



**asociación técnica
española del pretensado**

hormigón y acero n. 124



4039

ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
DEL CEMENTO

MARES-CHARARTIN
LIDRID-33

HORMIGON
Nº 124 y acero

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n.124

3^{er} trimestre 1977

CUOTAS ANUALES

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

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

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.—COSTILLARES—CHAMARTIN—MADRID-16

Depósito Legal: M -853-1958

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

PROES
Ingenieros Consultores

INTEMAC



INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Extracción de probetas testigo de hormigón endurecido



MADRID

Central:

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

MADRID

Laboratorio

Carretera de Loeches, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. 675 31 00/04/08

BARCELONA

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

SANTANDER

Félix Apellániz, 11
TORRELAVEGA
Tel. (942) 89 02 01

hormigón y acero n.124

índice

**Comité de Redacción
de la Revista
Hormigón y Acero**

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

		<u>Pág.</u>
457-0-58	Contribución a la estimación de las pérdidas de pretensado y de las deformaciones diferidas en las estructuras de hormigón pretensado Contribution à l'estimation des pertes de précontrainte et des déformations différés des structures en béton précontraint. Contribution to the estimation of prestress losses and delayed deformations of prestressed concrete structures. <i>R. Atallah, M. Brachet, G. Darpas.</i>	9
457-8-52	1º Observaciones a los ensayos acelerados empleados para caracterizar la susceptibilidad a la corrosión fisurante bajo tensión (C.F.B.T.) Observations aux essais accélérés effectués pour caractériser la susceptibilité à la corrosion fissurante sous contrainte (C.F.B.T.). Remarks on brief tests to determine the susceptibility to cracking corrosion under stress. <i>J. Climent.</i>	27
591-1-26	Cubierta del Auditorium del Centro Cultural de la Villa de Madrid Couverture de l'Auditorium du Centre Culturel de la Ville de Madrid. Roof of the Auditorium of the Cultural Center of Madrid. <i>Enrique Bofill.</i>	43
591-2-122	Análisis de puentes mediante el método de la banda finita Analyse des ponts par la méthode de la bande finite. Analysis of bridges by the finite band method. <i>Eugenio Oñate.</i>	53

591-2-123	Pasarela colgada en la Avda. de la Paz. Madrid. Passarelle suspendue sur l'Avenue de la Paz à Madrid. Hanging footpath over Avenida de la Paz. Madrid. <i>Carlos Fdez. Casado, Javier Manterola, Leonardo Fdez. Troyano.</i>	87
628-0-38	El acero en la prefabricación pretensada L'acier dans la préfabrication précontrainte. The steel in prestressed prefabrication. <i>Manuel Elices Calafat.</i>	105
628-0-39	Revisión sobre el comportamiento de las armaduras galvanizadas en el hormigón. Révision sur le comportement des armatures galvanisées dans le béton. Checking on the behaviour of galvanized bars in concrete. <i>J.A. González, R. Vargas y C. Andrade.</i>	113

PORTADA: Aspecto exterior de la cubierta del Auditorium del Centro Cultural de la Villa de Madrid, integrada en la Plaza de Colón.

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

ESPAÑA

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

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

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

EXTRANJERO

BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA.—Universidad de Buenos Aires (Argentina).
BIBLIOTECA-UNIVERSIDAD CATOLICA.—Quito (Ecuador).
B. K. W. Z. "RUCH".—Warszawa (Polonia).

DAVILA & SUAREZ ASOCIATES.—Rio Piedras (Puerto Rico).
ELECTRICIDADE DE PORTUGAL EDP.—Lisboa-3 (Portugal).
ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL.—Valparaíso (Chile).
FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.—Caracas (Venezuela).
FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA.—Salta (Argentina).
GRUPO AKCO. ARQUITECTURA Y CONSULTORIA.—Tegucigalpa D.C. (Honduras).
INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY (Biblioteca).—Monterrey (México).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE MOÇAMBIQUE.—Maputo-Moçambique (Africa Oriental).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD, DIVISION BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES.—La Plata (Argentina).
NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND AVENTION.—Londres (Inglaterra).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. FACULTAD DE INGENIERIA.—Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA.—Santiago de los Caballeros (República Dominicana).
UNIVERSIDAD DE CHILE (Departamento de Tecnologías).—Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR (Departamento de Contrataciones Especiales).—Bahía Blanca (Argentina).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO.—Biblioteca. Mayaguez (Puerto Rico).
UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE.—MAPUTORP. Moçambique.

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

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

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

Contribución a la estimación de las pérdidas de pretensado y de las deformaciones diferidas, en las estructuras de hormigón pretensado*

Por: R. Atallah, Dr. Ingeniero
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (L.C.P.C.). Francia.

M. Brachet
Jefe del Departamento de Hormigones y Metales
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Francia.

G. Darpas
Jefe del Departamento de Construcción en Hormigón Armado y Hormigón Pretensado
Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA). Francia.

RESUMEN

Las pérdidas de pretensado y las deformaciones diferidas de las estructuras de hormigón pretensado, se producen bajo el efecto de un fenómeno complejo de interacción entre la relajación de las armaduras activas y la fluencia y retracción del hormigón, fenómeno al cual se designa en este estudio, "fluencia y relajación combinadas".

El análisis experimental y teórico de este fenómeno, descrito en la presente comunicación, ha puesto en evidencia las consecuencias que del mismo se derivan para las aplicaciones prácticas y ha conducido al establecimiento de un método de cálculo que permite estimar correctamente el estado de la estructura al término del pretensado.

El estudio teórico del problema es una aplicación de los principios de la reología. Se considera que una estructura preteñada, como realmente ocurre, es un sistema en auto-equilibrio visco-elástico. En consecuencia, las soluciones se deducen a partir de las "leyes de comportamiento" de los materiales constituyentes y de las "condiciones de equilibrio" del sistema.

La resolución del problema conduce a fórmulas relativamente sencillas aplicables en el caso más general del hormigón armado pretensado. Estas fórmulas permiten estimar las pérdidas de pretensado y las deformaciones diferidas con una precisión muy satisfactoria, cuando las características reológicas de los materiales constituyentes —hormigón y arma-

* Texto de la comunicación presentada al VII Congreso de la Federación Internacional del Pretensado. Nueva York, Mayo 1974. Publicado con la autorización de la F.I.P.

duras— son conocidas.

En el campo experimental, la creación de un aparato de nueva concepción, que permite controlar la evolución reológica de un elemento de hormigón pretensado mediante armaduras exteriores, proporciona los medios necesarios para el estudio del fenómeno de "fluencia y relajación combinadas".

Se exponen los principales resultados obtenidos en un conjunto de 25 ensayos de larga duración en los cuales se estudiaron los siguientes parámetros variables: tensión inicial del hormigón y de la armadura activa, edad del hormigón en el momento de la introducción del pretensado, etapas de aplicación del pretensado y cuantía de armaduras pasivas (hormigón armado pretensado).

De estos resultados se deducen interesantes conclusiones para la elección de los materiales y sus condiciones de empleo, con el fin de lograr la óptima utilización del hormigón y de las armaduras.

* * *

Los materiales constituyentes de las estructuras de hormigón pretensado experimentan, bajo la acción de las sollicitaciones que se les imponen, variaciones dimensionales y de energía interna. Esta evolución, en el tiempo, del estado del hormigón y de las armaduras, origina una pérdida de pretensado y deformaciones diferidas que, a su vez, provocan: modificaciones en los momentos; modificaciones en las reacciones de apoyo, por adaptación, cuando la estructura es hiperestática; aumento de las flechas, etc. Todo ello es necesario tenerlo en cuenta cuando se dimensiona la estructura.

El objeto del presente estudio es estimar las pérdidas de pretensado debidas al efecto combinado de la fluencia del hormigón, de la relajación de las armaduras, y de las variaciones dimensionales experimentadas por dichos materiales como consecuencia de la retracción del hormigón.

En las estructuras pretensadas, el hormigón y las armaduras forman un sistema en autoequilibrio visco-elástico; lo que significa que cualquier variación de tensión o de deformación de uno de los dos materiales repercute instantáneamente en el otro y crea nuevas condiciones de equilibrio y de evolución del conjunto del sistema. Y es, precisamente, la interacción de estos fenómenos lo que se intenta analizar mediante la aplicación de las leyes de la reología, y comprobar experimentalmente.

Todavía es frecuente, en la actualidad, valorar las pérdidas diferidas de pretensado sumando las originadas por la fluencia y retracción del hormigón y las producidas por la relajación de las armaduras activas.

Desde hace tiempo, sin embargo, se sabe que este procedimiento conduce a una sobrevaloración, no despreciable, de las pérdidas diferidas. Para tener en cuenta este hecho las Recomendaciones del Comité FIP-CEB de 1970, publicadas con ocasión del Congreso de Praga, y las nuevas directrices provisionales francesas, han introducido coeficientes correctores en la fórmula inicial.

Este procedimiento de estimación de las pérdidas de pretensado, como consecuencia de su carácter semiempírico, no permite evaluar la totalidad de los efectos que se producen, a causa del fenómeno de fluencia y relajación combinadas, especialmente en la magnitud de las deformaciones diferidas cuyo conocimiento resulta imprescindible para el cálculo de los aumentos de flechas y de las variaciones de las acciones hiperestáticas por adaptación. Por otra parte, tampoco se puede aplicar el método de cálculo de las pérdidas de pretensado así establecido, al caso del pretensado parcial (hormigón armado pretensado); ya que dicho mé-

todo no tiene en cuenta la importante influencia de las armaduras pasivas.

Por todo ello, se ha considerado oportuno presentar los principales resultados obtenidos en una serie de trabajos de investigación llevados a cabo con el objeto de proporcionar, a los organismos encargados de redactar las Normas, los datos necesarios para seleccionar una fórmula de cálculo de las pérdidas diferidas de pretensado, lo más sencilla posible, pero también lo suficientemente precisa para que satisfaga los requisitos de seguridad exigibles en cualquier tipo de estructura.

1. ESTUDIO TEORICO

Con el objeto de establecer un modelo, se han aplicado, los conceptos y las leyes de la reología. Se considera que la estructura pretensada (de acuerdo con la realidad física) es un sistema en autoequilibrio visco-elástico. Las soluciones se deducen en consecuencia, a partir de las "leyes de comportamiento" de los materiales y de las "condiciones de equilibrio" del sistema.

Los comportamientos reológicos del hormigón (ecuación 1) y del acero (ecuación 2) se suponen lineales. Esta hipótesis se admite generalmente para el hormigón, mientras su tensión se mantiene inferior a $0,5 R_b$, siendo R_b la resistencia a compresión del hormigón en el momento de la introducción del pretensado.

El acero, en general, tiene un comportamiento no lineal. Sin embargo, se ha podido comprobar a partir de ensayos de relajación que, en el caso particular de las armaduras de pretensado, el considerar lineal el comportamiento reológico del acero, constituye una aproximación aceptable mientras que la magnitud de la tensión inicial no exceda del 75 por 100 de la resistencia a tracción del acero.

En la ecuación del comportamiento del acero de las armaduras activas (ecuación 2) se ha tenido en cuenta:

- a) la existencia de un límite de tensión (punto C_1 de la figura 1) σ_{ca} , igual aproximadamente al 50 por 100 de la resistencia a la tracción, por debajo del cual los fenómenos de fluencia y relajación son despreciables:

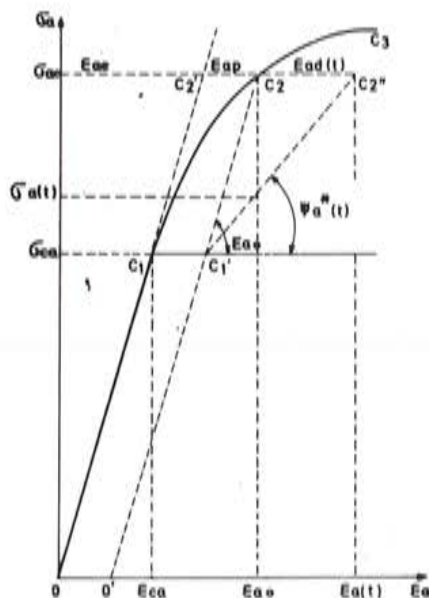


Figura 1
Definición de la función de relajación de la armadura activa

b) la plastificación por estirado que se produce en el momento del tesado.

En cuanto al acero de las armaduras pasivas, se ha supuesto que trabajan en su campo de comportamiento perfectamente elástico (ecuación 3).

Las condiciones de equilibrio deben expresar:

- la igualdad entre la velocidad de deformación de la armadura activa y de las fibras de hormigón situadas al nivel de esta armadura (ecuación 4);
- la igualdad entre las deformaciones de las armaduras pasivas y del hormigón situado al nivel de estas armaduras (ecuación 5);
- el equilibrio de fuerzas en la sección (ecuación 6).

Se obtiene así un sistema de 6 ecuaciones simultáneas para las 6 funciones temporales desconocidas:

$$\epsilon_b(t) = \Phi_b(0) \sigma_b(t) - \int_0^t \sigma_b(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \Phi_b(t-\tau) d\tau + \epsilon_r(t) \quad [1]$$

$$\sigma_a^*(t) = \Psi_a^*(0) \epsilon_a^*(t) - \int_0^t \epsilon_a^*(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \Psi_a^*(t-\tau) d\tau \quad [2]$$

$$\sigma_p(t) = E_p \epsilon_p(t) \quad [3]$$

$$\epsilon_a^*(t) = \epsilon_b^*(t) \quad [4]$$

$$\epsilon_p(t) = \epsilon_b(t) \quad [5]$$

$$\sigma_b(t) + \sigma_p(t) \omega_p - \sigma_a(t) \omega_a = 0 \quad [6]$$

En estas expresiones:

$\epsilon_r(t)$ = retracción libre del hormigón;

$\Phi_b(t)$ = función específica de la fluencia del hormigón, considerado como un material que no envejece. Es la deformación (instantánea + diferida) bajo la acción de una tensión igual a la unidad;

$\sigma_a^*(t), \epsilon_a^*(t)$ = definidas por las relaciones:

$$\sigma_a^*(t) = \sigma_a(t) - \sigma_{ca}$$

$$\epsilon_a^*(t) = \epsilon_a(t) - (\epsilon_{ca} + \epsilon_{ap})$$

Ψ_a^* = función de relajación del acero (material sin envejecimiento) definida de la siguiente forma:

$$\Psi_a^*(t) = \frac{\sigma_a(t) - \sigma_{ca}}{\epsilon_{ao} - \epsilon_{ca} - \epsilon_{ap}}$$

siendo ϵ_{ao} la deformación constante en el ensayo de relajación, $\sigma_a(t)$ la tensión residual del acero en dicho ensayo, y ϵ_{ap} la deformación de estirado;

- $\sigma_b(t), \epsilon_b(t)$ = tensión y deformación del hormigón, respectivamente, al nivel de las armaduras activas;
 $\sigma_a(t), \epsilon_a(t)$ = tensión y deformación de las armaduras activas;
 $\sigma_p(t), \epsilon_p(t)$ = tensión y deformación de las armaduras pasivas;
 ω_p, ω_a = factores que definen la forma geométrica de la sección considerada:

$$\omega_p = \alpha \frac{s_p}{s_b}; \quad \omega_a = \alpha \frac{s_a}{s_b}; \quad \text{siendo: } \alpha = 1 + e^2 \frac{s_b}{I_b}$$

- s_a, s_p, s_b = sección de las armaduras activas, de las armaduras pasivas y del hormigón, respectivamente;
 e = excentricidad de las armaduras activas, supuesta igual a la de las armaduras pasivas;
 I_b = momento de inercia de la sección de hormigón.

El cálculo simbólico ofrece, gracias al teorema de convolución, un método rápido para determinar el equilibrio asintótico (o permanente) del sistema. Utilizando la transformación de Laplace* este sistema de ecuaciones se escribe:

$$\bar{\epsilon}_b'(P) = P \bar{\sigma}_b(P) \bar{\Phi}_b(P) + \bar{\epsilon}_r(P) \quad [1']$$

$$\bar{\sigma}_a(P) = P \bar{\epsilon}_a(P) \bar{\Psi}_a^*(P) + \frac{\sigma_{ca}}{P} - (\epsilon_{ca} + \epsilon_{ap}) \bar{\Psi}_a^*(P) \quad [2']$$

$$\bar{\sigma}_p(P) = E_p \bar{\epsilon}_p(P) \quad [3']$$

$$\bar{\epsilon}_a(P) = -\bar{\epsilon}_b(P) + \frac{\sigma_a(0)}{P} \left[\frac{1}{E_a} + \frac{\omega_a}{E_b + E_p \omega_p} \right] + \frac{\epsilon_{ap}}{P} \quad [4']$$

$$\bar{\epsilon}_p(P) = \bar{\epsilon}_b(P) \quad [5']$$

$$\bar{\sigma}_b(P) + \bar{\sigma}_p(P) \omega_p - \bar{\sigma}_a(P) \omega_a = 0 \quad [6']$$

en donde:

E_b, E_p, E_a = módulos de elasticidad del hormigón, de las armaduras pasivas y de las armaduras activas, respectivamente;

$\sigma_a(0)$ = tensión inicial de las armaduras activas.

La resolución de este sistema con relación a $\bar{\sigma}_a(P)$ y $\bar{\epsilon}_b(P)$ da:

$$\bar{\sigma}_a(P) = \frac{\sigma_a(0)}{P} \frac{\frac{1-\beta}{E_a} + \frac{\omega_a}{E_p + E_p \omega_p} - \frac{P \bar{\epsilon}_r(P)}{\sigma_a(0) [1 + E_p \omega_p P \bar{\Phi}_b(P)]} + \frac{\beta}{P \bar{\Psi}_a^*(P)}}{\frac{1}{P \bar{\Psi}_a^*(P)} + \frac{\omega_a P \bar{\Phi}_b(P)}{1 + E_p \omega_p P \bar{\Phi}_b(P)}} \quad [7]$$

$$\bar{\epsilon}_b(P) = \frac{\omega_a \bar{\sigma}_a(P) P \bar{\Phi}_b(P) + \bar{\epsilon}_r(P)}{1 + \omega_p E_p P \bar{\Phi}_b(P)} \quad [8]$$

* La imagen de Laplace de una función $\sigma(t)$ se define de la forma siguiente:

$$\bar{\sigma}(P) = \int_0^{\infty} \sigma(t) e^{-Pt} dt$$

siendo:

$$\beta = \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_a(0)}$$

El teorema del valor final* correspondiente a la transformación de Laplace, permite deducir directamente, a partir de las expresiones [7] y [8], los valores finales de $\sigma_a(\infty)$ y $\epsilon_b(\infty)$. Estos valores son:

$$\sigma_a(\infty) = \sigma_a(0) \frac{\frac{1-\beta}{E_a} + \frac{\omega_a}{E_b + E_p \omega_p} - \frac{\epsilon_r(\infty)}{\sigma_a(0) [1 + E_p \omega_p \Phi_b(\infty)]} + \frac{\beta}{\Psi_a^*(\infty)}}{\frac{1}{\Psi_a^*(\infty)} + \frac{\omega_a \Phi_b(\infty)}{1 + E_p \omega_p \Phi_b(\infty)}} \quad [9]$$

$$\epsilon_b(\infty) = \frac{\omega_a \sigma_a(\infty) \Phi_b(\infty) + \epsilon_r(\infty)}{1 + E_p \omega_p \Phi_b(\infty)} \quad [10]$$

Los valores de las funciones específicas Ψ_a^* y Φ_b están ligados, respectivamente, a los valores de los fenómenos de relajación y fluencia a partir de los cuales se han definido, del mismo modo que lo son, por otra parte, las pérdidas elementales utilizadas en las distintas reglamentaciones. Desde el punto de vista práctico resulta útil expresar Ψ_a^* y Φ_b , lo mismo que la retracción del hormigón, en función de los valores últimamente citados. Se deduce así:

$$\Psi_a^* = E_a \left[1 - \frac{\Delta \sigma_R}{\sigma_a(0) - \sigma_{ca}} \right] \quad [11]$$

$$\Phi_b = \frac{1}{E_b} (1 + \phi) = \frac{1}{E_b} \left[1 + \frac{\Delta \sigma_F^0}{\sigma_b(0) m_a} \right] \quad [12]$$

$$\epsilon_r = \frac{\Delta \sigma_r}{E_a} \quad [13]$$

en donde:

$\Delta \sigma_F^0$ = pérdida por fluencia del hormigón, bajo el efecto de la tensión inicial $\sigma_b(0)$ del hormigón;

$\Delta \sigma_r$ = pérdida por retracción del hormigón;

$\Delta \sigma_R$ = pérdida por relajación de las armaduras activas bajo el efecto de la tensión inicial $\sigma_a(0)$;

ϕ = coeficiente de fluencia, tal como se define en las Recomendaciones FIP-CEB;

m_a, m_p = coeficientes de equivalencia: $m_a = \frac{E_a}{E_b}$; y $m_p = \frac{E_p}{E_b}$.

