cuando se sospecha la forma de la entalla, este tipo de fragilidad se puede estimar directamente mediante un ensayo de tracción, a la temperatura correspondiente. Algunos resultados se indican en la siguiente tabla.

Sensibilidad a las entallas (NSR) de algunos aceros eutectoides trefilados

Acero	Diámetro mm.	Entalla mm.	Radio entalla mm.	NSR (T °C)			Referencia
				20	60	165	
Estabilizado	7,0 ^a	1,03	0,10 \pm 0,03	1,25	1,08	0,90	(3,4)
Trefilado de 6 mm.	5,2 ^a	0,76	0,08 \pm 0,03	1,30	—	1,00	(2)
Trefilado de 5 mm.	4,4 ^a	0,64	0,03	1,34	—	1,17*	(1)
Estabilizado	7,0 ^b	1,80	0,13 \pm 0,03	0,88	0,79	0,68	(4)

a. Entalla circular. b. Entalla lateral. *Ensayo a -196°C .
 (1) Eakin B.E. et al, 1963. (2) Elices M, 1981. (3) Planas J, et al, 1978. (4) Mestre A, et al, 1982.

A la vista de estos resultados parece ser que el daño que pueden ocasionar pequeñas entallas, tanto en los anclajes como en las grapas de empalme, no deben originar problemas serios para cargas aplicadas lentamente a bajas temperaturas. Aún así, es aconsejable comprobar la capacidad de deformación del tendón en estas condiciones.

b. Fragilidad inducida por fisuras. Existe el riesgo de que algún tendón tenga pequeñas fisuras superficiales, originadas durante el transporte, almacenamiento o colocación de las armaduras. Estas fisuras no merman apreciablemente la capacidad resistente del tendón ya que, por ejemplo, alambres de 7 mm de diámetro pueden soportar, a temperatura ambiente, esfuerzos del 90% de la carga de rotura, con fisuras de hasta 1 mm de profundidad. A bajas temperaturas, la situación puede cambiar en función del proceso seguido al tesar. Si el alambre fisurado se tesa primero y se enfría después, como suele suceder normalmente, sigue exhibien-

do un comportamiento bastante dúctil. Pero si primero se enfría y se tesa después, puede romper frágilmente. Este comportamiento debe tenerse en cuenta en aquellas estructuras que tengan tendones redundantes, que sólo entrarían en carga en caso de accidente.

Hemos visto que el acero trefilado se comporta satisfactoriamente a bajas temperaturas, en condiciones normales de sollicitación; pero queda por analizar el anclaje. En general, se ha prestado poca atención a los materiales utilizados para fabricar anclajes que van a trabajar a bajas temperaturas. Sin necesidad de seleccionar materiales que exhiban una gran ductilidad, en ensayos de Charpy, a la temperatura de trabajo, porque el anclaje no va a estar sometido a este tipo de impactos, debe tenerse presente que sí estará sometido a sollicitaciones multi-axiales, ya sean los conos o las placas de anclaje. En estas circunstancias, cabe la posibilidad, de que las fisuras crezcan de forma inestable, originadas por pequeñas fisuras preexistentes o generadas en el fondo de entallas. Por estas razones, entre otras, conviene seleccionar materiales que tengan una determinada resistencia y ductilidad a la temperatura de trabajo y, además, unos valores mínimos de tenacidad a la fractura.

Finalmente, debe comprobarse la eficacia del sistema tendón-anclaje para la temperatura de trabajo, ya que dichos sistemas se han proyectado y ensayado, en general, para temperatura ambiente. Las sollicitaciones que pueden actuar sobre dichos sistemas, dependerán del tipo de estructura y del grado de seguridad requerido. Centrándonos en el caso más frecuente de los tanques, y considerando el caso más general de un tanque de doble pared, podemos distinguir:

a. Sistema tendón-anclaje en la pared externa. En general, trabajará a temperatura ambiente y solamente en caso de accidentes podrá sufrir un enfriamiento brusco. La combinación de un enfriamiento súbito con una rápida sobrecarga es una acción discutible que puede ser tenida en cuenta, o no, por el proyectista.

b. Sistema tendón-anclaje en la pared interna. El sistema trabajará a baja temperatura y estará sometido a pequeñas oscilaciones de carga en condiciones de servicio. Accidentalmente podrá sufrir impactos o acciones sísmicas.

Actualmente, no hay una normativa que regule estas acciones; pero parece claro que, además de cumplir los requisitos para temperatura ambiente, debe exigirse al sistema una ductilidad mínima, a la temperatura de trabajo, para sollicitaciones lentas, junto con algunos ensayos dinámicos que simulen sollicitaciones accidentales previsibles.

A temperatura ambiente, las recomendaciones de la FIP, 1981, están representadas esquemáticamente en la figura 8. La resistencia debe ser igual o mayor que el 97% de la del acero; y el alargamiento en rotura superar el 2,3%. Todavía no se han establecido unos valores similares para bajas temperaturas; pero parece normal acordar que la carga de rotura del sistema tendón-anclaje sea superior al límite elástico del alambre a la temperatura correspondiente, para asegurar un mínimo de ductilidad. Debe tenerse presente que la obra se construye a temperatura ambiente y que, posiblemente, las condiciones más exigentes en cuanto a ductilidad vengan impuestas por razones constructivas durante el tesado inicial, a temperatura ambiente. Una vez tesado y posteriormente enfriado, es posible que los requerimientos de alargamiento sean inferiores al 2,3%.

Los tipos de anclaje utilizado, en relación con los ensayos estáticos (lentos), han dado resultados satisfactorios si nos basamos en los pocos ensayos publicados (Doi A. et al, 1974, Katsumata T. et al 1978, Elices M. 1981 y Rostasy F. 1982). Las cabezas recaladas han demostrado una gran eficacia. También los anclajes con cuña, aunque F. Turner (1979) advierte de los peligros de este tipo de anclajes para cables, por el riesgo de deslizamiento del alambre central.

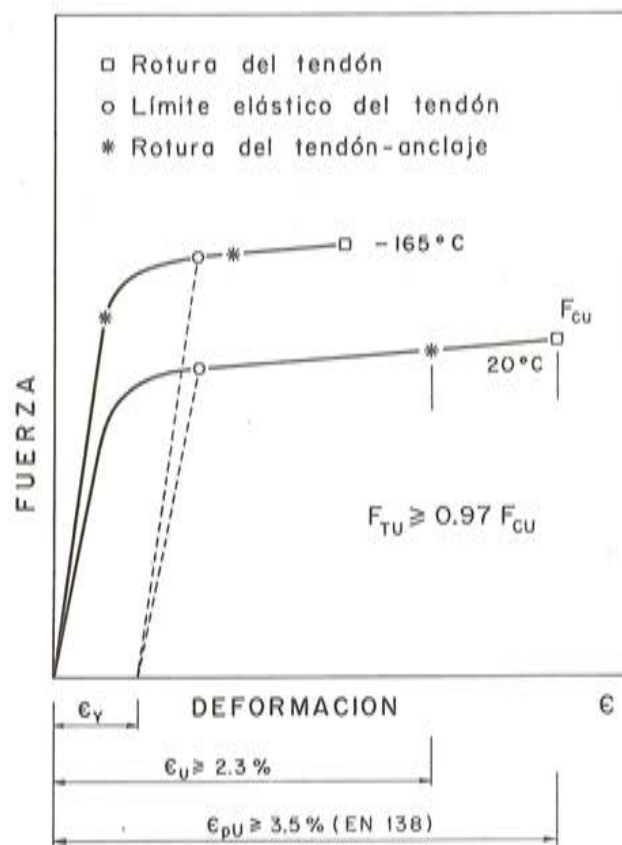


Fig. 8. Curvas fuerza-deformación, para un conjunto tendón-anclaje, en función de la temperatura, y recomendación de la FIP para la eficiencia a temperatura ambiente.

La eficacia de los sistemas frente a otro tipo de solicitaciones es difícil de establecer. El sistema debe ser capaz de soportar las pequeñas oscilaciones de tensión producidas por las variaciones de temperatura. La información disponible sobre el comportamiento dinámico de los anclajes es, todavía, más escasa [H. Trotter et al (1975), BBR Report (1977), M. Elices (1981)]. Es aconsejable realizar ensayos cíclicos —aunque de pocos ciclos— de dos tipos: en ensayos de fatiga mecánica y ensayos de fatiga térmica, para comprobar la bondad de la respuesta del sistema frente a las acciones de servicio y en caso de accidentes.

Resumiendo, el comportamiento estático del sistema tendón-anclaje, puede clasificarse de satisfactorio si la rotura se produce por encima del límite elástico ($\sigma_{0,2}$) del tendón a la temperatura del ensayo. Este resultado asegura una cierta ductilidad y se puede conseguir utilizando unos tendones adecuados y un material, para los anclajes, suficientemente dúctil con una adecuada tenacidad a la fractura. Los anclajes recalcados se comportan bien y los anclajes que “muerden” el alambre deben proyectarse con más cuidado ya que, a bajas temperaturas, este efecto es más acusado. De todos modos, la eficacia del sistema deberá comprobarse, mediante los ensayos pertinentes.

4. COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN PRETENSADO A BAJAS TEMPERATURAS

Hemos visto que, tanto el acero como el hormigón, mejoran sus propiedades, no todas, a medida que disminuye la temperatura. El hormigón incrementa su resistencia a la compresión y a la tracción y también aumenta su módulo de elasticidad. La fatiga térmica también aumenta, aunque esta vez el incremento no sea deseable.

Tanto la resistencia como el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado también aumentan, pero en menor proporción que en el hormigón; y la ductilidad disminuye, sin llegar a ser prohibitiva. No obstante, no es suficiente con que los materiales se comporten satisfactoriamente; es el conjunto —el hormigón pretensado— el que debe ser adecuado, y para ello deben analizarse los aspectos específicos del material y los relacionados con la compatibilidad de los componentes. En particular, en este artículo, se comentarán algunos aspectos de la *compatibilidad mecánica* (adherencia y transmisión de esfuerzos) y de la *compatibilidad térmica* (dilatación de los materiales).

Tanto para el proyecto de anclajes por adherencia como para poder controlar la fisuración es preciso conocer la relación tensión de adherencia-desplazamiento. Además, para poder utilizar las técnicas de análisis en estados límites es interesante conocer la adherencia entre el tendón y la lechada. Esta información, a bajas temperaturas, es prácticamente nula. En los elementos pretensados, donde el anclaje se produce por adherencia, no se ha estudiado esta propiedad, probablemente porque este tipo de anclaje no se ha utilizado. Tampoco se ha estudiado la adherencia del tendón con la lechada en los sistemas postesados, ni el comportamiento mecánico del hormigón bajo las solicitaciones complejas que se producen alrededor de los anclajes. Únicamente se han realizado ensayos de recepción, bastante sencillos (M. Elices, J. Planas et al 1979) y ensayos de adherencia con acero de armar (Y. Goto 1979 y S. Yamane, 1978). Los resultados de estos ensayos indican que la adherencia entre el hormigón y la armadura aumenta, para hormigones saturados, con la disminución de la temperatura, llegando a ser, a -196°C , 5,8 veces superior al valor correspondiente a la temperatura ambiente. En probetas curadas con una humedad relativa de 45%, este valor solamente llega a 1.4. En otra serie de ensayos, realizados a -160°C , se observó un incremento de la tensión de adherencia, de 2,5. La falta de información y la necesidad de experimentación en este área es patente.

Es una circunstancia afortunada que en el intervalo de temperaturas de servicio, en condiciones normales, el hormigón y el acero tengan un coeficiente de dilatación prácticamente igual. Así, una misma variación de temperatura en ambos materiales, induce dilataciones análogas y, en consecuencia, no se provoca la aparición de tensiones internas por incompatibilidad. Esta coincidencia no tiene por qué mantenerse a bajas temperaturas y, desgraciadamente, así es. En la figura 9 se ha representado la contracción del acero y de dos tipos de hormigón, desde la temperatura ambiente hasta la temperatura de GNL. En la figura se aprecia que el acero tiene tendencia a contraerse más que el hormigón y que la contracción del hormigón depende mucho del grado de humedad. Este comportamiento merece analizarse más detalladamente.

El hormigón saturado exhibe un comportamiento no lineal e irreversible, pudiéndose distinguir tres regiones:

— Hasta muy pocos grados bajo cero, el hormigón se contrae.

— A temperaturas más bajas el hormigón también se contrae; pero el agua, al helarse, se dilata y el hormigón húmedo exhibe un comportamiento que es el resultado de ambas tendencias. Para hormigones saturados puede producirse una expansión neta, mientras que hormigones con algo menos de humedad exhiben una ligera contracción.

— Finalmente, a temperaturas más bajas, cuando prácticamente toda el agua se ha helado, tanto el hormigón como el hielo siguen contrayéndose a medida que la temperatura disminuye.

La irreversibilidad se manifiesta durante el calentamiento, al cruzar la segunda etapa, como se indica en la figura 9, y en la aparición de una deformación remanente al recobrar la temperatura ambiente. Como consecuencia, la dilatación es una función de la historia térmica del hormigón.

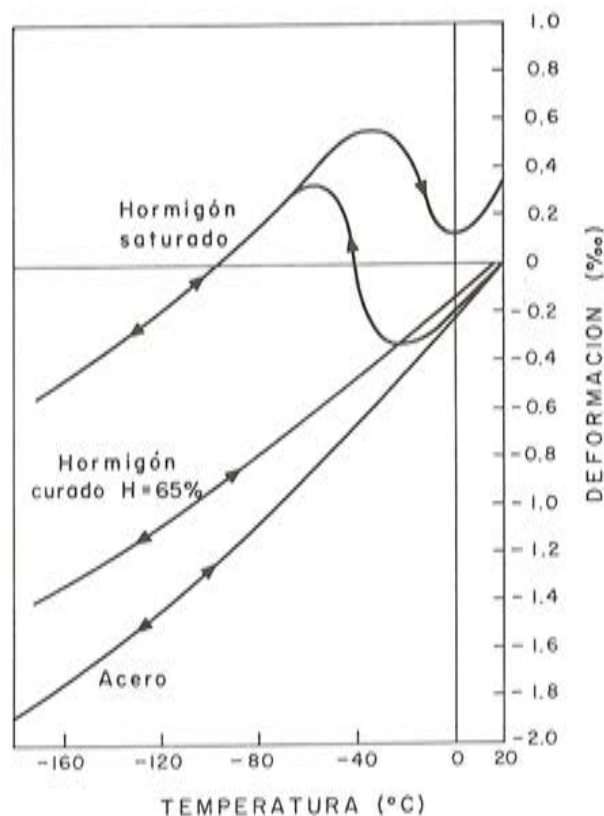


Fig. 9. Contracción al bajar la temperatura del acero y de dos hormigones con distinto contenido de humedad.

La influencia en la dilatación de otras variables, como: la velocidad de enfriamiento, la relación agua/cemento, la naturaleza y tipo del cemento y de los áridos, etc. se comentan en los artículos de G. Tognon (1969), F. Rostasy et al (1979), M. Elices (1982) y en las referencias que figuran en ellos. De todos estos parámetros, el más importante es el contenido en humedad del hormigón. Para hormigones curados en humedades inferiores al 85%, la no linealidad y la irreversibilidad no son muy importantes; pero conviene recordar que cuando hay superficies impermeables, el hormigón que ha fraguado junto a ellas puede retener una humedad considerable.

A partir de las medidas de deformación se puede calcular el coeficiente de dilatación. El valor que suele interesar para el proyecto es el coeficiente medio (o secante) $\alpha(T)$, definido como:

$$\alpha(T) = \frac{\epsilon(T)}{T - T_a}$$

donde $\epsilon(T)$ es la deformación a la temperatura T , medida a partir de la temperatura ambiente T_a . Estos valores, para hormigones con distintos grados de humedad, se han representado en la figura 10, junto con la correspondientes curvas $\epsilon(T)$. El coeficiente de dilatación, igual que $\epsilon(T)$, exhibe una no linealidad, una irreversibilidad con la temperatura y es función de la historia térmica. También está influido por las mismas variables que afectan a $\epsilon(T)$ y, en particular, la humedad. Para hormigones curados en humedades inferiores al 90%, aproximadamente, el coeficiente de dilatación es siempre positivo, indicando que el hormigón se contrae al enfriarse. Cuando la humedad es mayor, $\alpha(T)$ puede tomar valores negativos en un intervalo de temperaturas, ya que el hormigón muy húmedo se expande al enfriarse en esta región.

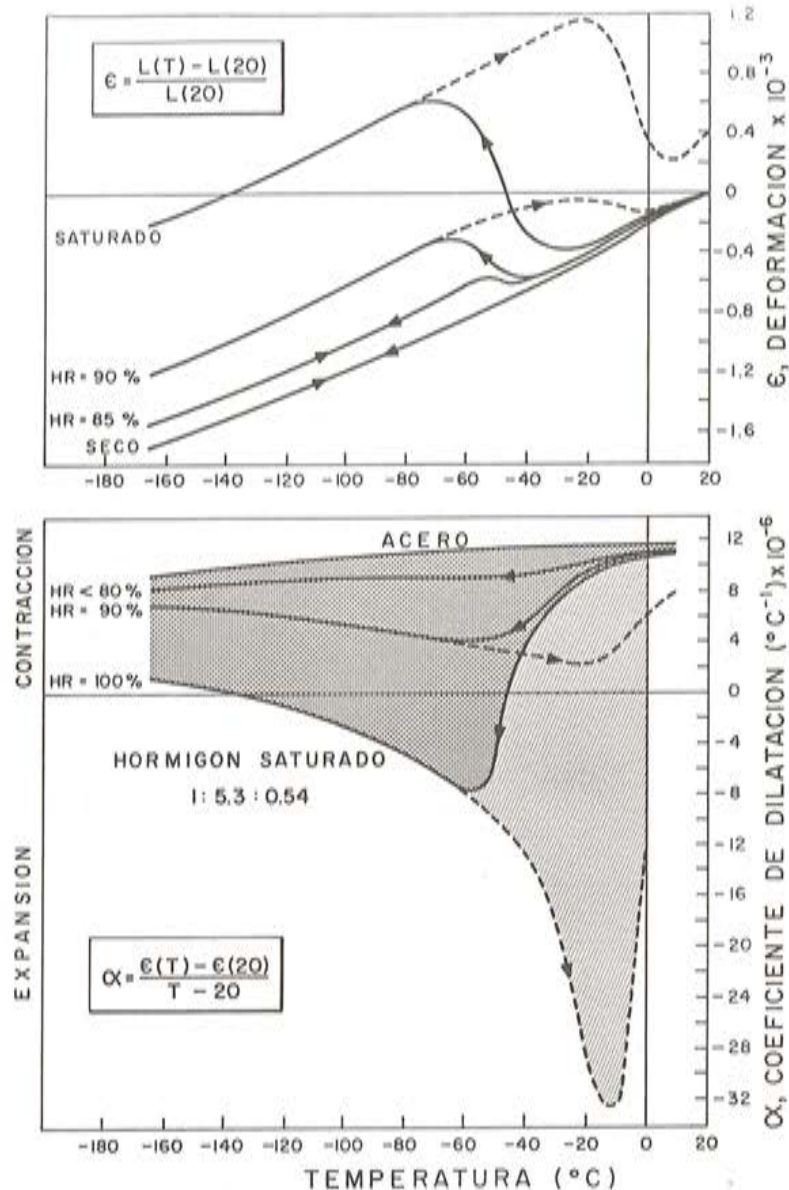


Fig. 10. Curvas contracción-temperatura y los correspondientes coeficientes secantes de dilatación-temperatura, para hormigones con distinto contenido de humedad.

Todos estos fenómenos pueden crear tensiones internas en el hormigón armado o pretensado, ya que la deformación del acero no sigue una evolución paralela. En la figura 11, se han representado las tensiones inducidas entre el acero y hormigones con distintos grados de humedad y, en este ejemplo, pueden observarse valores de 30 Kg/mm². Este efecto se puso de manifiesto, por primera vez, en una serie de ensayos (M. Elices, J. Planas 1979) donde el tendón sufrió un retesado de 10 t debido a las diferencias en las deformaciones de origen térmico entre el hormigón y el acero. En la figura 12 se muestra el elemento estructural que se ensayó e, incidentalmente, la importancia de los fenómenos transitorios. Estas tensiones se deben considerar en el proyecto. Debido al gran número de parámetros que influyen en el coeficiente de dilatación, y a que es función de la historia térmica, no es posible, actualmente, dar curvas de carácter general para calcularlo. En cada caso deberán hacerse los ensayos pertinentes, con los materiales y dosificación elegidos, y en las condiciones que simulen más acertadamente el comportamiento real. Tampoco hay ensayos normalizados para medir dicho coeficiente; y algunas técnicas utilizadas para medirlo se han propuesto, para su normalización, en la monografía de la FIP.

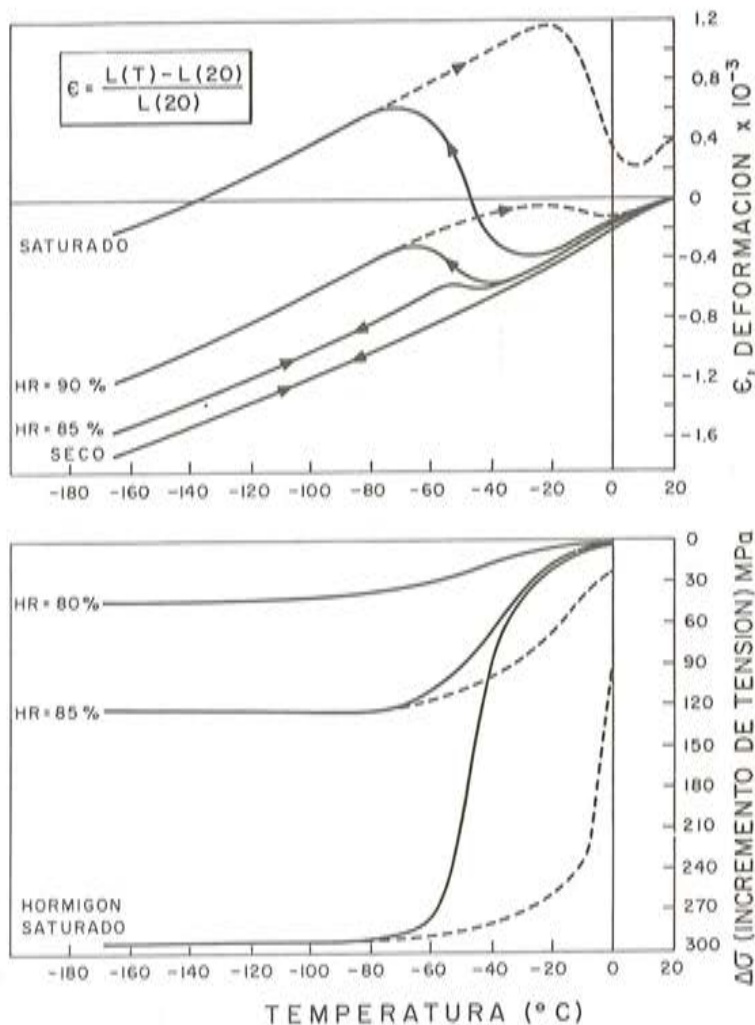


Fig. 11. Tensiones inducidas entre acero y hormigón, para distintos contenidos de humedad de éste, por diferencias en el coeficiente de dilatación.

Para terminar este resumen sobre el comportamiento del hormigón pretensado a bajas temperaturas, se comentan varias series de experimentos realizados por T. Okada y M. Iguro, (1978), que documentan la posibilidad de predecir el comportamiento de un elemento pretensado a bajas temperaturas, aunque no sea con gran precisión y se trate de experimentos sencillos.

La primera serie de experimentos consistió en estudiar el comportamiento de varias vigas pretensadas durante un ensayo de flexión a -70°C , midiendo la flexibilidad, el momento que inicia la fisuración y el momento de agotamiento de la viga. Previamente se determinaron las características de los materiales a temperatura ambiente y se utilizaron expresiones análogas a las mencionadas anteriormente para estimar su resistencia a bajas temperaturas (las fórmulas de Okada son menos fiables que las de Goto, al no tener en cuenta la humedad del hormigón). Las características de la viga y los resultados del ensayo, se indican en la figura 13. Las predicciones teóricas, para -70°C , fueron 8,9 m.t para el momento de fisuración (los resultados experimentales fueron 6,8 y 7.0 m.t) y 15.1 m.t para el momento de agotamiento (experimentalmente se obtuvo 17.6 m.t).

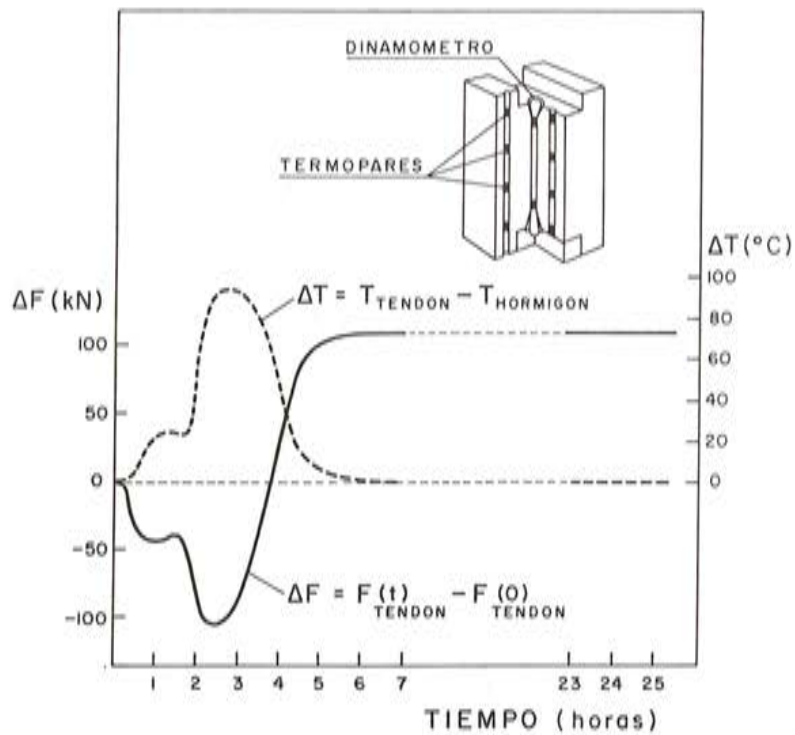


Fig. 12. Variación de la fuerza de pretensado con el enfriamiento, debida a variaciones en la contracción del acero y del hormigón, en un ensayo de un elemento estructural de hormigón pretensado.

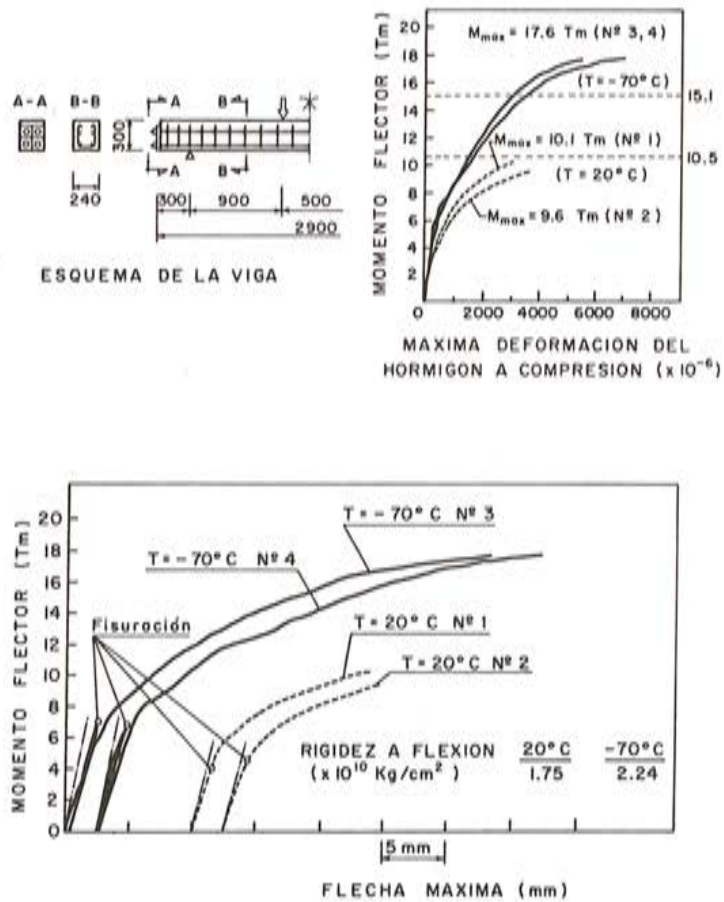


Fig. 13. Resultados experimentales de ensayo de vigas de hormigón pretensado, a bajas temperaturas.