Estas relaciones y la ecuación [9] conducen a la fórmula [14] que permite calcular la pérdida total de tensión, $\Delta \sigma_a$, en las armaduras activas, a partir de los valores de las pérdidas elementales $\Delta \sigma_F^0$, $\Delta \sigma_r$ y $\Delta \sigma_R$.

$$\Delta \sigma_a = \frac{\Delta \sigma_F^0 + \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_R - \xi \Delta \sigma_R (\Delta \sigma_F^0 + \Delta \sigma_r) + \Delta \sigma_R K_p (1 + \phi)}{1 + K_p (1 + \phi) + K_a + \frac{\Delta \sigma_F^0}{\sigma_a(0)} (1 + K_p) [1 - \xi \Delta \sigma_R]} \quad [14]$$

* Este teorema se enuncia como a continuación se indica:

$$\lim_{P \rightarrow 0} P \bar{\sigma}(P) = \lim_{t \rightarrow \infty} \sigma(t)$$

siendo:

$$K_p = \omega_p m_p, K_a = \omega_a m_a \text{ y } \xi = \frac{1}{\sigma_a(0) - \sigma_{ca}}$$

El término $\xi \Delta \sigma_r$ de esta fórmula tiende hacia un valor indeterminado de la forma 0/0, cuando $\sigma_a(0) \rightarrow \sigma_{ca}$. Ahora bien, el valor de σ_{ca} no se conoce de forma muy precisa para todos los tipos de acero si bien, en general, se le atribuye el valor aproximado de $0,55 R_G$, siendo R_G la resistencia garantizada del acero. Resulta, por consiguiente, que para tensiones iniciales bajas, se pueden cometer errores importantes al determinar los valores del coeficiente ξ . Este inconveniente puede evitarse expresando la dependencia entre ξ y

$\sigma_a(0)$ en la forma: $\xi = \frac{k}{\sigma_a(0)}$ utilizada en la fórmula de las pérdidas de tensión que aparece

en las Recomendaciones FIP-CEB (véase apartado 2.4). Esta transformación puede justificarse teniendo en cuenta lo siguiente: en la fórmula [14], el coeficiente ξ del numerador actúa sobre $\Delta \sigma_a$ en sentido inverso que el coeficiente ξ que aparece en el denominador. Por consiguiente, una gran variación en el valor de k sólo produce una pequeña variación en el valor de $\Delta \sigma_a$ y, por lo tanto, no se hace necesario determinar k con una gran precisión. A título de ejemplo puede indicarse que cuando k varía de 1 a 2, las variaciones de $\Delta \sigma_a$ resultan del orden del 2 al 3 por 100; lo que resulta despreciable.

De una manera análoga pueden deducirse las fórmulas necesarias para calcular la pérdida de compresión, $\Delta \sigma_b$, y la deformación diferida, $\Delta \epsilon_b$, de las fibras de hormigón situadas al nivel de las armaduras activas:

$$\Delta \sigma_b = \frac{\omega_a \Delta \sigma_a}{1 + K_p (1 + \phi)} \left[1 + \frac{K_p}{K_a} \frac{\Delta \sigma_F^0 + \Delta \sigma_r}{\Delta \sigma_a} \right] \quad [15]$$

$$\Delta \epsilon_b = \frac{1}{E_b} \left[\frac{\Delta \sigma_F^0 + \Delta \sigma_r}{m_a} - \Delta \sigma_b (1 + \phi) \right] \quad [16]$$

De acuerdo con las hipótesis admitidas, las pérdidas y las deformaciones diferidas son independientes del historial de las funciones Φ_b y Ψ_a^* . Esto significa que las fórmulas [14], [15] y [16] son válidas para un instante cualquiera t_n . Bastará con sustituir los valores finales de $\Delta \sigma_F$, $\Delta \sigma_r$, $\Delta \sigma_R$ y ϕ , por los valores correspondientes al instante t_n .

Cuando lo único que interese sean los valores finales de $\Delta \sigma_a$ y $\Delta \sigma_b$, las fórmulas [14] y [15] pueden simplificarse, para su aplicación en la práctica, despreciando en la fórmula [14] el valor de K_p frente a 1 (es decir, dando en el denominador, al paréntesis $1 + K_p$, el valor 1) y adoptando valores aproximados para m_a , m_p , ϕ y k . A título de ejemplo, para un hormigón fabricado con áridos normales, se tiene: $m_a \approx m_p \approx 5$; $\phi \approx 2$. Si se hace $k = 2$ se obtienen las fórmulas:

$$\Delta \sigma_a = \frac{\Delta \sigma_F^0 + \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_R - \frac{2}{\sigma_a(0)} \Delta \sigma_R (\Delta \sigma_F^0 + \Delta \sigma_r) + 15 \omega_p \Delta \sigma_R}{1 + 15 \omega_p + \left[5 \omega_a + \frac{\Delta \sigma_F^0}{\sigma_a(0)} \right] \left[1 - \frac{2}{\sigma_a(0)} \Delta \sigma_R \right]} \quad [17]$$

$$\Delta \sigma_b = \frac{\omega_a \Delta \sigma_a}{1 + 15 \omega_p} \left[1 + \frac{\omega_p}{\omega_a} \frac{\Delta \sigma_F^0 + \Delta \sigma_r}{\Delta \sigma_a} \right] \quad [18]$$

En el caso de pretensado total ($\omega_p = 0$) es corriente, por razones de comodidad de cálculo, utilizar en la fórmula del cálculo de las pérdidas diferidas, la pérdida por fluencia bajo el efecto de la tensión final del hormigón $\Delta \sigma_F^\infty$ en lugar de la pérdida por fluencia bajo el efecto de la tensión inicial del hormigón $\Delta \sigma_F^0$. Haciendo en la fórmula [14] $\omega_p = 0$ y sustituyendo $\Delta \sigma_F^0$ por su valor:

$$\Delta \sigma_F^0 = \Delta \sigma_F^\infty \frac{\sigma_a(0)}{\sigma_a(0) - \Delta \sigma_a}$$

se obtiene una ecuación de segundo grado en $\Delta \sigma_a$ cuya raíz válida es la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma_a = \frac{\Delta \sigma_F^\infty + \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_R - \xi \Delta \sigma_R (\Delta \sigma_F^\infty + \Delta \sigma_r)}{1 + \omega_a m_a (1 - \xi \Delta \sigma_R)} \quad [19]$$

La validez de las fórmulas expuestas en este estudio teórico puede comprobarse de la forma siguiente:

- se determinan experimentalmente las pérdidas elementales $\Delta \sigma_F$, $\Delta \sigma_r$, y $\Delta \sigma_R$ mediante los ensayos clásicos de fluencia, retracción y relajación;
- se calculan, mediante las fórmulas [14] y [16], las pérdidas de tensión en la armadura activa y las deformaciones diferidas del hormigón, para confrontarlas con los resultados directos obtenidos en los ensayos de fluencia y relajación combinados.

Los ejemplos comparativos recogidos en la tabla I y en las figuras 2 y 3 muestran la buena concordancia entre los resultados teóricos y los experimentales. Lo mismo ocurre en el conjunto de estudios comparativos llevados a cabo en el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, incluidos en el informe completo del trabajo de investigación realizado.

TABLA I

Comparación entre los resultados teóricos y los experimentales (fórmulas 14 y 16)

Tensión inicial de la armadura activa: 115 kp/mm²

Edad del hormigón en el momento de la introducción del pretensado: 28 días

Area de la sección de la probeta: 200 cm²

	Armaduras pasivas	Ninguna		6 φ 6		6 φ 10	
		Teóricos	Experimentales	Teóricos	Experimentales	Teóricos	Experimentales
	$\omega_p = s_p/s_b$	0 %		0,85 %		2,36 %	
	Valores	Teóricos	Experimentales	Teóricos	Experimentales	Teóricos	Experimentales
Pérdidas de tensión en las armaduras activas (en kp/mm ²)	Al mes	20,75	19,05	19,70	18,30	18,30	17,80
	A los 3 meses	25,40	23,70	24,00	22,70	22,05	21,50
	A los 6 meses	28,45	26,85	26,60	25,95	24,40	24,00
Deformaciones diferidas del hormigón (en μ/m)	Al mes	615	545	523	510	415	370
	A los 3 meses	850	760	710	715	550	515
	A los 6 meses	1.020	915	840	865	635	635

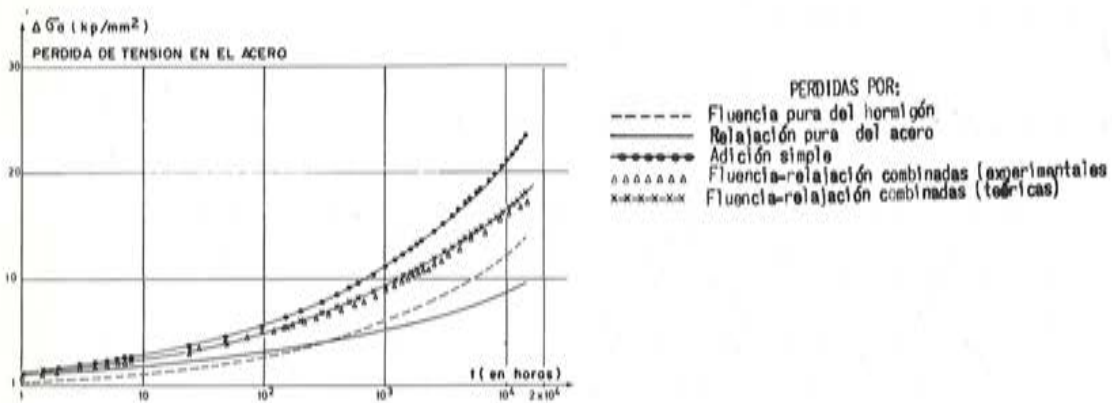


Figura 2

Comparación entre los valores teóricos y los experimentales de la pérdida de tensión diferida de las armaduras activas, y demostración de la supervaloración que se produce al aplicar el método de adición de las pérdidas elementales.

$$\omega_a = 3,38 \times 10^{-2}; \omega_p = 0;$$

$$\sigma_a (o) = 96,8 \text{ kp/mm}^2; \sigma_b (o) = 327 \text{ kp/cm}^2$$

Edad del hormigón en el momento de la introducción del pretensado: 6 meses.

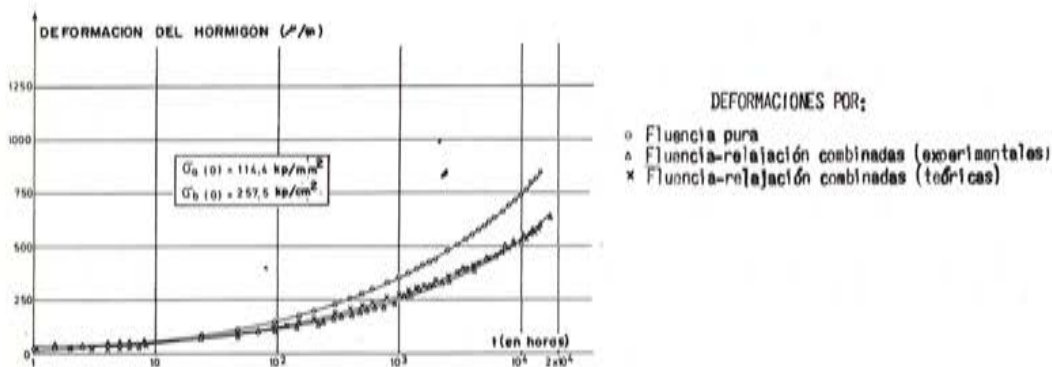


Figura 3

Deformaciones diferidas teóricas y experimentales. La curva de fluencia del hormigón a tensión constante se incluye a título comparativo.

$$\omega_a = 2,25 \times 10^{-2}; \omega_p = 0;$$

Edad del hormigón en el momento de la introducción del pretensado: 6 meses.

2. ESTUDIO EXPERIMENTAL

A falta de dispositivos experimentales apropiados, se idearon y pusieron a punto para este trabajo de investigación, en el L.C.P.C., un conjunto de dispositivos específicos (figura 4).

El aparato de "fluencia y relajación combinadas" (figura 4b), permite simular un elemento de hormigón pretensado axialmente comprimido. En el ensayo que con este aparato se puede realizar, la fuerza de pretensado se aplica mediante alambres que se tensan entre dos cabezales muy rígidos separados por una probeta cilíndrica de hormigón. En diferentes etapas, se miden simultáneamente la fuerza residual de pretensado y la variación de la longitud del sistema conjunto cuyo equilibrio evoluciona libremente.

La medición de la fuerza se efectúa por medio de un dinamómetro hidráulico de nueva concepción, muy bien adaptado a los ensayos de larga duración (coste reducido); ausencia de células o elementos sensibles en funcionamiento continuo; posibilidad de recalibrar los aparatos de medida susceptibles de descorregirse a lo largo del tiempo, etc.). Se compone (figura 4c) de una célula de carga, intercalada entre uno de los dos cabezales del aparato y la probeta de hormigón, quedando así sometida a la fuerza que se desea medir, y de un circuito para la medición de la fuerza, exterior al aparato. Entre la célula y el cabezal en contacto, se forma una cámara que se hace estanca mediante una junta de estanquidad. La medición consiste en provocar y medir (con una precisión del orden de $0,1 \text{ kp/cm}^2$), con ayuda del circuito de medida, una presión en la cámara estanca suficiente para separar ligeramente (del orden de 30μ), la célula del cabezal. Un tarado previo del aparato permite determinar, en función de la presión medida, la fuerza ejercida por los alambres, con una elevada precisión (del orden de 10^{-4}).

Para medir la deformación, se utiliza un comparador mecánico que da directamente una lectura media de la deformación de todas las generatrices de la probeta de hormigón.

El aparato está ideado de forma que se puede variar la sección de la armadura tesa aumentando el número de alambres.

El programa experimental realizado en el curso de este estudio comparativo comprende, además de los ensayos de fluencia y relajación combinadas, los ensayos clásicos de fluencia del hormigón y de relajación de los alambres. Los dispositivos utilizados para la realización de estos dos últimos tipos de ensayo, se han obtenido introduciendo en el aparato anteriormente descrito las siguientes modificaciones:

- en el dispositivo para medir la fluencia del hormigón (figura 4a), se ha añadido un sistema oleoneumático para mantener constante la fuerza a lo largo del tiempo;
- el dispositivo para determinar la relajación de los alambres es idéntico al aparato de "fluencia relajación combinadas" con la única excepción de que, en este caso, la probeta de hormigón se sustituye por una probeta de acero que garantiza, como consecuencia de la débil sollicitación que soporta (del orden de los 2 kp/mm^2), el mantenimiento de los alambres a longitud constante.

El programa experimental hasta la fecha desarrollado comprende un conjunto de 25 ensayos. Los parámetros estudiados han sido: la magnitud de la tensión inicial del hormigón y de la armadura activa, la edad del hormigón en el momento de la introducción del pretensado, las etapas de aplicación del pretensado y la cuántía de armaduras pasivas.

Las principales conclusiones deducidas de los ensayos de larga duración llevados a cabo son las siguientes:

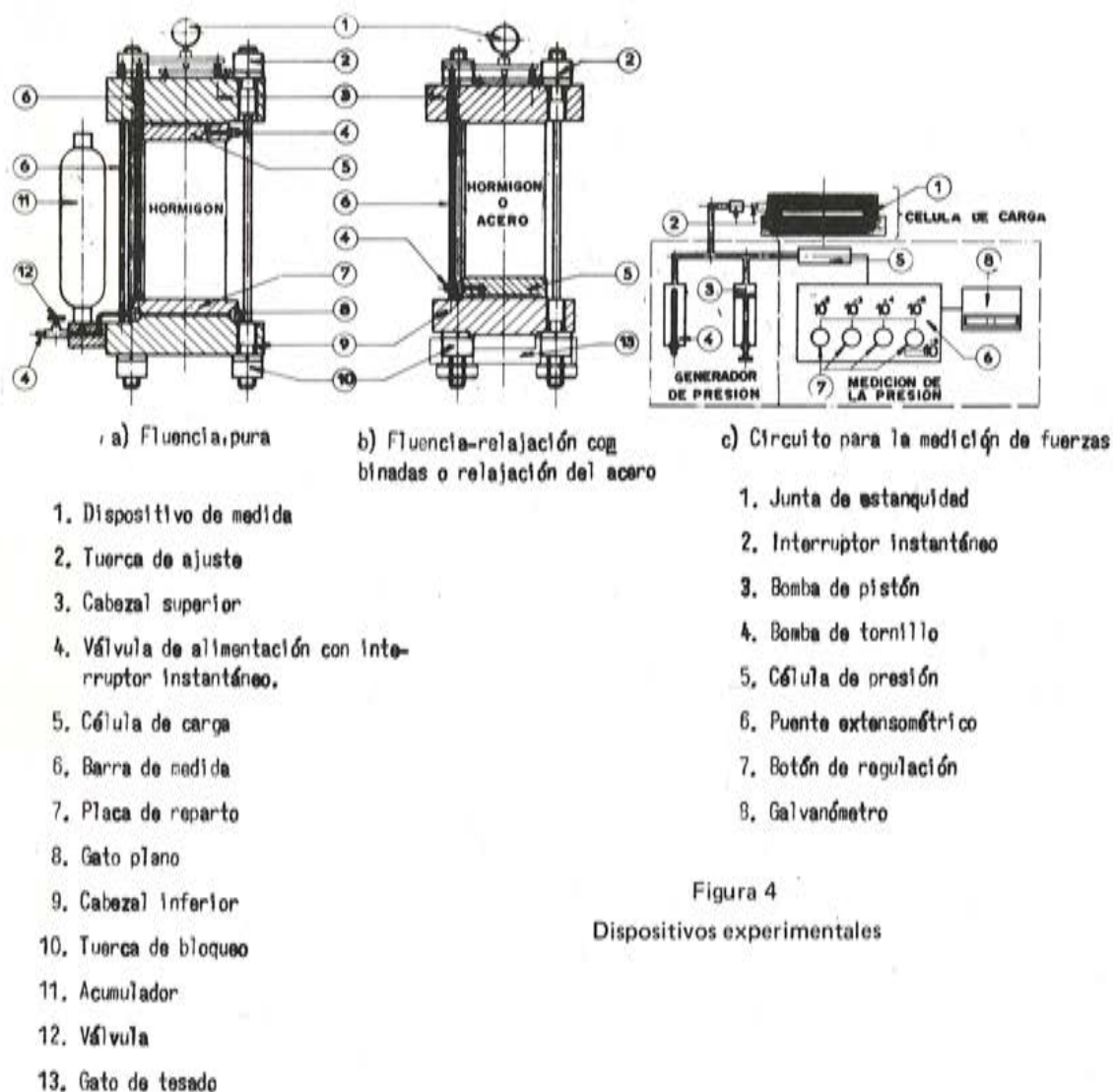


Figura 4
Dispositivos experimentales

2.1 Relajación aparente (o a longitud decreciente) de las armaduras activas

Por definición, la relajación de un material, a una temperatura dada, es la variación de su estado de tensión cuando se le mantiene a longitud constante a dicha temperatura. Las armaduras activas de los elementos de hormigón pretensado, no trabajan a longitud constante sino a longitud decreciente, a causa de la fluencia y la retracción del hormigón. Esta disminución de longitud reduce la intensidad del fenómeno de relajación. A la fracción remanente de relajación, en las Recomendaciones FIP-CEB se la denomina "relajación aparente".

En los ensayos de fluencia y relajación combinadas, se miden el acortamiento y la pérdida de tensión de la armadura. De estas mediciones se deduce directamente la relajación aparente, restando de la pérdida total medida, la variación elástica de tensión originada por el acortamiento que experimenta la armadura como consecuencia del acortamiento del hormigón.

La comparación entre la "relajación a longitud constante" y la "relajación aparente" demuestra que la disminución de longitud de las armaduras reduce considerablemente el valor y la velocidad de la relajación y llega a detener totalmente este fenómeno al cabo de

un tiempo, t_c , relativamente corto ($0 \text{ horas} < t_c < 25.000 \text{ horas}$) en comparación con la duración del fenómeno de la relajación a longitud constante (figuras 5 y 6). El acero actúa entonces como un material de comportamiento elástico, incluso si la magnitud de su tensión residual es todavía importante y francamente superior a su límite de elasticidad (figura 5). La fracción de la pérdida de pretensado diferida que se produce después de un cierto plazo, puede considerarse, por consiguiente, como enteramente originada por las variaciones dimensionales del hormigón.

El plazo de estabilización o "tiempo de parada", t_c , y el valor de la relajación aparente se pueden estimar, sin necesidad de recurrir a ninguna hipótesis, mediante un método que consiste en dividir el tiempo en intervalos sucesivos $t_0 - t_1, t_1 - t_2, \dots, t_i - t_{i+1}$ y calcular, para cada uno de estos intervalos, la relación K entre la fracción de la pérdida de tensión y la fracción de la deformación propia que experimenta el acero entre t_i y t_{i+1} :

$$K_{t_m} = \frac{\Delta \sigma_{t_{i+1}} - \Delta \sigma_{t_i}}{\Delta \epsilon_{t_{i+1}} - \Delta \epsilon_{t_i}}$$

En esta expresión:

$\Delta \sigma, \Delta \epsilon$ = pérdida de tensión y deformación, totales, del acero, respectivamente;

t_m = media del intervalo $t_i - t_{i+1}$.

La estabilización de la relajación se alcanza cuando la relación K se hace constante o, dicho de otro modo, cuando $\Delta \sigma$ evoluciona proporcionalmente a $\Delta \epsilon$, de acuerdo con la ley de Hooke. La "relajación aparente" se calcula entonces mediante la fórmula:

$$\Delta \sigma_{ap} = \Delta \sigma - K_s \Delta \epsilon$$

siendo K_s el valor estabilizado del coeficiente K , valor que no es otro que el módulo de elasticidad instantáneo del acero.

De acuerdo con los resultados experimentales, para una calidad y una tensión dadas del acero, la rapidez de la estabilización y la magnitud de la reducción experimentada por la relajación, dependen únicamente de la fluencia y la retracción del hormigón. Por consiguiente, cuando estos dos fenómenos, fluencia y retracción del hormigón, evolucionan a velocidades elevadas (estas velocidades dependen esencialmente de la composición del hormigón, de las condiciones climáticas, de la edad del hormigón en el momento de la introducción del pretensado y de la magnitud de su compresión inicial), la utilización de armaduras de relajación relativamente elevada puede conducir a una pérdida diferida de tensión poco superior a la que se produciría utilizando armaduras de muy baja relajación. Por el contrario, este último tipo de armaduras ofrece, desde este punto de vista, especial interés cuando la fluencia y retracción del hormigón evolucionan a velocidades moderadas.

Otra consecuencia del fenómeno de la estabilización de la relajación es la de reducir la importancia del problema que en la práctica se plantea cuando se trata de determinar el valor de la relajación pura final de las armaduras de pretensado. Dicho valor es difícil de determinar experimentalmente, dada la duración excesivamente larga del fenómeno cuando éste se efectúa a longitud constante. Hasta el presente, en ningún ensayo ha sido posible llegar a un valor estabilizado de la relajación, a pesar de que varios de ellos se han proseguido durante más de una decena de años.

Esta estabilización de la relajación, en definitiva, significa que los valores de la relajación correspondientes a un plazo medio (del orden de las 20.000 horas) son, en general, suficientes para poder valorar la influencia de la relajación en el comportamiento a largo plazo de las estructuras pretensadas.

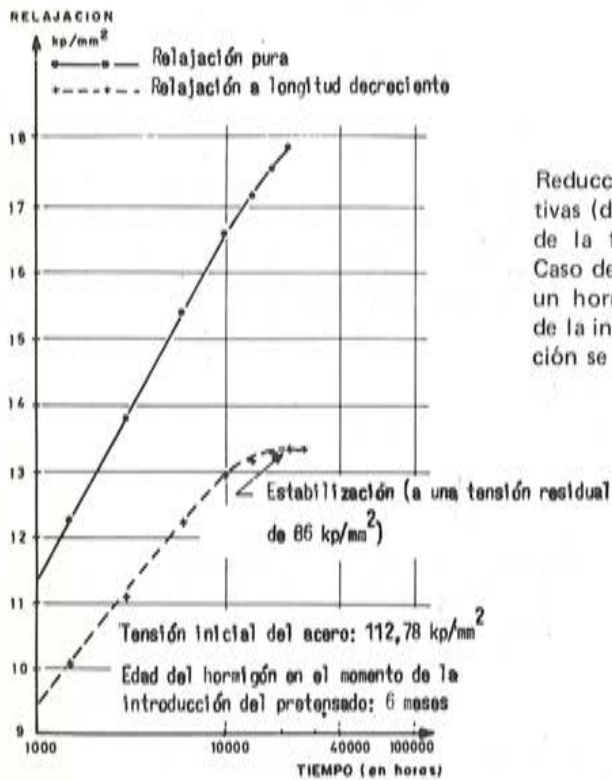


Figura 5

Reducción de la relajación de las armaduras activas (de relajación normal) como consecuencia de la fluencia y la retracción del hormigón. Caso de una tensión inicial σ_a (o) elevada y de un hormigón de mucha edad en el momento de la introducción del pretensado. La estabilización se produce al cabo de un tiempo del orden de las 25.000 horas.

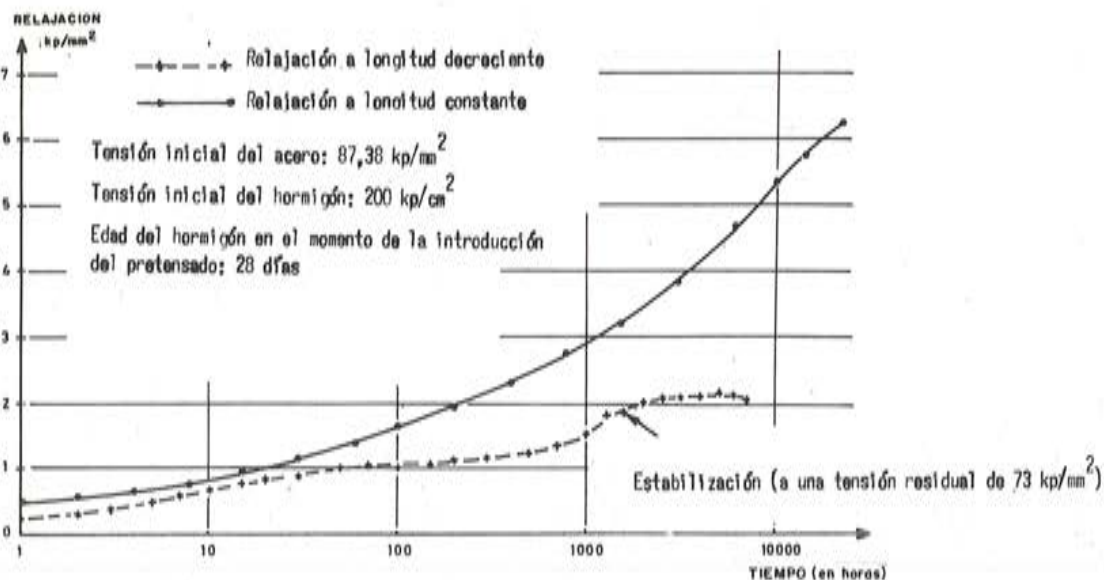


Figura 6

Reducción de la relajación de las armaduras activas (relajación normal) en el caso de reducida tensión inicial, σ_a (o), y de un hormigón joven en el momento de la introducción del pretensado. La estabilización se produce al cabo de un tiempo del orden de las 2.500 horas.

2.2. Influencia de la tensión inicial de las armaduras de pretensado

Una misma compresión inicial del hormigón puede obtenerse utilizando, o bien pocas armaduras fuertemente tesas, o bien muchas armaduras sometidas a una pequeña tensión.

Los resultados de los ensayos efectuados demuestran (tabla II) que cuando la fluencia y la retracción del hormigón son importantes, la solución que permite conseguir la menor pérdida de compresión en el hormigón consiste en utilizar el mínimo de armaduras sometidas a la tensión más elevada posible (dentro de los límites impuestos por las condiciones en que han sido realizados estos ensayos y las hipótesis de trabajo admisibles).

TABLA II

Influencia de la tensión inicial de las armaduras activas, en las pérdidas diferidas de pretensado
(Tensión inicial del hormigón: 200 kp/cm²)

Al cabo de	Edad del hormigón en el momento de la introducción del pretensado (Días)	Fluencia bajo tensión constante de 200 kp/cm ² (μ/m)	Solución con armaduras sometidas a tensión elevada. Tensión inicial con 3 φ 12 = 113 kp/mm ² = 0,79 R _G		Solución con armaduras sometidas a pequeña tensión. Tensión inicial con 4 φ 12 = 89 kp/mm ² = 0,63 R _G	
			Disminución de la compresión en el hormigón (%)	Pérdida de tensión en las armaduras (kp/mm ²)	Disminución de la compresión en el hormigón (%)	Pérdida de tensión en las armaduras (kp/mm ²)
1 mes	3	1.615	19,6	22,3	22,6	19,7
	7	1.290	17,4	19,5	19,9	18,2
	28	890	17,4	19,8	13,9	12,3
6 meses	3	2.260	26,2	30,0	30,7	26,8
	7	1.930	24,1	27,1	27,9	25,5
	28	1.450	23,4	27,0	22,0	19,7
1 año	3	2.500	28,7	32,8	33,8	29,3
	7	2.170	26,5	29,7	31,1	28,3
	28	1.660	25,9	29,7	25,3	22,4

Esta conclusión no es más que una consecuencia directa de la reducción de la relajación de las armaduras, debida a la fluencia y la retracción del hormigón, explicada en el párrafo anterior. Según puede apreciarse, como resultado de esta reducción las pérdidas de tensión en las armaduras activas difieren muy poco de una solución a otra. La disminución de la fuerza de pretensado a que se encuentra sometido el hormigón es, por consiguiente, tanto mayor cuanto más elevada es la cantidad de armaduras utilizada.

Cuando la fluencia y la retracción del hormigón son pequeñas, la disminución de la compresión en el hormigón es, a corto plazo, inferior en la solución a base de gran cantidad de armaduras. Sin embargo, a largo plazo, cuando la relajación está ya suficientemente atenuada, esta ventaja se va perdiendo gradualmente y puede incluso llegar a ser más ventajosa la solución a base de pocas armaduras. Resulta, por consiguiente, justificado pensar,

cuando no se tiene en cuenta más que el problema de las pérdidas diferidas de pretensado debidas al comportamiento reológico del hormigón y de las armaduras, que interesa someter las armaduras activas a la tensión inicial más elevada posible. Sin embargo, los riesgos de rotura de las armaduras durante su tesado, así como el peligro de roturas diferidas por corrosión bajo tensión, hacen que se considere preferible para la durabilidad de las estructuras, limitar la tensión inicial a un valor del mismo orden que el límite de proporcionalidad entre tensiones y deformaciones del acero utilizado.

2.3. Fluencia del hormigón bajo tensión decreciente

La fluencia del hormigón en los elementos pretensados se produce bajo tensión decreciente. Los ensayos efectuados demuestran que esta disminución de tensión reduce sensiblemente las deformaciones diferidas con respecto a las que se producirían si la misma carga inicial se mantuviese constante (tabla III).

TABLA III

Reducción de las deformaciones diferidas del hormigón (en %) bajo el efecto de las pérdidas de pretensado
Tensión inicial del hormigón: 200 kp/cm² $\omega_p = 0$

Al cabo de	Edad del hormigón en el momento de la introducción del pretensado (días)	Fluencia y retracción bajo tensión constante de 200 kp/cm ² (μ/m)	Solución con armaduras sometidas a elevada tensión (0,79 R _G)	Solución con armaduras sometidas a débil tensión (0,63 R _G)
1 mes	7	1.290	53,5	30,6
	28	890	43,0	29,1
6 meses	7	1.930	49,2	29,3
	28	1.450	33,1	28,0
1 año	7	2.170	48,6	31,1
	28	1.660	39,4	30,1

La magnitud de las reducciones observadas (que pueden llegar al 50 por 100 de los valores de la fluencia bajo tensión constante) es el resultado de la superposición de los dos efectos siguientes: reducción de la intensidad de la fluencia como consecuencia de la disminución de la compresión del hormigón, y aumento de longitud por la reacción elástica que experimenta el hormigón cuando se descarga al reducirse la fuerza de pretensado.

Los resultados experimentales demuestran (tabla III) que para una misma compresión inicial del hormigón, la reducción de la fluencia del hormigón es tanto mayor cuanto más elevada es la relajación de las armaduras (bien a causa de su elevada tensión inicial o debido a la calidad del acero). Esto significa, desde el punto de vista práctico, que la relajación de las armaduras puede resultar, en algunos casos, beneficiosa; especialmente cuando interesa atenuar los fenómenos de adaptación que las estructuras hiperestáticas experimentan a consecuencia de las deformaciones diferidas del hormigón.

2.4. Determinación experimental del valor del coeficiente del término de corrección de la fórmula propuesta en las Recomendaciones FIP-CEB para calcular las pérdidas diferidas de la fuerza de pretensado

Según las Recomendaciones FIP-CEB, la pérdida total de pretensado, $\Delta \sigma_T$, se calcula a partir de las pérdidas elementales originadas por la fluencia del hormigón bajo el pretensado final $\Delta \sigma_F^{\infty}$, por la retracción del hormigón, $\Delta \sigma_r$, y por la relajación de las armaduras, $\Delta \sigma_R$, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\Delta \sigma_T = \Delta \sigma_F^{\infty} + \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_R - \frac{k}{\sigma_a(0)} \Delta \sigma_R (\Delta \sigma_F^{\infty} + \Delta \sigma_r)$$

en la cual $\sigma_a(0)$ es la tensión inicial de las armaduras, y k un coeficiente empírico al cual se le asignaba el valor 3 en el texto publicado después del Congreso de Praga de 1970 y que se redujo a la unidad en los Complementos de dicho texto redactados en 1972.

La determinación experimental de los valores de $\Delta \sigma_T$, $\Delta \sigma_F$, $\Delta \sigma_r$ y $\Delta \sigma_R$ han permitido calcular los valores de dicho coeficiente correspondientes al conjunto de ensayos realizados sobre "fluencia y relajación combinadas".

Los valores así obtenidos para dicho coeficiente k , se sitúan en general entre los dos propuestos por las Recomendaciones FIP-CEB, es decir, entre 1 y 3.

El valor de $k=1$ conduce a resultados que quedan, normalmente, del lado de la seguridad.

2.5. Influencia de las armaduras pasivas, sobre las pérdidas de pretensado y las deformaciones diferidas

En los elementos de hormigón pretensado con armaduras pasivas, la retracción del hormigón se ve coartada por la presencia de dichas armaduras (tabla IV). Lo mismo ocurre con las armaduras de pretensado en el caso de piezas con armaduras pretesas.

TABLA IV

Reducción de la retracción libre del hormigón, debida a la presencia de armaduras pasivas

Al cabo de	Cantidad de armaduras pasivas	6 ϕ 6	6 ϕ 8	6 ϕ 10	6 ϕ 12
	$\omega_p = s_p/s_b$	(0,85 %)	(1,51 %)	(2,36 %)	(3,39 %)
	Retracción del hormigón, sin armaduras (μ/m)	Tanto por ciento de reducción			
3 meses	265	12,8	21,5	28,3	40,5
6 meses	338	11,5	21,3	29,3	41,4

Una vez introducido el pretensado, las armaduras pasivas continúan coartando también la fluencia del hormigón, dando lugar a una reducción de las deformaciones diferidas (tabla

V), y a un fenómeno que puede asimilarse físicamente a una absorción progresiva de la compresión del hormigón por las armaduras pasivas. Esto da lugar a una transferencia de las tensiones de compresión del hormigón a las citadas armaduras pasivas.

Podría creerse, a primera vista, que la reducción de la fluencia y retracción del hormigón daría lugar a una disminución de las pérdidas de tensión en las armaduras activas. No obstante, como se ha explicado en el apartado 2.1, las pérdidas de tensión de las armaduras activas pueden descomponerse en dos partes: una, elástica, debida a la disminución del alargamiento de dichas armaduras a causa de la influencia de las deformaciones diferidas del hormigón armado, y la otra, viscosa, llamada "relajación aparente"

La reducción de las deformaciones diferidas provoca, por una parte, una disminución de la parte elástica de las pérdidas y, por otra, un aumento de la parte viscosa. Estos dos efectos, de sentidos opuestos, se compensan; y la pérdida total en las armaduras activas parece que apenas resulta afectada por la presencia de las armaduras pasivas.

TABLA V

Reducción de las deformaciones diferidas del hormigón, como consecuencia de la presencia de las armaduras pasivas en los elementos con pretensado parcial

Tensión inicial de las armaduras activas: 115 kp/mm²

Edad del hormigón en el momento de la introducción del pretensado: 28 días

Area de la sección de la probeta: 200 cm²

Al cabo de	Cantidad de armaduras pasivas	6 φ 6	6 φ 8	6 φ 10	6 φ 12
	$\omega_p = s_p/s_b$	(0,85 %)	(1,51 %)	(2,36 %)	(3,39 %)
	Deformaciones del hormigón sin armaduras (μ/m)	Tanto por ciento de reducción			
3 meses	760	5,9	19,0	32,2	40,2
6 meses	915	5,5	17,5	31,7	38,8

Los resultados obtenidos en una serie de ensayos realizados, con el aparato de fluencia y relajación combinadas, sobre probetas de hormigón armado, confirman el razonamiento expuesto (tabla I).