En otra serie de experimentos, se estudió la fluencia, a bajas temperaturas, de un elemento estructural postesado. En primer lugar se midió la fluencia del hormigón, mediante ensayos uniaxiales de compresión, con probetas saturadas. Entre -10°C y -30°C la deformación por fluencia fue, aproximadamente, la mitad de la medida a temperatura ambiente; y parece ser que a -80°C se obtienen resultados similares. En consecuencia, y para una primera aproximación, hasta -30°C se pueden utilizar los valores de la Instrucción, multiplicados por 0,5; aunque Okada utilizó una expresión empírica ajustada a los datos experimentales. Las vigas pretensadas se ensayaron a la edad de 90 días, sometidas al gradiente térmico indicado esquemáticamente en la figura 14 y a las solicitaciones siguientes:

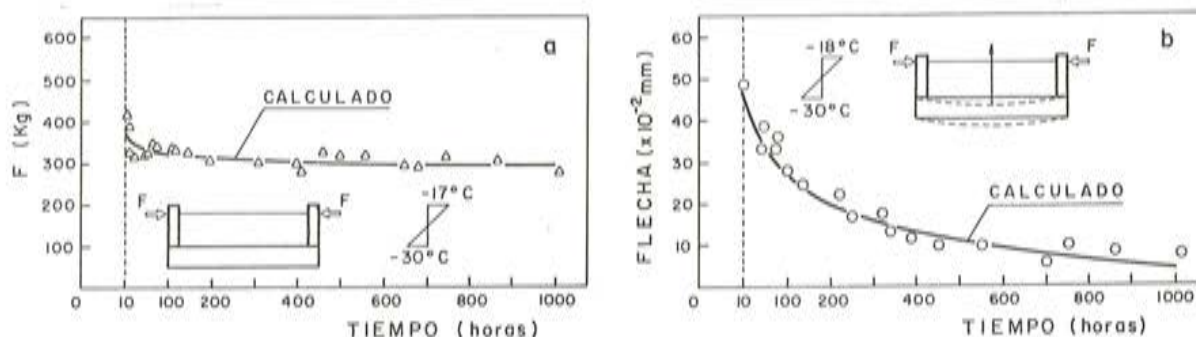


Fig. 14. Resultados experimentales y predicción teórica de la fluencia, a bajas temperaturas, de un elemento estructural de hormigón pretensado.

a. La solicitación exterior se fue variando con el tiempo, de forma que la deformación de la viga, debida al gradiente térmico y a la fluencia, fuera nula.

b. La solicitación exterior se mantuvo constante y se registró la flecha en el centro, debida al gradiente térmico y a la fluencia.

Ambos resultados concuerdan bastante bien con las predicciones teóricas.

En esta apretada síntesis, que pretende ser un avance de la monografía citada al comienzo, se ha intentado ofrecer un estado del arte de los conocimientos sobre el hormigón pretensado por debajo de 0°C , hasta la temperatura del nitrógeno líquido. Todavía quedan muchos problemas por abordar; el comportamiento del hormigón pretensado sometido a solicitaciones complejas —estados multiaxiales y efectos dinámicos— apenas se conoce; y lo mismo sucede con la fisuración y la fractura. No obstante, ya se sospecha que el hormigón pretensado es un material tenaz a bajas temperaturas, que puede competir ventajosamente con el acero, en determinadas circunstancias, y que está destinado a desempeñar un importante papel en la tecnología de la criogenia.

REFERENCIAS

- Anderson, A.R. (1977). *World's Largest Prestressed LPG Vessel*. Journal PCI. Vol. 22. N^o 1. (2-21).
 BBR Report. (1977). *The effect of cryogenic temperatures on button headed wire prestressing tendons as used in the BBRV prestressing tendons as used in the BBRV prestressing system*. Test report N^o. 51.
 Bruggeling, A. (1979). *Concrete Storage Vessels*. Research Report. Delft University of Technology.
 Doi, A., Tomioka, M., Tanaka, Y., Kurauchi, M., (1975). *Physical properties of prestressing wire at low temperature*. Report DRG 75-04. Shinko Wire.
 Eakin, B.E. (1963). *Below ground storage of liquefied Nature Gas in prestressed concrete* Institute of Gas Technology. Rep. n^o 8.

Elices, M., Sleigh, G. (1978). *El acero en estructuras pretensadas para usos criogénicos*. Hormigón y Acero N^o 127 (97-109).

Elices, M., Planas, J., Caballero, L., Morera, J.M., Sánchez-Gálvez, V., Mestre, A. (1979). *Comportamiento a la temperatura del GNL de un sistema tendón-anclaje postesado a 165 T*. Hormigón y Acero. 130-131-132 (85-93).

Elices, M. (1981). *Prestressed cryogenic concrete. A review of testing in Spain*. 1st Int. Conf. Cryogenic Concrete. Newcastle.

Elices, M. (1982). *Comportamiento del hormigón a muy bajas temperaturas*. Informes de la construcción.

Elices, M., Planas, J. (1982). *Measurement of Tensile Strength of Concrete at very Low temperatures*. Journal del ACI. Vol. 79.

Fernández de la Reguera, F. (1978). *Construcción del nuevo depósito de 80.000 m³ para Enagas, en Barcelona*. INI Report, Nov.

F.I.P. (1981). *Recommendations for acceptance and application of posttensioning systems*.

Goto, Y., Miura, T. (1979). *Experimental studies on properties of concrete cooled to about -160°C*. Tohoku University. Report 44 (357-385).

Mestre, A., Planas, J., Elices, M. *Fractura de alambres trejados a bajas temperaturas*. Investigación en curso.

Okada, T., Iguro, M. (1978). *Bending behaviour of prestressed concrete beams under low temperatures* J. Japan Prestressed Concrete Eng. Ass. (17-25).

Planas, J., Elices, M., Sánchez-Gálvez, V., Mestre, A. (1978). *Propiedades mecánicas a temperaturas criogénicas del acero de pretensado*. Hormigón y Acero, N^o 126 (89-99).

Rivas, J.L. (1982). *Hipótesis de diseño que deben considerarse en proyectos de almacenamientos criogénicos y su aplicación a un depósito de 80.000 m³ de capacidad*. X^a Asamblea ATEP. Murcia.

Rostasy, F., Schneider, U., Wiedeman, G. (1979). *Behaviour of mortar and concrete at extremely Low temperatures*. Cement and Concrete Research. Vol. 9 (365-376).

Rostasy, F. (1982). Investigación en curso.

Tognon, G. (1969). *Behaviour of mortars and concretes in the temperature range from 20°C to -196°C*. 5th Int. Symp. Chemistry of Cement (229-249).

Trotter, H.G., Turner, F.H., Sullivan, P.J.E., Brooks, W.T. (1975). *Behaviour of prestressed concrete materials at very Low temperatures*. Build International 8, pp. 65-81.

Turner, F.H. (1979). *Concrete and cryogenics*. Cement and Concrete Association.

Valdés, J. (1978). *Nouveau reservoir de GNL de 80,000 m³ du terminal de Barcelona*. ATG Congress. París. Sept.

Yamane, S., Kasami, H., Okuno, T. (1978). *Properties of concrete at very low temperatures*. ACI SP 55-9 (208-221).

Resultados provisionales de deformaciones en un ensayo de carga mantenida sobre vigas pretensadas

Juan José Arenas de Pablo
 Angel C. Aparicio Bengoechea
 Carlos Alonso Cobo
 Germán Gutiérrez Martín
 E.T.S. de Ingenieros de Caminos
 Dpto. de Tecnología de las Estructuras
 Universidad de Santander

1. INTRODUCCION

En el Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de la Universidad de Santander, se inició el 26 de Noviembre de 1980 un ensayo de larga duración cuyo objetivo, de interés fundamentalmente docente, es la medición de las flechas instantáneas y diferidas producidas en una viga pretesa de 9,40 m de luz, sometida desde esa fecha y de modo continuado a la acción de dos cargas concentradas de 2.607 Kp cada una de ellas.

En el momento de redactar esta comunicación (finales de Octubre de 1981) han transcurrido once meses de carga mantenida y, aunque el proceso de fluencia parece estar aún lejos de su final, vamos a adelantar aquí los resultados provisionales encontrados.

2. DESCRIPCION DEL ENSAYO

2.1. Pieza de ensayo

Como pieza de ensayo hemos empleado una viga pretesa, fabricada en planta, cuya sección transversal, con sus tendones y armadura pasiva, puede verse en la figura 1.

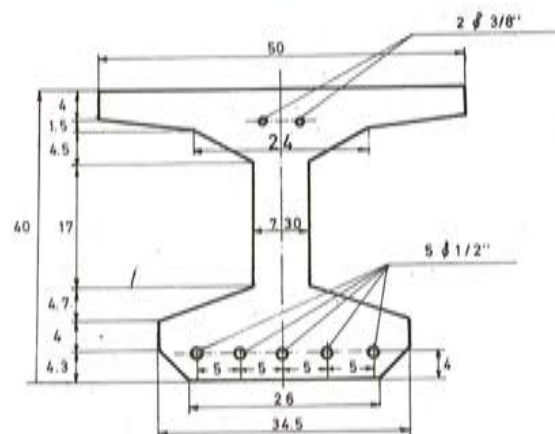


FIGURA 1. - Sección transversal de la viga

Las características mecánicas de esta sección, bruta y homogeneizada, resultan:

	Sección bruta	Sección homogeneizada
Area (cm ²)	779,00	812,28
Inercia (m ⁴)	0,00163006	0,00170419
v (m)	0,19914	0,20178
v' (m)	-0,20086	-0,19822

Los valores de la sección homogeneizada se han obtenido incluyendo prismas adicionales de sección de hormigón, cuyo area es igual a $(m - 1)$ veces la del grupo de cordones o barras de acero pasivo. Para obtener los coeficientes de equivalencia:

$$m = \frac{E_{s, p}}{E_c}$$

se ha partido de los valores siguientes:

$$E_s = 2.100.000 \text{ Kp/cm}^2$$

$$E_p = 1.900.000 \text{ Kp/cm}^2$$

$$E_c = 413.000 \text{ Kp/cm}^2$$

Mientras que E_s y E_p se han tomado empíricamente, el valor de E_c es el resultante (módulo secante correspondiente a una tensión igual al 40% de la de rotura) de los diagramas $(\sigma - \epsilon)_c$ obtenidos experimentalmente.

2.2. Calidades de materiales y estado tensional en la viga de ensayo

La resistencia garantizada del hormigón era de 425 Kp/cm², a los 28 días de edad. La armadura pasiva es de acero AE - 4200, mientras que los cordones de pretensado tienen una carga de rotura garantizada: $f_{pk} = 180 \text{ Kp/mm}^2$, con un límite elástico convencional $f_{py} \geq 162 \text{ Kp/mm}^2$.

La viga fue fabricada el día 9 de Julio de 1980. Los cordones inferiores, $\phi 0,5''$, fueron tesados a 135 Kp/mm² ($0,75 f_{pk}$), mientras los superiores, $\phi 3/8''$, se tesaron a 120 Kp/mm². En el instante del destesado el hormigón disponía de: $f_{cj} \geq 300 \text{ Kp/cm}^2$.

El estado tensional producido en la sección de centro luz por el pretensado y por el peso propio, actuando ambos sobre la sección homogeneizada, resultaba:

(Kp/cm ²)	Pretensado (t = 0)	Peso Propio	Estado inicial
$\sigma_{sup.}$	- 1,00	+ 25,00	+ 24,00
$\sigma_{inf.}$	+ 184,00	- 25,00	+ 159,00

Se trata, como puede verse, de un estado tensional suave, elegido así con objeto de que la hipótesis, sólo aproximada, de que las deformaciones diferidas son proporcionales a las

instantáneas sea lo más cierta posible. Por otro lado, el pretensado y las cargas que la viga va a recibir en el laboratorio han sido pensados para, aun después de pérdidas diferidas, contar con un margen (de unos 20 Kp/cm²) de compresión en la fibra inferior de la sección de centro de luz. Se garantiza así la ausencia de fisuración, que falsearía en mayor o menor medida la comparación entre flechas diferidas teóricas y experimentales.

2.3. Características experimentales del hormigón de la pieza en ensayo, determinadas el mismo día de su puesta en carga

Utilizando probetas suministradas por el fabricante de la viga, procedimos el 26 - XI - 80, con una edad física del hormigón $t_{0f} = 140$ días, a los siguientes ensayos:

- a) Proceso de carga rápido en una probeta provista de banda extensométrica de 6 cm de longitud adherida a una de sus generatrices. La resistencia última fue de 470 Kp/cm², y el diagrama ($\sigma - \epsilon$) obtenido es el OA de la figura 2.

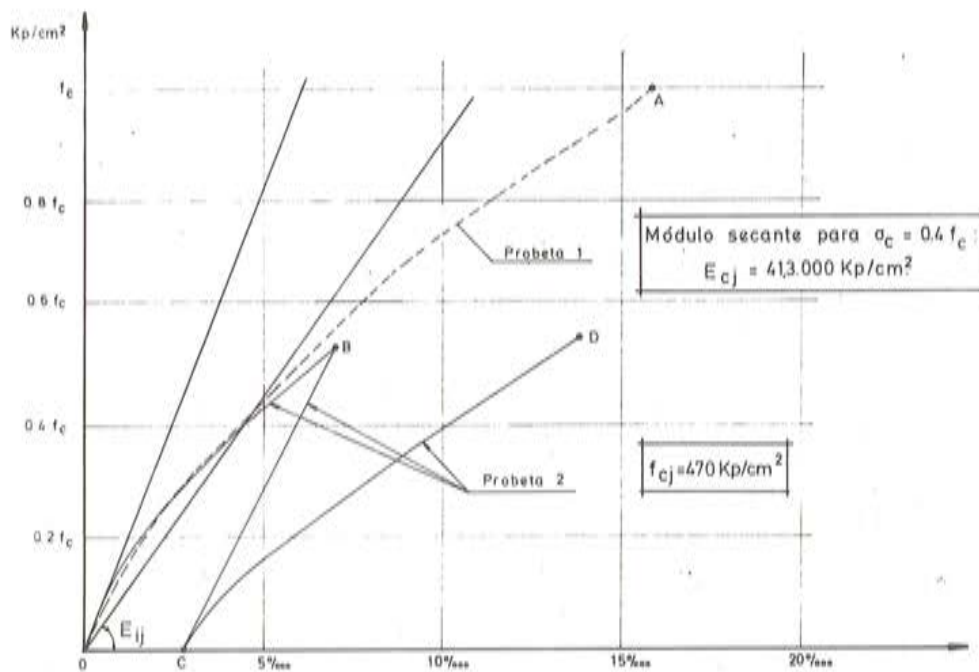


FIGURA 2. - Procesos de carga y descarga realizados en la probeta de hormigón

- b) Proceso de carga y descarga repetido, en otra probeta dotada de banda extensométrica y, como elemento auxiliar de control, de extensómetro mecánico de 15 cm de base, próximo a aquella.

Los ciclos de carga fueron:

- 1 - Carga hasta 255 Kp/cm² (0,54 f_c): línea OB.
- 2 - Descarga total: línea BC. Deformación remanente: 0,27.
- 3 - Carga hasta 255 Kp/cm²: línea CD.

Puede verse la buena coincidencia de la rama inicial de ambos ensayos, lo que permite estimar con cierta confianza el módulo elástico secante correspondiente a:

$$\sigma_c = 0,4 f_c \quad (\sigma_c = 0,4 \times 470 = 188 \text{ Kp/cm}^2)$$

En nuestro caso:

$$E_c = \frac{188 \text{ Kp/cm}^2}{0,455 \times 10^{-3}} = 413.000 \text{ Kp/cm}^2$$

La estimación del módulo secante según EH-80, hubiera conducido a:

$$E_c = 19.000 \sqrt{f_c} = 19.000 \sqrt{470} = 412.000 \text{ Kp/cm}^2$$

casi coincidente con el medido, aunque ello no sea demasiado significativo.

El no haber leído deformaciones e_c más que en una generatriz, introduce el error derivado de la posible excentricidad de la carga sobre la superficie de la probeta. Pero un ensayo adicional de medición de variación de flecha instantánea en la viga en cuestión, llevado a cabo en Octubre de 1981, ha conducido a un módulo teórico, $E_c = 415.000 \text{ Kp/cm}^2$, prácticamente igual al estimado hace un año. Puesto que el incremento de resistencia de un hormigón fabricado con cemento P-450 durante el primer año es del orden del 7%, cabe razonar que la relación de módulos elásticos será del orden del 2 al 4%. Por tanto, un valor mínimo del módulo elástico en el instante del comienzo del ensayo puede, sobre la base de la medición de Octubre 81, estimarse en:

$$E_c = 0,96 \times 415.000 = 398.000 \text{ Kp/cm}^2$$

Como se verá más adelante, este valor de E_c conduce a una buena correspondencia con la flecha medida al comenzar el ensayo de carga. El margen entre 398.000 y 413.000 Kp/cm^2 (4% de diferencia) debe atribuirse a la causa antes indicada de no distribución uniforme de las tensiones normales en la probeta.

2.4. Dispositivo de carga y medida

En las figuras 3a y 3b, se muestra un esquema del dispositivo de carga. Se prepararon sendos bloques de hormigón en masa, de $60 \times 60 \times 60 \text{ cm}^3$ que, tarados mediante anillo dinamométrico, arrojaron pesos de 512 y 510 Kp, respectivamente. Con las dimensiones de palanca indicadas, e incluyendo el peso propio de los perfiles de acero, las cargas transmitidas a la viga resultaban: $Q = 2.607,75 \text{ Kp}$. Los husillos de rosca permitieron una puesta en carga suave y progresiva, evitando fenómenos dinámicos apreciables.

El único corrimiento medido fue la flecha en centro de luz de la viga cargada, con flexímetro capaz de apreciar centésimas de mm. De haber dispuesto de ellos, hubiéramos también utilizado clinómetros para medir rotaciones en apoyos, cuya falta de proporcionalidad con las flechas observadas a lo largo del proceso de carga, habría constituido un índice del error que se comete cuando se acepta que las deformaciones diferidas son proporcionales a las instantáneas.

Los factores climáticos controlados a lo largo de la prueba han sido la temperatura y la humedad.

ESQUEMA DEL ENSAYO

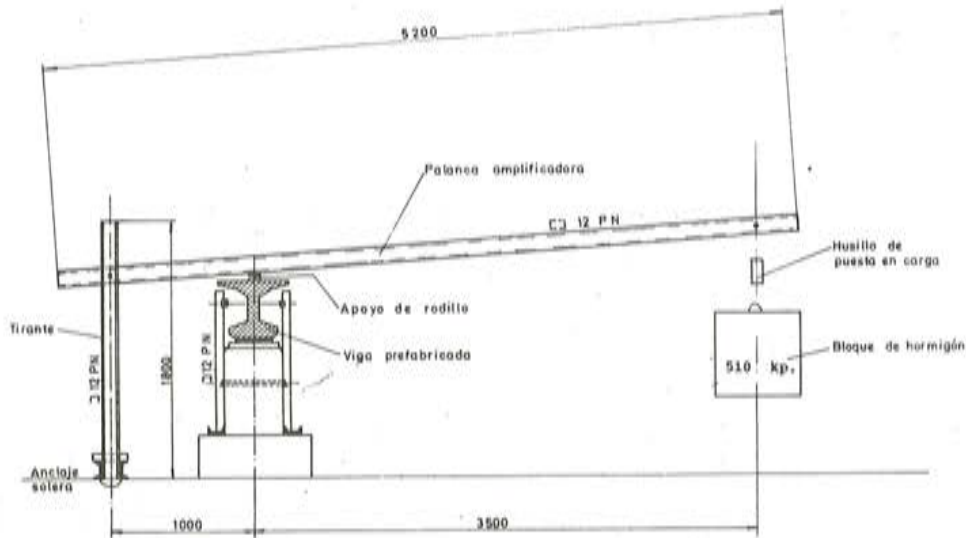


FIGURA 3 a.- Dispositivo de carga (Vista lateral)

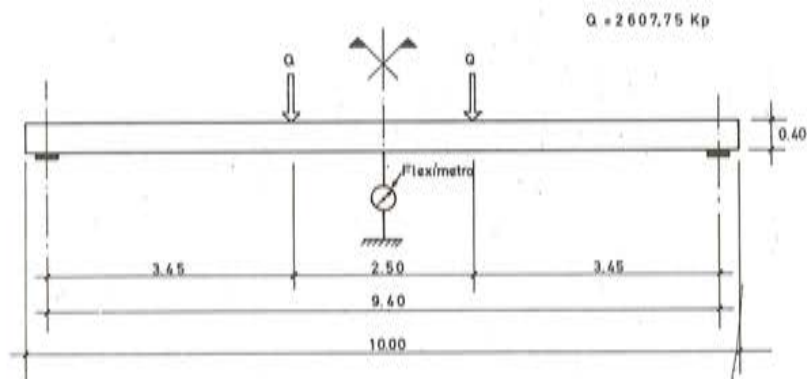


FIGURA 3 b.- Dispositivo de carga (Esquema longitudinal)

Al ser el objetivo de este ensayo la comparación entre flechas elásticas y diferidas medidas, con las teóricas calculadas a partir de la EP - 80 (o del Código Modelo del C.E.B.), se precisaba concretar a que carga eran debidas aquellas. La viga hasta ahora descrita, soporta las acciones y deformaciones impuestas de:

- 1 - Peso propio.
- 2 - Pretensado inicial.
- 3 - Pérdidas diferidas de pretensado, crecientes en el tiempo.
- 4 - Retracción del hormigón.
- 5 - Las cargas (Q), antes definidas.

siendo las flechas medidas las correspondientes a la suma de las sucesivas deformaciones, instantáneas y diferidas, provocadas por los efectos anteriores.

Para conocer con la mayor precisión posible el valor de las flechas engendradas en la viga por las cargas (Q), hemos utilizado otra viga, idéntica en luz, sección, pretensado, armaduras y edad. Tal viga testigo se hallaba sometida a las acciones (1), (2) y (3) anteriores, así como a la deformación impuesta (4), y, a primera vista, las diferencias entre flechas de viga cargada y viga testigo, parece que deben indicar, día a día, los valores exactos de las deforma-

ciones debidas exclusivamente a las cargas (Q). Pero, en rigor, ello sería solo cierto si la teoría de la fluencia lineal (flecha diferida en cualquier instante debida a p_A actuando a partir del instante t_A y a $(P_A + P_B)$ a partir del instante t_B , igual a la suma de flechas diferidas en dos vigas independientes, cargada la primera con P_A en el instante t_A , y la segunda con P_B en el instante t_B) fuera verdadera. Y si, además, la acción (3), pérdidas diferidas de pretensado, tuviera el mismo valor en ambas vigas, cargada y testigo. Resulta obvio que las fibras de hormigón en contacto con los cordones de pretensado inferiores se hallan menos comprimidas en la 1ª que en la 2ª; de ahí, menores pérdidas de tensión en el acero activo a causa de la fluencia y mayor flecha ascendente debida al pretensado en la viga cargada que en la testigo.

Hemos calculado que la diferencia de flechas entre ambas vigas a causa de las distintas pérdidas de pretensado, puede alcanzar un valor máximo a tiempo ∞ de unos 2,5 mm. Este es, por tanto, el orden del margen de error con que operamos cuando decimos que la flecha total producida en un instante cualquiera, t_i , por la actuación de las cargas Q es igual a la diferencia de flechas totales medidas desde t_0 (26-XI-80) hasta t_i , en ambas vigas, cargada y testigo.

El estado tensional de la sección de centro de luz, una vez cargada la viga con las fuerzas Q, resulta teóricamente:

(Kp/cm ²)	Sin pérdidas de tensión	Con totalidad de pérdidas
σ_{sup}	+ 130,9	+ 132,8
σ_{inf}	+ 54,5	+ 16,2

garantizando, como ya se ha dicho, la integridad de todas las secciones de la pieza.

3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

En la figura 4 se muestra, en escala semilogarítmica, la evolución de temperatura y humedad en la nave de ensayo, durante los 11 meses transcurridos. Puede observarse que la humedad ha oscilado entre un 55 y un 85%, manteniéndose la mayor parte del tiempo próxima al 70%. Será pues éste el valor de la HRM que consideramos (a falta de condiciones ideales de humedad constante) para obtener flechas diferidas teóricas.

Los registros de temperatura han servido para transformar "días físicos" de edad del hormigón en "días corregidos" o "edad de maduración". La expresión, a este respecto de la EH o EP - 80:

$$t_c = \Delta t_i \sum \frac{T + 10}{30}$$

Donde Δt_i : Número de días que la pieza ha estado sometida a la temperatura T, no incluye el coeficiente corrector α , que tiene en cuenta el tipo de cemento utilizado. En efecto, numerosos autores (1), (2), (3) y el Código Modelo del C.E.B. (4), expresan la edad corregida del hormigón como:

$$t_c = \alpha \cdot \Delta t_i \sum \frac{T + 10}{30}$$

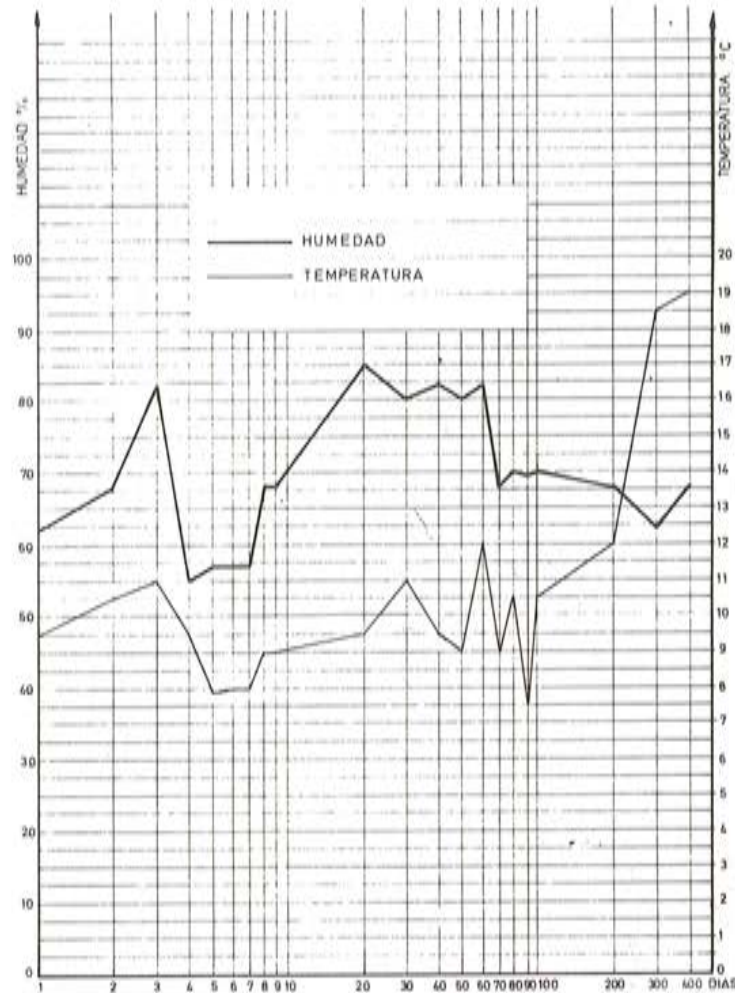


FIGURA 4.- Gráficos de temperaturas y humedades

Donde:

$\alpha = 1$ para cementos de endurecimiento lento.

$\alpha = 2$ para cementos de endurecimiento rápido.

$\alpha = 3$ para cementos de alta resistencia y fraguado rápido.

Recordemos brevemente que la deformación de fluencia (y, por tanto, la flecha diferida) puede expresarse como:

$$e_{\psi}(t) = \alpha(t_0) \frac{\psi(t, t_0)}{E_{c28}}$$

siendo $\psi(t, t_0)$ la función de fluencia, que resulta suma de tres componentes:

$$\psi(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \psi_{01} \cdot \psi_{02} (\beta_r(t) - \beta_r(t_0)) + \psi_d \cdot \beta_d(t - t_0)$$

En donde:

$\beta_a(t_0)$ es la plasticidad instantánea, función sólo de la edad corregida, t_0 , del hormigón en el instante de su puesta en carga.

$\psi_{01} \cdot \psi_{02}$ es el coeficiente de fluencia, incluyendo los efectos del medio ambiente y del espesor ficticio de la pieza.

$\beta_r(t)$ es la función de desarrollo en el tiempo de la plasticidad diferida, dependiente, sólo del espesor ficticio, y normalizada de modo que $\beta_r(\infty) = 1$.

ψ_d es el coeficiente de elasticidad diferida, cuyo valor según (2) oscila entre 0,3 y 0,5, aceptando EP-80 un valor fijo: $\psi_d = 0,4$.

$\beta_d (t - t_0)$ es la función de desarrollo de la elasticidad diferida, donde $(t - t_0)$ es el número de días corregidos en que la pieza ha permanecido cargada.

En todos los casos, t y t_0 indican, no días físicos sino días corregidos.

Terminado el proceso de puesta en carga de la viga en prueba, se esperó 5 minutos y se leyó la flecha resultante, que fue de 13,13 mm. La comparación de esta medición con el valor teórico que, estimado con el mayor rigor en cuanto a sección resistente y, contando con $E_c = 398.000 \text{ Kp/cm}^2$, resulta ser de 12,03 mm, nos hace pensar en todos los factores que pueden contribuir a tal aumento de flecha, y entre ellos:

- Aplastamiento de los apoyos de neopreno zunchado, que puede ser del orden de medio milímetro.
- Acortamiento axil de los soportes de hormigón: despreciable.
- Diferencia de espesores de hormigón en la probeta y en la viga, y distintos estados tensionales (uniforme en la probeta y lineal en la viga) entre ambas, etc.