Contrariamente a lo que ocurre con las pérdidas de tensión en las armaduras activas, las pérdidas de compresión en el hormigón resultan fuertemente influenciadas por la presencia de armaduras pasivas (tabla VI). Esto es debido al hecho de que estas pérdidas son consecuencia de dos causas diferentes cuyos efectos se acumulan:

- una pérdida debida a la caída de tensión de las armaduras activas;
- una pérdida debida al fenómeno de la transferencia de tensiones entre el hormigón y las armaduras pasivas, ya mencionado anteriormente, y que tiene como origen las deformaciones diferidas. Efectivamente; estas deformaciones afectan, por adherencia, a las armaduras pasivas, en las cuales se produce así un aumento de sus tensiones de compresión. El equilibrio de esfuerzos exige que este aumento se vea compensado

por una disminución de las tensiones en el hormigón.

La tabla VI, deducida de los ensayos realizados sobre elementos de hormigón con pretensado parcial, demuestra que al cabo de 6 meses y para una cuantía de armaduras pasivas igual al 3,4 por 100, la pérdida de compresión del hormigón parcialmente pretensado es del orden del doble de la que experimenta el hormigón pretensado, sin armaduras pasivas.

TABLA VI

Pérdidas de compresión en el hormigón (en tanto por 100) en elementos con pretensado parcial

Tensión inicial de las armaduras activas: 115 kp/mm²

Edad del hormigón en el momento de la introducción del pretensado: 28 días

Area de la sección de la probeta: 200 cm²

Cantidad de armaduras pasivas	nada	6 ϕ 8	6 ϕ 12
$\omega_p = s_p/s_b$	(0 %)	(1,51 %)	(3,39 %)
Tensión inicial del hormigón (kp/cm ²)	198,9	179,0	162,0
Al cabo de un mes	16,1	22,9	30,7
Al cabo de tres meses	20,2	30,6	41,5
Al cabo de seis meses	22,8	35,8	48,5

De ello se deduce que el empleo de una elevada cuantía de armaduras pasivas (longitudinales) reduce, a largo plazo, el momento de fisuración del hormigón. Esta conclusión parece confirmada por los ensayos sobre viguetas efectuados en la Universidad de Southampton, en Estados Unidos, en 1970-1971, por Paul W. Abeles y Richard Kung*.

3. CONCLUSION

Del trabajo de investigación teórica y experimental, realizado para estudiar la interacción entre los fenómenos de fluencia y retracción del hormigón, por una parte, y de la relación de las armaduras, por otra, en las estructuras de hormigón pretensado con armaduras postesas, se deduce una ley que permite estimar la pérdida de pretensado diferida, originada por dichos fenómenos, cuando se conocen las características mecánicas y reológicas de los materiales en el momento de la aplicación del pretensado, así como las magnitudes de las acciones a que se encuentran sometidos dichos materiales, y las características geométricas de la estructura.

De los resultados experimentales obtenidos pueden deducirse normas para la elección de los materiales y de sus condiciones de trabajo, que permiten alcanzar las óptimas condiciones de utilización de los materiales constituyentes del hormigón pretensado.

La aplicación de los resultados de estos trabajos de investigación puede resultar beneficiosa, tanto para la seguridad de las estructuras de hormigón pretensado como para su economía.

* Paul W. Abeles y Richard Kung. "Prestress Losses due to the Effect of Shrinkage and Creep on Non Tensioned Steel". ACI Journal, enero 1973.

Traducido por: R. Piñeiro

I.* Observaciones a los ensayos acelerados empleados para caracterizar la susceptibilidad a la corrosión fisurante bajo tensión (C.F.B.T.)

Por J. Climent
Laboratorio Central de
Ensayo de Materiales

INTRODUCCION

En la actualidad no existe una norma de ensayo, aceptada oficialmente por todos los países miembros de la F.I.P., para caracterizar la susceptibilidad a la c.f.b.t. de los aceros de alta resistencia empleados en el pretensado y postensado. Los criterios, para la selección de estos materiales, se han basado en la introducción del hidrógeno de la solución en el acero bajo tensión y anotar el tiempo de rotura, t_R . Para realizar esto existen varias modalidades; una de ellas es por vía electroquímica, empleando la solución 0,1N de H_2SO_4 ó 0,1-0,5 N de HCl y una corriente catódica de 1 mA/cm² aproximadamente. En la descarga del protón bajo estas condiciones, el potencial oscila entre -0,8V y -1,2V. Estos ensayos no son muy reproducibles y se están abandonando.

La otra modalidad es por vía química; el proceso redox que tiene lugar en la interfase acero/medio, produce la descarga del hidrógeno. Una de las soluciones patrón empleadas en este procedimiento es la del tiocianato al 20 por. 100 en peso. Actualmente, ésta es la que goza del mayor número de adeptos dentro de la F.I.P. (1) por su reproducibilidad. El potencial del acero en esta solución es prácticamente constante e igual a -0,74V.

El presente trabajo expone los resultados parciales de investigación de algunos años en el Laboratorio Central con los ensayos de tiocianato y de polarización catódica. La elección de un sistema de representación de los resultados revela la existencia de un parámetro ligado a los fenómenos electroquímicos superficiales. Asimismo se comenta que el criterio de selección empleado en estos ensayos es bastante deficiente.

* Primera parte.

TRABAJO EXPERIMENTAL

Los materiales usados en el presente trabajo son aceros al carbono de alta resistencia, análogos a los empleados en las construcciones pre-postensadas. Su composición química (Tabla I), propiedades mecánicas (Tabla II) y características microestructurales (figs. 1 y 2) encajan en las normas correspondientes.

Las figs. 1 y 2 representan diferentes estados estructurales en las etapas de fabricación de los mismos. Se han elegido cuatro calidades comerciales que representan a la producción nacional, y para fines comparativos una calidad diferente de procedencia extranjera. Entre estas cinco calidades de aceros, dos son trefilados y envejecidos; dos trefilados y estabilizados, y el restante está laminado en caliente hasta un diámetro de siete mm. y un tratamiento térmico final de templado y revenido. Todos tienen un diámetro final de siete mm. aproximadamente. Como referencia en el texto les designaremos:

- 1A.1 (trefilado y envejecido)
- 3A.1 EN (trefilado y envejecido)
- 2A.1 ST (trefilado y estabilizado)
- 3A.1 ST (trefilado y estabilizado)
- 1B.1 (templado y revenido)

La fig. 3 representa un detalle de la parte más importante de la curva de tracción. Se ha trazado un módulo elástico convencional de 20.000 kg/mm^2 . El valor de e_m y Σ , representa la deformación bajo la carga máxima y la estricción respectivamente.

Los ensayos acelerados empleados para caracterizar la susceptibilidad a la c.f.b.t. son:

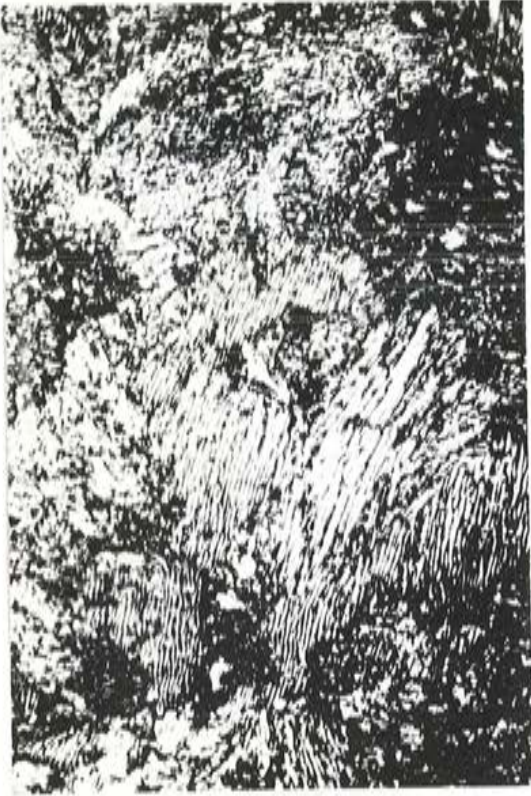
- 1º Solución al 20 por 100 en peso de sulfocianuro amónico.
- 2º Polarización catódica con sulfuro 0,1N y corriente catódica de 1 mA/cm^2 .

Las condiciones experimentales y requisitos de las soluciones empleadas son los prescritos por la F.I.P. (1,2). Sin embargo, aunque este organismo internacional recomienda ensayar el material a una sola carga, es decir, el $0,8 R_m$, siendo R_m la resistencia a tracción, en nuestro estudio hemos explorado cuatro niveles de carga: $0,6 R_m$, $0,7 R_m$, $0,8 R_m$ y $0,9 R_m$.

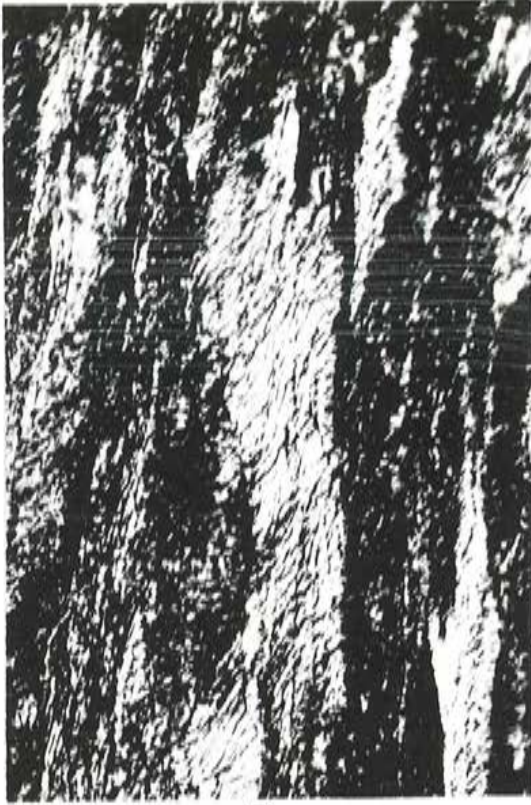
Además del estudio con los aceros descritos, se ha ensayado también con el sulfocianuro amónico y a un solo nivel de carga, el $0,7 R_m$, un acero análogo a éstos de cinco mm. de diámetro designado como 2A.1 ϕ 5 B.F. (Ver Tablas I y II), pero en los siguientes estados metalúrgicos:

- Nº 1. 2A.1 ϕ 5; trefilado, enderezado y revenido a 365°C en baño de plomo 15 segundos.
- Nº 3. 2A.1 ϕ 5; id, durante 60 segundos.
- Nº 5. 2A.1 ϕ 5; id, durante 300 segundos.
- Nº 7. 2A.1 ϕ 5; id, durante 900 segundos.
- Nº 9. 2A.1 ϕ 5; id, durante 1.800 segundos.

Este material se ha ensayado también con dos estados superficiales (piel), es decir, bruto de fabricación y lijado hasta 2/0 con una máquina rotativa para hacer un lijado lo más homogéneo posible.



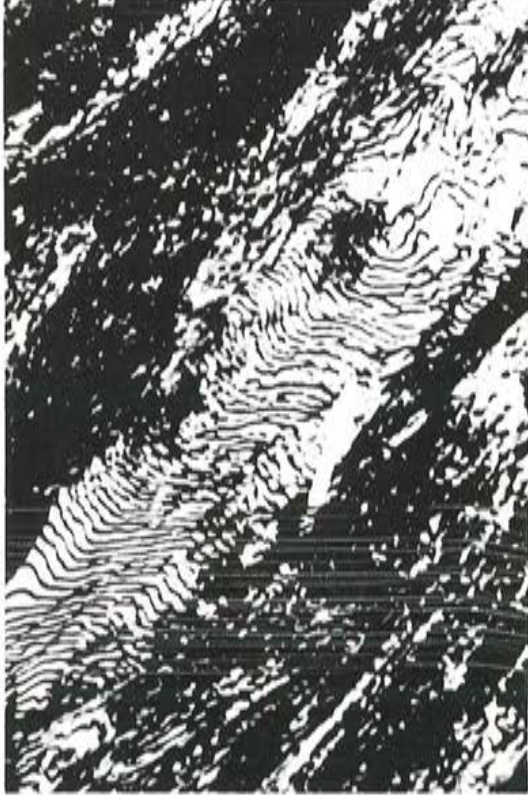
b)



d)

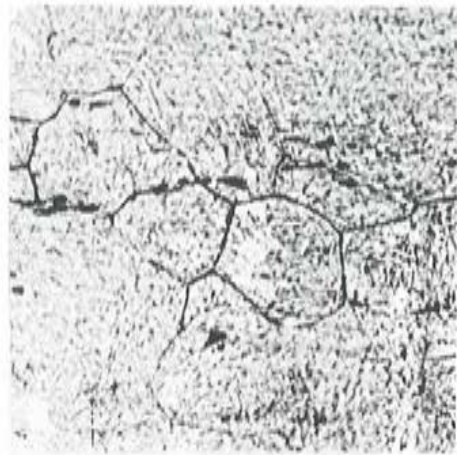


a)



c)

Fig. 1



c)



b)



a)



e)



d)

Fig. 2

TABLA I.—COMPOSICION QUIMICA

Material	% C	% Mn	% Si	% S	% P	% N	% Cr	% Al
1A.1 ϕ 7 EN	0,85	0,63	0,20	0,027	0,013	0,0046	—	—
3A.1 ϕ 7 EN	0,78	0,66	0,17	0,027	0,019	0,0052	—	—
2A.1 ϕ 7 ST	0,77	0,66	0,25	0,02	0,011	0,0056	—	—
3A.1 ϕ 7 ST	0,75	0,76	0,22	0,024	0,020	0,005	—	—
1B.1 ϕ 7 TR	0,72	0,59	0,28	0,020	0,025	0,006	0,018	0,025
2A.1 ϕ 5 B.F.	0,75	0,62	0,24	0,02	0,015	0,005	—	—

TABLA II.—PROPIEDADES MECANICAS

Material	$\sigma_{0,2}$	$\sigma_{m\acute{a}x}$	ϵ_m %	Σ %	Relajaci3n: % σ_i	
					70%	80%
1A.1 ϕ 7 EN	140	166	6,5	35	6,8	12,7
3A.1 ϕ 7 EN	167,7	179,3	5,06	43,4	4,4	9,6
2A.1 ϕ 7 ST	162,7	179,9	5,61	50,5	1,25	2,65
3A.1 ϕ 7 ST	158	174,9	5,47	42,4	1,1	4,8
1B.1 ϕ 7 TR	137,2	149,2	4,55	36	2,8	7,36
2A.1 ϕ 5 B.F.	154	182	2,5	45	—	—

RESULTADOS Y DISCUSION

Al considerar la tensi3n de ensayo como una variable del fen3meno c.f.b.t., obtenemos un conjunto de puntos σ y t_R . Esta 3ltima variable representa el tiempo que dura el acero dentro de la c3lula de ensayo con la soluci3n. El sistema de representaci3n elegido para trazar estos puntos es el empleado por muchos investigadores. Lissner (3), Matthaes (4), etc., es decir, unas coordenadas doblemente logar3tmicas. En ordenadas representamos la probabilidad de fisuraci3n, $\frac{1}{t_R}$ (h^{-1}) y como variable independiente el cociente entre la tensi3n de ensayo y la carga m3xima, σ_i/σ_m . Los resultados obtenidos con el ensayo de sulfocianuro am3nico para el material 1A.1 est3n representados en la fig. 4. Estos valores son el promedio de dos ensayos. En ocasiones si la dispersi3n era muy fuerte se han realizado hasta cuatro ensayos. En esta figura observamos que los resultados experimentales se acoplan bien a la expresi3n:

$$\lg 1/t_R = a \lg \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_m} \right) + \lg b \quad (1)$$

donde:

a = pendiente de la recta

b = constante de dimensiones inverso de tiempo

En la fig. 5 est3n recopilados todos los materiales ensayados. El trazo lleno representa los datos experimentales. En esta representaci3n, el valor de la pendiente "a" es pr3ctica-

mente el mismo para los cuatro aceros trefilados, variando ligeramente el valor de la pendiente para el acero templado y revenido.

La expresión (1) se puede poner de la siguiente forma:

$$\frac{1}{t_R} = b \cdot \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_m}\right)^a \quad (2)$$

Las constantes a y b traducen la susceptibilidad del acero 1A.1 frente al ensayo patrón de tiocianato.

Si imponemos un criterio de selección para un determinado valor de $\frac{\sigma_i}{\sigma_m}$, es evidente que el material que tenga mayor valor de b será el de mayor probabilidad de fisuración, puesto que el valor de $\left(\frac{\sigma_i}{\sigma_m}\right)^a$ es prácticamente el mismo para todos (caso de trefilados). Si el criterio fuera el de la F.I.P., $\frac{10^3}{t_R} \geq 5 \text{ (h}^{-1}\text{)}$ para $\frac{\sigma_i}{\sigma_m} = 0,8$, el orden de susceptibilidad sería (de mayor a menor),

$$3A1 \text{ ST} > 2A1 \text{ ST} > 1B1 > 3A.1 \text{ EN} > 1A.1 \text{ EN}$$

Los resultados obtenidos empleando el ensayo de polarización catódica están recopilados en la fig. 6. Empleando los mismos razonamientos que anteriormente, llegamos a una expresión del mismo tipo que la anterior,

$$\frac{1}{t_R} = b' \cdot \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_m}\right)^{a'}$$

en donde las constantes b' y a' tienen el mismo significado pero valores distintos. Aplicando el mismo criterio de selección que anteriormente, el orden de susceptibilidad ha cambiado, es decir,

$$1B1 > 1A.1 \text{ EN} > 2A.1 \text{ ST}$$

Estos resultados revelan que la probabilidad de fisuración, $\frac{1}{t_R}$, en un ensayo acelerado

de c.f.b.t. viene descrito por una recta en una escala doblemente logarítmica siempre que la tensión de ensayo sea,

$$0,5 < \frac{\sigma_i}{\sigma_m} < 0,9$$

El término $\left(\frac{\sigma_i}{\sigma_m}\right)^a$, según los resultados de las figs. 4 y 5, tiene un valor aproximado, en una misma clase de ensayo de c.f.b.t. y una misma familia de aceros (trefilados, ϕ 7 mm). Representa el efecto del estado tensional en un ensayo dado. Cuanto mayor sea a, el efecto de la tensión será más patente. El parámetro b, de dimensiones inverso del tiempo, traduce el efecto de la interfase acero/medio a una temperatura de ensayo dada. Su valor,

$$b = \frac{1}{t_R} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_i}\right)^a = \frac{1}{t_R} \cdot \left(\frac{1}{0,8}\right)^a$$

tiene más importancia en el cómputo de $\frac{1}{t}$. Los valores de estas constantes son diferentes según sea el ensayo patrón empleado. El acero 1B.1 es muy sensible al ensayo con sulfúrico y en

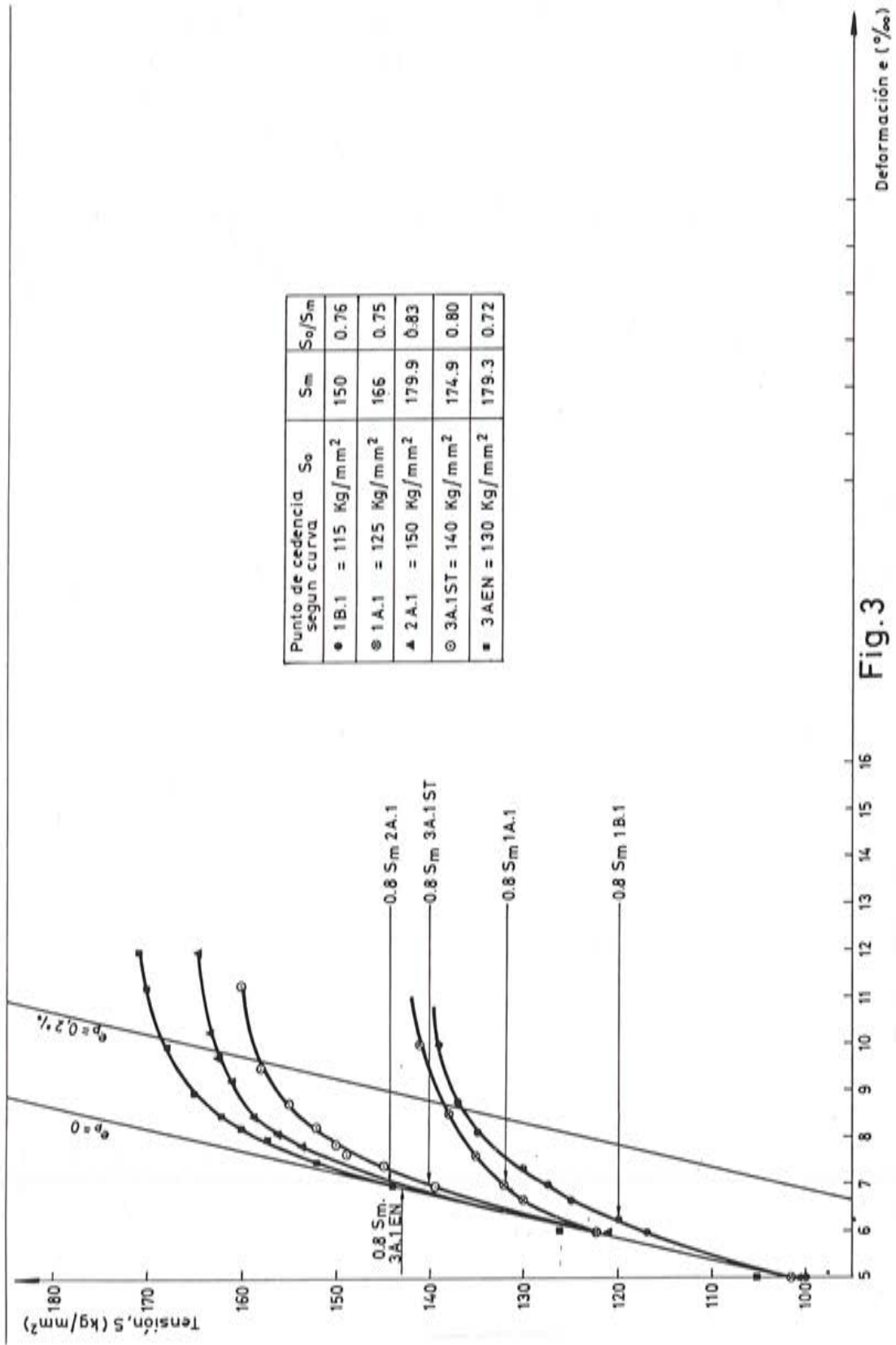


Fig.3

cambio no lo es tanto con el sulfocianuro amónico. Por el contrario, el acero 2A.1 es muy sensible al tiocianato y muy poco al sulfúrico. Seleccionando los aceros frente a la c.f.b.t. con el solo valor de $\frac{1}{t_R}$, el 1B.1 sería totalmente rechazable con el sulfúrico; si lo hacemos con el ensayo de tiocianato, es problemático. Ensayos realizados con el 1B.1 y la piel lijada demuestran que es aceptable al tiocianato. Entonces es evidente que la propia peculiaridad de la piel/medio es lo que hace al 1B.1 rechazable.

En la fig. 7, están representados y resumidos los resultados obtenidos con la serie de materiales 2A.1 ϕ 5 después de cada tiempo de revenido. En el eje de la izquierda (ordenadas) se representa el valor del límite elástico al 0,2 por 100, $\sigma_{0,2}$, en función del calor de activación, Q_a , del proceso de restauración que tiene lugar en el metal deformado durante la etapa de revenido a la temperatura absoluta T, o sea:

$$Q_a = 4.575 T (c + \log t) \quad (3)$$

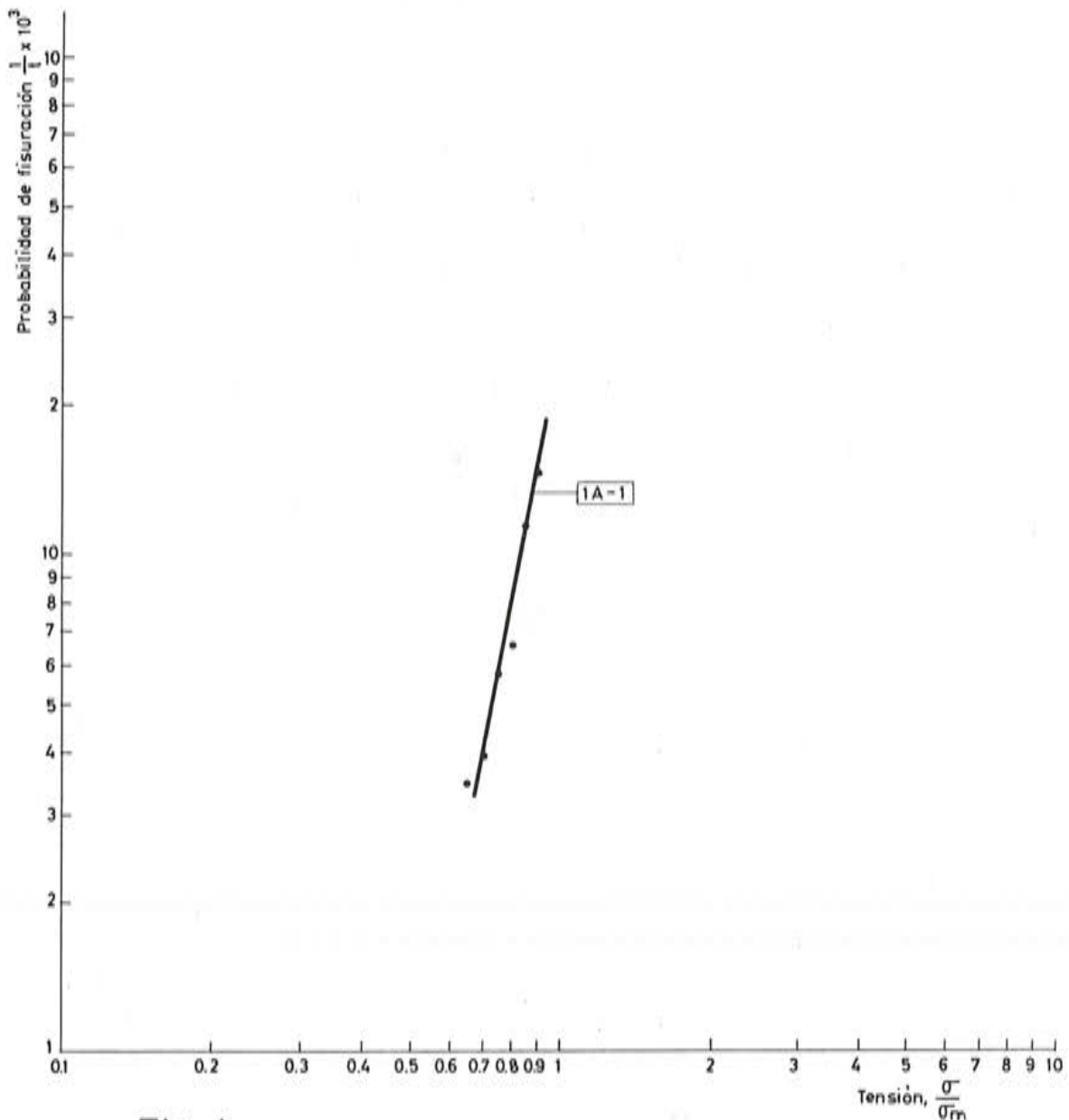


Fig.4

en donde:

T = Temperatura de revenido a 365°C.

t = Tiempo de revenido en segundos

c = constante

Esta constante ha sido determinada para este acero al carbono por Hollomon y Jaffe (5) y dan un valor de

$$c = 17,7 - 5,8 x; \quad x = \% \text{ de carbono del acero.}$$

Sustituyendo valores tenemos,

$$Q_a = 2.918,8 (13,06 + \log t) \text{ cal/mol}$$

En el otro eje de la derecha se representa el tiempo hasta la rotura t_R , obtenido en el

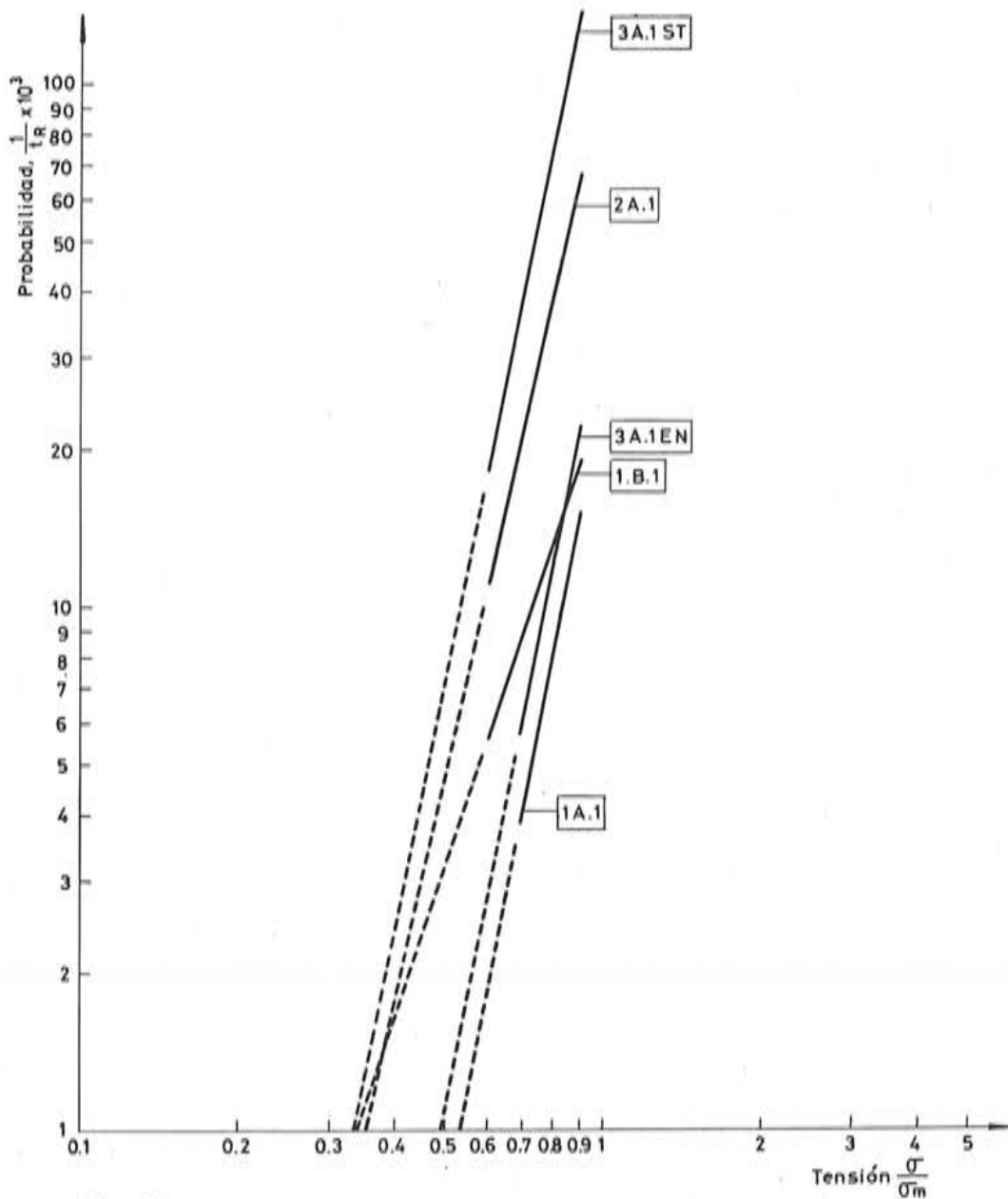
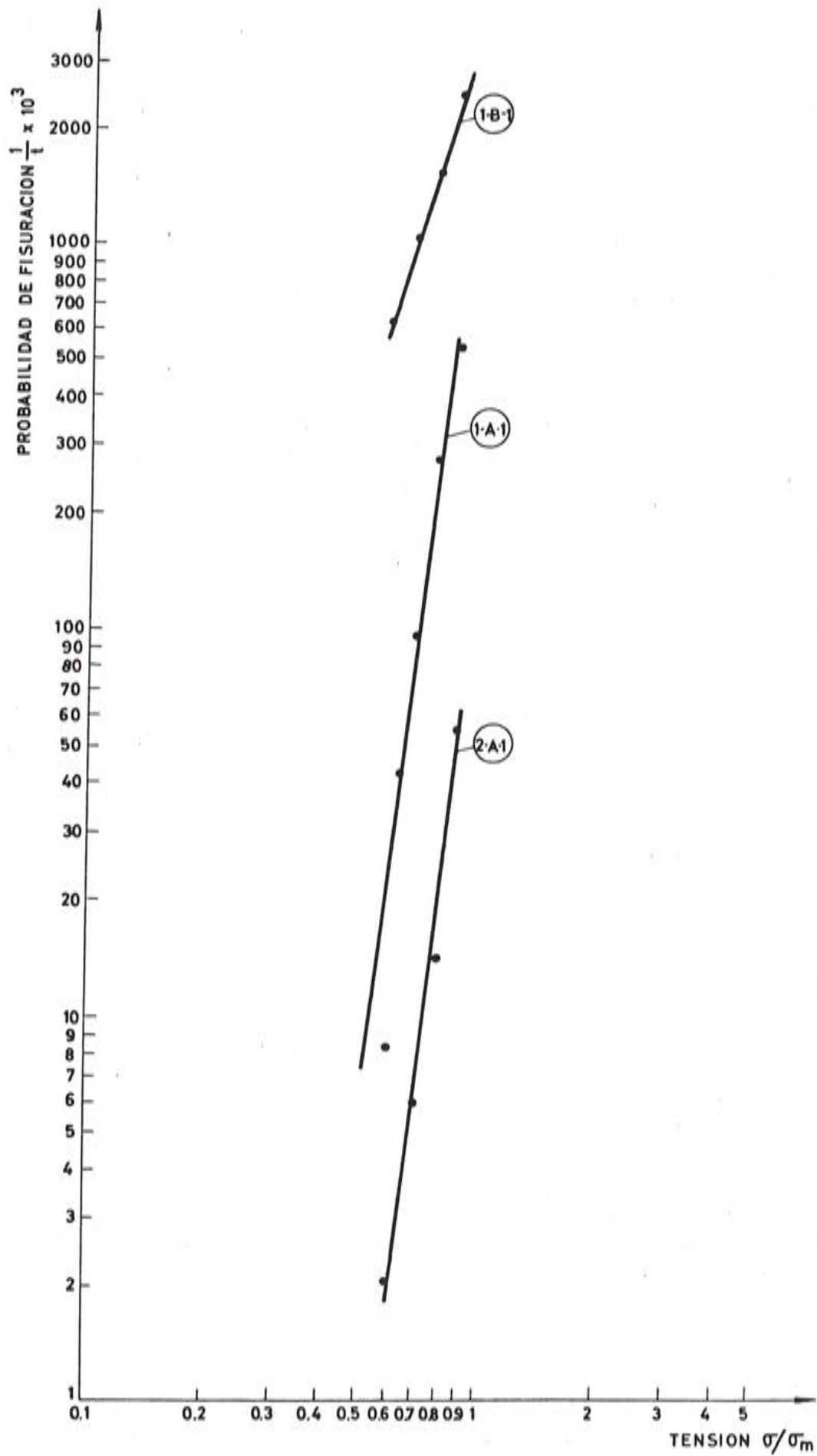


Fig.5



ensayado de tiocianato y computado como $\frac{1}{t_R} (h-1)$.

Cuando un acero está recién deformado (trefilado) tiene una elevada energía interna y una gran densidad de dislocaciones.

Las deformaciones residuales, que permanecen en el retículo después del trefilado, crean un campo tensional conocido como tensiones internas. Estas tienen un marcado efecto en la inducción de la fisuración por c.f.b.t. Si son muy elevadas no hace falta ni la tensión aplicada. Como todos los defectos reticulares son muy sensibles al calor, hasta el punto de poder eliminarlas por un tratamiento prolongado. La cantidad de calor suministrado al acero deformado, durante la etapa de la restauración (revenido) a una cierta temperatura, se invierte en activar los fenómenos que tienen lugar dentro del acero sin modificar su microestructura, es decir, migración de solutos, creación de vacantes, movimiento de dislocaciones y su aniquilamiento, etc. Estos cambios a escala atómica no se conocen bien todavía, sin embargo se activan con el calor y se rigen por la ley de la difusión, o sea

$$1/t = A \cdot e^{-Q_a/RT}$$

en donde, t , es el tiempo de permanencia a la temperatura T ; Q_a es el calor de activación del proceso en cal/mol; y A es una constante de dimensiones inverso de tiempo. Si suponemos para A la frecuencia de vibración atómica de la red, 10^{13} (S^{-1}), obtenemos la fórmula anterior.

En la fig. 7, se ve como, para tiempos de revenido cortos, $t < 60$ segundos, la cantidad de calor Q_a adquiere los valores más bajos y las mayores probabilidades de fisuración. Habría que conocerse con certeza qué procesos son los que han intervenido en el seno de este acero para que hayan dado lugar a un considerable aumento en el límite elástico y a un gran aumento en la deformación bajo carga máxima. Para $t > 60$ s, aumenta el valor de Q_a y el límite elástico, $\sigma_{0,2}$, ya es inferior al valor que tiene el material recién trefilado (línea de trazos). El acero pasa de configuraciones energéticas altas, a otras de más baja energía. En general, vemos que a medida que aumenta el tiempo de revenido disminuye la probabilidad de fisuración, tanto si el acero está lijado como si no lo está. Sin embargo, si la superficie está lijada, el comportamiento es más regular. Compárese en la fig. 7 ambos comportamientos. El valor de "b" es mayor para la superficie bruto de fabricación que para el estado lijado, a igualdad de propiedades mecánicas. Una vez más se confirma la importancia de la piel del material en estos ensayos.