Pero también puede ocurrir que los: $13,13 - 12,03 - 0,50 = 0,60 \text{ mm}$ de diferencia entre medida y teoría se deban a la plasticidad instantánea que, hoy parece demostrado, se desarrolla en el primer día después de la aplicación de la carga, e incluso una buena parte de la misma en los 5 primeros minutos.

Para conocer la flecha teórica debida a plasticidad instantánea, calculamos:

$$\beta_a (t_0) = 0,8 \left(1 - \frac{f_c (t_0)}{f_c (\infty)} \right) = 0,8 (1 - 0,92) = 0,062$$

siendo t_0 (edad corregida del hormigón) = 258 días, habiendo contado con $\alpha = 2$, y tomando la relación $f_c (t_0)/f_c (\infty)$ de la EH-80. Con lo cual:

$$f_{\text{plast. inst.}} = \beta_a (t_0) \cdot f_{\text{elástica teórica a los 28 días}} = 0,062 \times 12,21 \text{ mm} = 0,76 \text{ mm.}$$

donde hemos tomado como módulo elástico secante del hormigón a 28 días:

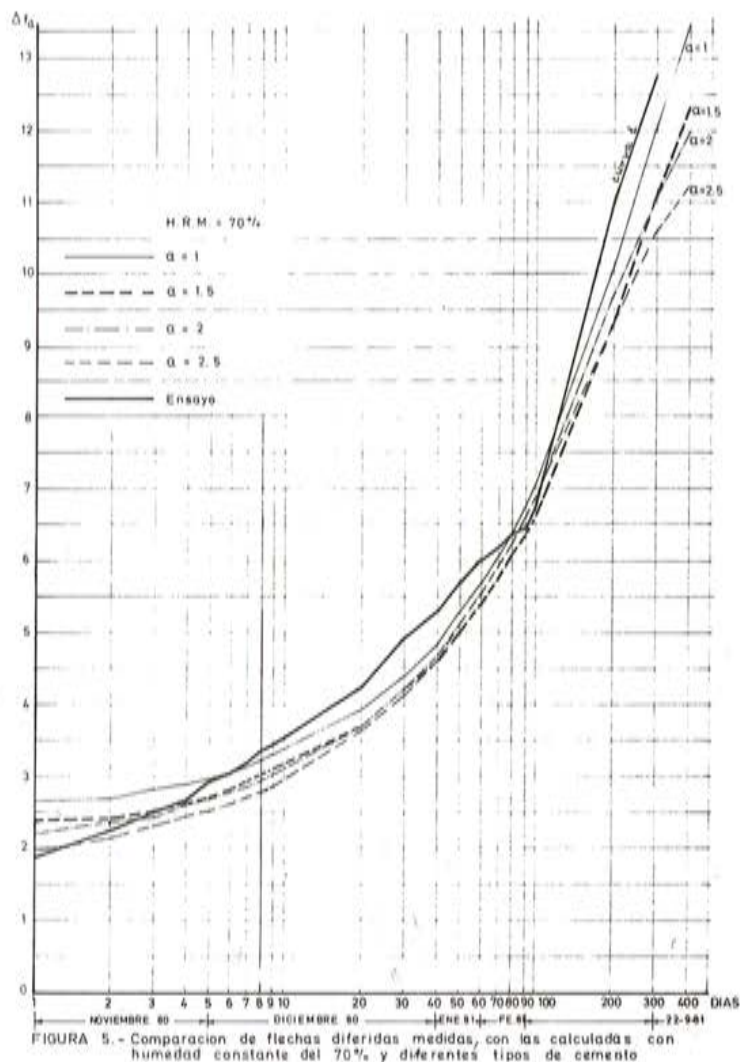
$$E_{c_{28}} = 19.000 \sqrt{425} = 392.000 \text{ Kp/cm}^2$$

Cabe observar cómo los 0,60 mm. de diferencia entre flecha teórica y experimental pueden deberse a plasticidad instantánea. Si hubiéramos medido el asiento de los neoprenos, podríamos conocer el porcentaje de plasticidad instantánea desarrollada en los 5 primeros minutos de carga.

Pero, aun lamentando tal imprevisión, sí podemos aceptar el valor teórico de 0,76 mm, como flecha total debida a plasticidad instantánea. Por ello compararemos, en los gráficos que siguen, las flechas diferidas teóricas, con la flecha diferida observada, a partir de los 5 minutos de carga, aumentada en 0,6 mm. Es la curva 1 de la figura 5, en la que representamos días físicos (no corregidos) en escala logarítmica y flechas diferidas.

Como puede verse, las medidas se han llevado a cabo cuando el tiempo físico transcurrido desde el instante de carga era de: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 20, 30, 40,... hasta 100, 200 y 300 días. En la última medición, llevada a cabo el 22-IX-81, a los 300 días físicos de carga, la flecha diferida medida ha ascendido a 12,20 mm que, incrementados en los 0,60 mm de plasticidad instantánea estimada, suben a 12,80 mm., valor prácticamente igual a la flecha elástica instantánea.

Para tener una visión no distorsionada del desarrollo de la fluencia, hemos preparado la figura 6, en doble escala normal, en la que puede apreciarse una cierta tendencia a la amortiguación del fenómeno.

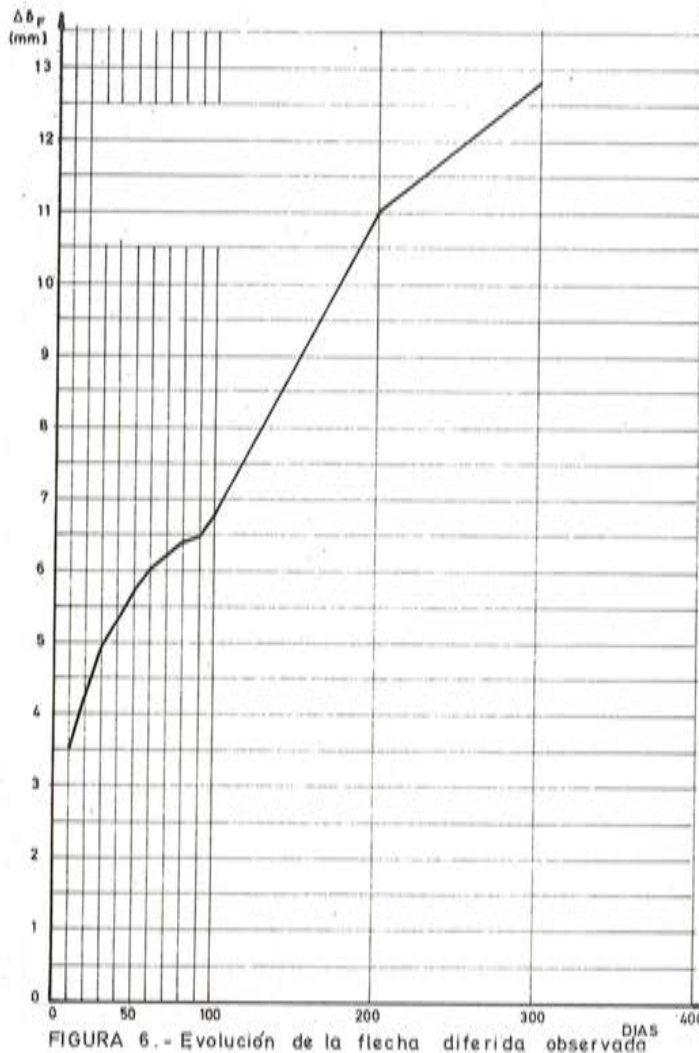


Factor importante para calcular flechas diferidas es el parámetro α que, dependiente del tipo de cemento, interviene en la expresión de la edad corregida. Nuestra primera preocupación ha sido intentar un ajuste de flechas diferidas, teóricas y reales, para diversos valores de α . En la figura 5 se ha representado la evolución de las flechas diferidas realmente observadas, situando en abscisas los días físicos transcurridos desde la puesta en carga de la pieza. Se han representado también las curvas teóricas que resultan de adoptar para el parámetro α los valores:

$$\alpha = 1; 1,5; 2; 2,5$$

Se observa cómo las mayores flechas diferidas corresponden a $\alpha = 1$, y las menores a $\alpha = 2,5$, aunque hay períodos de tiempo en que el haz es muy compacto e incluso se producen intersecciones de unas curvas con otras. Vemos allí cómo las flechas medidas resultan superiores incluso a las teóricas correspondientes a $\alpha = 1$. Ello nos obliga a recordar que la humedad del ensayo no ha sido constante y a constatar el hecho de que los períodos de más rápido crecimiento de la flecha real diferida corresponden a las épocas de menor humedad.

En la figura 7 hemos representado, además de las flechas reales, las leyes teóricas de flechas diferidas correspondientes a $\alpha = 1$ y humedad variable: 40, 70 y 90%. De su observación, y hasta que el ensayo se encuentre más avanzado, cabe concluir provisionalmente que, en el caso de esta prueba, un valor $\alpha = 1$ junto a una humedad del orden del 55% se ajustarían relativamente bien a los resultados medidos. Pero, según vimos en la figura 4, el 55% es precisamente el valor mínimo registrado de la humedad.



Por consiguiente, y quizás a causa de la pobreza de instalaciones con que se ha realizado el ensayo (humedad y temperaturas variable), los resultados hasta ahora encontrados no tienen valor alguno en cuanto a la determinación del parámetro α correspondiente a este tipo de cemento.

Sin embargo, a la vista de que las variaciones de humedad y temperatura experimentadas por esta viga son comparables a las que se darían en una obra real, a la intemperie, situada en nuestra zona geográfica, la concordancia entre flechas diferidas teóricas y reales, que es más que aceptable, resulta un hecho esperanzador en cuanto a la fiabilidad que podemos otorgar al método de cálculo de aquéllas (método basado en aceptar un valor de la H.R. como constante).

Pero, además, pensamos que el valor final de flecha diferida, permitirá alguna conclusión más concreta sobre el valor de α . En el cuadro siguiente se indican los valores calculados de flecha total diferida, a tiempo infinito, para diversos valores de α y de la humedad (*).

(*) NOTA:

Tras la exposición de esta comunicación en la Asamblea de Murcia, un miembro de la Comisión Permanente del Hormigón nos informó de que la ausencia del coeficiente α en la expresión de la edad corregida t_c del hormigón se debe precisamente a la idea de que los cementos españoles responden prácticamente al valor $\alpha = 1$. Puede verse cómo en buena medida los resultados provisionales de este ensayo la confirman.

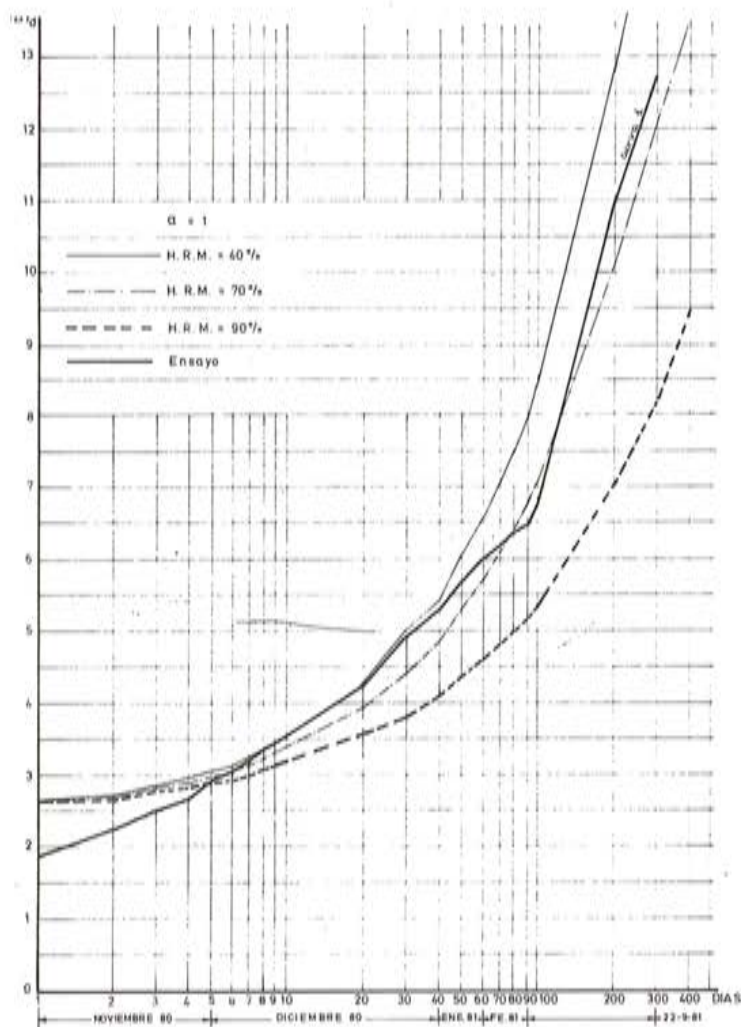


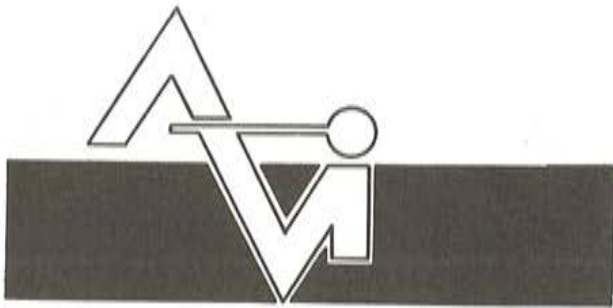
FIGURA 7 - Comparación de las flechas diferidas medidas, con las calculadas con un tipo de cemento ($\alpha=1$), a diferentes humedades

FLECHAS TEORICAS DIFERIDAS A TIEMPO

Humedad relativa media			
α	40%	70%	90%
1	28,3	21,4	14,5
1,5	24,0	18,3	13,1
2	23,0	16,7	12,3
2,5	18,4	14,9	11,2
3	17,6	14,40	10,7

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- (1) LEONHARDT: "Vorlesungen über Massivbau", Ed. Springer, Berlín, 1979.
- (2) RUSCH + JUNGWIRTH: "Stahlbeton-Spannbeton". Ed. Werner, Dusseldorf, 1976.
- (3) FAVRE: "Effets différés, fissuration et déformations des structures en béton, (Suiza), 1979.
- (4) CODE-MODELE C.E.B.-F.I.P. POUR LES STRUCTURES EN BETON 1978.



PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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



HUESCA:

Oficina Comercial y Fábrica: P.º Lucas Mallada, s/n - Teléfono 22 39 00 - HUESCA

Oficina y Fábrica: Ctra. de Lérida, s/n - Teléfono 40 07 80 - MONZON

Oficina y Fábrica: Ctra. de Huesca - Teléfono 39 00 41 - GRAÑEN

MADRID

Oficina Comercial: Orense, 10, 1.º - Teléfonos 455 05 35 - 6 - 7 - MADRID-10

Oficina y Fábrica: Ctra. Torrejón a Loeches, Km 4,200 - Teléfonos 675 04 50 - 4 - 8 -
TORREJON DE ARDOZ

Oficinas y Fábrica: Ctra. de Toledo, Km 7,300 - Teléfono 688 27 72 - LEGANES

ZARAGOZA

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

Fragilización por hidrógeno de los alambres y cordones utilizados en hormigón pretensado

José Climent, José Manuel Gállego y Manuel del Campo.

Laboratorio Central de Estructuras y Materiales
MOPU, Madrid

1. INTRODUCCION

Una de las posibles, y más peligrosas, vías de degradación de las armaduras activas de pretensado, en servicio, es a través de un proceso de corrosión bajo tensión. Este fenómeno puede producirse en ausencia de una corrosión generalizada apreciable; produce roturas frágiles, a escala macroscópica, en el acero, lo que significa que los posibles fallos no tienen aviso previo, tan conveniente desde el punto de vista de la explotación y la seguridad. En la práctica, el número de roturas debidas a corrosión bajo tensión es relativamente bajo, y en general no se han producido fallos catastróficos, aunque no siempre (Simposio FIP sobre Corrosión Bajo Tensión, Septiembre 1981).

Cualquier acero, sometido a niveles elevados de tensión, puede sufrir corrosión bajo tensión, para lo cual sólo es preciso situarlo en el ambiente agresivo adecuado. Por otra parte, los aceros de resistencia más alta son también, en principio, más susceptibles a este fenómeno. Ello explica que los aceros de pretensado, cuya resistencia mecánica es muy elevada, y que están sometidos de forma permanente a una tensión igualmente alta, puedan verse afectados gravemente por este fenómeno, debiendo ser protegidos contra él. Todos los especialistas están de acuerdo en que con un buen proyecto de las piezas de hormigón pretensado y, más importante aún, con una correcta ejecución de las mismas, la probabilidad de una rotura por corrosión bajo tensión es muy pequeña, prácticamente despreciable. Pero, en previsión de que tal fenómeno pudiera ocurrir, la investigación debe enfocarse a determinar la mayor o menor sensibilidad al respecto de los diferentes aceros de pretensado. En la práctica, esto se viene realizando con el ensayo preconizado por la FIP, en tiocianato amónico al 20 por 100, a 50°C y 80 por 100 de la tensión de rotura del acero, ambiente muy riguroso y poco realista, pero que, con alguna contestación, sigue siendo el más utilizado por los investigadores. La utilización de este y otros ensayos poco realistas, permitió, años atrás, determinar la muy superior sensibilidad de los aceros templados y revenidos, respecto a los trefilados y envejecidos, en orden a la corrosión bajo tensión. Lo cual contribuyó, retirados aquéllos, a disminuir la importancia de un fenómeno que, en cierto tipo de piezas, llegó a ser de cierta gravedad.

El ensayo de la FIP, en condiciones de carga aplicada constante, no es muy realista. Mucho más próximo a la realidad es el ensayo en agua destilada, cuya larga duración lo relega al ámbito de la investigación, alejándolo de los ensayos de control. Debe recordarse que, según todos los expertos, la presencia del agua es condición absolutamente necesaria para la existencia de corrosión bajo tensión. Recientemente, un nuevo tipo de ensayo ha aparecido para estos aceros: el ensayo de tracción lenta en medio corrosivo, que ya se venía utilizando en otras técnicas donde el problema de la corrosión es primordial. La rapidez de este ensayo, y sus características, hacen previsible un ulterior desarrollo; al respecto, parece estar especialmente recomendado para comparar la agresividad de varios medios, o la capacidad protectora de diversos compuestos.

El presente trabajo presenta los primeros resultados de una investigación que el Laboratorio Central desarrolla, en colaboración con el National Bureau of Standards, de los EE.UU. en torno a los "Factores que afectan a la corrosión del acero en las estructuras de hormigón pretensado". Se han ensayado alambres comerciales españoles de acero de pretensado, tanto en el ensayo de la FIP como en el ensayo de tracción lenta en tiocianato amónico; y en agua destilada.

De otra parte, se han ensayado también cordones de 7 alambres de acero de pretensado, utilizados en España. La razón es que, si bien las recomendaciones, Normas de ensayo y especificaciones de calidad existentes, se aplican por igual a alambres y cordones, la experimentación y la investigación que les ha servido de base ha sido realizada únicamente sobre alambres. Se ha considerado, pues, conveniente, estudiar hasta qué punto dichos resultados son aplicables a los cordones, armaduras éstas de utilización creciente en la ingeniería civil.

2. ALAMBRES ENSAYADOS

Se han ensayado alambres de 5 y 7 mm. de diámetro. Para cada uno de estos diámetros, se ha dispuesto de dos tipos.

El material de partida para la elaboración de los mismos es ligeramente distinto; mientras el alambre de 7 mm de diámetro procede de un acero Martín-Siemens, el alambre de 5 mm procede de un acero obtenido en horno eléctrico. En cuanto al proceso de elaboración del alambre, el trefilado final está realizado, creemos, en idénticas condiciones para unos y otros alambres. Después del trefilado, los alambres sufren un tratamiento que, en el caso de la calidad R-5, consiste en un tratamiento térmico de revenido (stress-relieving), mientras que en el caso de la calidad R-2, consiste en un tratamiento termo-mecánico definido por un stress-relieving y una deformación plástica simultánea obtenida por tracción, del alambre.

Las características de los productos resultantes son tales que, comparando las calidades R-5 y R-2 de un mismo diámetro de alambre (por ejemplo, 7 mm), las propiedades de tracción son parecidas (con ligeras diferencias), mientras que la relajación es muy diferente.

Los alambres ensayados son comerciales y fabricados en España.

En la tabla I, se resumen las propiedades mecánicas de estos alambres, obtenidas mediante ensayo de 12 probetas, en el caso de características de tracción, y de 6, en el de relajación (este último ensayo se hacía a 120 h., con tensión inicial del 70 por 100 de la carga máxima *real* del alambre, y a 20°C; por extrapolación de la curva del ensayo se obtenía la relajación prevista a 1.000 h).

TABLA 1
Características de los alambres ensayados

MATERIAL	CARACTERISTICAS DE TRACCION					RELAJACION		
	$f_{0,1}$ (Kp/mm ²)	$f_{0,2}$ (Kp/mm ²)	$f_{m\acute{a}x}$ (Kp/mm ²)	ϵ_m (%)	Z (%)	Real a 120 h (%)	Prevista a 1.000 h (%)	
$\phi 7$	R-5	154,3	157,7	178,9	4,99	42,92	4,84	8,30
	R-2	165,4	169,7	186,5	4,80	40,83	1,02	2,15
$\phi 5$	R-5	173,3	176,2	196,1	5,90	45,35	1,49	3,66
	R-2	179,1	182,1	199,1	5,54	44,93	0,38	0,79

3. ENSAYOS DE CORROSION BAJO TENSION SOBRE LOS ALAMBRES

Se han realizado los siguientes ensayos:

3.1 Ensayo de tiocianato amónico, con carga constante

El ensayo recomendado por la FIP se realiza en una solución de tiocianato amónico (NH₄ SCN) al 20 por 100, en peso, a una temperatura de 50°C y con tensión nominal constante del 80 por 100 de la carga unitaria máxima del material. En el presente trabajo, se ha querido estudiar la forma en que las dos variables fundamentales del ensayo, tensión y temperatura, influyen sobre el comportamiento del acero, y para ello se han realizado ensayos, con la solución citada, a tres niveles de tensión (60, 70, 80 por 100) y tres temperaturas (35, 42, 50°C).

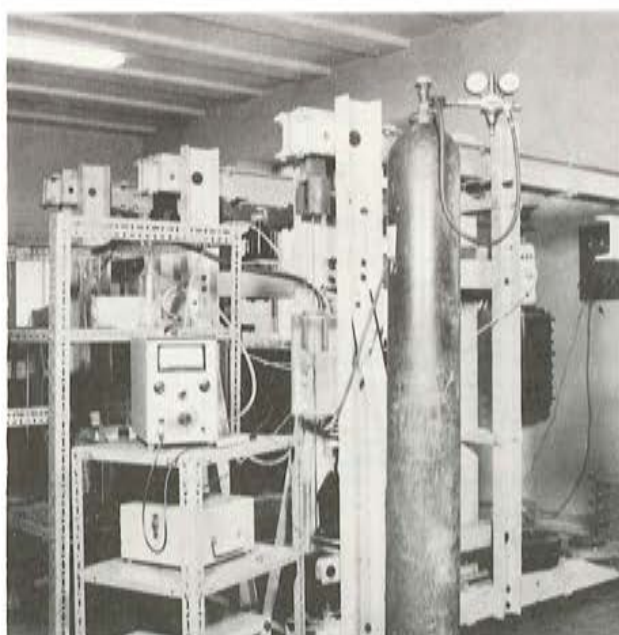


Fig. 1. Palancas para el ensayo de alambres.

TABLA II
Duración media (h) en el ensayo en NH₄ SCN de alambres

MATERIAL	TEMPERATURA	TENSION APLICADA		
		60%	70%	80%
φ 7 R-5	35°	301,8	236,4	161,4
	42°	115,9	76,4	54,2
	50°	93,3	39,3	22,0
φ 7 R-2	35°	21,8	23,2	26,6
	42°	37,4	20,8	22,1
	50°	13,4	4,3	6,4
φ 5 R-5	35°	56,4	34,2	32,5
	42°	20,3	17,8	19,0
	50°	19,5	14,2	10,8
φ 5 R-2	35°	49,5	26,9	29,2
	42°	11,7	11,2	7,2
	50°	10,5	15,7	13,8

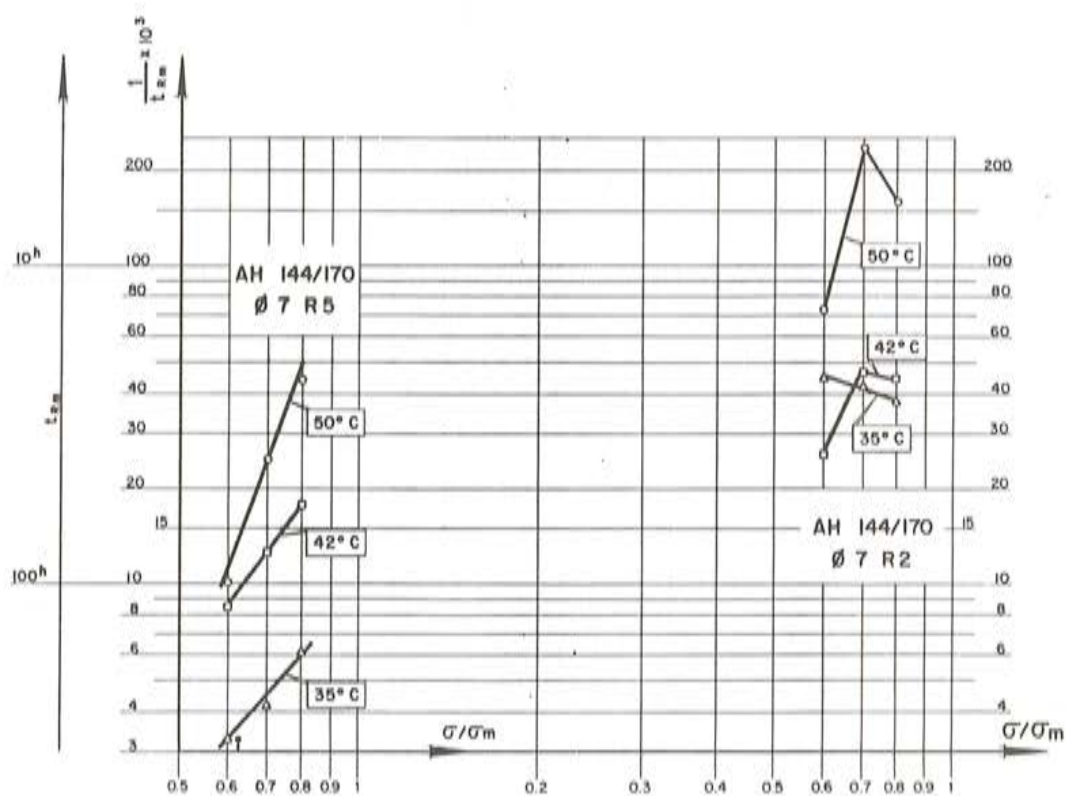


Fig. 2. a) Alambres de 7 mm. de diámetro.

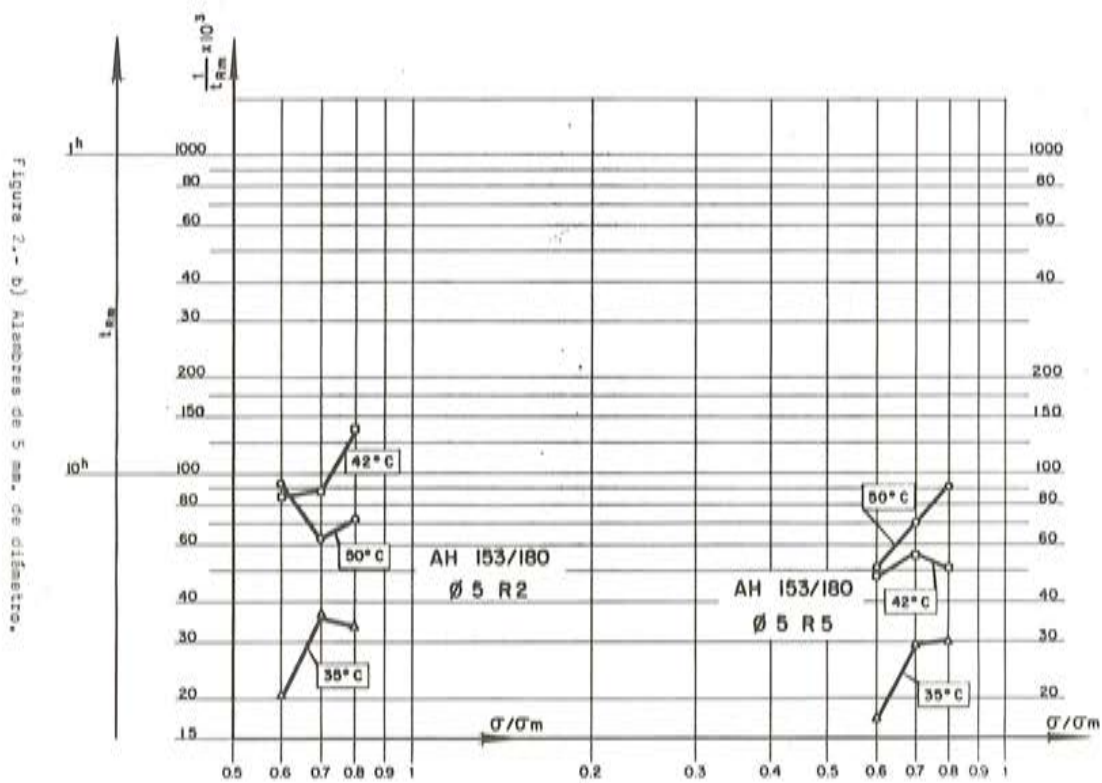


Fig. 2. b) Alambres de 5 mm. de diámetro.

Los ensayos se realizan manteniendo tesa la probeta de acero mediante una palanca de carga (Figura 1), sistema que permite conocer con precisión la carga aplicada, que se mantiene constante a lo largo del ensayo.

Para cada una de las diferentes combinaciones tensión-temperatura así obtenidas se ensayaron 6 probetas. Los resultados medios se recogen en la Tabla II y se representan gráficamente en la Figura 2.

3.2 Ensayo en agua destilada, a deformación constante

Se realizan con tensión inicial del 80 por 100 de la carga unitaria de rotura del material, y a temperatura ambiente (incluidas sus fluctuaciones). La carga se aplica al alambre a través de un bastidor metálico (Figura 3) con lo que las condiciones ulteriores del ensayo son de deformación constante. Esto se hace así por la larga duración del ensayo, que hace prohibitivo el efectuarlo bajo carga constante, en palanca, por razones económicas. Los resultados medios de los ensayos (para cada tipo de acero se utilizaron 2 probetas) se exponen en la Tabla III.

TABLA III
Resultados del ensayo en agua destilada de alambres

MATERIAL	φ 7		φ 5	
	R-5	R-2	R-5	R-2
DURACION (DIAS)	>387	206	151	137

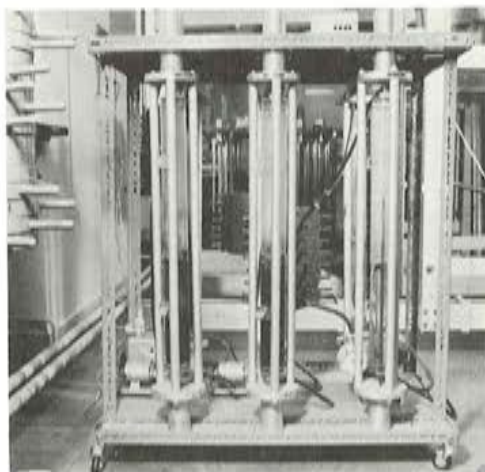


Fig. 3. Ensayo en agua destilada, de alambres.

3.3 Ensayo de tracción lenta, en tiocianato amónico

En este ensayo, la probeta, inmersa en una célula de corrosión con solución de tiocianato amónico al 20 por 100 en peso, y a 50°C, sufre una tracción progresiva con velocidad de alargamiento constante, de 0,05 mm/min., hasta que la tensión aplicada llega al valor de 80 por 100 $F_{m\acute{a}x}$. A partir de este punto, se aplica una velocidad mayor, de 0,5 mm/min. constante, hasta la rotura de la probeta. Este ensayo tiene una duración media entre tres y cuatro horas según los aceros.

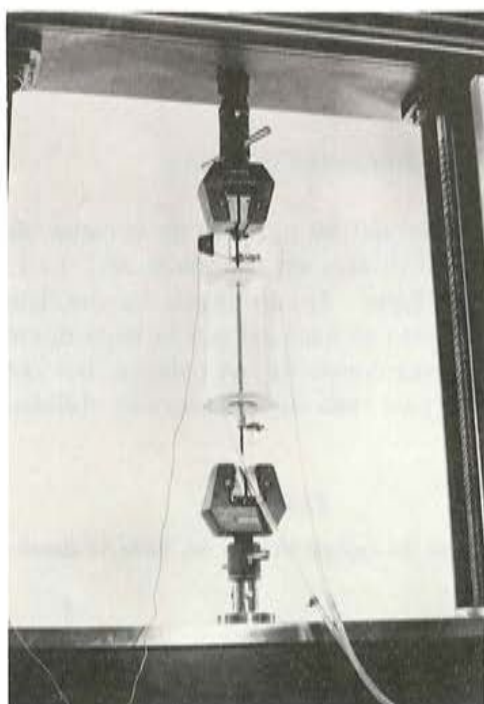


Fig. 4. Ensayo de tracción lenta en medio corrosivo.

Los ensayos se realizaron en una máquina universal de ensayos INSTRON, que permite un control adecuado de la velocidad de traslación del carro, registrándose en cada momento la carga aplicada (medida en la célula de carga) y la deformación producida en el acero (mediante un extensómetro de precisión). El aspecto del conjunto se aprecia en la Figura 4.

Los resultados obtenidos se reflejan en la Tabla IV. En ella, $F_{m\acute{a}x}$, representa la carga máxima alcanzada en el ensayo, Z es la estricción, y σ_{net} es la tensión neta de rotura, obtenida a partir de la carga última en el momento de la rotura, y del área resistente en dicho momento. Los resultados se dan en tanto por 100 de los correspondientes valores en el ensayo standard de tracción a 20°C, los cuales son, respectivamente, $F_{m\acute{a}x 0}$, Z_0 , $\sigma_{net 0}$. Los resultados expuestos son media de tres ensayos.

TABLA IV
Ensayo de tracción lenta en NH_4 SCN de alambres

MATERIAL	$F_{m\acute{a}x}/F_{m\acute{a}x 0}$ (%)	Z/Z_0 (%)	$\sigma_{net}/\sigma_{net 0}$ (%)
$\phi 7$	R-5	97,70	27,26
	R-2	92,99	14,75
$\phi 5$	R-5	95,16	21,99
	R-2	95,79	16,74

4. CORDONES ESTUDIADOS

Se han estudiado cordones de 7 alambres, de diámetro nominal 12,7 mm (0,5"), disponiéndose, como en el caso de los alambres, de dos tipos, de relajación normal y de baja relajación. Sus características mecánicas, obtenidas como media de 3 ensayos, son las recogidas a continuación. Las de relajación a 20°C, y tensión inicial 80 por 100 de la de rotura, son media de 2 ensayos.

TABLA V
Características de los cordones estudiados

CORDON	SECCION (mm ²)	CARACTERISTICAS DE TRACCION				RELAJACION	
		$f_{0,1}$ (Kp/mm ²)	$f_{0,2}$ (Kp/mm ²)	$f_{m\acute{a}x}$ (Kp/mm ²)	ϵ_m (%)	Real a 120 h. (%)	Real a 1.000 h. (%)
R-5	98,2	179,6	184,0	193,9	4,62	2,84	4,14
R-2	99,1	174,7	177,9	191,7	4,57	0,77	1,20

5. ENSAYOS DE CORROSION BAJO TENSION SOBRE LOS CORDONES

Se han ensayado los cordones en $\text{NH}_4 \text{SCN}$ al 20 por 100 en peso, y 50°C (las mismas condiciones que en el caso de alambres), en condiciones de deformación constante de la probeta, con una carga inicial sobre la misma equivalente al 80 por 100 de la de rotura a tracción del material. Estos ensayos se han realizado en una batería de bastidores construidos al efecto (Figura 5). Sobre el bastidor se ha montado un dispositivo, que se dispara cuando se produce la onda sónica originada por la primera rotura de un alambre del cordón; este dispositivo detiene inmediatamente el ensayo, parando el reloj en el que se podrá leer la duración de la probeta. En los ensayos realizados hasta el momento, habitualmente se rompe un solo alambre, si bien en algunos ensayos han roto simultáneamente varios alambres (en un caso, hasta 4 roturas simultáneas).

Los resultados obtenidos son los siguientes (media de como mínimo 6 probetas).

Cordón	R-5	R-2
Duración (H)	9,4	11,5

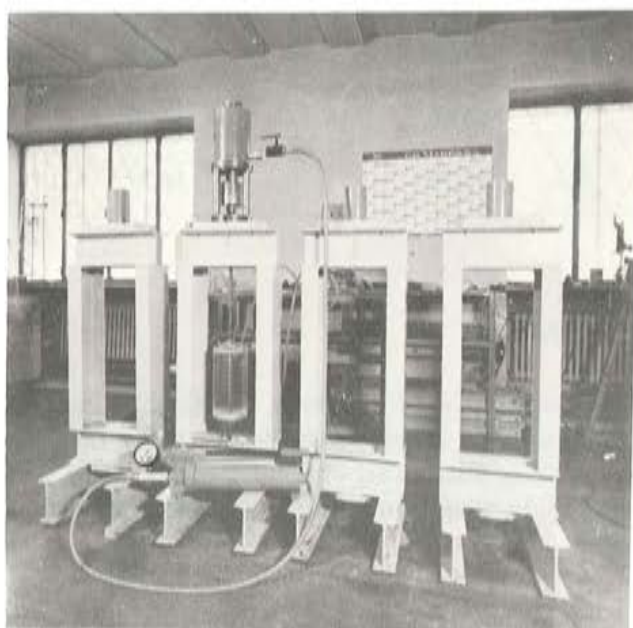


Fig. 5. Batería de bastidores para ensayo de cordones.

6. DISCUSION DE LOS RESULTADOS

6.1 Ensayos de alambres, en $\text{NH}_4 \text{SCN}$, bajo carga constante

Como se deduce de la observación de la Figura 2, no es sencilla la interpretación de la influencia de la tensión y temperatura sobre los resultados del ensayo de tiocianato amónico con carga constante. En principio, parece que a un aumento de la tensión de ensayo le debiera corresponder una duración menor de la probeta; igualmente, siendo los procesos electroquímicos que se desarrollan en la misma procesos térmicamente activados, un aumento de la temperatura de ensayo debiera conducir a duraciones inferiores. El estudio analítico de las

curvas $1/t_R = f(\sigma/f_{m\acute{a}x}, T)$ donde t_R es el tiempo de rotura, debería, en principio, permitir establecer conclusiones sobre la existencia o no de una energía de activación del proceso de corrosión bajo tensión en este ensayo, así como de la forma en que la tensión y la temperatura interactúan.

TABLA VI

MATERIAL	ENSAYO					
	FIP ($\sigma = 80\%$, cte; $T = 50^{\circ}\text{C}$)	Agua destilada ($\epsilon = \text{cte}$)	Tracción lenta en NH_4SCN ($T = 50^{\circ}\text{C}$)			
	Duración (h)	Duración	$F_{m\acute{a}x}/F_{m\acute{a}x 0}$	Z/Z_0	$\sigma_{net}/\sigma_{net 0}$	
$\phi 7$	R-5	22,0	> 387	0,98	0,27	0,71
	R-2	6,4	206	0,93	0,15	0,62
$\phi 5$	R-5	10,8	151	0,95	0,22	0,59
	R-2	13,8	137	0,96	0,17	0,58

Los resultados correspondientes al acero $\phi 7$ R-5 permitirían un análisis de este tipo. La influencia en este acero de σ y de T es conforme a lo esperado, y el tiempo de rotura varía fuertemente al modificar cada una de las dos variables anteriores.

En el caso del otro acero de relajación normal, el $\phi 5$ R-5, la influencia de σ y T , si bien menos regular que en el caso anterior y con algunas discrepancias, sigue en líneas generales la misma tendencia.

Por el contrario, los aceros de baja relajación muestran un comportamiento mucho más irregular, produciéndose muchas veces resultados inversos a los esperados. No es claro por qué aparecen máximos de fragilidad para $\sigma/f_{m\acute{a}x} = 70$ por 100, en ciertos casos; o por qué, en otros, una mayor temperatura conduce a mayores duraciones. Es posible que estas irregularidades se deban a la existencia de tensiones residuales, mayores en estos aceros, y que indudablemente alterarían en una u otra dirección el comportamiento "global" (éste sería más fácil de analizar) del volumen interior de acero.

La comparación entre los aceros de relajación normal y los correspondientes de baja relajación, en este ensayo, arroja los siguientes resultados:

- En cada diámetro, se observa que el acero de baja relajación es en general, para cada una de las combinaciones $\sigma - T$ estudiadas, más sensible a la corrosión bajo tensión que el acero de relajación normal. Las diferencias en el acero de 7 mm son muy grandes, siendo mucho menores en el de 5 mm.

- Las dispersiones obtenidas en los ensayos son en todos los casos importantes, si bien en línea con las obtenidas por otros investigadores. En este trabajo, los aceros de relajación baja han dado dispersiones mucho menores que los de relajación normal.

- En cada caso en que se han producido duraciones apreciablemente inferiores a la media correspondiente, el examen de la probeta rota ha permitido observar que la fisura se había originado en un defecto superficial del acero, procedente de su fabricación. La importancia del estado superficial del acero en orden a su duración frente a corrosión bajo tensión es

muy grande, como se ha puesto repetidamente en evidencia (Climent, 1977; Elices y S. Gálvez, 1978). En casos extremos, es muy difícil aislar el comportamiento puro del material, separando el efecto de las imperfecciones superficiales. La influencia de éstas, por otra parte, es creciente con la resistencia del acero.

6.2 Ensayos de tracción lenta en NH₄ SCN, sobre alambres

El examen comparativo de los tres parámetros obtenidos del ensayo ($F_{m\acute{a}s}/F_{m\acute{a}x}$ o Z/Z_0 , $\sigma_{net}/\sigma_{net0}$) produce las siguientes consideraciones.

– Se obtienen en todos los casos dispersiones muy inferiores a las obtenidas en el ensayo de carga constante. La carga máxima y la tensión neta de rotura tienen, de otra parte, dispersiones muy inferiores a la estricción (expresando los tres parámetros, como en la Tabla IV, en forma relativa).

– Para cada uno de los tres parámetros obtenidos del ensayo, el acero de baja relajación de 7 mm denota mayor fragilización que el de relajación normal de igual diámetro. En el caso de los aceros de 5 mm, las diferencias entre ambos tipos de aceros se suavizan mucho, dando valores semejantes en el caso de la carga máxima y la tensión neta de rotura.

– La estricción relativa parece el parámetro que permite una mayor selectividad. De otra parte, es el que da idea más clara de la fragilización producida pues mientras las pérdidas de resistencia a tracción son del orden del 5 por 100, las de estricción superan en todos los casos al 70 por 100.

6.3 Comparación entre los resultados de los diferentes ensayos realizados sobre alambres

Con objeto de facilitar esta comparación se han agrupado en la Tabla VI los resultados obtenidos en los ensayos con alambres, extrayendo los más significativos. De los ensayos con tiocianato amónico y carga constante, se han tomado los valores correspondientes al ensayo normalizado de la FIP (es decir, $T = 50^{\circ}\text{C}$, $\sigma/F_{m\acute{a}x} = 80$ por 100).

De su examen, se desprenden las siguientes conclusiones:

- Tanto el ensayo preconizado por la FIP como el de agua destilada son suficientemente selectivos en orden a caracterizar la resistencia a corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado. El ensayo de tracción lenta es menos selectivo; en este ensayo, la utilización como parámetro significativo de Z/Z_0 es la que mejor clarifica el comportamiento relativo de los distintos aceros.
- La fragilización, en el ensayo de tracción lenta, se hace patente en la pérdida drástica de ductilidad (estimada a través de la estricción), siendo en cambio muy inferior la pérdida de resistencia a tracción. Ello debe tenerse en cuenta al comparar los resultados de este ensayo con los obtenidos en el ensayo FIP (en el que, al aparecer una fisura, la sección residual de acero se ve sometida a tensiones reales crecientes) y en ensayos con deformación total constante, como el de agua destilada (en que el acero se va descargando al producirse su fisuración).
- El acero ϕ 7 R-5 se muestra, en todos los ensayos, mucho más resistente a la corrosión bajo tensión, que los otros aceros y, en particular, que el acero ϕ 7 R-2. Por el contrario, en los aceros de ϕ 5, las dos calidades estudiadas (R-5, R-2) presentan en todos los ensayos características relativamente parecidas. Téngase en cuenta además las dispersiones propias de estos ensayos.

- El orden relativo de sensibilidad de los aceros a la corrosión bajo tensión, extraído del ensayo FIP, coincide con el dado por la pérdida de resistencia en el ensayo de tracción lenta. En estos dos ensayos, la sección de acero donde se produce la rotura final se encuentra solicitada por tensiones reales crecientes progresivamente hasta el final del ensayo.
- La necesidad de analizar cuidadosamente las condiciones del ensayo y, por tanto, su significado real y su valor último se ponen de manifiesto al observar que el orden de calidad de los aceros en el ensayo con agua destilada (que es un ensayo con $\epsilon = \text{cte.}$) es diferente del obtenido en el ensayo FIP con $\text{NH}_4 \text{ SCN}$ (ensayo con $\sigma = \text{cte.}$) en particular por lo que se refiere al acero $\phi 5$. Este resultado confirma ensayos previos realizados en el LCEM (Climent, 1979) que habían dado diferentes ordenaciones de calidad para aceros ensayados en condiciones de fluencia y relajación, en tiocianato amónico en ambos casos.

El parámetro $\sigma_{\text{net}}/\sigma_{\text{net } 0}$, que se ha mostrado, en otras técnicas (Payer y otros autores, 1979), muy sensible a variaciones en la fragilidad por corrosión bajo tensión, da la misma ordenación que el ensayo con agua destilada.

6.4 Ensayos realizados sobre cordones

- Los cordones de baja relajación han dado una duración algo mayor que los de relajación normal, en el ensayo de tiocianato amónico. No obstante, esta diferencia no es significativa en términos estadísticos, habida cuenta de la dispersión propia de estos ensayos.
- La comparación entre los ensayos de alambres y de cordones debe hacerse con cuidado. Por un lado, el ensayo de cordones se detiene cuando se produce la primera rotura de un alambre, pudiendo el cordón, al menos en principio, sostener durante algún tiempo la sollicitación impuesta. Ello no ocurre en los ensayos con alambres. Por otro, el ensayo de cordones, al tener 7 alambres, significa en cierto modo un mayor control estadístico de la resistencia a corrosión bajo tensión de los alambres que lo forman. Al respecto, en los ensayos con cordones se han obtenido dispersiones (relativas) inferiores que en el caso de alambres.

Además, el ensayo de cordones se ha realizado a deformación constante con tensión inicial del 80 por 100 $f_{\text{máx}}$, siendo a tensión constante de 80 por 100 $f_{\text{máx}}$ el ensayo de alambres en condiciones FIP. Esta diferencia de sollicitación es importante. En efecto, estudios previos de uno de los autores, para su tesis doctoral (Climent 1979), en los que 5 tipos diferentes de alambres de 7 mm de diámetro (trefilados y envejecidos, templados y revenidos, estabilizados) fueron ensayados, en tiocianato amónico al 20 por 100 en peso y 350 de temperatura, primero en condiciones de tensión constante del 80 por 100 de $f_{\text{máx}}$ y, luego, deformación constante con tensión inicial del 80 por 100 de $f_{\text{máx}}$, permitieron determinar que la duración de la probeta, en el ensayo en condiciones de relajación, era, generalmente, por lo menos doble que en el ensayo en condiciones de fluencia. Por consiguiente, la duración media previsible de los cordones estudiados en el presente trabajo, si se ensayaran a tensión constante de 0,80 $f_{\text{máx}}$, sería inferior a las 6 horas. Ello indica que, en principio, la protección frente a corrosión bajo tensión que se debe proporcionar a los cordones de pretensado debe ser mucho más cuidada que en el caso de alambres, por haberse mostrado los cordones más sensibles a dicho fenómeno.

7. RESUMEN Y CONSIDERACIONES FINALES

Se han ensayado 4 tipos de alambres de pretensado, en tiocianato amónico, bajo 9 combinaciones diferentes de tensión (constante) y temperatura. Los resultados indican que la relación funcional $t_R = f(\sigma/f_{m\acute{a}x}, T)$ es compleja y puede variar de unos aceros a otros, posiblemente dependiendo de su procedimiento de fabricación y estado superficial. En consecuencia, la utilidad del ensayo normalizado de la FIP ($\sigma = 80$ por 100; $T = 50^\circ$), debe entenderse en el sentido de establecer diferencias cualitativas entre los distintos materiales (permitiendo además detectar aquellos productos de deficiente estado superficial) pero sin posibilidad de establecer conclusiones de orden cuantitativo.

En orden a la investigación de la corrosión bajo tensión, tanto el ensayo de agua destilada como el de tracción lenta en tiocianato amónico pueden tener una gran utilidad (de este último son a destacar su rapidez y menor dispersión), pero la comparación entre resultados de estos ensayos debe tener en cuenta las condiciones específicas de trabajo del acero en cada uno, que pueden llevar a ordenaciones diferentes de susceptibilidad de los aceros.

El acero ϕ 7 R-5 se ha mostrado en todos los ensayos netamente superior a los otros aceros, y en particular al ϕ 7 R-2. Los aceros de 5 mm han dado resultados muy parecidos en todos los ensayos. No es fácil deducir de forma terminante, si los aceros de baja relajación son o no más susceptibles que los de relajación normal.

Nuestra experiencia anterior (Climent, 1979) indica que, cuando se comparan varios alambres de 7 mm de diámetro en el ensayo de tiocianato amónico con carga constante, los aceros son tanto más sensibles a la corrosión bajo tensión cuanto menor es su relajación; siendo por tanto más susceptibles los aceros de 7 mm de diámetro y baja relajación que los correspondientes de relajación normal. Con alambres de 5 mm, nuestra experiencia es mucho más limitada y, como se deduce de los resultados recogidos en el presente artículo, no podemos extraer la misma conclusión (relación inversa relajación-sensibilidad o corrosión bajo tensión) que para los de 7 mm.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Brachet, M. (1970, 1980) "Report on prestressing steel; 5. Stress corrosion cracking resistance test for prestressing tendons". Tech. Report, editado por la FIP.
- Climent, J. (1977) "I. Observaciones a los ensayos acelerados empleados para caracterizar la susceptibilidad a la corrosión fisurante bajo tensión (CFBT)". Hormigón y Acero, N. 124.
- Climent, J. (1979). "Contribución a la interpretación de la susceptibilidad al hidrógeno de los aceros de pretensado o postensado con el ensayo de tiocianato amónico". Hormigón y Acero, N. 130-131-132.
- Climent, J (1979). "Contribución al estudio de la corrosión fisurante bajo tensión de aceros al carbono de alta resistencia". Tesis presentada en la Facultad de C. Químicas, U.C., Madrid, Marzo 1979.
- Elices, M.; Sánchez Gálvez, V. (1978) "Relaciones entre corrosión bajo tensión y propiedades mecánicas". Hormigón y Acero, N. 128.
- FIP. "III Symposium on Stress Corrosión of prestressing steel. El Escorial., Septiembre 1981" (En vías de publicación).
- Kreijger, P.C. y otros. "Stress corrosión in prestressing steel". HERON, Vol. 22, N.1.
- Payer, J.H.; Berry, W.R.; Boyd W.K. (1979) "Evaluation of slow strain-rate stress corrosion tests results". Stress corrosion cracking-The slow strain-rate technique. ASTM STP 665.

Protección temporal de aceros de pretensado

V. Sánchez-Gálvez, M. Elices y A. Zarabozo
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Madrid

J.J. Royuela
Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas. Madrid.

INTRODUCCION

En la normativa de aceros de pretensado se proscribe siempre la utilización de tendones que muestren indicios de corrosión superficial (véase por ejemplo EURONORMA 138). Ello se basa en la creencia generalizada que la corrosión superficial del acero de pretensado puede conllevar la aparición de picaduras que a su vez sean iniciadoras de un proceso ulterior de corrosión fisurante al someter las armaduras a tensión.

Por ello es norma general que las armaduras deben protegerse con una buena inyección de cemento en las vainas lo antes posible y que debe evitarse el mantenimiento prolongado de los tendones sin inyectar. Ahora bien, en algunos casos, por necesidades constructivas es imposible proceder a la inyección inmediata de las vainas tras el tesado, como es el caso que se presenta frecuentemente en la construcción de puentes por voladizos sucesivos. En estos casos suele ser práctica habitual la utilización de productos que inhiban la corrosión atmosférica de las armaduras hasta el momento en que se procede a la inyección de las vainas, en que se eliminan por un lavado con agua. Estos productos, denominados por ello medios de protección temporal deben ser eficaces y fácilmente eliminables con agua y en cualquier caso restos de los mismos no deben afectar seriamente a la adherencia entre acero y hormigón.

Esta comunicación presenta los resultados de una investigación realizada en el Departamento de Física y Física de Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid con la colaboración del Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas, con el fin de conocer la capacidad inhibidora de la corrosión de los productos de protección temporal, fijar las condiciones en que su empleo es conveniente o necesario y determinar las propiedades que estos productos deben poseer para su utilización como medios de protección temporal.

Productos de protección ensayados

El primer paso ha sido la selección de productos de protección para la investigación. Tras una serie de tanteos se han seleccionado cinco productos, que en principio podrían utilizarse, ya que desde luego no tienen una incidencia negativa sobre las propiedades del acero o del hormigón y es conocida su capacidad inhibidora de la corrosión. Estos productos se presentan en la Tabla I.

Como puede verse, hay tres productos orgánicos y dos inorgánicos. Los productos orgánicos 1, 2 y 3, de los que se desconoce su exacta composición química, se han denominado de acuerdo con su marca comercial. 1 y 2 son aceites emulsionables en agua que pertenecen a la casa Shell y el primero de ellos es un producto ampliamente utilizado para la protección temporal de los aceros de pretensado. El producto 3 pertenece a la casa Hispano Química y como se verá posteriormente no es típicamente un medio de protección temporal, ya que no se elimina con agua y necesita disolventes especiales, pero su inclusión se justifica a efectos comparativos de la capacidad inhibidora de la corrosión.

Por lo que respecta a los productos inorgánicos 4 y 5, es conocido que el silicato sódico es un buen protector del acero en ambientes húmedos y que el hidróxido cálcico proporciona un pH suficientemente básico para garantizar la formación de una capa pasiva en el acero. La adición de nitrito sódico, que es un buen inhibidor de la corrosión, mejora las propiedades del producto 4 y la adición de caseína sirve para garantizar la adherencia del producto 5 a la superficie del acero.

Ensayos realizados

Con los cinco productos de protección se han realizado ensayos para determinar las tres propiedades siguientes:

- Capacidad inhibidora de la corrosión.
- Facilidad de lavado con agua.
- Influencia sobre la adherencia entre acero y hormigón.

Estudio de la capacidad inhibidora de la corrosión

La capacidad inhibidora de la corrosión se ha estudiado simulando tres ambientes distintos: un ambiente de agresividad "normal" exponiendo las muestras a la atmósfera existente en la Ciudad Universitaria de Madrid, un ambiente "marino" pulverizando las muestras con una solución acuosa de cloruro sódico al 2 por 100 y manteniéndolas después bien a la intemperie o bien en una cámara ambiental con una humedad superior al 90 por 100 y finalmente un ambiente "industrial", pulverizando las muestras con una solución acuosa de sulfato ferroso hidratado ($\text{Fe SO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$) al 2 por 100, agente corrosivo que se forma durante el proceso de corrosión de aleaciones férricas en atmósfera rica en SO_2 y que es conocido ejerce un papel primario en la cinética del ataque en atmósferas industriales.

El estudio se ha realizado con dos tipos de probetas:

- a) Probetas de chapa de acero suave, laminado en frío de $100 \times 40 \text{ mm}^2$ de superficie y 0,5 mm de espesor (Fig. 1).

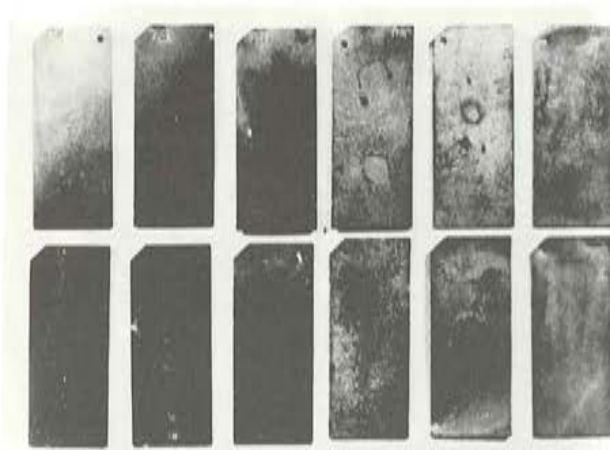


Fig. 1. Probetas de chapa de acero tras el ensayo de corrosión. (De izquierda a derecha, recubiertas con los productos 1, 2, 3, 4, 5 y sin protección, respectivamente).