Un resultado importante es ver cómo entre el parámetro Q_a y el límite elástico existe una relación lineal, es decir,

$$\sigma_{0,2} = -K Q_a$$

para los valores de tiempo explorados. Asimismo, a partir de valor $Q_a = 44 \times 10^3$ cal/mol, se cumple bastante bien que,

$$\text{Lg} \frac{1}{t_R} = -K' Q_a =$$

para el material lijado. Si consideramos la energía elástica,

$$E_{0,2} = \frac{\sigma_{0,2}^2}{2E}$$

encontramos que a medida que aumenta la energía elástica del material aumenta su probabilidad de fisuración. Existen un par de valores de temperatura y tiempo, que nos proporcionan el valor de Q_a más idóneo entre propiedades mecánicas y probabilidad de fisuración. Estos

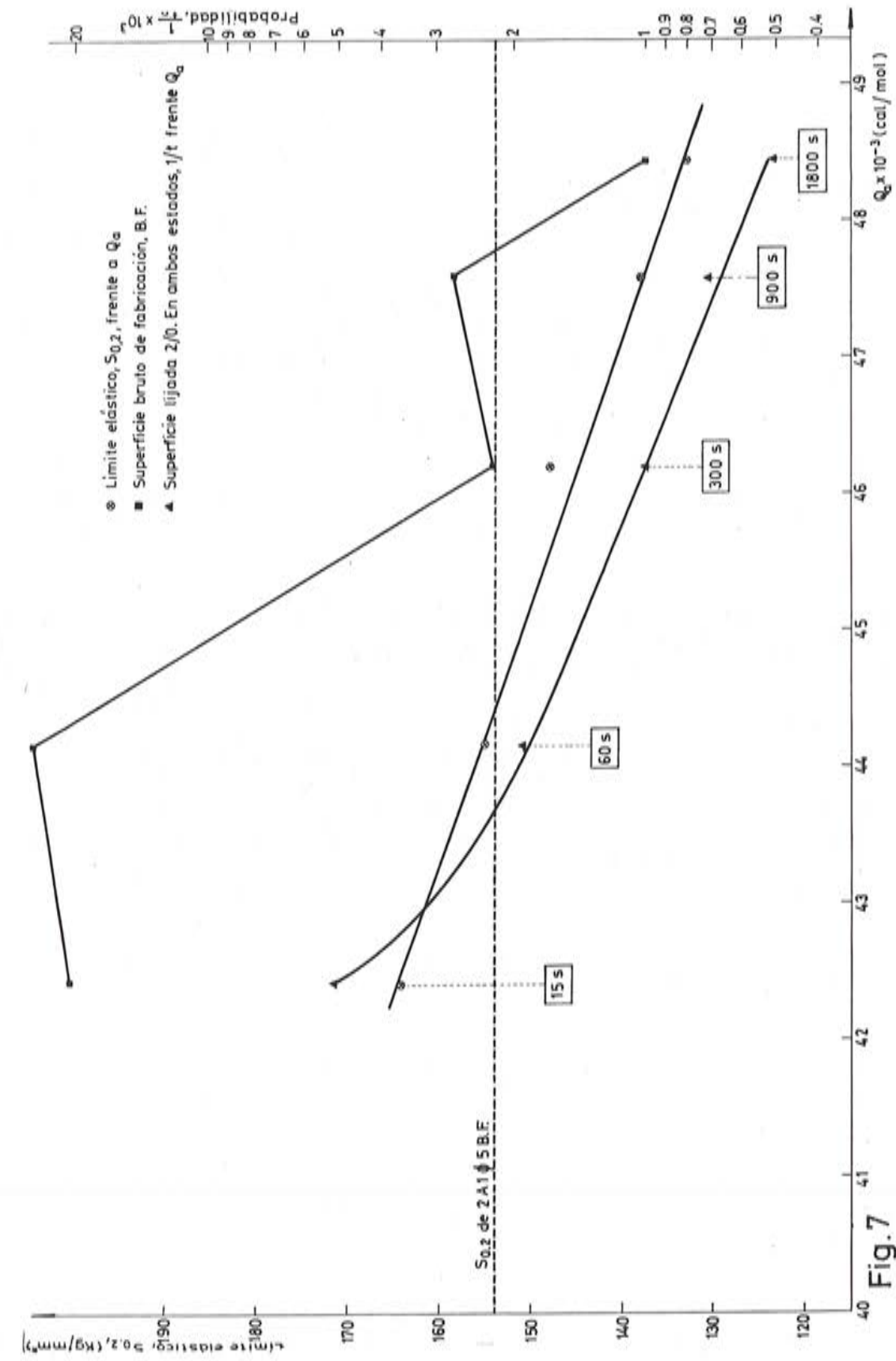


Fig.7

resultados demuestran que en el fenómeno de la c.f.b.t. de los aceros de pretensado interviene tanto su estado superficial como el propio estado estructural (energético) del acero.

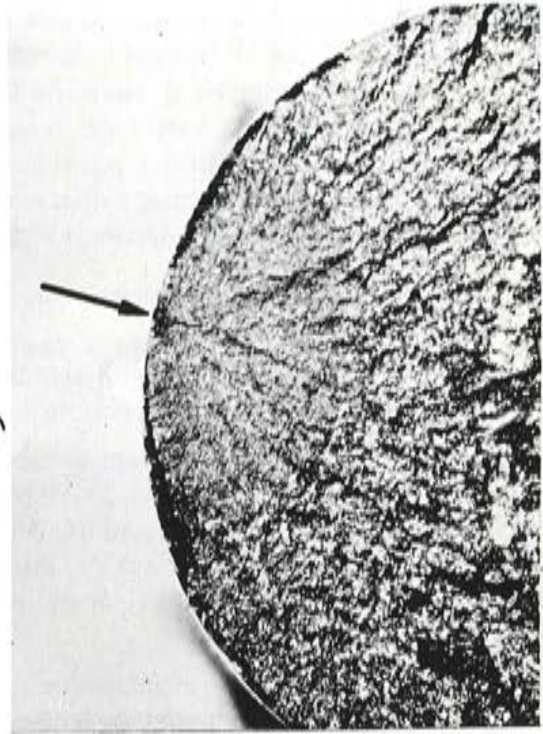
Con iguales condiciones, un material con mayor energía interna absorbe mayor cantidad de hidrógeno (6) que el mismo en un estado energético más bajo, sin embargo el material que permanece mayor tiempo en el ensayo absorbe más cantidad de hidrógeno (4). Por ej. el material 2A.1 ϕ 5 n^o 9 ha absorbido más cantidad de hidrógeno que el 2A.1 ϕ 5 n^o 1 y, sin embargo, su duración en el ensayo ha sido mayor. ¿Por qué? Para poder responder necesitamos más información acerca del fenómeno; otras magnitudes medibles como, p. ej., la cantidad de hidrógeno absorbido por el acero en el ensayo en la unidad de tiempo y masa; la pérdida de ductilidad en el ensayo de tracción a una velocidad de deformación adecuada de una muestra cargada con hidrógeno; la velocidad de corrosión electroquímica, i_{CORR} (moles/cm² seg.), etc. Estos parámetros deberían investigarse más y relacionarse con el valor $\frac{1}{t_R}$. De lo contrario, aunque sea cierto que la mayor probabilidad de fisuración de dos muestras suministra un cierto criterio, se corre el riesgo de valorar sólo el estado superficial frente a un electrolito determinado y no la verdadera realidad que ocurre en la obra.

La fisuración, tal como la hemos observado en nuestra experimentación, fig. 8, se inicia localmente en los alrededores de un defecto superficial (piel). La extensión de volumen de material en el entorno de una picadura, depende fundamentalmente de la calidad del material y la tensión aplicada. Este se carga de hidrógeno y se fragiliza; cuando se haya absorbido la cantidad crítica se abre siguiendo la picadura. El proceso se repite hasta rotura pero quizás con otras condiciones distintas.

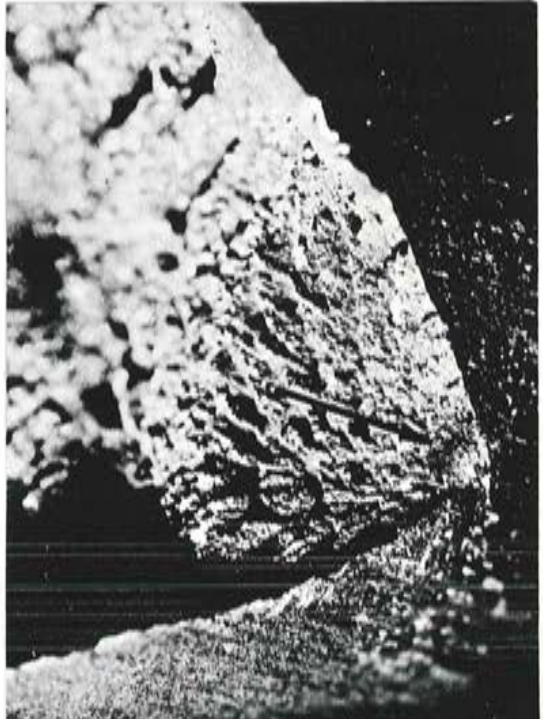
Por todo lo expuesto, creemos que el actual criterio de la F.I.P., de selección de un acero de pretensado frente al complejo fenómeno de la c.f.b.t., apoyado tan sólo en el valor de $\frac{1}{t_R}$ nos parece deficiente. En el futuro creemos que deberían exigirse otros parámetros del material que acompañasen al valor de $\frac{1}{t_R}$ para una valoración global, y así tener más elementos de juicio para poder discernir entre dos calidades de acero.

AGRADECIMIENTO

Deseo expresar mi agradecimiento al Director del Laboratorio Central de Ensayo de Materiales, don Florencio del Pozo Frutos pues su apoyo y autorización han hecho posible la publicación de este trabajo. A los demás compañeros del Laboratorio que, de alguna manera, también han intervenido en el mismo, en especial a don Manuel del Campo, Jefe del Dpto. de Química Inorgánica.



b)



a)

Fig. 7

REFERENCIAS

- (1) Groupe de corrosion du comité mixte, F.I.P. RILEM-CEB. Comptes Rendues. Discussion (216) por M. Brachet.
- (2) Essais d'armatures en acier à haute resistencia pour constructions en béton précontraint par pre ou post-tension. Ac. P-5. Laboratoire des Ponts et chaussées de Paris. Dunod 1971.
- (3) Lissner, O.: "Einfluss von Spannung und Temperatur bei SpannungsKorrosionsversuchen". Z. Metallkunde 43 (1952) pág. 147.
- (4) Matthaes, K.: "Der SpannungsKorrosionsbruch von vergütetem Stahl bei Angriff von $\text{NH}_4 \text{SCN}$ -Lösungen". Werkstoffe und Korrosion 7 (1967) pág. 588.
- (5) Hollomon, J.H. y Jaffe, L.D.: "Time-temperature. Relations in Tempering Steel". Trans. A.I.M.E., vol. 162 (1945), pág. 223.
- (6) Newman, J.F. y Shreir L.S.: "Effect of carbon content and structure of steels on solubility and diffusion of hydrogen". J.I.S.I. oct. (1969), pág. 1.369.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 30 del próximo mes de noviembre.



Novena conferencia mundial sobre ensayos no destructivos

El Comité Internacional de Ensayos no Destructivos ha aceptado la invitación del Instituto Australiano de Ensayos no Destructivos para tomar parte en la preparación de la 9ª Conferencia Mundial.

El Instituto comunica a todos los interesados que ésta tendrá lugar en el Dallas Brooks Centre de Melbourne, del 18 al 23 de noviembre de 1979.

Melburne, con una población de 2.700.000 habitantes, es la capital de Victoria. Tiene aeropuerto internacional, parques, galerías de arte y centros comerciales.

El programa científico y técnico a desarrollar en esta 9ª Conferencia es el siguiente:

- Conferencias fundamentales y sesiones plenarias.
- Reuniones en mesa redonda.
- Sesiones dedicadas a la presentación de comunicaciones **técnicas**.
- Reuniones del Comité Internacional.

La Conferencia estará estructurada de tal forma que permita una amplia comunicación entre los asistentes.

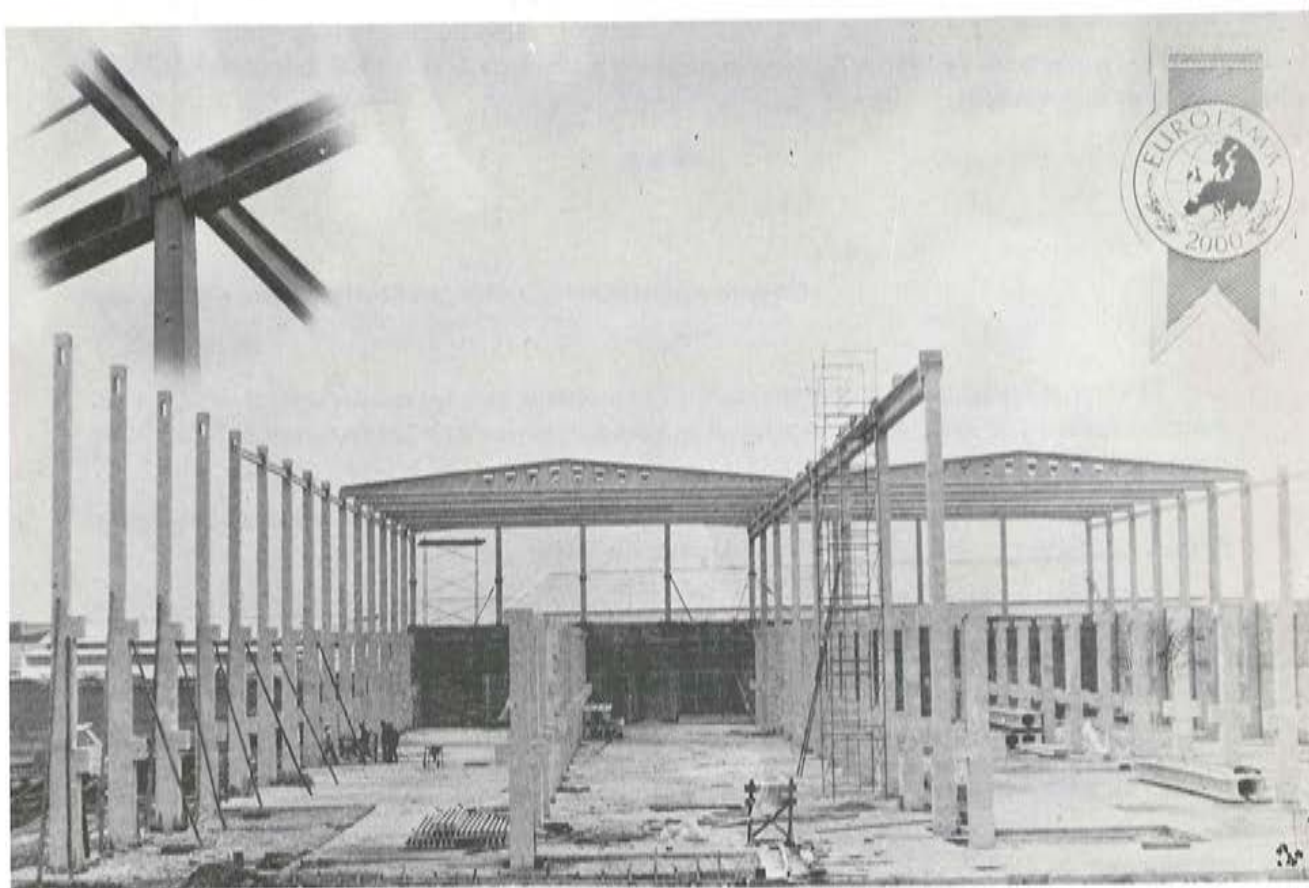
Con objeto de que los delegados tengan la oportunidad de examinar las últimas novedades en equipos para ensayos no destructivos se celebrará simultáneamente una exposición de materiales y maquinaria.

A los acompañantes de los delegados se les ofrecerá un variado programa.

Más información sobre esta Conferencia pueden solicitarla al Secretariado: 191 Royal Pde., Parkville, Victoria 3052, Australia. Ph: 347 1166. Telegramas: AUSTNONDEST Melbourne. Télex: AA33877.



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



FABRICAS:

- HUESCA: Paseo Lucas Mallada, s/n. - Teléfono 22 39 00 (cinco líneas). (Casa central.)
TORREJON DE ARDOZ (Madrid): Carretera de Torrejón a Loeches, Km. 4,200 - Teléfono 675 04 50.
MONZON: Carretera de Lérida - Teléfono 40 07 80.
GRAÑEN: Carretera de Huesca - Teléfono 27.
MADRID: Carretera de Toledo, Km. 7,300 - Teléfono 695 25 68.
ZARAGOZA: Avda. de Marina Moreno, 31 - Teléfono 23 75 02 3. (Comercial zona norte.)
MADRID: General Yagüe, 8, 3.º B - Teléfono 455 27 82. (Comercial zona centro.)

Cubierta del Auditorium del Centro Cultural de la Villa de Madrid

Enrique Bofill
Ingeniero de Caminos

El Centro Cultural de la Villa de Madrid, está situado en el subsuelo del solar de la antigua casa de la Moneda en la Plaza de Colón. Fue construido por CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A., según proyecto y dirección del Arquitecto D. Manuel Herrero Palacios del Departamento de Parques, Jardines y Estética Urbana de la Delegación de Saneamiento y Medio Ambiente del Ayuntamiento de Madrid.

El Centro es un edificio subterráneo constituido por un auditorium, sala de exposiciones, salas de conferencias, cafetería y servicios anejos.

El Auditorium es la pieza central y más importante del Centro, tiene capacidad para 870 espectadores y está destinado a un uso variado, disponiendo de instalaciones para cine, estereofonía, ballet, teatro, conciertos, etc.

Su planta tiene forma de sector circular con ángulo en el centro de 90° . El borde del escenario, foso de músicos y filas de butacas están dispuestos siguiendo líneas circulares concéntricas.

Las secciones radiales del patio de butacas tienen pendiente variable a lo largo del radio, con una diferencia de nivel de 3,50 m entre los extremos exterior e interior.

Cuando se proyectó la cubierta de esta sala se quiso que fuese un elemento singular, que pudiese quedar visto sin decoración alguna, que tuviese unas características geométricas en armonía con el resto de la sala y que favoreciese la acústica de la misma.

Por razones obvias, a pesar de la fuerte sobrecarga de 3.200 kp/m^2 debido a los jardines superiores, no podía tener soportes intermedios.

Todo ello condujo a una estructura formada por una losa aligerada de hormigón pretensado compuesta por dos familias ortogonales de nervios radiales y circulares con centro coincidente con el de la sala.

Para mantener unas dimensiones mínimas en los huecos entre nervios y por necesidades de espacio entre los cables radiales de pretensado, se le dió a la losa la forma de sector de corona circular, cubriendo el patio de butacas y una parte del escenario, quedando el resto de éste cubierto por una estructura independiente que apoya en dos puntos de aquella.

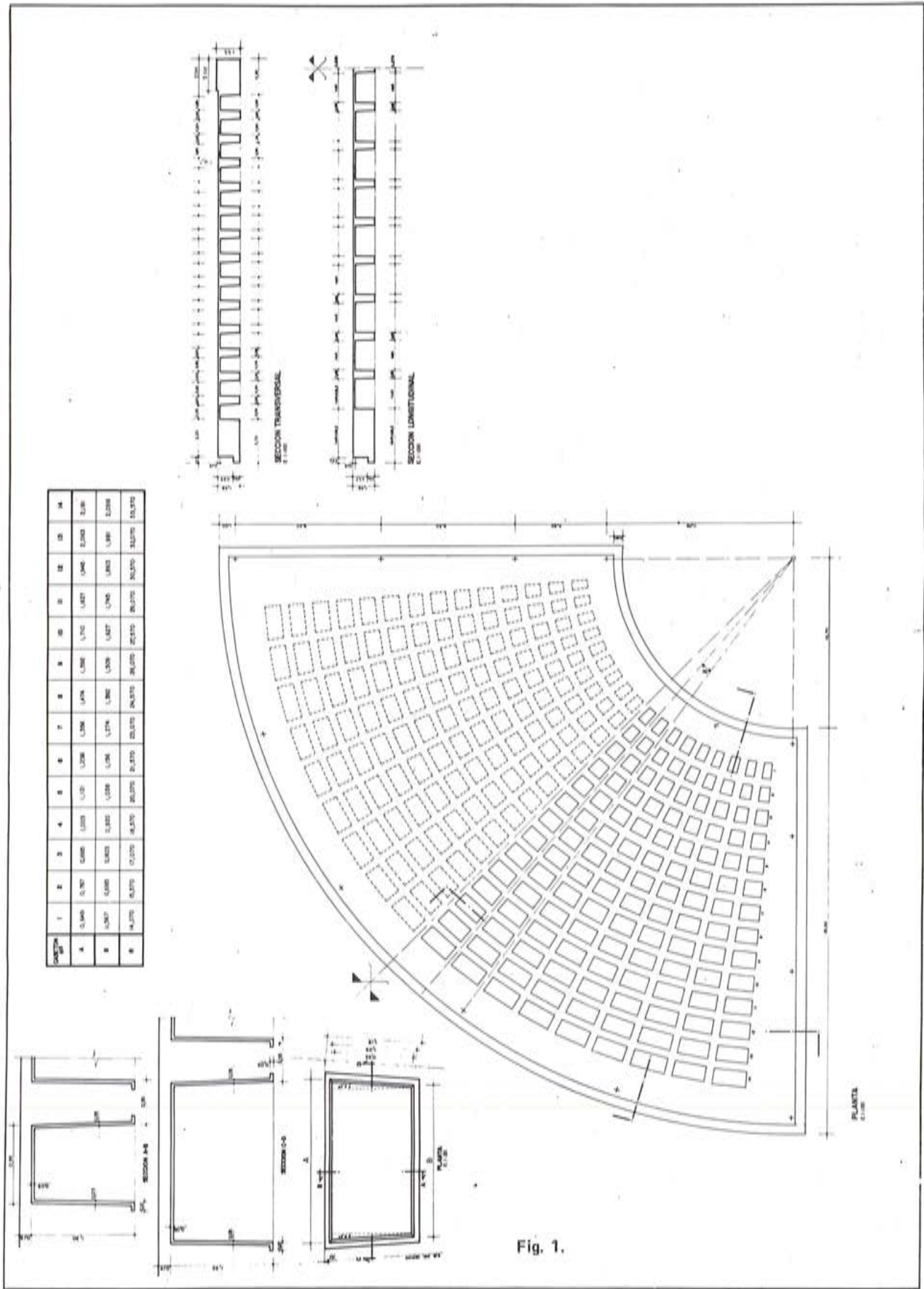


Fig. 1.

La losa quedó definida con forma de sector de corona circular de 90° de ángulo en el centro, radio interior de 10,70 m y exterior de 36,20 m, con desarrollos de 56,86 y 16,80 m en los bordes circulares, y canto de 1,45 m; los nervios radiales forman ángulo de 5° entre dos consecutivos y los circulares están separados 1,50 m entre ejes. Su anchura es de 0,55 m en cara inferior y 0,65 en su unión con el forjado, que tiene 20 cm de espesor. (Fig. 1)

Los nervios perimetrales tienen anchuras mayores, siendo de 2,75 m y 2,30 m la de los circulares exterior e interior y variable entre 2,15 m y 3,70 m la de los radiales.

El apoyo de la losa se realiza puntualmente en los bordes radiales y circular exterior, mediante apoyos de neopreno.

Los forjados adyacentes apoyan en los bordes de la losa, que tiene una ménsula corrida a lo largo de todos ellos, excepto del circular interior donde sólo apoyan en dos puntos en la prolongación de los ejes de los nervios de borde radiales.

Los huecos entre nervios se realizan con casetones de hormigón prefabricado de 5 cm de espesor que quedan incorporados a la estructura formando los paramentos vistos.

El pretensado se realiza con el sistema BBR. La composición de los cables es de 62 ϕ 7 y 50 ϕ 7 para tensiones en anclaje de 305 y 238 Mp, respectivamente, siendo el número de ellos de 26 y 15 en la familia circular y 25 y 36 en la radial. (Fig. 2).

El trazado de los cables de los nervios radiales y circulares sigue en alzado leyes parabólicas. El de los cables radiales está formado por dos parábolas de eje vertical con el vértice en el radio 23,75. En todos los cables las constantes de las parábolas son iguales, variando la excentricidad máxima. Su ecuación en cilíndricas es:

$$Z = K_1 r^2 + C_1 (\alpha) \quad \text{para } r \leq 23,75$$

$$Z = K_2 r^2 + C_2 (\alpha) \quad \text{para } r > 23,75$$

Los cables circulares tienen un trazado también parabólico en alzado (supuesta desarrollada la planta) con constantes distintas en cada nervio. Sin embargo, en coordenadas cilíndricas todos ellos tienen el mismo coeficiente, cumpliendo la ecuación:

$$Z = K_3 \alpha^2 + C_3 (r)$$

Con este trazado es posible adaptarse bastante bien a las leyes de momentos, la definición geométrica es sencilla y se puede evitar fácilmente la intersección entre cables que es aquí un problema importante dado el número de ellos y su diámetro (8 cm).

Esto se consiguió de la siguiente forma:

Se determinó la posición necesaria de los cables del nervio radial central. Se dispusieron los cables circulares con la excentricidad previsiblemente necesaria en el eje de simetría de la losa pero con la limitación de no interferir con los radiales ya dispuestos. Los cables que quedaban por encima de aquéllos ya no tendrían interferencias en los demás nervios. Los que quedaban por debajo interferirían con los radiales en una zona determinada.

Los cables radiales correspondientes a los nervios de dicha zona se desplazaron verticalmente a todo lo largo del nervio lo suficiente para evitar la interferencia. Una vez pasada esa zona por los cables circulares, los cables radiales vuelven a su posición original en el resto de los nervios.

Los cables de los nervios radiales de borde y en el circular exterior, estando situados a unos 7,00 m los apoyos, no siguen la ley de momentos, sino que se disponen horizontales en cara superior y cara inferior.

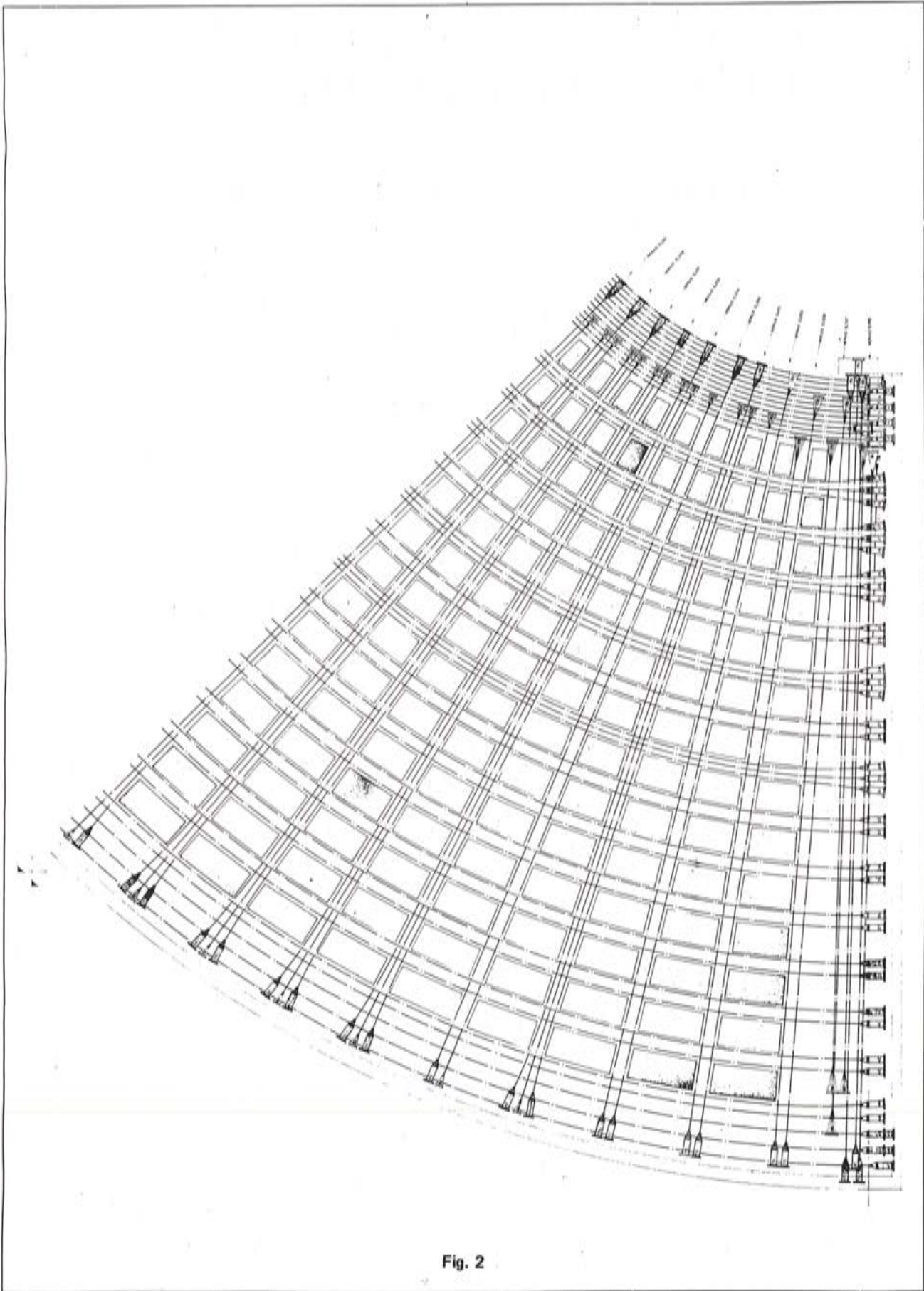


Fig. 2

La utilización de armaduras de pretensado en lugar de acero ordinario está justificada en este caso no solo por cuestiones económicas sino por razones de viabilidad. En efecto, la altura total de construcción estaba limitada por la cota de la plaza acabada y por la del nivel freático que prácticamente coincide en su época más alta con la cara inferior de la solera. De aquí que el canto de 1,45 m empleado fuese el máximo admisible, y con este canto, para los momentos que aparecen, se necesita una capacidad mecánica del orden de 700 Mp por nervio para obtener la resistencia necesaria a rotura. Sin tener en cuenta condiciones de fisuración, esto supondría la colocación de 24 ϕ 32 en 45 cm que habría que disponerlos en cuatro capas. En las intersecciones de los nervios se llegaría a una aglomeración tal de acero que la colocación del hormigón hubiese sido prácticamente imposible. Por otra parte, la utilización de secciones nervadas es imprescindible por razones de acústica de la sala y por economía de materiales, ya que se ahorra hormigón, se ahorra peso propio y por tanto acero y además estando toda la zona aligerada sometida a momentos positivos, la sección en T de los nervios es la más racional.

En el cálculo de las características mecánicas de la losa se han considerado los casetones prefabricados formando parte de la sección resistente, a pesar de que la conexión con armadura solo se produce con los ganchos de manipulación. Esto es debido a que quedan sometidos a compresión prácticamente en la totalidad de su altura y la transmisión de esfuerzos no se realiza por cortante sino por compresión directa en las aristas.

Las acciones principales a que está sometida la losa son las siguientes:

- Peso propio (variable pero aproximadamente) 2,5 Mp/m²
- 1,5 m de tierras con peso específico de 1,8 Mp/m² 2,7 Mp/m²
- Sobrecarga de uso 0,5 Mp/m²



Fig. 3.

Además está sometida a empujes horizontales transmitidos por los pilares mediante apoyos en planos verticales. Estos esfuerzos tienen solo importancia local.

No es necesario considerar el efecto de la temperatura por la protección de las tierras que impide la insolación directa y que mantiene la variación global dentro de márgenes pequeños.

Los esfuerzos debidos a las cargas se calcularon mediante un emparrillado plano, sustituyendo cada dos nervios por una fila de barras, excepto los nervios de borde y el radial coincidente con el eje de simetría.

El cálculo se realizó mediante el programa STRESS.

Las leyes de momentos son sensiblemente parabólicas. En los nervios circulares se obtiene el máximo en el eje de simetría, disminuyendo desde el nervio interior al exterior. En los nervios radiales el máximo se obtiene hacia el radio 24, disminuyendo hacia ambos extremos. Prácticamente en la totalidad de la losa los momentos son positivos. Las tracciones máximas debidas a las cargas verticales aparecen en el nervio circular interior y alcanzan 161 kp/cm^2 .

El predimensionamiento del pretensado se hizo calculando cada nervio independientemente de los demás, dando a los cables el tipo de trazado anteriormente expuesto.

La comprobación se realizó introduciendo las cargas equivalentes al pretensado en el esquema de emparrillado anteriormente utilizado.

Dichas cargas se calcularon con la fórmula:

$$P = 2 K T$$

siendo K la constante de la parábola y T la tensión en el punto considerado. En el caso de los cables circulares la ecuación se transformó en:

$$P = \frac{2 K T}{r^2}$$

siendo r el radio en planta y K la constante de la ecuación en cilíndricas. Se tuvo en cuenta el incremento de carga vertical producida por el rozamiento.

$$\Delta_p = \frac{\Delta T}{l} Z'$$

En los bordes del emparrillado se introdujo el momento debido a la excentricidad en dicho punto, así como la componente vertical de la fuerza en anclajes.

Puesto que el pretensado no tenía la misma capacidad en todos los nervios, era necesario calcular la distribución de axiles, para lo que se utilizó el mismo esquema de emparrillado pero calculando como pórtico plano. De este cálculo se dedujo que la distribución de axiles a lo largo de las secciones radiales es muy aproximada a la calculada suponiendo que dichas secciones permanecen planas, es decir, calculándolos como las tensiones en una sección de viga, sometida al axil suma de todos los cables y al momento debido a la excentricidad del centro de gravedad de dichos cables.

En las secciones circulares, siendo simétrica la disposición de cables radiales, se obtuvo una distribución uniforme en toda la sección.

Las pérdidas de pretensado consideradas fueron:

– Pérdidas por rozamiento:

$$f = 0,25$$

$$K = 0,007 \text{ radianes/m}$$

– Pérdida máxima en cables circulares	23 por 100
– Pérdida máxima en cables radiales	7 por 100
– Acortamiento elástico	3 por 100
– Fluencia	5 por 100
– Retracción	2 por 100
– Relajación	6 por 100
Total pérdidas diferidas	13 por 100

Las pérdidas debidas a la fluencia son muy pequeñas debido a la gran proporción de las cargas permanentes frente a las totales.

Una vez obtenidos los esfuerzos, se hizo la comprobación de tensiones de acuerdo con las recomendaciones de la ASP. La comprobación se realizó en clase II. La ausencia de fenómenos de fatiga nos permitiría haber calculado en clase III según las citadas recomendaciones; sin embargo es conveniente que no haya tracciones en caso de carga permanente con objeto de asegurar la durabilidad de la estructura. En nuestro caso, el 80 por 100 de la sobrecarga es permanente y el otro 20 por 100 corresponde a aglomeraciones sobre el jardín. El 20 por 100 de las tensiones de sobrecarga en los puntos más desfavorables es aproximadamente 28 kp/cm^2 que coincide con la resistencia a tracción del hormigón de $f_{ck} = 350 \text{ kp/cm}^2$. Por tanto la comprobación en clase II asegura en este caso la ausencia de tracciones en el hormigón en estado permanente.

A continuación se hizo la comprobación a rotura utilizando un coeficiente de mayoración de acciones y minoración de la resistencia a tracción del acero que se limitó a la máxima alcanzada durante el proceso de tesado en el punto en estudio, según las recomendaciones de la A.S.P. Esto realmente es muy desfavorable en el caso de los cables circulares, debido a sus fuertes pérdidas por rozamiento.

Esta comprobación se realizó considerando cada sección de nervio independientemente de las demás, como usualmente se hace. Esto es del lado de la seguridad frente a la rotura real, que se produciría a lo largo de líneas que interesarían a un número importante de nervios, produciéndose una redistribución de momentos.

El cálculo a esfuerzos cortantes se realizó con las fórmulas de A.S.P. considerando dos estados:

- Carga total mayorada por 1,5 y pretensado minorado por 0,9.
- Peso propio y pretensado mayorados por 1,5.

Estos coeficientes son algo mayores que los especificados por A.S.P. pero no se quiso que fuesen inferiores al coeficiente de mayoración de cargas de la EH-73 para el caso de control intenso.

Se comprobó que el hormigón trabajaba dentro del dominio de seguridad, con una reducción homotética con relación 0,42 según la fórmula de Chalos y Beteille.

$$T^2 < \frac{f_{ct}}{f_{ck}} (0,42 f_{ck} - \sigma_c) (0,42 f_{ct} + \sigma_c)$$

La armadura para la torsión se calculó de acuerdo con la instrucción EH-73. Sin embargo en el dimensionamiento de la armadura transversal total se tuvo en cuenta que cuando la torsión procede del hiperestatismo de la estructura, al sumar su efecto al del cortante se puede admitir un aumento del 25 por 100 en las tensiones admisibles del hormigón y del acero. Se consideró, por tanto, el caso de cortante solo y el de cortante y torsión con la armadura reducida en el 25 por 100, y se dispuso la mayor de las dos.

La armadura transversal se concentró en los segmentos entre nudos, dejando libres estos con objeto de facilitar la colocación. Esto es admisible puesto que las fisuras por cortante interesan zonas grandes, superiores al canto, dada la inclinación de las isostáticas.

En las proximidades de los apoyos se dispuso una armadura longitudinal inferior capaz de absorber la totalidad del cortante del nervio dado que los cables salían a una altura importante, por lo que pareció que era necesaria para mantener la coherencia con el esquema de celosía que presuponen las fórmulas de la A.S.P.

La armadura de los forjados se calculó para la flexión local y para el rasante transmitido por los nervios y se dispuso la mayor de los dos casos y no la suma, puesto que al existir flexión aparece una zona comprimida que es capaz de absorber esfuerzos rasantes.

CONSTRUCCION DE LA LOSA

La construcción del Centro Cultural se realizó de arriba hacia abajo. Es decir, se comenzó por la construcción de la pantalla perimetral y de los soportes interiores, construyéndose a continuación la cubierta y excavando por debajo hasta llegar al nivel del forjado siguiente. El proceso se repitió hasta llegar a la solera. (Fig. 4).

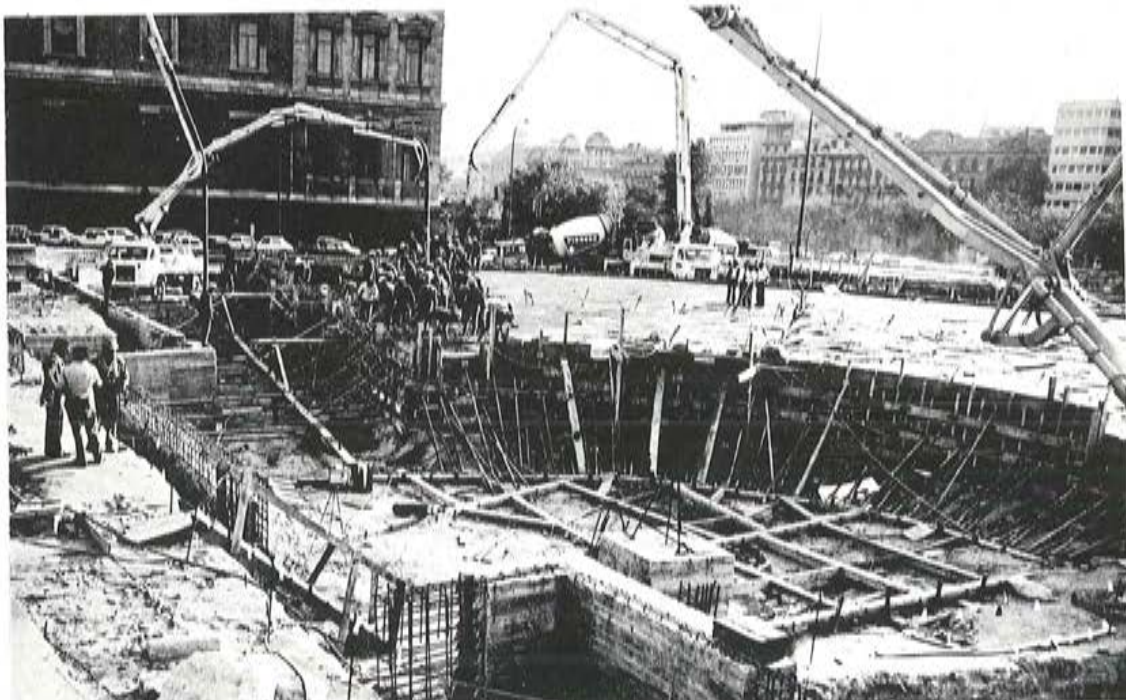




Figura 5

Por tanto la losa se construyó sobre el terreno preparado con una solera de hormigón. Sobre ella se colocaron los casetones prefabricados que servían de encofrado perdido de los nervios y de la capa de compresión.