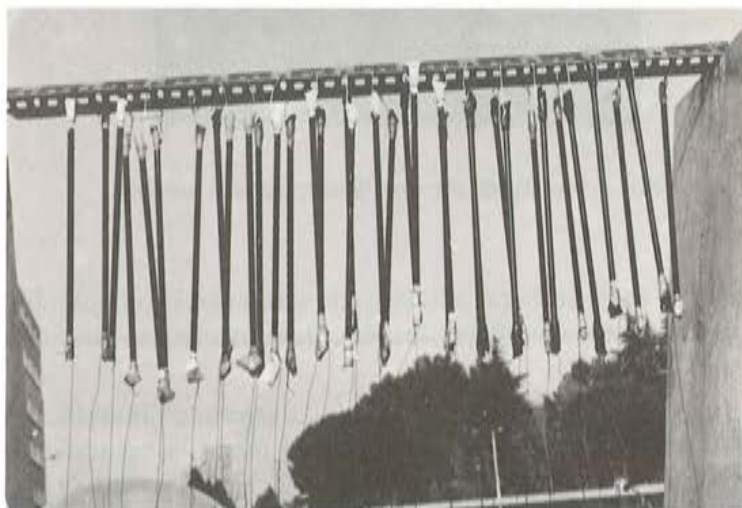


Fig. 2. Probetas de alambre de pretensado expuestas a la corrosión atmosférica.

b) Probetas de alambre de acero de pretensado envejecido. En este caso se han realizado ensayos tanto con probetas sin tesar (Fig. 2) como con probetas sometidas a una tensión del 80 por 100 de su tensión de rotura. Para mantener las probetas tesaras durante el tiempo que dura el ensayo, se utilizan bastidores rígidos a los que se anclan las probetas tras el tesar (Fig. 3).

Las probetas de chapa plana se han elegido por la gran sencillez que presenta la medida de la corrosión, que puede determinarse cómodamente por diferencia de pesadas de la probeta antes y después de sufrir el ataque. La Fig. 4 muestra los resultados obtenidos.

Las probetas de alambre de acero de pretensado presentan una relación superficie/volumen muy inferior a las de la chapa y en consecuencia la determinación de la corrosión por diferencia de pesadas es difícilmente realizable, por lo que se ha procedido a estimarla por observación visual de la superficie cuantificando el grado de corrosión como relación entre la superficie corroída y la superficie total expuesta con un número entre cero y cinco. En la Fig. 5 se muestran los resultados obtenidos con las probetas sin tesar; cada punto es media



Fig. 3. Probeta de alambre tesada, sujeta al bastidor.

del comportamiento de seis probetas a lo largo de seis meses de ataque. En la Fig. 6 se muestran resultados similares para probetas tesadas, determinándose las curvas como media de tres probetas.

Tras el ensayo y como medida adicional de la capacidad inhibidora de la corrosión de los distintos productos ensayados se ha procedido a medir la rugosidad media de las probetas, obteniéndose los resultados que muestra la tabla II; cada valor es media del comportamiento de dos probetas. Debe hacerse notar que las medidas de la rugosidad de las probetas antes del ensayo dieron valores entre 60 y 70 micropulgadas, por lo que valores de este orden tras el ensayo indican que el acero no ha sufrido ningún tipo de ataque localizado.

Facilidad de lavado del producto

Con el fin de conocer la mayor o menor facilidad de eliminación con agua de los distintos productos de protección estudiados se ha procedido a impregnar con ellos probetas de chapa de acero que posteriormente se han lavado en 700 ml de agua a los 2, 6, 13 y 21 días de la impregnación. Tras dejarlas secas se pesan y así puede determinarse la cantidad de producto eliminado.

La Fig. 7 muestra los resultados obtenidos. Los puntos del eje de ordenadas representan los valores del peso de producto impregnado antes de comenzar el ensayo. Las líneas de trazos enlazan estos puntos con los valores de peso remanente medidos después del primer lavado que se ha efectuado a los 2, 6, 13 ó 21 días según los casos. Cada curva representa el comportamiento de una misma probeta con 1, 2, 3 ó 4 lavados a lo largo de los 21 días. Las líneas de trazo continuo enlazan los valores de peso remanente para una probeta dada en los lavados sucesivos.

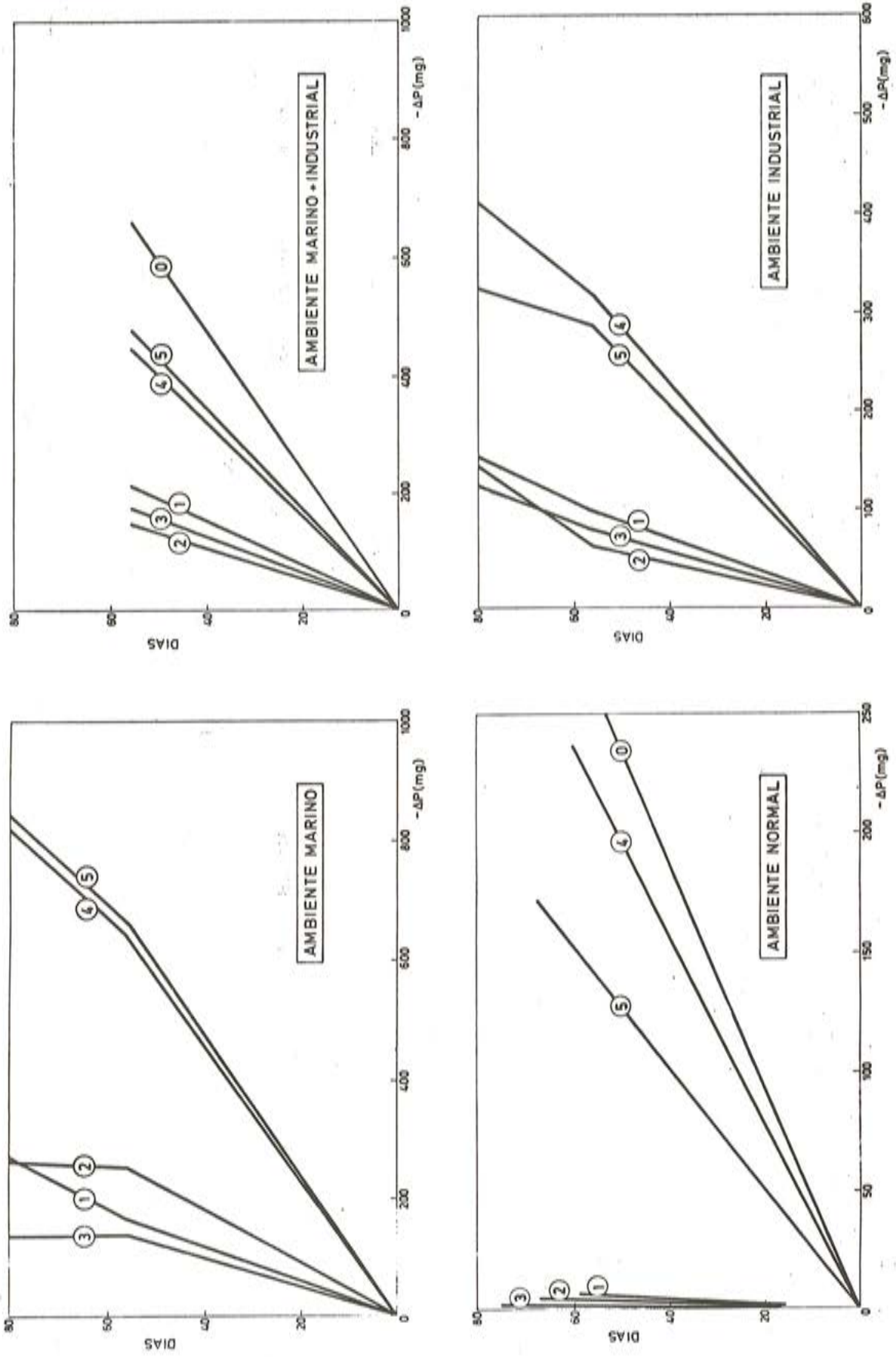


Fig. 4. Pérdida de peso en mg de las probetas de chapa de acero expuestas a los distintos ambientes agresivos.

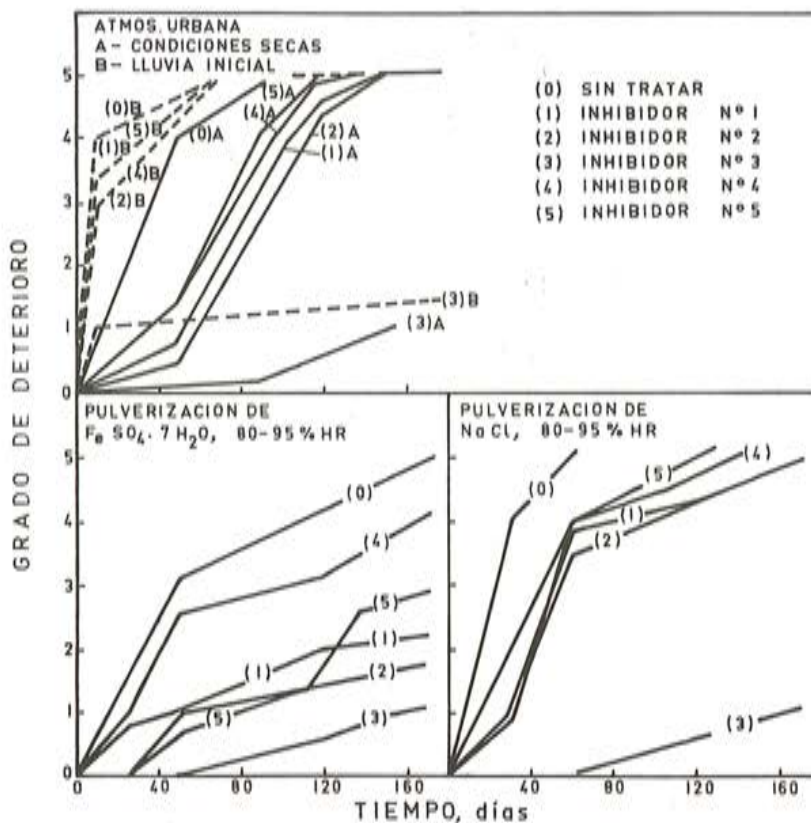


Fig. 5. Grado de corrosión para probetas de alambre de pretensado sin tesar expuestas a distintos ambientes agresivos.

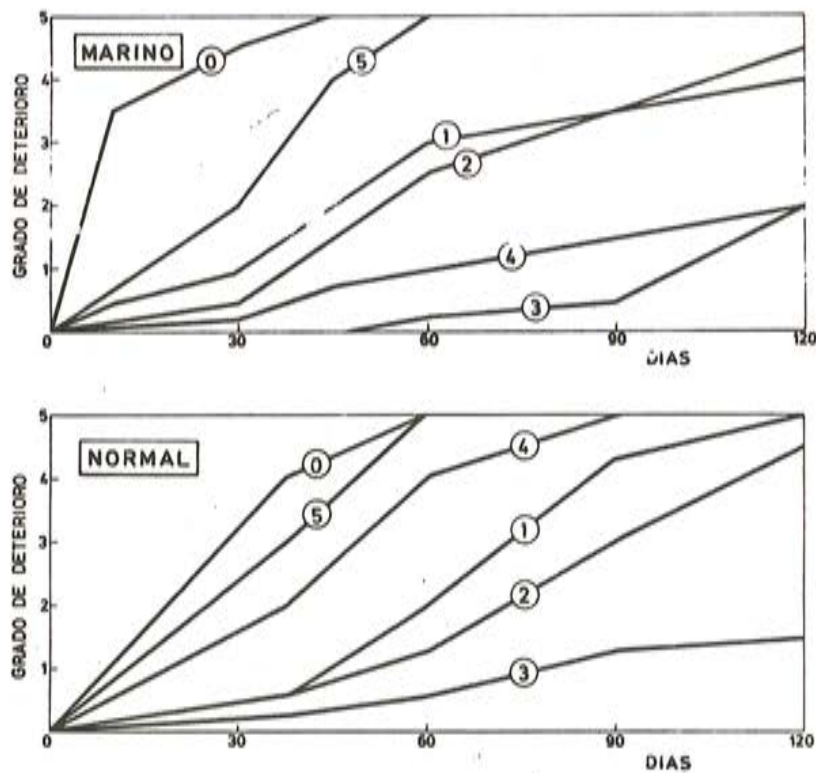


Fig. 6. Grado de corrosión para probetas de alambre de pretensado tesados.

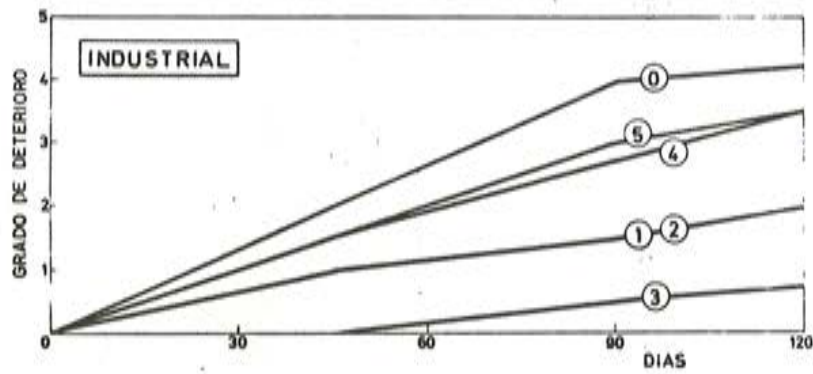


Fig. 6. Grado de corrosión para probetas de alambre de pretensado tesadas.

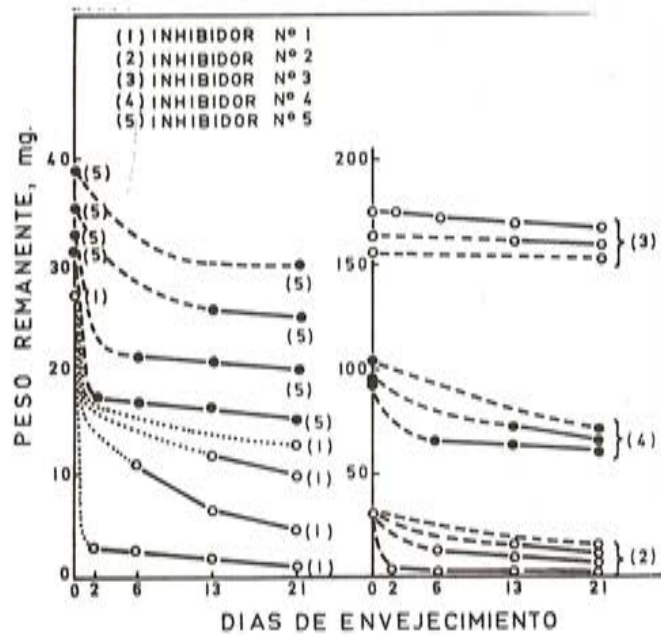


Fig. 7. Peso remanente del producto de protección temporal después de sucesivos lavados a los 2, 6, 13 y 21 días de la aplicación.

Influencia sobre la adherencia entre acero y hormigón

El estudio de la influencia que pueden tener restos del producto protector deficientemente eliminados sobre la adherencia entre acero y hormigón se ha realizado con el ensayo que se describe a continuación.

Alambres de acero de pretensado se recubren con los distintos productos investigados y a continuación se tesan hasta el 80 por 100 de la tensión de rotura. A continuación se hormigonan en torno a las probetas bloques cilíndricos de hormigón que se curan durante 28 días. Para mantener las probetas tesadas durante el tiempo en que se hormigonan y se curan los bloques de hormigón, se utilizan los bastidores rígidos a los que se anclan las probetas tesadas (Fig. 8). A los 28 días se procede a medir la tensión de adherencia entre acero y hormi-

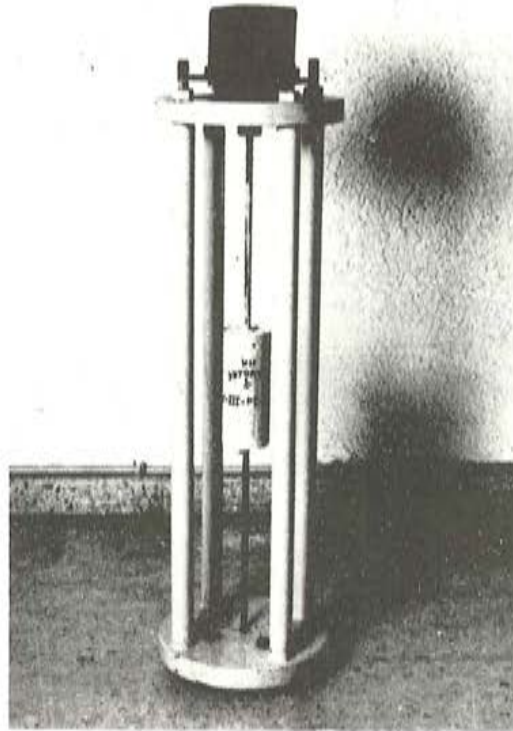


Fig. 8. Probeta de alambre de pretensado tesada y bloque de hormigón para ensayo de adherencia.

gón, para lo cual se liberan las probetas de acero de los bastidores en una máquina de ensayos y a continuación se descargan lentamente los alambres, transmitiéndose al bloque de hormigón la fuerza de pretensado. En este proceso se mide continuamente la deformación del hormigón registrándose la fuerza para la que tiene lugar el deslizamiento entre acero y hormigón. Los resultados se recogen como porcentaje de la tensión de adherencia obtenida para cada medio protector con relación al valor obtenido para un ensayo en blanco realizado con una probeta de acero limpia.

Los resultados se muestran en la Tabla III. Los ensayos 301, 302 y 305 se han realizado en la manera descrita hormigonando el bloque de hormigón a las pocas horas de la aplicación del medio protector. Por el contrario los ensayos 303 y 304 se han realizado con bloques hormigonados cuatro meses después de la aplicación del producto para estudiar el efecto del secado de los aceites; por ello estos ensayos sólo se han realizado con los medios orgánicos. Finalmente con los ensayos 306 y 307 se ha estudiado la mejora en la adherencia cuando los productos fueron lavados en agua durante 24 horas antes de proceder al hormigonado de los bloques.

Discusión de los resultados de los ensayos

Los ensayos realizados para determinar la capacidad inhibidora de la corrosión de los productos estudiados muestran que los aceites emulsionables en agua 1 y 2 son eficaces en atmósferas de agresividad media pero su capacidad protectora es muy reducida y no superior a la de los medios inorgánicos 4 y 5 en ambientes de gran agresividad y principalmente en aquellos casos en que la superficie del acero está expuesta a la acción de la lluvia. Para probetas tesadas el ataque sucede aun en menos tiempo. En estos casos únicamente productos no emulsionables en agua como es el producto 3 mantienen intacta su capacidad inhibidora de la corrosión.

Por otro lado todos los productos estudiados muestran que la eliminación por lavado en agua no es nunca perfecta, aunque es mucho mejor para los productos 1 y 2 que para el producto 3 en que es insignificante. La capacidad de lavado disminuye con el progresivo secado de los distintos productos protectores.

Por ello es muy importante el estudio de la influencia sobre la adherencia entre acero y hormigón. Puede afirmarse que los medios inorgánicos no tienen influencia alguna sobre la adherencia acero-hormigón dentro del error experimental. Los medios emulsionables en agua 1, y 2, reducen ligeramente la adherencia siendo más importante la reducción cuando el hormigonado tiene lugar tras un secado prolongado del aceite. Sin embargo el lavado previo al hormigonado mejora ligeramente la adherencia. Finalmente los aceites no emulsionables en agua, como es el producto 3 reducen la adherencia entre acero y hormigón de forma significativa y este comportamiento no mejora tras un lavado en agua. La utilización de estos productos exigiría por tanto su eliminación con disolventes adecuados antes de la inyección.

Conclusiones

Puede afirmarse que la práctica habitual de almacenamiento no prolongado de las armaduras bajo techado en locales aireados con humedad inferior al 70 por 100 es suficiente para garantizar una buena protección frente a la corrosión atmosférica y no es necesaria la utilización de ninguna protección adicional. Es conveniente proceder a la inyección de las vainas dentro de la semana posterior al tesado.

Cuando los tendones deban permanecer almacenados por un período prolongado en ambientes de agresividad media (junto a la costa o en atmósferas industriales) es recomendable la utilización de aceites emulsionables en agua que deberán eliminarse con agua inmediatamente antes de proceder a la inyección de las vainas.

Ahora bien, cuando los tendones estén expuestos a la acción de la lluvia y en particular cuando los tendones tras el tesado deban permanecer sin inyectar durante un tiempo superior a las dos semanas, se recomienda la utilización de productos más eficaces, como el representado por el producto 3. La protección debe eliminarse por inyección de disolventes apropiados antes de proceder a la inyección y en cualquier caso se recomienda la realización de ensayos para comprobar que un producto no afecta seriamente a la adherencia entre acero y hormigón antes de ser aceptado para su utilización como medio de protección temporal.

Agradecimientos

Esta investigación ha sido financiada con una ayuda de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

TABLA I
Productos de protección estudiados

- | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ol style="list-style-type: none">1.—Shell Dromus Oil B.2.—Shell Ensis Rolling Oil.3.—Veto Oxid 4-200.4.—Solución acuosa de 500 ml/l Na_2SiO_3 (40° Be) + 20 g/l NaNO_2.5.—Solución acuosa de 250 g/l Ca(OH)_2 + 25 g/l caseína. |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

TABLA II
Medidas de rugosidad (Micropulgadas)

Ambiente	Tiempo (días)	Producto					Sin protección
		1	2	3	4	5	
Bajo techado	56	60	59	62	70	60	65
Normal	80	75	58	55	90	65	90
Marino	80	100	80	55	110	115	160
Industrial	80	75	65	65	80	70	100
Marino + Industrial	56	75	68	60	105	125	145

TABLA III
Tensión de adherencia (Porcentaje de la tensión de adherencia para acero limpio)

Producto	Ensayo						
	301	302	303	304	305	306	307
1	96	92	96	99	91	80	93
2	86	100	91	72	81	98	89
3	66	89	85	99	91	80	77
4	96	92	—	—	88	96	94
5	99	100	—	—	91	94	100

Estudio experimental de las pérdidas de pretensado por rozamiento, de tendones de 800t (55 cordones de 1/2"), en conductos de 135 mm de diámetro

José M^a Morera Bosch .
Ingeniero de Caminos
Jefe del Departamento de Construcción
del Laboratorio GEOCISA

Guillermo Ontañón Carrera
Ingeniero de Caminos
Jefe de la Sección de Estructuras
de INTECSA

0. RESUMEN

Se presenta en este artículo un estudio experimental encaminado a la determinación de los coeficientes de rozamiento parásito (K) y rozamiento en curva (μ) de tendones de 800 t formados por 55 cordones de 1/2" con vainas de 135 mm de diámetro, datos necesarios para la realización del proyecto del pretensado del edificio de contención del grupo II de la Central Nuclear de Vandellós.

El estudio se plantea, en primer lugar, de forma teórica, definiendo las características del modelo experimental, el tratamiento matemático de los datos que se desean obtener y los intervalos de variación de los resultados en función de la precisión de las medidas. Se hace asimismo un análisis estadístico global del problema, que ayuda a definir las dimensiones del modelo, la distribución esperada de K y μ , así como su dispersión correspondiente.

La ejecución práctica de los trabajos exigió el diseño y la construcción de unos dinamómetros "ad hoc" para este tipo de ensayo, con las condiciones limitativas de su elevado rango y su gran sensibilidad. Se establece un interesante protocolo de calibración del sistema de medida y ensayo.

Por último, se presentan los resultados obtenidos en el ensayo del modelo, que permiten determinar valores del coeficiente $K = 0,0030$ rad/m y del coeficiente $\mu = 0,159$.

1. INTRODUCCION

El presente trabajo se ha desarrollado con objeto de conocer las pérdidas por rozamiento en el sistema de pretensado que se iba a utilizar en el edificio de contención del grupo II de la Central Nuclear de Vandellós, propiedad de A.N.V.

El edificio de contención es de tipo cilíndrico, de 40 m de diámetro, coronado por una semiesfera de 20 m de radio interior, alcanzando el conjunto una altura de unos 70 m.

El diseño de los cables que suministran los esfuerzos necesarios al contenedor, está formado por un conjunto de tendones verticales y horizontales. Los cables verticales están divididos en dos grupos, orientados 90° entre sí, y tienen sus anclajes en la galería perimetral situada en la cimentación. Estos tendones discurren verticalmente a lo largo de la pared cilíndrica, y continúan en la cúpula.

Los cables horizontales se extienden, desde la base del cilindro hasta la zona de la cúpula situada en el plano paralelo de 45° de latitud. Estos tendones están situados en un sistema a 240°, en el que cada 3 tendones forman dos anillos completos, de modo que sus anclajes se encuentran en los 3 contrafuertes dispuestos al efecto.

Las condiciones del Pliego de Bases exigían un volumen final de esfuerzos, por metro lineal de pared, una vez producidas todas las pérdidas de pretensado en los tendones.

Estaba claro desde el principio, que el trazado de los cables debía producir el menor número de interferencias posibles con el conjunto de penetraciones de todo tipo que existen en un edificio de contención. Era preciso pues separar los cables al máximo, de acuerdo con la modulación adoptada para la separación de las penetraciones, siempre que se tuviera la seguridad de alcanzar los esfuerzos precisos.

Los planteamientos anteriores condujeron a la adopción de un tendón con una carga de rotura del orden de las 1.000 t. Por ello, se tomó un cable de 55 cordones de 1/2", con una carga nominal de rotura, que luego confirmarían los ensayos, de 1.035 t. Como conductos para los mismos se diseñó un tubo preformado, de chapa de acero galvanizado, de 0,6 mm de espesor y 135 mm de diámetro.

La estimación de los coeficientes de rozamiento, K y μ , se revelaba como esencial a la hora de fijar el número de tendones y el trazado de los mismos.

La falta de bibliografía y experiencias en el empleo de este tipo de cables, se pudo contrastar al consultar normas y bibliotecas; todas las referencias que se conocían se terminaban, en el empleo de cables de 300 a 400 t en anclaje, demasiado lejanos del presente caso para poder admitir como válida una extrapolación de sus valores de rozamiento.

A la vista de todo ello, y siguiendo los deseos de la propiedad en cuanto a la necesidad de eliminar en lo posible todo tipo de incertidumbres en las hipótesis de partida para el desarrollo del proyecto, se decidió realizar los ensayos necesarios para conocer el valor de los coeficientes de rozamiento K y μ .

2. PLANTEAMIENTO TEORICO DEL ESTUDIO

2.1. Definición del problema

El objetivo del ensayo, por tanto, era conocer, con un nivel de precisión y confianza aceptables, los coeficientes de rozamiento parásito (K) y de rozamiento en curva (μ) de los tendones en las vainas. Se presentó pues como necesario, determinar las características del experimento que permitiese alcanzar los objetivos propuestos.

Se pensó que la forma más viable de determinar los parámetros K y μ , era a partir de la medida, en un modelo de características geométricas determinadas, y con un trazado de cables definido, de los esfuerzos de los tendones, en los anclajes activo y pasivo; datos todos ellos relacionados a través de la expresión:

$$T = T_0 e^{-(K\ell + \mu\alpha)} \quad (1)$$

donde:

- T = Carga en anclaje pasivo.
- T_o = Carga en anclaje activo.
- ℓ = Longitud del cable.
- α = Angulo girado por el cable.

Como el número de parámetros que había que determinar eran dos, se necesitaban dos ecuaciones de este tipo para resolver el problema. Por ello, en el modelo proyectado se contemplaban dos situaciones distintas de los parámetros ℓ y α .

2.2. Características del modelo experimental

El modelo elegido estaba formado por una viga de hormigón, de $1,00 \times 1,30 \text{ m}^2$ de sección, de planta curva con un radio de 20 m, igual al del contenedor. Esta viga tenía una longitud que correspondía a un ángulo central de 60° y terminaba en dos regruesamientos en sus extremos, de $1,00 \times 3,00 \text{ m}^2$. En el interior de la viga se colocarían tres conductos, de 135 mm de diámetro, para el paso de los tendones, cuyo trazado en alzado era horizontal y en planta el indicado en el croquis de la figura 1. Estos conductos se materializarían con vainas de tipo similar al que estaba previsto utilizar en obra.

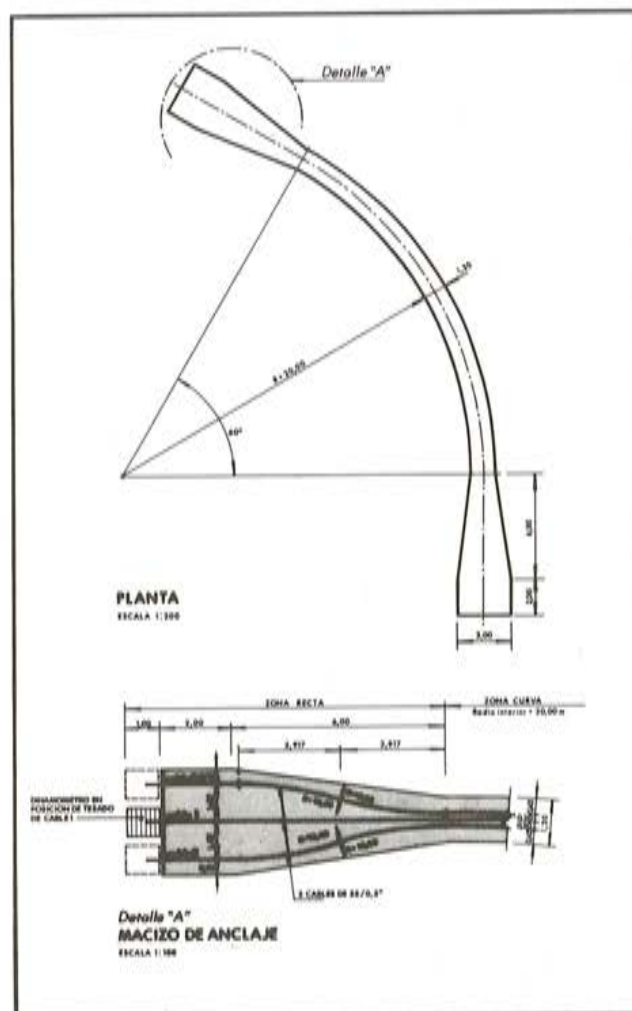


Fig. 1.

Las longitudes ℓ de los conductos y el ángulo girado, α , en cada uno de ellos eran los siguientes:

	ℓ	α
Cable 1 (central)	37,625 m.	1,04720 rad.
Cable 2 (interior)	37,589 m.	2,23135 rad.
Cable 3 (exterior)	38,008 m.	2,23135 rad.

El objetivo de esta disposición era conseguir, con longitudes de conductos sensiblemente iguales, ángulos girados por los cables exteriores, claramente diferentes al girado por el cable central.

La razón de escoger tres conductos, aunque solamente se necesitaban las dos ecuaciones que proporcionan dos trazados de cables diferentes, se justificaba con la mayor complejidad, en el trazado de los cables exteriores y la posibilidad de que hubiera mayores errores en ellos, en la medida del ángulo girado. Ello aconsejó esta duplicación, disponiéndolos con trazado similar para que luego sus datos fueran sometidos al mismo proceso matemático, como representantes de un cable cuya longitud fuese el valor medio de ambos, es decir, 37,798 m.

Los incrementos angulares de los conductos extremos se consiguen a base de una curva y contracurva, en planta, de radio 10 m, situada en las zonas regruesadas de los extremos.

Para la medida de los esfuerzos en los extremos de los tendones, se diseñaron y construyeron unos dinamómetros, formados por una estructura metálica en cajón, trabajando a compresión y en los que la carga aplicada a ellos se medía a través de la deformación del material por medio de extensómetros de hilo de resistencia (strain-gauges).

De esta forma, de cada uno de los tres cables se puede tener un par de valores de los esfuerzos T y T_0 , a los que poder aplicar la ecuación 1 de las pérdidas por rozamiento.

2.3. Obtención y tratamiento de resultados

Para tener una mayor fiabilidad en los resultados, aparte de obtener la pareja de esfuerzos T y T_0 a la carga de trabajo del cable, es decir a unas 800 t, se pensó hacer mediciones en otros cuatro escalones de carga intermedios; mediciones que además servirían para comprobar el normal funcionamiento del cable durante el proceso de carga, hasta llegar a la situación de trabajo.

De esta forma se obtendrían tres parejas de 5 valores cada uno:

$$\begin{aligned} &T(1,i); T_0(1,i) \\ &T(2,i); T_0(2,i) \\ &T(3,i); T_0(3,i) \end{aligned}$$

donde i varía de 1 a 5, los índices 2 y 3 corresponden a los cables extremos y el índice 1 al cable central. A partir de estos valores se obtiene:

$$C_1 = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 \ln \frac{T_0(1,i)}{T(1,i)}$$

$$C_2 = \frac{1}{10} \left[\sum_{i=1}^5 \ln \frac{T_0(2,i)}{T(2,i)} + \sum_{i=1}^5 \ln \frac{T_0(3,i)}{T(3,i)} \right]$$

Los valores de K y μ , en función de estos valores, vendrán dados por:

$$K = \frac{C_1 \alpha_2 - C_2 \alpha_1}{\ell_1 \alpha_2 - \ell_2 \alpha_1}$$

$$\mu = \frac{C_1 \ell_2 - C_2 \ell_1}{\ell_2 \alpha_1 - \ell_1 \alpha_2}$$

y teniendo en cuenta los valores de ℓ y α :

$$\begin{aligned} \ell_1 &= 37,625 \text{ m.} & \alpha_1 &= 1,04720 \text{ rad.} \\ \ell_2 &= 37,798 \text{ m.} & \alpha_2 &= 2,23135 \text{ rad.} \end{aligned}$$

queda el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned} K &= 0,05029 C_1 - 0,02360 C_2 \\ \mu &= 0,84794 C_2 - 0,85183 C_1 \end{aligned}$$

de donde se calculan directamente los parámetros buscados.

2.4. Determinación de la precisión de las medidas

De acuerdo con el modelo elegido y admitiendo que los esfuerzos del tendón, T y T_0 , en los anclajes, responden a la ecuación (1), si ϵ_1 y ϵ_2 son las deformaciones obtenidas en los dinamómetros, era importante, determinar el orden de precisión que se necesitaba en las lecturas de ϵ_1 y ϵ_2 para calcular el valor de μ .

Si se supone conocido el valor de $K = 0,0012$ y se hace:

$$T_0 = T_{m \acute{a}x} = 800 \text{ t}$$

Siendo:

$$\begin{aligned} \alpha &= 1,0472 \text{ rad.} \\ \ell &= 37,625 \text{ mts.} \end{aligned}$$

Se tiene, para:

$$\begin{aligned} \mu &= 0,15 & T &= 654 \text{ t.} \\ \mu &= 0,20 & T &= 620 \text{ t.} \\ \mu &= 0,25 & T &= 588 \text{ t.} \end{aligned}$$

y en general:

$$\mu = -\frac{1}{\alpha} \left(k \cdot \ell + \ln \frac{T}{T_0} \right)$$

Empleando como dinamómetros estructuras metálicas a base de acero 52, obtendríamos un orden de microdeformaciones ($\mu \epsilon = 10^{-6} \epsilon$), de 1.300 en el anclaje activo, por unas 1.020 en el pasivo.

Ello quiere decir que empleando una instrumentación con una precisión de $\pm n$ microdeformaciones ($\mu \epsilon$) se obtendría el valor de μ dentro de las siguientes tolerancias:

<i>Precisión en $\mu \epsilon$</i>	<i>Intervalo de variación</i>	<i>Precisión</i>
$\pm 2,5$	$0,184 < \mu < 0,193$	$\mu = \mu_0 \pm 0,005$
$\pm 5,0$	$0,180 < \mu < 0,197$	$\mu = \mu_0 \pm 0,009$
$\pm 10,0$	$0,171 < \mu < 0,206$	$\mu = \mu_0 \pm 0,018$
$\pm 15,0$	$0,163 < \mu < 0,212$	$\mu = \mu_0 \pm 0,025$

Como puede comprobarse, todo estudio que no condujera a obtener valores de μ con un orden de precisión al menos $\pm 0,01$, generaba tales incertidumbres con relación al comportamiento físico real, que debería ser descartado. Así pues, se fijó una precisión máxima en la realización de las medidas ϵ del dinamómetro, de 5 microdeformaciones ($5 \mu \epsilon$).

2.5. Análisis estadístico del problema

Para conocer el grado de fiabilidad del planteamiento del problema y acotar sus errores, se realizó un análisis estadístico del mismo, siendo los métodos de cálculo numérico empleados en la determinación de los parámetros estadísticos, los que a continuación se detallan.

El ensayo que se iba a realizar consistiría en someter cables de forma y longitud diversas, a tensiones determinadas, en situaciones análogas a las de obra, midiendo las pérdidas de tensión producidas en cada cable.

Se había admitido, como hipótesis de partida, que la ecuación (1) relaciona las variables independientes, con los coeficientes buscados.

Asimismo, se supuso que el término de perturbación aleatoria que podía afectar a la citada expresión, era despreciable frente a las variaciones que en su exactitud podían causar los errores de medidas en las variables T , T_0 y α .

El problema quedaba reducido al cálculo de los coeficientes K y μ , con un nivel de precisión y confianza adecuados, dados unos errores de medida en las variables exógenas T , T_0 , l y α .

La ecuación (1) puede ponerse de la forma:

$$K \cdot l + \mu \cdot \alpha = \ln \frac{T_0}{T} = C$$

Tomando sólo dos variables desconocidas, K y μ , dos observaciones de esta ecuación bastan para su determinación.

Los valores de K y μ se obtienen mediante las expresiones siguientes:

$$K = \frac{C_1 \cdot \alpha_2 - C_2 \cdot \alpha_1}{l_1 \cdot \alpha_2 - l_2 \cdot \alpha_1} \quad \mu = \frac{C_1 \cdot l_2 - C_2 \cdot l_1}{l_2 \cdot \alpha_1 - l_1 \cdot \alpha_2} \quad (4)$$

La precisión de los valores de K y μ depende de los valores obtenidos para C , l y α . En cualquier caso, es evidente que la longitud l de cualquier observación, puede obtenerse con una precisión relativa muy superior a la del ángulo girado, α , y al cociente de tensiones que origina C . Por ello, se consideraron sólo estas últimas como variables aleatorias.

Dada la forma de construcción del prototipo y la precisión de la instrumentación adoptada, se supuso que el nivel de precisión obtenido en la medida del ángulo α era superior al correspondiente término C . Asimismo, se conocía que la precisión en la obtención de μ era más limitativa que la correspondiente a K .

Con estos supuestos, si $D(\mu)$ y $D(C)$ son las varianzas de μ y C , se puede obtener de la ecuación (4):

$$D(\mu) = \frac{D(C_1) + D(C_2)}{(\alpha_2 - \alpha_1)^2} \quad (5)$$

Esta ecuación expresa el ángulo α_2 que es preciso girar, en función de las varianzas de C_1 y C_2 , y de la deseada para μ , una vez fijado α_1 .

Suponiendo unos valores en las tensiones T_0 y T , así como la precisión con que podían obtenerse, se calcularon las varianzas de C_1 y C_2 por el método de Montecarlo, proporcionando la ecuación (5) el incremento angular, $\alpha_2 - \alpha_1$, necesario para obtener una determinada varianza de μ .

Se aplicó de nuevo el método de Montecarlo a las ecuaciones (4), para obtener la distribución esperada de K y μ , así como su dispersión correspondiente. Si la dispersión resultaba aceptable, se admitía el procedimiento experimental; volviéndose a la etapa anterior, en caso contrario, para obtener una aproximación de mayor orden.

Los resultados obtenidos en el ordenador, indicaron que las distribuciones de K y μ son aproximadamente normales, y que para cinco mediciones del cociente T/T_0 y dos del ángulo de giro, para un nivel de confianza próximo al 68%, se puede suponer que los valores de K y μ serían:

$$K = 0,0012 \pm 0,000267$$

$$\mu = 0,20 \pm 0,0053$$

mientras que con un nivel de confianza próximo al 95%, los valores de K y μ serían:

$$K = 0,0012 \pm 0,000534$$

$$\mu = 0,20 \pm 0,0107$$

Se practicó también un análisis de sensibilidad de resultados a variaciones en los valores de K en $\pm 50\%$, y de μ en $\pm 25\%$, sobre los valores básicos $K = 0,0012$ y $\mu = 0,20$.

Un resumen de los resultados se incluye en la siguiente tabla:

	K: + 50%	K: - 50%	μ : + 25%	μ : - 25%
Incremento de σ (K) %	0,0	- 0,4	22,1	- 21,7
Incremento de σ (μ) %	0,3	- 0,3	21,7	- 21,0

Se comprueba que los resultados son prácticamente insensibles a variaciones importantes en el valor de K , mientras que variaciones fuertes del valor de μ aumentan o disminuyen moderadamente la incertidumbre de los valores de K y μ , sin que por ello pueda considerarse invalidado el experimento, dentro de los límites normales teóricos de μ .

3. EQUIPOS DE MEDIDA Y ENSAYO

3.1. Características técnicas

Para la medida de la carga en ambos anclajes durante las operaciones de tesado de los cables, se precisaban unos dinamómetros con una capacidad de carga de unas 1.000 t y una precisión superior al 0,5%.

La falta de equipos comerciales de estas características, y lo elevado de su precio y plazo de entrega al hacerse por encargo, hizo tomar la decisión de fabricarlo en nuestro Laboratorio.

La estructura de los dinamómetros se fabricó con acero, y la medida de la carga aplicada se realizó a través de la medida de la deformación del material mediante extensómetros de hilo de resistencia (strain-gauges).

Se construyeron 2 dinamómetros iguales, identificándolos con las letras A y B, cuyas dimensiones son las indicadas en la figura 3.1.1. Como material, se utilizó acero laminado del tipo A-52, con un límite elástico garantizado de 3.600 Kg/cm²; y la sección resistente se diseñó para que trabajara, bajo carga máxima, a una tensión del 75% del límite elástico, a fin de asegurar un comportamiento elástico lineal en la respuesta bajo carga. (Fotografía 3.1.1).

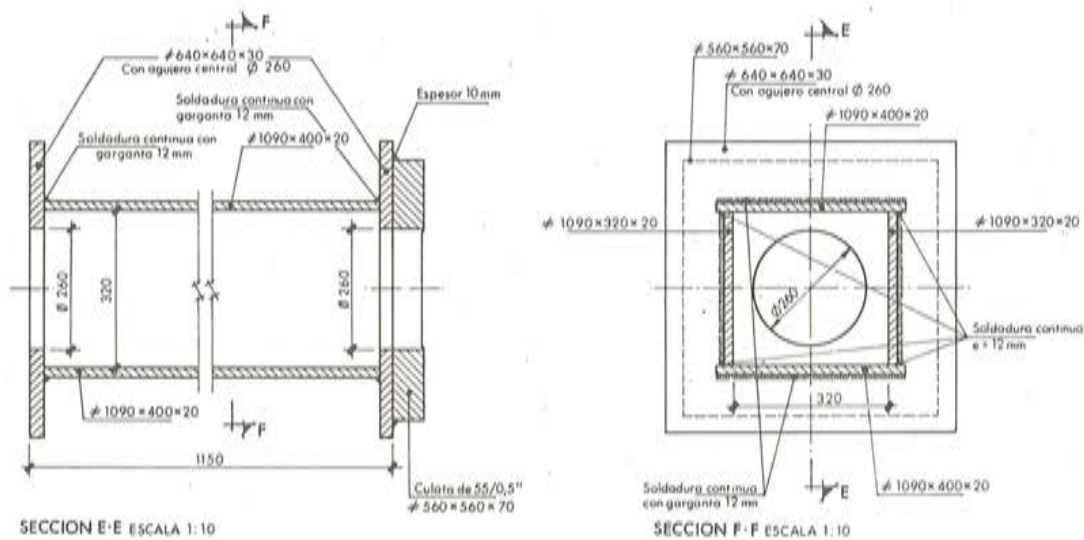


FIGURA 3.1.1



Fotografía 3.1.1.

Las tolerancias máximas exigidas en las dimensiones fueron las siguientes:

- Longitud ± 10 mm.
- Paralelismo entre placas extremas $\pm 5^{\circ}/100$
- Perpendicularidad entre caras $\pm 5^{\circ}/100$
- Espesor de las chapas ± 3 mm.

Cada dinamómetro se instrumentó con 2 grupos de 8 extensómetros de hilo de resistencia, de acuerdo con la disposición indicada en la figura 3.1.2. Esta duplicación del número de extensómetros, se hizo a fin de evitar que la inutilización de algún captador durante su construcción y manipulación, o su mal funcionamiento durante el ensayo, pudiera invalidar a los trabajos realizados. (Fotografías 3.1.2 y 3.1.3).

La utilización de ocho extensómetros en cada grupo, uno en cada cara interna y externa de la estructura tubular del dinamómetro, se eligió para minimizar los efectos de posibles flexiones parásitas que aleatoriamente se pudieran producir durante las pruebas y que por tanto disminuyeran la precisión del conjunto.

SITUACION DE EXTENSOMETROS EN LOS DINAMOMETROS

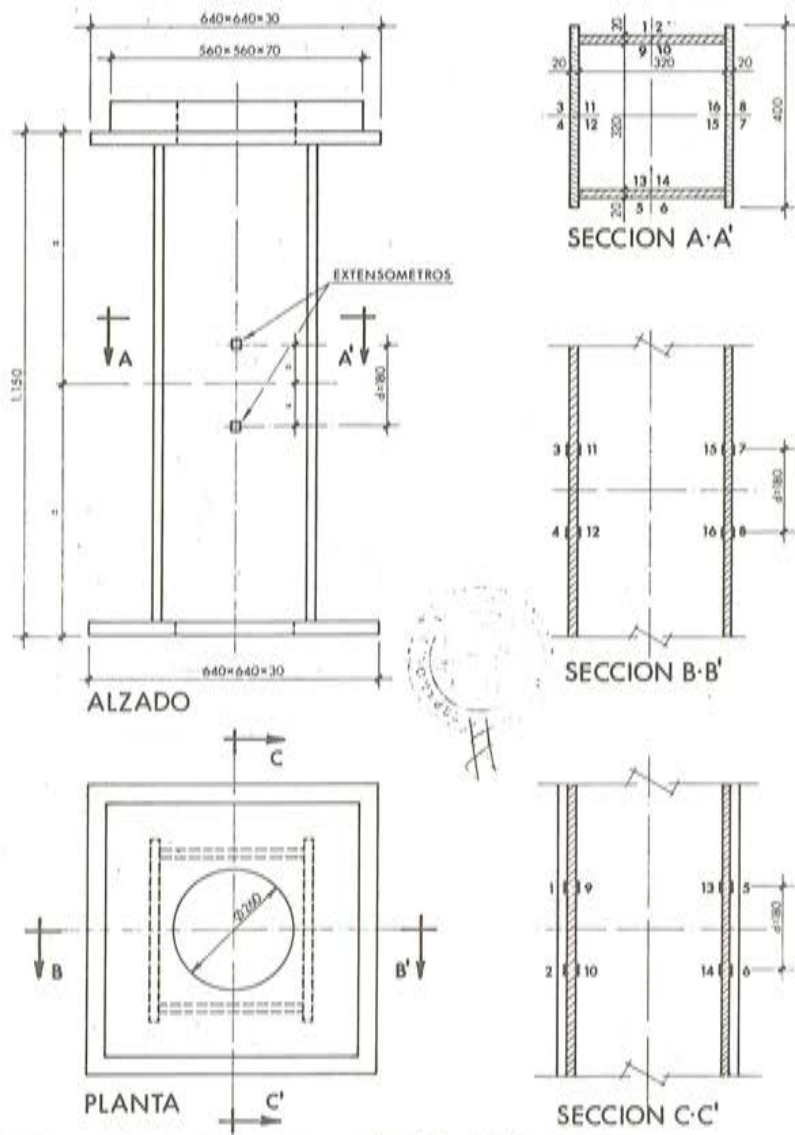
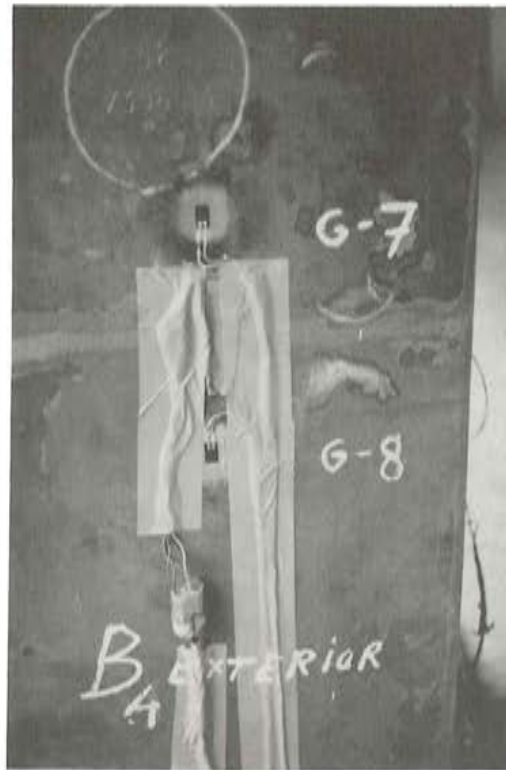


FIGURA 3.1.2



Fotografía 3.1.2.



Fotografía 3.1.3.

Además, para controlar la deformación de los dinamómetros debida a la temperatura, se colocó en cada uno de ellos un extensómetro suplementario de referencia, situado sobre un soporte de acero no sometido a esfuerzos.

La colocación de los extensómetros fue extremadamente laboriosa, pues los interiores debieron de colocarse antes de soldar las chapas; lo que obligó a controlar la operación de soldadura, para evitar que un exceso de calor dañara a los captadores. (Fotografía 3.1.4).



Fotografía 3.1.4.

Para efectuar las medidas de los extensómetros, se conectaron, a través de cajas conmutadoras, a dos puentes de extensometría marca VISHAY SB-1 (uno para cada dinamómetro). Estos puentes fueron calibrados antes de iniciarse los trabajos. Los coeficientes de correlación de las rectas de ajuste, y la desviación en el punto peor de cada uno de ellos en el rango de la medida, fueron los siguientes, al compararlos con una caja de décadas de resistencias V/E-40, con trazabilidad con el N.B.S. (Nacional Bureau Standard):

<i>Puente</i>	<i>Coefficiente correlación</i>	<i>Desviación máxima</i>
A	0.999998	4,2 μe
B	0.999999	1,5 μe

Los aparatos para tesado de los cables estuvieron constituidos por los siguientes equipos:

- Central hidráulica, capaz de suministrar una presión de 800 Kg/cm², con un caudal de 3,5 l/min.
- Gato Stronghold modelo G-800.
- Placas de reparto y anclaje.
- Cables y cuñas.

Se prepararon dos centrales hidráulicas, de características similares, con objeto de mantener una en reserva en previsión de algún fallo.

Los manómetros de ambas centrales fueron calibrados, antes de las pruebas, frente a un captador de presión de alta precisión, marca Schaevitz, modelo P-713.0001, de 0 a 700 Kg/cm² de rango de medidas.

El gato Stronghold G-800, tenía una sección de empuje igual a 1.108 cm²; y fue especialmente diseñado para este trabajo, lo que permitió el tesado simultáneo de los 55 cables.

Las placas y cuñas de anclaje que se utilizaron son las homologadas para este sistema de pretensado y adecuadas al tipo de cable y gato utilizado.

3.2. Calibración global del sistema

El objetivo de esta calibración era obtener la recta de regresión entre la variable dependiente (presión del aceite suministrado por la central hidráulica) y la variable independiente, (valor medio de la deformación medida en los extensómetros del dinamómetro); establecer la precisión del sistema de medida a fin de acotar los errores en la determinación de μ y K y, en definitiva, aprobar o rechazar el conjunto de los elementos de medida y ensayo para la realización de las pruebas sobre el modelo.

Así, previamente a su realización, se estableció el protocolo de calibración de los equipos, donde se fijó:

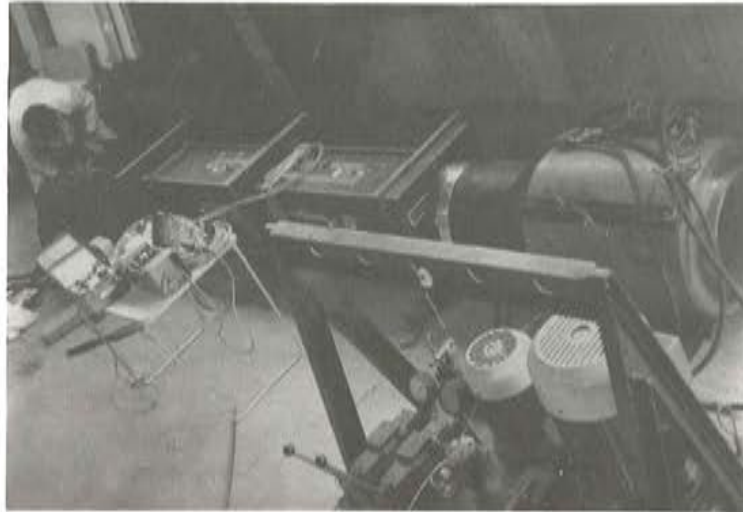
- La forma de ejecución.
- El sistema para establecer la curva de calibración.
- El criterio de aceptabilidad del tarado y
- El procedimiento de detección de medidas erróneas.

a) Forma de ejecución.

El proceso establecido y posteriormente seguido para la ejecución del tarado, trató de reproducir al máximo la situación de trabajo que los equipos iban a tener durante la realización del ensayo.

Para la calibración se enfrentaron los dinamómetros por su base, presionando posteriormente uno contra otro, y controlando la deformación de los mismos bajo distintos escalones de carga.

La carga se dió tesando un cable anclado en el dinamómetro B, y tirando desde el extremo opuesto del otro dinamómetro A, con un gato hidráulico. El gato y la central de bombeo fueron los mismos que posteriormente se utilizaron en el ensayo; y el cable, de características similares. (Fotografía 3.2.1).



Fotografía 3.2.1.

El tarado conjunto se realizó con el eje longitudinal en posición horizontal; posición igual a la que iban a mantener en la realización del ensayo.

Como elemento de control de la carga aplicada, se utilizó el manómetro incorporado a la central hidráulica, para establecer la función de correlación entre las lecturas del manómetro y la respuesta de los extensómetros de cada dinamómetro.

El tarado se efectuó mediante 6 ciclos de carga y descarga, con objeto de procurar que el material se acomodara a la situación de carga. En el primer ciclo, se llegó a una carga del orden del 85% del límite elástico del material, para reducir su histéresis y asegurar la máxima linealidad de respuesta en su comportamiento en los cinco ciclos restantes, en los que se alcanzó una carga máxima de aproximadamente, el 75% del límite elástico.

En cada ciclo se realizaron 10 escalones de carga, que correspondieron aproximadamente a las siguientes tensiones en el acero de la estructura del dinamómetro, y cargas en el gato:

b) Sistema para establecer la curva de calibración.

En el protocolo se establecieron las siguientes condiciones:

– A la carga correspondiente al primer escalón, se le daría el cero de partida en la medida de deformaciones de los extensómetros.

– Con las deformaciones medidas en los cinco últimos escalones de carga obtenidos en los ciclos 4, 5 y 6, se ajustarían, para cada castillete, tres rectas de regresión presión-deformación, por el método de los mínimos cuadrados. Para efectuar este ajuste se tomarían, en cada escalón de carga indicado, como valores de presión, los suministrados por el manómetro, y como deformación representativa, el valor medio de los obtenidos en los dieciséis extensómetros.

Escalón	Ciclo 1		Ciclos 2-3-4-5 y 6	
	Tensión en el acero del Dinamómetro (Kg/cm ²)	Carga aplicada por el gato (t)	Tensión en el acero del Dinamómetro (Kg/cm ²)	Carga aplicada por el gato (t)
0	0	0	0	0
1	210	60	175	50
2	555	160	490	140
3	900	260	800	230
4	1.250	360	1.110	320
5	1.600	460	1.420	410
6	1.940	560	1.740	500
7	2.220	640	1.980	570
8	2.500	720	2.220	640
9	2.780	800	2.465	710
10	3.055	880	2.710	780

– Se comprobaría que las tres rectas de regresión, correspondientes cada una a una experiencia, no difieran significativamente, con un nivel de confianza predeterminado (95%). Si esta condición se cumplía, podía admitirse que las rectas eran representaciones de un mismo fenómeno; y se consideraría como recta definitiva, la hallada considerando simultáneamente, todos los puntos (quince en este caso) correspondientes a las experiencias realizadas.

– El paso de los valores de la presión (Kg/cm²) suministrada por la Central hidráulica, a los de fuerza ejercida por el gato (t), venía definida por la relación $T = 1,108 P$; siendo 1.108 cm² la sección neta del émbolo.

c) Criterio de aceptabilidad del tarado.

Como consecuencia, se consideraría válido el tarado cuando se cumpliera cualquiera de las condiciones siguientes:

1. Que el error estandar de estimación de la recta conjunta, fuese inferior al 1% de la deformación media del total de observaciones en todas las experiencias.
2. Si la anterior condición se cumplía, se utilizaría el estadístico $F = \frac{A/B}{C/D}$ en donde:

- A: Es la suma de cuadrados de valores residuales en la correlación de todas las observaciones, menos la suma de las sumas de cuadrados de residuos de cada conjunto.
- B: Son los grados de libertad del total de observaciones, menos la suma de grados de libertad de cada conjunto.
- C: Es la suma de las sumas de cuadrados de residuos en cada conjunto.
- D: Es la suma de grados de libertad en cada conjunto.

Se demuestra que el estadístico F presenta una distribución de Fisher, con B y D grados de libertad. Si el valor de F es superior al valor de la distribución de Fisher, con B y D grados de libertad, cuya probabilidad de ser superado es $100(1 - \alpha)\%$, puede afirmarse, con un ni-

vel de confianza α (95%), que las ecuaciones correspondientes a todos los conjuntos no se diferencian significativamente.

En el caso en que no se cumplieren las condiciones a o b , sería necesario proceder a un nuevo tarado del dinamómetro correspondiente, siguiendo el mismo proceso.

d) Procedimiento de detección de observaciones erróneas, en el conjunto de mediciones de cada extensómetro.

Consideradas aisladamente, las deformaciones medidas en cada extensómetro debieran ser una función lineal de la presión aplicada, con coeficientes que dependen de la posición del extensómetro. La linealidad citada puede utilizarse para detectar mediciones erróneas en cada extensómetro.

Si la relación teórica entre las deformaciones medidas en un extensómetro y las presiones aplicadas es: $\epsilon = a P + b$ (ϵ = deformación, P = presión, a, b = coeficientes), la banda de variación estadística de una estimación a la presión P_K , con un nivel de confianza $100(1 - \alpha)$ % es:

$$S_K = \bar{\epsilon} \left[1 + \frac{1}{n} + \frac{(P_K - \bar{P})^2}{\sum_1 (P_i - \bar{P})^2} \right]^{1/2} s \quad t_{n-2, 1 - \frac{\alpha}{2}}$$

donde:

n = Número de observaciones.

\bar{P} = Valor medio de las presiones observadas.

P_i = Valor de la i -ésima presión observada.

s = Error standard de estimación de la recta ajustada.

$t_{n-2, 1 - \frac{\alpha}{2}}$ = Valor de la distribución t de Student con $n-2$ grados de libertad y

$1 - \frac{\alpha}{2}$ nivel de confianza.

Con el nivel de confianza elegido, el valor real debe encontrarse entre $\bar{a} P_K + \bar{b} + S_K$, y $\bar{a} P_K + \bar{b} - S_K$ (\bar{a} y \bar{b} son los valores estimados para a y b). Se admitirá la validez de un punto si se encuentra entre los límites anteriores, con $\alpha = 0,01$; esto es, con un nivel de confianza del 99%.

La condición anterior sólo se aplicará si la desviación de la observación, respecto a su valor teórico $\epsilon_K - \bar{a} P_K - \bar{b}$ es superior al 0,5% del valor medio ϵ_K . Con ello se evita que se consideren erróneas mediciones que presentan desviaciones mayores que las del resto, pero comparables con los límites de error que se derivan de la precisión posible de los aparatos de medida y de su lectura.

En consecuencia, se procederá del siguiente modo:

- A) En el tarado de los dinamómetros, en los cinco últimos escalones de carga de los ciclos 4, 5 y 6.
 1. Si un extensómetro, situado en el exterior, presenta más de un punto fuera de la banda antes definida, deberá ser sustituido y se comenzará de nuevo la operación de tarado.
 2. Si un extensómetro cualquiera, presenta un punto fuera de la banda antes definida, se sustituirá esta medición por el valor medio estimado a la carga correspondiente.
 3. Si un extensómetro, situado en el interior, presenta más de un punto fuera de la banda antes definida, se eliminarán todas sus mediciones y las del extensómetro homólogo situado en la misma cara y posición, en el lado exterior. En este caso,

para hallar el valor medio de las deformaciones de los 16 extensómetros, se dará un peso doble a la pareja de extensómetros que quedan en la cara en que se encontraban los extensómetros eliminados.

- B) En la realización del ensayo a lo largo de los cinco últimos escalones de carga.
1. Si un extensómetro presenta un solo punto fuera de la banda antes definida, se aplicará lo dicho en el número 2 del apartado anterior.
 2. Si un extensómetro presenta más de un punto fuera de la banda antes definida, se aplicará lo dicho en el número 3 del apartado anterior.

Los resultados obtenidos en el proceso de calibración en los ciclos de carga, 4, 5, 6 y en los escalones 1, 6, 7, 8, 9 y 10, para cada uno de los extensómetros de ambos dinamómetros, fueron los que se recogen en las tablas 3.2.1., 3.2.2. y 3.2.3.

TABLA 3.2.1 VALORES DE PRESION MEDIDOS EN EL MANOMETRO EN LOS DISTINTOS CICLOS.

Ciclo	Escalón 1	Escalón 6	Escalón 7	Escalón 8	Escalón 9	Escalón 10
4	60	460	520	590	650	715
5	60	460	520	590	650	715
6	60	460	520	590	650	715

Para cada extensómetro, se calculó, entre la variable dependiente (presión) y la independiente (deformación), la recta de regresión definida por la pendiente y el término independiente, y valorado por los parámetros estadísticos asociados: varianza de la pendiente, varianza del término independiente y el error estandar de estimación. Además, para cada uno de los puntos que define la recta, con objeto de detectar mediciones erróneas se calculó la deformación estimada, la diferencia entre la deformación real y la estimada y los valores límite de la deformación, con el 95% de confianza.

Dado que el número de cálculos es muy extenso, solamente se adjuntan, en las tablas 3.2.4. y 3.2.5., los correspondientes al extensómetro 12 de ambos dinamómetros, para dar una idea de este proceso de cálculo.

En ellas se ve que cuando la deformación medida no está entre los límites anteriores, aparecen tres asteriscos a la derecha del punto, indicando que es incorrecta. (Punto 3 del dinamómetro B).

TABLA 3.2.2 VALORES DE DEFORMACION EXPRESADOS EN MICRODEFORMACIONES MEDIDOS EN LOS EXTENSOMETROS DEL DINAMOMETROS A
Valores de los escalones de carga 6, 7, 8, 9 y 10 referidos al primer escalon de carga.

CICLO 4

VALORES CORREGIDOS EN EXTENSOMETROS

EXTENSOMETRO	ESCALON DE CARGA				
	6	7	8	9	10
1	-713.	-827.	-942.	-1067.	-1186.
2	-684.	-795.	-907.	-1018.	-1123.
3	-696.	-805.	-917.	-1029.	-1137.
4	-706.	-818.	-934.	-1046.	-1137.
5	-749.	-867.	-997.	-1117.	-1216.
6	-746.	-875.	-1005.	-1130.	-1241.
7	-664.	-770.	-883.	-989.	-1092.
8	-669.	-778.	-892.	-1011.	-1113.
9	-673.	-780.	-887.	-996.	-1096.
10	-653.	-757.	-865.	-971.	-1068.
11	-737.	-856.	-981.	-1099.	-1215.
12	-741.	-852.	-974.	-1092.	-1206.
13	-766.	-885.	-1007.	-1125.	-1242.
14	-734.	-846.	-963.	-1080.	-1191.
15	-686.	-784.	-898.	-1010.	-1115.
16	-674.	-786.	-902.	-1018.	-1122.

CICLO 5

VALORES CORREGIDOS EN EXTENSOMETROS

EXTENSOMETRO	ESCALON DE CARGA				
	6	7	8	9	10
1	-715.	-829.	-951.	-1075.	-1186.
2	-686.	-791.	-895.	-1013.	-1116.
3	-698.	-803.	-914.	-1024.	-1133.
4	-711.	-814.	-924.	-1034.	-1152.
5	-729.	-841.	-969.	-1082.	-1206.
6	-762.	-875.	-1006.	-1119.	-1224.
7	-670.	-768.	-876.	-981.	-1086.
8	-676.	-781.	-889.	-1008.	-1114.
9	-680.	-780.	-889.	-990.	-1097.
10	-654.	-749.	-862.	-956.	-1059.
11	-740.	-850.	-978.	-1086.	-1207.
12	-742.	-846.	-969.	-1088.	-1201.
13	-772.	-883.	-1002.	-1122.	-1240.
14	-739.	-850.	-958.	-1071.	-1185.
15	-682.	-782.	-894.	-1007.	-1113.
16	-683.	-787.	-896.	-1008.	-1111.

CICLO 6

VALORES CORREGIDOS EN EXTENSOMETROS

EXTENSOMETRO	ESCALON DE CARGA				
	6	7	8	9	10
1	-712.	-836.	-959.	-1084.	-1198.
2	-682.	-788.	-898.	-1010.	-1116.
3	-694.	-802.	-916.	-1028.	-1135.
4	-705.	-812.	-934.	-1048.	-1165.
5	-746.	-864.	-979.	-1114.	-1233.
6	-757.	-869.	-1000.	-1125.	-1244.
7	-664.	-766.	-878.	-984.	-1091.
8	-674.	-776.	-893.	-1008.	-1113.
9	-677.	-770.	-891.	-990.	-1097.
10	-657.	-747.	-857.	-963.	-1061.
11	-741.	-847.	-975.	-1099.	-1211.
12	-739.	-851.	-971.	-1088.	-1206.
13	-770.	-881.	-1004.	-1126.	-1244.
14	-736.	-847.	-959.	-1073.	-1181.
15	-685.	-785.	-895.	-1005.	-1114.
16	-687.	-795.	-901.	-1016.	-1118.

TABLA 3.2.3 VALORES DE DEFORMACION EXPRESADOS EN MICRODEFORMACIONES MEDIDOS EN LOS EXTENSOMETROS DEL DINAMOMETROS B

Valores de los escalones de carga 6, 7, 8, 9 y 10 referidos al primer escalon de carga.

CICLO 4

VALORES CORREGIDOS EN EXTENSOMETROS

EXTENSOMETRO	ESCALON DE CARGA				
	6	7	8	9	10
1	-672.	-772.	-882.	-994.	-1099.
2	-663.	-768.	-879.	-988.	-1096.
3	-660.	-763.	-874.	-983.	-1086.
4	-671.	-777.	-893.	-1002.	-1113.
5	-674.	-783.	-900.	-1011.	-1121.
6	-694.	-806.	-921.	-1033.	-1144.
7	-671.	-778.	-895.	-1004.	-1111.
8	-685.	-796.	-913.	-1028.	-1139.
9	-696.	-805.	-920.	-1031.	-1141.
10	-689.	-794.	-908.	-1021.	-1129.
11	-682.	-793.	-908.	-1017.	-1126.
12	-679.	-785.	-892.	-1006.	-1113.
13	-715.	-827.	-945.	-1061.	-1174.
14	-691.	-796.	-905.	-1010.	-1125.
15	-640.	-735.	-835.	-939.	-1035.
16	-688.	-797.	-914.	-1028.	-1137.

CICLO 5

VALORES CORREGIDOS EN EXTENSOMETROS

EXTENSOMETRO	ESCALON DE CARGA				
	6	7	8	9	10
1	-672.	-769.	-880.	-987.	-1094.
2	-669.	-770.	-882.	-988.	-1095.
3	-657.	-760.	-871.	-977.	-1082.
4	-674.	-778.	-891.	-1000.	-1109.
5	-676.	-783.	-897.	-1008.	-1117.
6	-696.	-804.	-916.	-1028.	-1136.
7	-674.	-778.	-892.	-1003.	-1105.
8	-688.	-796.	-912.	-1026.	-1137.
9	-695.	-803.	-917.	-1028.	-1136.
10	-692.	-795.	-907.	-1017.	-1123.
11	-685.	-789.	-900.	-1009.	-1115.
12	-683.	-786.	-895.	-1003.	-1111.
13	-716.	-825.	-942.	-1058.	-1169.
14	-692.	-794.	-903.	-1013.	-1120.
15	-641.	-734.	-834.	-935.	-1032.
16	-692.	-797.	-914.	-1025.	-1134.

CICLO 6

VALORES CORREGIDOS EN EXTENSOMETROS

EXTENSOMETRO	ESCALON DE CARGA				
	6	7	8	9	10
1	-674.	-769.	-883.	-993.	-1096.
2	-668.	-766.	-881.	-989.	-1095.
3	-659.	-761.	-875.	-983.	-1085.
4	-673.	-777.	-894.	-1004.	-1112.
5	-674.	-780.	-896.	-1010.	-1016.
6	-696.	-802.	-920.	-1031.	-1137.
7	-673.	-777.	-896.	-1008.	-1111.
8	-688.	-795.	-914.	-1029.	-1138.
9	-698.	-802.	-920.	-1032.	-1137.
10	-690.	-794.	-909.	-1022.	-1128.
11	-686.	-790.	-907.	-1015.	-1121.
12	-683.	-786.	-897.	-1007.	-1114.
13	-717.	-824.	-946.	-1061.	-1170.
14	-693.	-797.	-908.	-1021.	-1125.
15	-641.	-734.	-837.	-939.	-1033.
16	-692.	-797.	-916.	-1031.	-1137.

TABLA 3.2.4 PRUEBA DEL EXTENSOMETRO 12 DINAMOMETRO A

DINAMOMETRO A

PRUEBA DEL EXTENSOMETRO 12

T. INDEP. 0.989983E 02 PENDIENTE -0.182294E 01
 VARIANZA 0.414681E 02 VARIANZA 0.117552E-03 ERROR ESTANDAR 0.380157E 01

PUNTO	CARGA	DEF.MED.	DEF.EST.	DIFEREN	LIM-INF.	C-LIM-SUP.C.
1	460.000	-741.000	-739.553	1.447	-748.420	-730.687
2	520.000	-852.000	-848.930	3.070	-857.439	-840.421
3	590.000	-974.000	-976.536	-2.536	-984.903	-968.168
4	650.000	-1092.000	-1085.912	6.088	-1094.404	-1077.419
5	715.000	-1206.000	-1204.403	1.597	-1213.277	-1195.529
6	460.000	-742.000	-739.553	2.447	-748.420	-730.687
7	520.000	-846.000	-848.930	-2.930	-857.439	-840.421
8	590.000	-969.000	-976.536	-7.536	-984.903	-968.168
9	650.000	-1088.000	-1085.912	2.088	-1094.404	-1077.419
10	715.000	-1201.000	-1204.403	-3.403	-1213.277	-1195.529
11	460.000	-739.000	-739.553	-0.553	-748.420	-730.687
12	520.000	-851.000	-848.930	2.070	-857.439	-840.421
13	590.000	-971.000	-976.536	-5.536	-984.903	-968.168
14	650.000	-1088.000	-1085.912	2.088	-1094.404	-1077.419
15	715.000	-1206.000	-1204.403	1.597	-1213.277	-1195.529

TABLA 3.2.5 PRUEBA DEL EXTENSOMETRO 12 DINAMOMETRO B

DINAMOMETRO B

PRUEBA DEL EXTENSOMETRO 12

T. INDEP= 0.95646CE 02 PENDIENTE -0.168935E 01
 VARIANZA 0.471655E 02 VARIANZA 0.133702E-03 ERROR ESTANDAR 0.405432E 01

PUNTO	CARGA	DEF.MED.	DEF.EST.	DIFEREN	LIM-INF.C.	LIM-SUP.C.
1	460.000	-679.000	-681.453	-2.453	-690.909	-671.997
2	520.000	-785.000	-782.814	2.186	-791.888	-773.739
3	590.000	-892.000	-901.068	-9.068	-909.991	-892.145 ***
4	650.000	-1006.000	-1002.429	3.571	-1011.486	-993.372
5	715.000	-1113.000	-1112.237	0.763	-1121.700	-1102.772
6	460.000	-683.000	-681.453	1.547	-690.909	-671.997
7	520.000	-786.000	-782.814	3.186	-791.888	-773.739
8	590.000	-895.000	-901.068	-6.068	-909.991	-892.145
9	650.000	-1003.000	-1002.429	0.571	-1011.486	-993.372
10	715.000	-1111.000	-1112.237	-1.237	-1121.700	-1102.772
11	460.000	-683.000	-681.453	1.547	-690.909	-671.997
12	520.000	-786.000	-782.814	3.186	-791.888	-773.739
13	590.000	-897.000	-901.068	-4.068	-909.991	-892.145
14	650.000	-1007.000	-1002.429	4.571	-1011.486	-993.372
15	715.000	-1114.000	-1112.237	1.763	-1121.700	-1102.772

**TABLA 3.2.6 PRUEBA DEL EXTENSOMETRO 12 CORREGIDO
DINAMOMETRO B**

DINAMOMETRO B

PRUEBA DEL EXTENSOMETRO 12

T. INDEP. 0.951279E 02 PENDIENTE -0.168960E 01
 VARIANZA 0.271074E 02 VARIANZA 0.768427E-04 ERROR ESTANDAR 0.307362E 01

PUNTO	CARGA	DEF.MED.	DEF.EST.	DIFEREN	LIM.INF.C.	LIM.SUP.C.
1	460.000	-679.000	-682.087	-3.087	-689.256	-674.919
2	520.000	-785.000	-783.463	1.537	-790.343	-776.584
3	590.000	-902.000	-901.735	0.265	-908.500	-894.970
4	650.000	-1006.000	-1003.111	2.889	-1009.978	-996.245
5	715.000	-1113.000	-1112.935	0.065	-1120.110	-1105.760
6	460.000	-683.000	-682.087	0.913	-689.256	-674.919
7	520.000	-786.000	-783.463	2.537	-790.343	-776.584
8	590.000	-895.000	-901.735	-6.735	-908.500	-894.970
9	650.000	-1003.000	-1003.111	-0.111	-1009.978	-996.245
10	715.000	-1111.000	-1112.935	-1.935	-1120.110	-1105.760
11	460.000	-683.000	-682.087	0.913	-689.256	-674.919
12	520.000	-786.000	-783.463	2.537	-790.343	-776.584
13	590.000	-897.000	-901.735	-4.735	-908.500	-894.970
14	650.000	-1007.000	-1003.111	3.889	-1009.978	-996.245
15	715.000	-1114.000	-1112.935	1.065	-1120.110	-1105.760

TABLA 3.2.7 DINAMOMETRO A RECTAS DE REGRESION DEL SUBCONJUNTO DE PUNTOS CORRESPONDIENTES A LOS CICLOS 4, 5 y 6

SUBCONJUNTO DE PUNTOS DEL CICLO 4

T. INDEP. 0.105830E 03 PENDIENTE -0.176913E 01
 VARIANZA 0.188843E 03 VARIANZA 0.535322E-03 ERROR ESTANDAR 0.468375E 01
 MEDIA INDEP 0.587000E 03 MEDIA DEP -0.932650E 03

PUNTO	CARGA	DEF.MED.	DEF.EST.	DIFEREN	LIM-INF.C.	LIM-SUP.C.
1	460.000	-705.688	-707.970	-2.283	-723.172	-692.769
2	520.000	-817.563	-814.118	3.444	-827.898	-800.338
3	590.000	-934.625	-937.958	-3.333	-951.150	-924.765
4	650.000	-1049.125	-1044.105	5.020	-1057.818	-1030.392
5	715.000	-1156.250	-1159.099	-2.849	-1174.330	-1143.867

SUBCONJUNTO DE PUNTOS DEL CICLO 5

T. INDEP. 0.915500E 02 PENDIENTE -0.173897E 01
 VARIANZA 0.119977E 03 VARIANZA 0.340105E-03 ERROR ESTANDAR 0.373330E 01
 MEDIA INDEP 0.587600E 03 MEDIA DEP -0.929225E 03

PUNTO	CARGA	DEF.MED.	DEF.EST.	DIFEREN	LIM-INF.C.	LIM-SUP.C.
1	460.000	-708.688	-708.376	0.312	-720.492	-696.259
2	520.000	-814.563	-812.714	1.848	-823.698	-801.730
3	590.000	-929.500	-934.442	-4.942	-944.957	-923.927
4	650.000	-1041.500	-1038.780	2.720	-1049.711	-1027.050
5	715.000	-1151.875	-1151.813	0.062	-1163.953	-1139.673

SUBCONJUNTO DE PUNTOS DEL CICLO 6

T. INDEP. 0.106730E 03 PENDIENTE -0.176964E 01
 VARIANZA 0.139345E 03 VARIANZA 0.395009E-03 ERROR ESTANDAR 0.402337E 01
 MEDIA INDEP 0.587000E 03 MEDIA DEP -0.932050E 03

PUNTO	CARGA	DEF.MED.	DEF.EST.	DIFEREN	LIM-INF.C.	LIM-SUP.C.
1	460.000	-707.875	-707.306	0.569	-720.364	-694.248
2	520.000	-814.750	-813.484	1.266	-825.322	-801.647
3	590.000	-932.125	-937.359	-5.234	-948.692	-926.027
4	650.000	-1047.563	-1043.538	4.024	-1055.318	-1031.758
5	715.000	-1157.938	-1158.565	-0.627	-1171.648	-1145.481

TABLA 3.2.8 DINAMOMETRO A RECTA DE REGRESION DEL CONJUNTO DE PUNTOS DE LOS TRES CICLOS Y VALOR DEL ESTADISTICO F

DINAMOMETRO A

CONJUNTO DE PUNTOS DE LOS TRES CICLOS

Y. INCEP. 0.101352E 03 PENDIENTE -0.175922E 01
 VARIANZA 0.477863E 02 VARIANZA 0.135462E-03 ERROR ESTANDAR 0.408091E 01
 MEDIA INCEP 0.587600E 03 MEDIA DEP -0.931300E 03

PUNTO	CARGA	DEF.MED.	DEF-EST.	DIFEREN	LIM-INF.C.	LIM.SUP.C.
1	460.000	-705.688	-707.887	-2.200	-717.405	-698.369
2	520.000	-817.563	-813.441	4.122	-822.575	-804.306
3	590.000	-934.625	-936.586	-1.961	-945.567	-927.604
4	650.000	-1049.125	-1042.139	6.986	-1051.255	-1033.022
5	715.000	-1156.250	-1156.488	-0.238	-1166.014	-1146.962
6	460.000	-708.688	-707.887	0.800	-717.405	-698.369
7	520.000	-814.563	-813.441	1.122	-822.575	-804.306
8	590.000	-929.500	-936.586	-7.086	-945.567	-927.604
9	650.000	-1041.500	-1042.139	-0.639	-1051.255	-1033.022
10	715.000	-1151.875	-1156.488	-4.613	-1166.014	-1146.962
11	460.000	-707.875	-707.887	-0.012	-717.405	-698.369
12	520.000	-814.750	-813.441	1.309	-822.575	-804.306
13	590.000	-932.125	-936.586	-4.461	-945.567	-927.604
14	650.000	-1047.563	-1042.139	5.424	-1051.255	-1033.022
15	715.000	-1157.938	-1156.488	1.449	-1166.014	-1146.962

DINAMOMETRO A

SUMAS DE CUADRADOS POR CICLOS 0.614939E 02 0.353366E 02 0.459136E 02
 SUMA DE CUADRADOS TOTAL 0.201458E 03
 VALORES DE A 0.587138E 02 DE B 4. DE C 0.142744E 03 Y D 9.
 ESTADISTICO F 0.925475E 80

TABLA 3.2.9 DINAMOMETRO B RECTAS DE REGRESION DEL SUBCONJUNTO DE PUNTOS CORRESPONDIENTES A LOS CICLOS 4 5 y 6

SUBCONJUNTO DE PUNTOS DEL CICLO 4

T. INDEP. 0.111416E 03 PENDIENTE -0.172079E 01
 VARIANZA 0.104375E 03 VARIANZA 0.295876E-03 ERROR ESTANDAR 0.348210E 01
 MEDIA INDEP 0.587000E 03 MEDIA DEP -0.898688E 03

PUNTO	CARGA	DEF.MED.	DEF.EST.	DIFEREN	LIM.INF.C.	LIM.SUP.C.
1	460.000	-679.375	-680.148	-0.773	-691.449	-668.846
2	520.000	-785.938	-783.395	2.542	-793.640	-773.150
3	590.000	-899.813	-903.850	-4.038	-913.658	-894.042
4	650.000	-1010.250	-1007.098	3.152	-1017.293	-996.903
5	715.000	-1118.663	-1118.949	-0.887	-1130.272	-1107.626

SUBCONJUNTO DE PUNTOS DEL CICLO 5

T. INDEP. 0.982148E 02 PENDIENTE -0.169502E 01
 VARIANZA 0.116032E 03 VARIANZA 0.328921E-03 ERROR ESTANDAR 0.367140E 01
 MEDIA INDEP 0.587000E 03 MEDIA DEP -0.896762E 03

PUNTO	CARGA	DEF.MED.	DEF.EST.	DIFEREN	LIM.INF.C.	LIM.SUP.C.
1	460.000	-681.625	-681.495	0.130	-693.410	-669.579
2	520.000	-785.063	-783.196	1.866	-793.998	-772.395
3	590.000	-897.663	-901.848	-4.785	-912.189	-891.507
4	650.000	-1006.625	-1003.549	3.076	-1014.298	-992.800
5	715.000	-1113.438	-1113.726	-0.288	-1125.665	-1101.787

SUBCONJUNTO DE PUNTOS DEL CICLO 6

T. INDEP. 0.106148E 03 PENDIENTE -0.171169E 01
 VARIANZA 0.108141E 03 VARIANZA 0.306552E-03 ERROR ESTANDAR 0.354436E 01
 MEDIA INDEP 0.587000E 03 MEDIA DEP -0.898612E 03

PUNTO	CARGA	DEF.MED.	DEF.EST.	DIFEREN	LIM.INF.C.	LIM.SUP.C.
1	460.000	-681.563	-681.229	0.334	-692.732	-669.725
2	520.000	-784.438	-783.930	0.508	-794.358	-773.502
3	590.000	-899.938	-903.748	-3.811	-913.731	-893.765
4	650.000	-1010.938	-1006.449	4.488	-1016.827	-996.072
5	715.000	-1116.188	-1117.709	-1.522	-1129.235	-1106.183

TABLA 3.2.10 DINAMOMETRO B RECTA DE REGRESION DEL CONJUNTO DE PUNTOS DE LOS TRES CICLOS Y VALOR DEL ESTADISTICO F

DINAMOMETRO B

CONJUNTO DE PUNTOS DE LOS TRES CICLOS

T. INDEP. 0.105232E 03 PENDIENTE -0.170912E 01
 VARIANZA 0.335635E 02 VARIANZA C.951441E-04 ERROR ESTANDAR 0.342010E 01
 MEDIA INDEP 0.587000E 03 MEDIA DEP -0.898021E 03

PUNTO	CARGA	DEF.MED.	DEF.EST.	DIFEREN	LIM.INF.C.	LIM.SUP.C.
1	460.000	-679.375	-680.963	-1.588	-688.939	-672.986
2	520.000	-785.538	-783.510	2.427	-791.165	-775.855
3	590.000	-899.813	-903.148	-3.336	-910.676	-895.621
4	650.000	-1010.290	-1005.696	4.594	-1013.336	-998.055
5	715.000	-1118.063	-1116.788	1.274	-1124.772	-1108.805
6	460.000	-681.625	-680.963	0.662	-688.939	-672.986
7	520.000	-785.663	-783.510	1.552	-791.165	-775.855
8	590.000	-897.063	-903.148	-6.086	-910.676	-895.621
9	650.000	-1006.625	-1005.696	0.929	-1013.336	-998.055
10	715.000	-1113.438	-1116.788	-3.351	-1124.772	-1108.805
11	460.000	-681.563	-680.963	0.600	-688.939	-672.986
12	520.000	-784.438	-783.510	0.927	-791.165	-775.855
13	590.000	-899.938	-903.148	-3.211	-910.676	-895.621
14	650.000	-1010.538	-1005.696	5.242	-1013.336	-998.055
15	715.000	-1116.188	-1116.788	-0.601	-1124.772	-1108.805

DINAMOMETRO B

SUMAS DE CUADRADOS POR CICLOS 0.340874E 02 0.359440E 02 0.373474E 02
 SUMA DE CUADRADOS TOTAL 0.133257E 03
 VALORES DE A 0.258782E 02 DE B 4. DE C 0.107379E 03 Y D 9.
 ESTADISTICO F 0.542247E 00

De todas las medidas efectuadas, solamente cuatro puntos estuvieron fuera de los límites indicados. Los puntos son los siguientes:

Dinamómetro	A	B	B	B
Extensómetro	10	3	5	12
Ciclo	4	4	6	4
Escalón de carga	9	8	10	8
Carga en manómetro	650	590	715	590

Estos puntos se han subrayado en las tablas de valores 3.3.2. y 3.2.3.

Al no haber más de un punto irregular por extensómetro, se sustituyeron, de acuerdo al criterio establecido, las mediciones en dichos puntos por las estimaciones de las regresiones efectuadas con los restantes 14 puntos. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Castillete	A	B	B	B
Extensómetro	10	3	5	12
Ordenada en origen	81,5193	110,137	127,500	95,1462
Pendiente	-1,60016	-1,67303	-1,74475	-1,68960
Presión en manómetro	650	590	715	590
Deformación estimada	-958,58	-878,96	-1119,99	-901,72

Introducidas estas correcciones, se repitió el proceso; y en las nuevas regresiones de estos extensómetros A-10 y B-3, B-5 y B-12, no hubo ya ningún punto anómalo, por lo que se dieron por válidas las observaciones.

Se adjuntan, en la Tabla 3.2.6., los resultados de la nueva prueba del extensómetro 12 del dinamómetro B.

Con estos resultados de verificación y corrección de los valores individuales de cada extensómetro, se procedió a definir la curva de calibrado de cada dinamómetro.

Para ello, las mediciones de los 16 extensómetros se promediaron para obtener tres subconjuntos, de cinco puntos cada uno, correspondientes a los tres ciclos de cada dinamómetro.

Para determinar si los tres subconjuntos podían considerarse parte de un conjunto global de puntos, en cada dinamómetro, se analizaron las rectas de regresión de cada subconjunto, y la global correspondiente a ambos dinamómetros, obteniéndose los datos que se incluyen en las tablas 3.2.7., 3.2.8, 3.2.9 y 3.2.10.

Tanto en el dinamómetro A como en el B, se comprueba que el error estándar de estimación de la recta conjunta (4,08 en el dinamómetro A y 3,42 en el B) es inferior al 1% de la deformación media del total de observaciones (9,31 y 8,98 respectivamente); por lo que se considera aceptable la hipótesis de que los subconjuntos de puntos son observaciones aleatorias del conjunto global.

Se calculó también, aunque no era necesario, el estadístico F mencionado en las especificaciones. Se verificó que la condición requerida a dicho estadístico para validar la prueba, no se cumplía para ninguno de los dinamómetros. Este resultado paradójico, se explica recordando que el estadístico F constituye una medida de la dispersión de las rectas relativas a la precisión con que se conoce cada una de ellas. En los casos estudiados, la dispersión es baja en valor absoluto (por ello el error estándar de estimación conjunto es pequeño), pero el paso de los subconjuntos al conjunto global, no mejora la calidad de la estimación de las variables dependientes.

De lo anteriormente indicado se deduce, que el conjunto de extensómetros ha funcionado satisfactoriamente y que los dos dinamómetros, de acuerdo con lo indicado en el procedimiento, pudieron considerarse tarados correctamente.

Las ecuaciones que relacionan presiones (P) en el manómetro (en Kg/cm²) y microdeformación media ($\mu\epsilon$) de cada dinamómetro, fueron las siguientes:

$$\text{Dinamómetro A: } \mu\epsilon = 101.352 - 1.75922 P$$

$$\text{Dinamómetro B: } \mu\epsilon = 105.232 - 1.70912 P$$

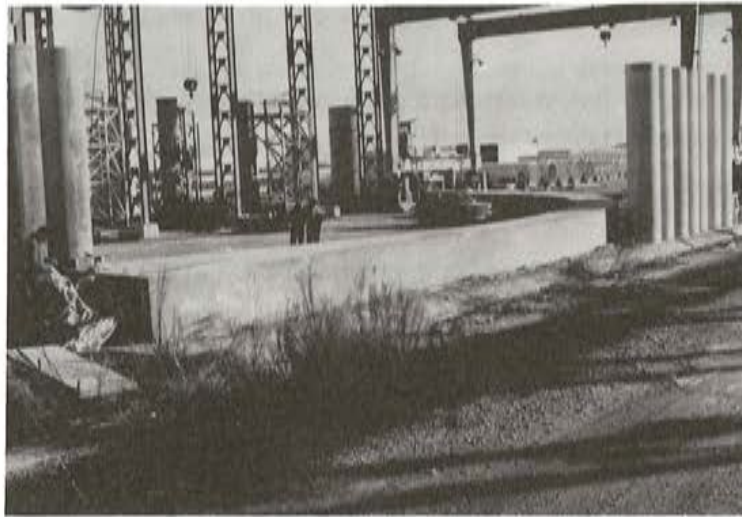
Y teniendo en cuenta la relación que liga la presión con la fuerza ejercida sobre los dinamómetros, $T = 1,108 P$, las ecuaciones anteriores, utilizando como variable T, se transforman en:

$$\text{Dinamómetro A: } \mu\epsilon = 101.352 - 1.58774 T$$

$$\text{Dinamómetro B: } \mu\epsilon = 105.232 - 1.54252 T$$

4. REALIZACION DEL ENSAYO. RESULTADOS

El modelo se fabricó, de acuerdo con las características del proyecto, en la factoría de prefabricados que Dragados y Construcciones posee en Sagunto (Fotografía 4.1).



Fotografía 4.1.

La ejecución del ensayo, y a fin de evitar las deformaciones parásitas de los extensómetros debidas al soleamiento de los dinamómetros, se pensó realizarla por la noche. Esto no fue necesario, pues los días del ensayo fueron nublados y las variaciones térmicas eran lo suficientemente lentas como para no alterar los resultados.

Una vez enfilados los cables en las vainas, se procedió a la colocación de los dinamómetros en la misma posición relativa que tuvieron durante el tarado. En el dinamómetro A, se colocó el anclaje activo, y en el dinamómetro B, el pasivo. (Fotografías 4.2 y 4.3).

La puesta en tensión de cada tendón, se realizó mediante el mismo gato, STRONGHOLD G-800, utilizado en el calibrado, estando los restantes tendones totalmente distendidos. (Fotografía 4.4).

El orden de ensayo era indistinto, y la secuencia seguida fue: primero el n° 2 (interior); después el n° 3 (exterior), y finalmente el n° 1 (central).

El ensayar el n° 1 al final, fue debido a su condición de crítico; de tal modo que el fallo en las medidas invalidaba el estudio. La experiencia obtenida en el ensayo de los dos tendones exteriores efectuados con anterioridad, suponía una mayor garantía.



Fotografía 4.2.



Fotografía 4.3.

Las operaciones, en cada tendón, se realizaron del modo siguiente:

- a) Se partió de un esfuerzo inicial en el anclaje activo, medido a través del manómetro del gato, de unas 60 t, con objeto de eliminar la deformación inicial del tendón. A esta carga se le dió el cero de partida en la medida de alargamientos del cable y en las medidas de deformaciones de los extensómetros.
- b) Se subió la carga a intervalos de unas 150 t (escalones en 210, 360, 510 y 660 toneladas, aproximadamente), anotándose las toneladas de carga reales medidas a través del manómetro del gato, y realizándose lecturas de alargamientos en los cables, por lectura directa del recorrido del gato, mediante una cinta metálica.



Fotografía 4.4.

c) A partir de las 660 t, se subió la carga, escalonadamente, a unos 690, 720, 750 y 780 t, aproximadamente, en el anclaje activo, equivalentes, aproximadamente, a una presión hidráulica en el gato de 600, 620, 660, 680 y 700 Kg/cm², respectivamente. Se midieron, en estos 5 últimos escalones, las toneladas reales alcanzadas, a través del manómetro del gato, y las temperaturas y respuesta de cada dinamómetro tarado, a través de las medidas de deformación de sus extensómetros.

Los resultados obtenidos para cada cable consistieron, en cada escalón de carga, al igual que en el tarado, en un conjunto de valores de deformación, expresados en microdeformaciones ($\mu\epsilon$) (variables independientes), más la presión del aceite del gato medida a través del manómetro de la central, expresado en Kg/cm² (variable dependiente).

Todas las medidas de deformación se refieren al escalón de carga inicial (60 t), obteniéndose las tablas de resultados siguientes, 4.1 y 4.2, para cada uno de los cables ensayados y en cada dinamómetro.

A cada extensómetro, individualmente, se le hizo el test de detección de medidas erróneas, al igual que en los resultados del calibrado.

Ninguno de los puntos se salió de los límites indicados. Sin embargo, se apreció un error en la medición a origen en el extensómetro 6, del dinamómetro A, en el ensayo del cable 1; por lo que todas las medidas relativas tomadas de este extensómetro fueron anuladas. Ello obligó, de acuerdo con el procedimiento, a eliminar en este ciclo los resultados del extensómetro 14 y duplicar el peso de los resultados obtenidos en los extensómetros 5 y 13 situados en la misma cara que los anteriores.

Teniendo en cuenta lo anterior, los valores medios de las medidas de los extensómetros, en cada escalón de carga, en cada uno de los dinamómetros y para cada cable ensayado, y las cargas en los anclajes determinadas a partir de estos valores, al ser introducidos en las rectas de regresión de calibrado de los dinamómetros, fueron los recogidos en las tablas 4.3 y 4.4 siguientes:

Y la suma de los logaritmos neperianos de las presiones, en cada escalón, en los anclajes activo y pasivo de los tres cables ensayados es:

Anclaje activo (Dinamómetro A).

Suma de ln de cargas, del cable 1:	32.7910
Suma de ln de cargas, del cable 2:	32.7916
Suma de ln de cargas, del cable 5:	32.7778

TABLA 4.1 VALORES DE DEFORMACION EXPRESADOS EN MICRODEFORMACIONES REFERIDOS AL ESCALON DE CARGA INICIAL (60T) OBTENIDOS EN LOS EXTENSOMETROS DEL DINAMOMETRO A EN EL ENSAYO DE ROZAMIENTO

	EXTENSOMETRO	PRESION (kg/cm ²) EN MANOMETRO DEL ESCALON DE CARGA				
		600	620	660	680	700
CABLE 1	1	-881.	-914.	-970.	-1003.	-1036.
	2	-892.	-926.	-980.	-1014.	-1049.
	3	-911.	-944.	-1003.	-1038.	-1077.
	4	-877.	-911.	-970.	-1006.	-1044.
	5	-1012.	-1047.	-1116.	-1157.	-1192.
	6	700.	666.	601.	554.	517.
	7	-905.	-936.	-995.	-1030.	-1067.
	8	-881.	-914.	-975.	-1014.	-1046.
	9	-883.	-910.	-971.	-1000.	-1035.
	10	-868.	-890.	-946.	-971.	-1002.
	11	-962.	-997.	-1058.	-1091.	-1129.
	12	-965.	-998.	-1065.	-1100.	-1141.
	13	-1025.	-1067.	-1136.	-1177.	-1214.
	14	-990.	-1018.	-1088.	-1129.	-1165.
	15	-921.	-956.	-1020.	-1058.	-1096.
	16	-926.	-952.	-1015.	-1058.	-1067.
CABLE 2	1	-854.	-924.	-986.	-1021.	-1060.
	2	-876.	-906.	-966.	-1002.	-1035.
	3	-975.	-1004.	-1073.	-1106.	-1144.
	4	-985.	-1024.	-1086.	-1120.	-1161.
	5	-1000.	-1032.	-1106.	-1140.	-1178.
	6	-1015.	-1048.	-1115.	-1157.	-1191.
	7	-868.	-895.	-960.	-988.	-1022.
	8	-885.	-916.	-973.	-1006.	-1037.
	9	-862.	-891.	-948.	-990.	-1025.
	10	-824.	-850.	-917.	-944.	-975.
	11	-1023.	-1054.	-1129.	-1160.	-1197.
	12	-1058.	-1091.	-1158.	-1191.	-1225.
	13	-1013.	-1043.	-1118.	-1158.	-1201.
	14	-949.	-978.	-1036.	-1086.	-1126.
	15	-866.	-910.	-973.	-1011.	-1044.
	16	-849.	-878.	-944.	-980.	-1006.
CABLE 3	1	-854.	-924.	-998.	-1041.	-1070.
	2	-886.	-912.	-984.	-1020.	-1050.
	3	-910.	-938.	-1009.	-1038.	-1060.
	4	-938.	-967.	-1042.	-1070.	-1092.
	5	-951.	-1000.	-1067.	-1105.	-1138.
	6	-945.	-994.	-1063.	-1099.	-1129.
	7	-937.	-976.	-1038.	-1067.	-1096.
	8	-965.	-999.	-1064.	-1096.	-1122.
	9	-875.	-909.	-975.	-1002.	-1027.
	10	-805.	-835.	-898.	-921.	-948.
	11	-983.	-1016.	-1082.	-1107.	-1138.
	12	-1014.	-1041.	-1115.	-1135.	-1161.
	13	-975.	-1010.	-1085.	-1114.	-1152.
	14	-889.	-921.	-988.	-1016.	-1053.
	15	-958.	-991.	-1058.	-1082.	-1112.
	16	-970.	-1004.	-1065.	-1098.	-1121.

TABLA 4.2 VALORES DE DEFORMACION EXPRESADOS EN MICRODEFORMACIONES REFERIDOS AL ESCALON DE CARGA INICIAL (60T) OBTENIDOS EN LOS EXTENSOMETROS DEL DINAMOMETRO B EN EL ENSAYO DE ROZAMIENTO

	EXTENSOMETRO	PRESION (kg/cm ²) EN MANOMETRO DEL ESCALON DE CARGA				
		600	620	660	680	700
CABLE 1	1	-686.	-699.	-735.	-758.	-779.
	2	-649.	-663.	-704.	-725.	-748.
	3	-667.	-681.	-726.	-745.	-766.
	4	-707.	-721.	-759.	-780.	-802.
	5	-672.	-687.	-728.	-749.	-771.
	6	-617.	-631.	-674.	-693.	-716.
	7	-631.	-645.	-684.	-703.	-722.
	8	-725.	-742.	-785.	-806.	-828.
	9	-663.	-678.	-719.	-742.	-763.
	10	-661.	-677.	-719.	-741.	-761.
	11	-647.	-662.	-701.	-723.	-743.
	12	-679.	-692.	-732.	-752.	-772.
	13	-623.	-638.	-682.	-704.	-726.
	14	-647.	-663.	-706.	-730.	-752.
	15	-674.	-691.	-732.	-755.	-776.
	16	-727.	-743.	-785.	-806.	-828.
CABLE 2	1	-527.	-544.	-562.	-590.	-603.
	2	-471.	-493.	-516.	-539.	-552.
	3	-533.	-546.	-569.	-593.	-606.
	4	-566.	-578.	-603.	-624.	-635.
	5	-497.	-507.	-533.	-551.	-563.
	6	-437.	-446.	-471.	-489.	-497.
	7	-528.	-535.	-561.	-577.	-586.
	8	-649.	-659.	-690.	-709.	-723.
	9	-517.	-529.	-560.	-577.	-590.
	10	-504.	-514.	-546.	-565.	-578.
	11	-507.	-513.	-536.	-559.	-572.
	12	-560.	-570.	-600.	-614.	-627.
	13	-470.	-481.	-511.	-528.	-542.
	14	-452.	-461.	-493.	-506.	-520.
	15	-556.	-565.	-595.	-614.	-627.
	16	-611.	-624.	-658.	-676.	-691.
CABLE 3	1	-576.	-593.	-619.	-650.	-660.
	2	-565.	-588.	-616.	-646.	-657.
	3	-541.	-565.	-591.	-612.	-623.
	4	-577.	-595.	-624.	-650.	-663.
	5	-531.	-545.	-570.	-592.	-603.
	6	-487.	-501.	-524.	-546.	-556.
	7	-498.	-505.	-530.	-548.	-555.
	8	-566.	-602.	-635.	-660.	-669.
	9	-572.	-590.	-618.	-640.	-652.
	10	-575.	-590.	-623.	-645.	-659.
	11	-534.	-547.	-578.	-598.	-607.
	12	-552.	-568.	-595.	-615.	-627.
	13	-502.	-516.	-545.	-562.	-574.
	14	-511.	-524.	-553.	-571.	-583.
	15	-553.	-565.	-597.	-616.	-628.
	16	-603.	-619.	-650.	-670.	-683.

TABLA 4.3 VALORES MEDIOS DE LAS MEDIDAS DE LOS EXTENSOMETROS EXPRESADAS EN MICRODEFORMACIONES.

		PRESION (Kg/cm ²) EN MANOMETRO DEL ESCALON = DE CARGA.				
DINAMO- METRO	CABLE	600	620	660	680	700
A	1	-934.25	-967.25	-1030.00	-1065.69	-1101.31
	2	-935.38	-965.50	-1030.50	-1066.25	-1101.68
	3	-931.44	-964.81	-1033.44	-1063.19	-1091.81
B	1	-667.19	-682.06	-723.44	-744.50	-765.81
	2	-524.50	-535.31	-563.00	-581.94	-594.50
	3	-547.94	-563.31	-591.75	-613.81	-624.94

TABLA 4.4 VALORES DE LAS CARGAS (Tn.) EN LOS ANCLAJES OBTENIDAS A PARTIR DE LOS VALORES DE DEFORMACION AL SER INTRODUCIDOS EN LAS CURVAS DE CALIBRADO

DINAMO- METRO	CABLE	600	620	660	680	700
A	1	652.24	673.03	712.55	735.02	757.47
	2	652.95	671.92	712.86	735.38	757.70
	3	650.47	671.49	713.89	733.45	751.58
B	1	500.75	510.39	537.21	550.88	564.69
	2	408.24	415.25	433.20	445.48	453.63
	3	423.44	433.41	451.84	466.15	473.36

Anclaje pasivo (Dinamómetro B).

Suma de ln de cargas, del cable 1:	31.3855
Suma de ln de cargas, del cable 2:	30.3284
Suma de ln de cargas, del cable 3:	30.5378

De acuerdo con lo indicado anteriormente, se obtuvieron los siguientes resultados finales:

– Cable central (nº 1)

$$C_1 = \frac{1}{5} \sum_{n=1}^5 \ln \frac{T_o(1,n)}{T(1,n)}$$

$$C_1 = \frac{1}{5} (32,7910 - 31,3855) = 0,2811$$

– Cables laterales (núms. 2 y 3)

$$C_2 = \frac{1}{10} \left[\sum_{n=1}^5 \ln \frac{T_o(2,n)}{T(2,n)} + \sum_{n=1}^5 \ln \frac{T_o(3,n)}{T(3,n)} \right]$$

$$C_2 = \frac{1}{10} (32,7916 + 32,7778 - 30,3284 - 30,5378) = 0,47032$$

Con lo que se tiene:

$$\mu = 0,84794 \cdot C_2 - 0,85183 \cdot C_1 = 0,159$$

$$K = 0,05029 \cdot C_1 - 0,02360 \cdot C_2 = 0,0030$$

Por tanto, el resultado del estudio experimental condujo a los valores del rozamiento parásito y del rozamiento en curva siguientes:

$$K = 0,0030 \text{ rad/m. y } \mu = 0,159$$

$$\mu = 0,159$$

5. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO

Finalizado el ensayo, tras sus sucesivas fases de ejecución, se procedió a analizar los sucesivos diseños y operaciones realizadas, así como los resultados obtenidos.

A este respecto, conviene subrayar lo siguiente:

– El prototipo diseñado como dinamómetro, su forma de tarado y la instrumentación dispuesta, han respondido satisfactoriamente a los objetivos buscados.

– Pese al cuidado y detalle con que se realizaron las operaciones humanas de lectura de aparatos, la realidad demostró que el error humano se produce, estadísticamente, de forma inexorable. En nuestro caso, se produjo un error en la lectura de la deformación a origen del extensómetro 6, del dinamómetro A, al poner en tensión el cable nº 2. Resulta, por ello, necesario, prever a priori un sistema adecuado de corrección y eliminación de ese tipo de errores, que en nuestro caso fue posible realizar de acuerdo con el procedimiento adoptado.

– Los resultados obtenidos para los coeficientes de rozamiento ($\mu = 0,16$ y $K = 0,003$ radn/m), señalan valores de μ algo menores que los empleados habitualmente ($\mu = 0,20$) en vainas de menor diámetro (valores de ϕ entre 6 y 9 cm); en tanto que los valores de K , resultan mayores ($K = 0,002$).

— El ensayo confirma, de acuerdo con la bibliografía existente, el incremento de los coeficientes de rozamiento a medida que crecen las presiones de contacto del cable con la vaina, como puede apreciarse en el cuadro adjunto:

	T_0	665	686	730	753	776
$\frac{T_0}{T}$	Cable 1	1,604	1,623	1,652	1,656	1,676
	Cable 2	1,302	1,319	1,326	1,334	1,341
	Cable 3	1,545	1,558	1,590	1,582	1,596

donde T_0 es el esfuerzo, en toneladas, en el anclaje activo y $\frac{T_0}{T}$ la relación entre las cargas en los anclajes activo y pasivo.

Como puede comprobarse, la relación $\frac{T_0}{T}$ crece con la carga T_0 .

Para terminar, los autores quieren agradecer la colaboración prestada por parte de la Empresa Dragados y Construcciones, que en su factoría de Sagunto construyó el prototipo y dió toda clase de facilidades para su ensayo; al Ingeniero de la citada empresa, D. José Ontañón, ya que sin su empuje y entusiasmo a la hora de resolver los problemas de organización y económicos que se plantearon, los trabajos nunca se hubieran realizado, y a los Ingenieros Ernesto Manzanares (Intecsa) y José M^a Conde-Salazar (Geocisa) por su colaboración en el campo de la estadística y en la ejecución de los ensayos, respectivamente.

* * *

Fallo del XII Trofeo Nacional de la Seguridad - DIPLOOS 1981

El Trofeo Nacional de la Seguridad - Diploos, instituído por la Asociación para la Prevención de Accidentes para premiar la labor prevencionista desarrollada por las empresas, tiene por objeto estimular la dedicación de los correspondientes Servicios de Prevención, para hacer de ellos un medio auténticamente eficaz en beneficio de la seguridad de sus trabajadores y de la economía de su gestión.

El Jurado Calificador de las memorias presentadas a concurso en esta XIII edición, compuesto y reunido de acuerdo a las bases publicadas en su momento, emitió su fallo con el siguiente resultado:

PRIMERO: Conceder ex-aequo, con carácter excepcional, el DIPLOOS - TROFEO NACIONAL DE LA SEGURIDAD 1981 y 50.000.—Pts. destinadas a material de Seguridad, a las empresas:

- S.A. CROS de Barcelona.
- UNION EXPLOSIVOS RIO TINTO, S.A.— Factoría de Guturribay, en Galdácano (Vizcaya).

SEGUNDO: Conceder Tres Menciones Honoríficas a las Memorias presentadas por las Empresas:

- SOLVAY—HISPAVIC INDUSTRIAL—VINICOLOR de Martorell (Barcelona).
- FORD ESPAÑA, S.A., de Almusafes (Valencia).
- CEMENTOS UNILAND, S.A., de Barcelona.

A la vez que felicitamos a las empresas galardonadas, deseamos hacer público que ya se encuentra convocada la XIV Edición del DIPLOOS 1982, para memorias de Servicios de Prevención correspondientes al año 1981.

Tratado del medio natural

**La más importante obra española sobre la materia,
recientemente publicada por la Universidad Politécnica de Madrid**

Con la colaboración del Centro de Estudio de Ordenación del Territorio y Medio Ambiente (CEOTMA) del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo y de los Institutos Nacionales de Investigaciones Agrarias (INIA) y para la Conservación de la Naturaleza (ICONA) del Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación, la Universidad Politécnica de Madrid ha editado recientemente un Tratado sobre el Medio Natural, obra que por su amplitud y profundidad en los temas que abarca, puede considerarse entre las más importantes, si nó la primera, de la bibliografía española sobre esta materia.

Bajo la dirección del entonces Rector de la Universidad Politécnica de Madrid —hoy Rector Honorífico y Catedrático de Selvicultura de la Escuela de Ingenieros de Montes—, D. José Luis Ramos Figueras, y la Coordinación de los Sres. Abreu y Pidal, López-Cadenas de Llanos, De la Maza y Sainz de la Fuente, Rodríguez Ramos y Seoáñez Calvo.

La ahora abreviada historia del nacimiento de esta importante obra comienza cuando a principios del año 1979 se presentó la publicación "Técnicas de defensa del Medio Ambiente", en la que se hizo notar que en los dos voluminosos tomos que constituyen la obra sólo se trataba del Medio Ambiente Industrial y Urbano, no existiendo referencia alguna al Medio Natural, que tanta importancia supone en la vida del hombre. Por ello se retó a los estudiosos a que completasen la obra iniciada, con un tratado de todo lo que faltaba, dentro de las áreas de enumeración de los factores ambientales y de la descripción de las técnicas de defensa y corrección de este Medio con la aspiración de que, los que quisieran empezar a estudiar algo sobre el Medio Ambiente, en un futuro inmediato, pudieran encontrar recopilados en estas obras, los conocimientos fundamentales existentes en la actualidad en estos campos, junto con las más recientes aportaciones obtenidas en el campo de la investigación.

El reto lanzado en tal ocasión fue recogido por un grupo de expertos en la materia, que, individualmente, se ofrecieron para colaborar.

Hoy que la obra está terminada podemos indicar que han colaborado en ella un total de cincuenta y ocho especialistas de alto nivel en los diferentes temas que figuran de forma definitiva en el Índice de la publicación.

La obra, tal como está planteada, consta de cinco grandes divisiones o partes que pasamos a resumir.

La primera parte, dividida en treinta temas, trata del "Análisis de los recursos naturales básicos", empezando por la definición de los ecosistemas, así como el estudio de sus procesos y funcionamientos. Pasa después a los estudios concretos de cada uno de los recursos, iniciándolos con el de la Atmósfera, describiendo las diferentes alteraciones, haciendo lo mismo con el Agua, considerada en sus dos localizaciones, aguas continentales y aguas marinas y dentro de cada una de ellas, sus diferentes situaciones.

A continuación se estudia el Suelo con sus usos y diferentes causas de deterioro, pasando seguidamente, primero al estudio de la Vegetación tanto de la silvestre como de la cultivada con sus correspondientes alteraciones, y después al de la Fauna, también con sus modalidades de vida silvestre o doméstica y sus alteraciones principales.

La segunda parte comprende, dentro de sus seis temas, el "Análisis de los diferentes sistemas" empezando por los Agrícolas y siguiendo después por los Bosques, Matorrales, Pastizales, Zonas de protección especial que comprenden, entre otras, los Parques Naturales, para terminar con el estudio del Medio Ambiente Rural.

Una vez descritos en las dos primeras partes los Recursos Naturales y los Sistemas, en la tercera parte y en sus veintinueve temas, se trata de las "Acciones y tecnologías para la defensa y restauración del Medio natural", comprendiendo dichos temas la descripción de los procesos de restauración o de las tecnologías a emplear en la lucha contra las principales alteraciones de los diferentes recursos naturales.

La cuarta parte desarrolla en catorce temas, el estudio de los "Factores autónomos de impacto y defensa del Medio natural".

Esa parte es un verdadero mosaico en donde cada especialista trata sus temas de forma aislada, con marcados sellos personales. También se tocan en esta parte los principales impactos que obran sobre el Medio natural y las defensas que en él aparecen o se crean.

Por último, la quinta parte con sólo dos temas comprende el estudio de la Legislación y Política ambiental, y en ellos se recoge lo actuado en ambos casos, hasta el momento actual y dentro del área estatal.

En resumen, un total de ochenta y un temas distribuidos en seis tomos, que encierran los principales conocimientos que hoy tenemos sobre el Medio natural, así como de los desarrollos de las tecnologías de combate contra sus alteraciones y los procedimientos de sus restauraciones, todo ello tratado de la forma más resumida posible, pero siempre con un alto nivel y, por otra parte, buscando en la edición de la obra, el reducir lo más posible su coste, para favorecer su mayor difusión en la sociedad y siempre dentro de una presentación decorosa.

Que los conceptos que aquí se encierran, así como las ideas que sobre los problemas de alteración de los Medios naturales y los procedimientos de defensa y restauración, sirvan para que la sociedad se dé cuenta de la importancia que para la continuidad de la vida del hombre sobre nuestra tierra, tiene la Conservación de la Naturaleza.

cómprese la carretilla



más barata del mercado

Encontrar una carretilla con un precio inferior al de CATERPILLAR, es fácil. Que tenga más calidad, eso ya es más difícil.

Sin embargo, no debe preocuparse mucho por el precio. Hay cosas más importantes a tener en cuenta.

¿Ha pensado usted que el precio inicial es el 21 por ciento del costo total de una carretilla al cabo de cinco años de vida útil? Debe pararse a pensar en este dato. Hay otros factores que son los que, de verdad, determinan la rentabilidad de una carretilla.

Estos factores de rentabilidad son los costos. Si son reducidos usted habrá comprado bien. Su carretilla será un buen negocio. Si son altos o se disparan el negocio será ruinoso para usted.

Y seguro que usted prefiere lo rentable a lo barato.

Tenga en cuenta que en una carretilla térmica el 8 por ciento del costo total es el mantenimiento y los repuestos. El 22 combustible. Y el 49 por ciento operador. Eche la cuenta. Es cuestión de números. El resultado es decidirse a comprar una carretilla con costos reducidos, sin que el precio inicial le preocupe demasiado.

Y, ¿qué hacer para lograrlo? Confiar en CATERPILLAR.

Las carretillas CATERPILLAR tienen calidad. Y usted lo sabe. Finanzauto se lo garantiza y dispone de medios para mantenerla siempre en el tajo sin problemas produciendo de forma rentable. Medios muy completos que aseguran el mejor servicio. Repuestos. Talleres. Mecánicos. Servicio de prevención de averías. Personal especializado. Que saben mucho de carretillas y de rentabilidades.

Por eso, no se fije en el precio inicial, esté convencido de que compra con los costos más reducidos. Pague la calidad a su justo precio y adquiera el mejor servicio.

Al final, saldrá ganando. Seguro. Y nos dará la razón.

CARRETILLAS ELEVADORAS CATERPILLAR DE 1.000 a 27.300 Kg.

- Variedad de modelos adecuados a sus necesidades de trabajo.
- Diversas opciones de mástil, transmisión, horquilla, tipo de combustible, etc.
- Neumáticos o bandajes.
- Amplia gama de implementos.

compromiso de continuidad



Central: condesa de venadito, 1
tel. (91) 404 24 01 - madrid-27

SOLICITENOS INFORMACION GRATUITA.

Caterpillar, Cat y  son marcas de Caterpillar Tractor Co. _____



**asociación técnica
española del prefensado**