A continuación se introdujo la armadura transversal y los cables, finalizando la colocación de la ferralla con las mallas del forjado. (Fig. 5).

La colocación de los 1.000 m^3 de hormigón que forman la losa se realizó en un solo día mediante tres bombas. Se siguió un frente radial único hormigonando toda la altura.

Este proceso de hormigonado fue posible porque no se esperaba que hubiese asientos en el terreno, en cuyo caso habría que haber independizado el hormigonado de la zona central de la de apoyos con objeto de eliminar asientos diferenciales que hubiesen fisurado el hormigón en proceso de endurecimiento.

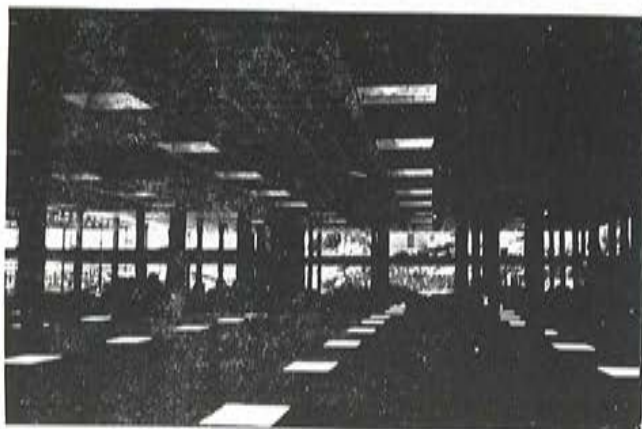
El hormigón empleado tenía una resistencia de 350 kp/cm^2 con 400 kp/m^3 de cemento P-450 y consistencia medida en asentamiento de cono de Abrams de $8 \pm 2 \text{ cm}$.

Cuando el hormigón alcanzó 150 kp/cm^2 de resistencia se comenzó la puesta en tensión de 45 cables al 30 por 100 de la tensión nominal para prevenir la aparición de fisuras de retracción y temperatura. El proceso de tesado se fijó de forma que se evitaran los desequilibrios en la losa permaneciendo alejados del punto en que la acción del pretensado iguala a la del peso propio. Se comenzó tesando cables de los nervios de borde radiales y circular exterior que es donde la losa apoya. A continuación, del circular interior y de los circulares intermedios, acabando finalmente con los de los nervios radiales intermedios manteniendo la simetría respecto al eje de la losa.

A los 28 días, habiendo el hormigón alcanzado su resistencia de proyecto de 350 kp/cm^2 , se comenzó el tesado definitivo que siguió un orden parecido al anterior, en lotes del 30 por 100, excepto los cables de los nervios de borde radiales y circular exterior que se tesaron en su totalidad al principio del proceso.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 30 del próximo mes de noviembre.

Hormigón ligero estructural



Losa construida por el procedimiento Lift-Slab para el garaje Dalmáu en Lérida.

Característica del hormigón

Densidad: 1.600 kg/m³

Resistencia característica:
250 kg/cm²

Características de la obra

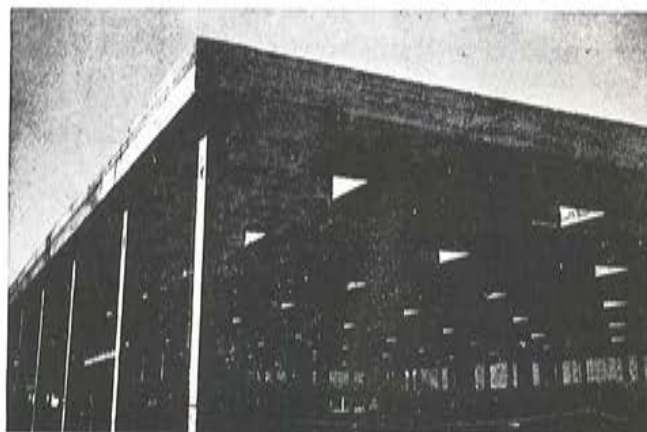
Luces: 12 x 12 m.

Canto: 40 + 5 cm

Sobre cargas: Cubierta

Cuánta de acero: 15,3 kg/m²

Ahorro estimado en acero:
30,4%



Proyecto: Torroja-Pou, Ingenieros Consultores
Realización: Construcciones Emilio Oliveras
Hormigón preparado: PREBASA



FACTORIAS EN ALCALA DE HENARES Y PIERA

Almagro, 3
Teléfono 91/410 57 94
MADRID-4

PIERA (Barcelona)
Tel.: 93/875 25 00

Análisis de puentes mediante el método de la banda finita

Por Eugenio Oñate
Ing. de Caminos, M. Sc.

RESUMEN

Se presenta el análisis general de estructuras formadas por un ensamblaje de placas y vigas y con sección transversal constante, mediante una combinación de elementos finitos transversalmente y series de Fourier en dirección longitudinal.

Se ha tenido en cuenta en el análisis el efecto de la deformación transversal debida al esfuerzo cortante, que puede ser importante si los espesores de los componentes que forman la estructura son considerables.

Debido a la generalidad del análisis se evita la dificultad de tener que establecer hipótesis simplificadoras para idealizar la estructura, a veces lejos de la realidad, como ocurre en el análisis clásico mediante las teorías de Guyon-Massonet o la de la losa ortótropa. Asimismo permite el estudio de estructuras complejas, como puentes con sección transversal tipo cajón, etc., resultando ser uno de los métodos más versátiles y económicos para el análisis de puentes de los más diversos tipos.

Al final del estudio se analizan diversas estructuras tipo puente, comparándose los resultados obtenidos aplicando el método de la banda finita, el método de los elementos finitos y el método del prisma finito.

LAMINAS PLEGADAS

1.1. Introducción

El análisis de estructuras formadas por un ensamblaje de placas y vigas ha sido el centro de atención de numerosos investigadores, pudiendo encontrarse una excelente recopilación sobre este tema en una publicación del ASCE (1) y en un artículo de Samartín y Martínez (2). El método elástico desarrollado por Goldberg y Leve (3) y más tarde programado y aplicado por De Fries y Scordelis (4) ha sido bastante popular y muy usado como "método de rigideces" dando excelentes resultados. Sin embargo, tiene la desventaja de ser muy complejo y difícil de aplicar a estructuras plegadas ortótropas y en análisis dinámico. Scordelis, Chu y Dudnik (5), (7), lo han usado para estudiar puentes con sección transversal en cajón simplemente apoyados.

Usando la teoría de láminas junto con elementos finitos se han desarrollado diversos programas para el análisis de puentes (6). La estructura se divide en un ensamblaje de elementos laminares como se muestra en la figura 1(a). Debido a que se necesitan muchos elementos, el número de ecuaciones que hay que resolver es grande y, por consiguiente, el método de los elementos finitos es caro en tiempo de computación.

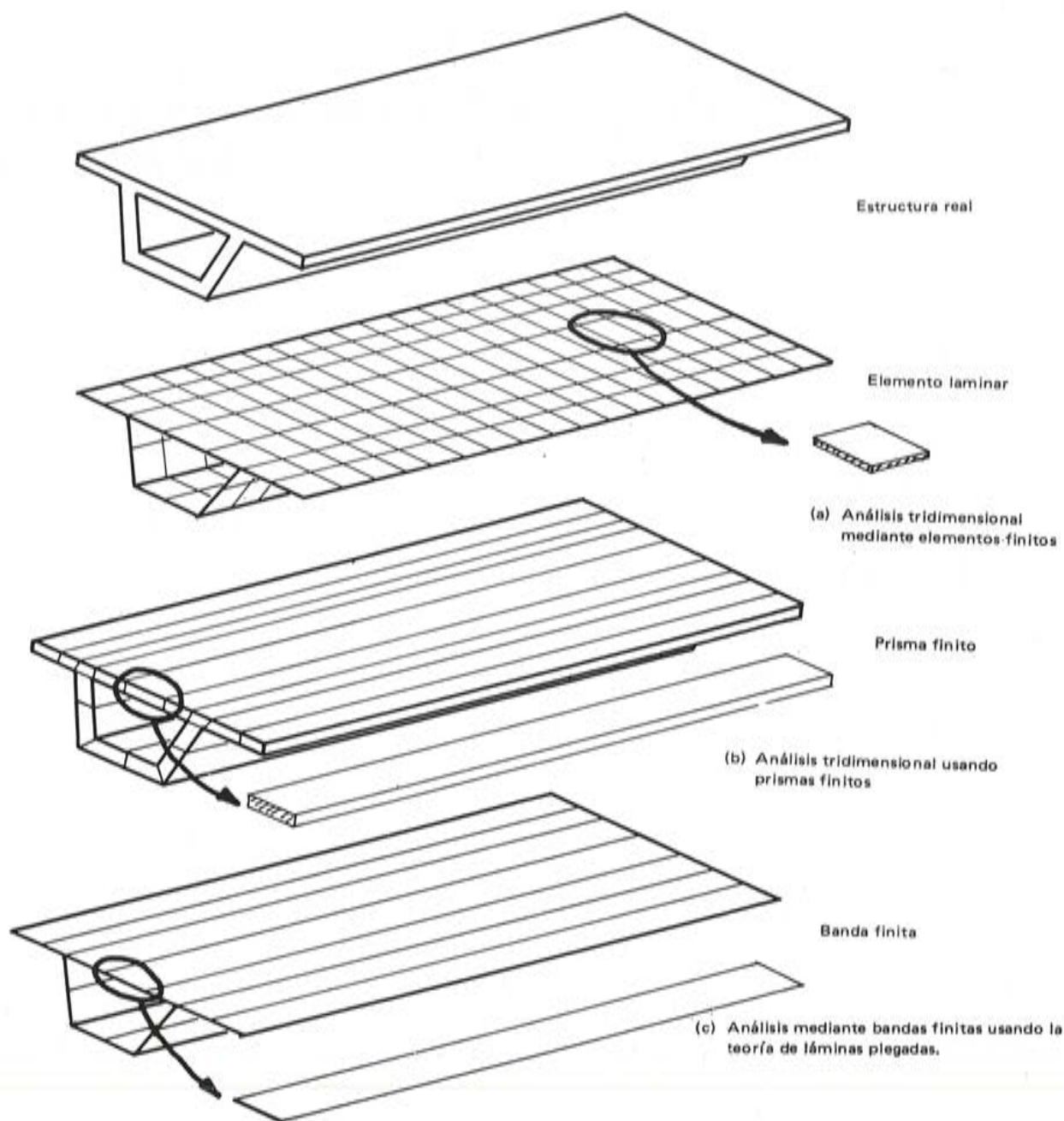
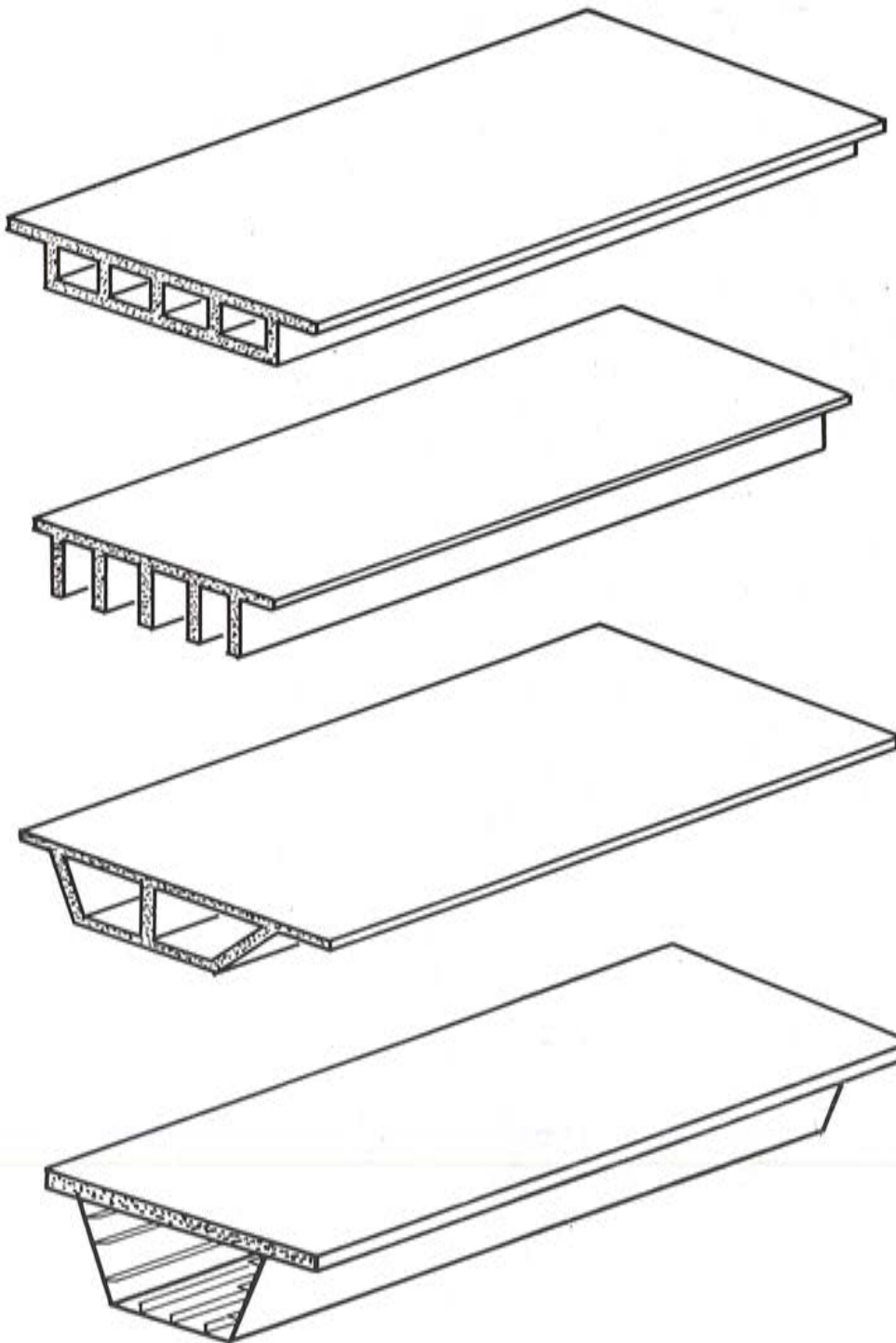


Fig. 1.—Diferentes métodos para analizar estructuras celulares

Si una estructura plegada tiene una sección transversal constante y extremos apoyados, se puede efectuar un análisis mucho más económico, considerando la estructura como un ensamblaje de prismas o de bandas. Usando prismas (Método del prisma finito) (10) la estructura es analizada como un sólido tridimensional a partir de las ecuaciones generales

de la elasticidad para el sólido en tres dimensiones. Si en vez de prismas consideramos bandas, tenemos el Método de la banda finita, basado en la teoría de láminas plegadas. En ambos casos, los desplazamientos dentro de cada prisma o banda se expresan en función de desplazamientos nodales, funciones polinómicas en dirección transversal y desarrollos de Fourier longitudinalmente. En general, el método de la banda finita es mucho más económico al necesitar menos nudos para definir la sección transversal; y en él concentraremos nuestro estudio.

El método de la banda finita fue introducido originalmente por Cheung (8) (9), para analizar puentes del tipo de los que se muestran en la figura 2 y cualquier otra estructura formada por un ensamblaje de placas y vigas. Sin embargo Cheung, en su análisis, no considera



Nota: No se muestran los rigidizadores en las secciones extremas

Fig. 2.—Diferentes tipos de puentes que se pueden analizar con el método de la banda finita

los efectos de la deformación transversal debida al esfuerzo cortante, que puede ser de gran importancia si los componentes que forman la estructura tienen un espesor considerable, como ocurre en el caso de puentes en cajón de hormigón pre o postensado. Con objeto de hacer el estudio lo más general posible, se ha tenido en cuenta dicha deformación; siendo válido el procedimiento cualquiera que sea el espesor de los componentes de la estructura.

1.2. Teoría general de láminas plegadas

Expondremos brevemente las bases de la teoría seguida en el análisis.

Seguiremos las hipótesis de Mindlin para la flexión de placas:

- Los desplazamientos perpendiculares al plano medio de la placa son pequeños.
- Las líneas originalmente perpendiculares al plano medio de la placa, se mantienen rectas después de la deformación, pero no necesariamente normales al plano medio.
- Las tensiones en la dirección perpendicular al plano medio de la placa son cero, independientemente del tipo de carga.

Según esto, el campo de desplazamientos totales de la lámina se puede expresar como:

$$\begin{aligned}\bar{u}(x, y, z) &= u_0(x, y) - z \theta_x(x, y) \\ \bar{v}(x, y, z) &= v_0(x, y) - z \theta_y(x, y) \\ \bar{\omega}(x, y, z) &= \omega(x, y)\end{aligned}\quad [1]$$

en donde: $\begin{cases} u_0(x, y) \\ v_0(x, y) \end{cases}$ son los desplazamientos en el plano, y θ_x, θ_y se pueden considerar como el valor medio de las rotaciones.

Debido a la hipótesis b) se produce cierta distorsión en la sección y hemos de efectuar una corrección para permitir una distribución no uniforme del esfuerzo cortante. En la figura 3 el ángulo ϕ denota la deformación media debida al cortante, teniendo que, para ambas direcciones x e y (véase figura 3):

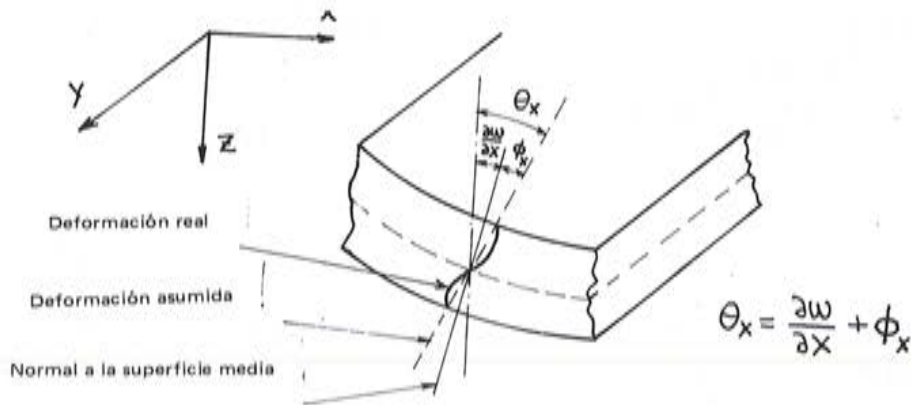


Fig. 3.—Teoría de Mindlin para flexión de placas

$$\begin{aligned}\theta_x &= \frac{\partial \omega}{\partial x} + \phi_x \\ \theta_y &= \frac{\partial \omega}{\partial y} + \phi_y\end{aligned}\quad [2]$$

Seguindo la hipótesis c) $\sigma_z = 0$ y usando las relaciones generales de la elasticidad entre tensiones y deformaciones se obtiene la siguiente expresión:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & C_{45} \\ 0 & 0 & 0 & C_{45} & C_{55} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{pmatrix} = \underline{\underline{C}} \underline{\underline{\epsilon}} \quad [3]$$

donde para materiales ortótropos:

$$\begin{aligned} C_{13} &= C_{23} = C_{45} = 0 \\ C_{11} &= E'_x & C_{22} &= E'_y \\ C_{12} &= \nu_y E'_x & C_{33} &= G_{xy} \\ C_{44} &= G_{xz} & C_{55} &= G_{yz} \end{aligned} \quad [4]$$

$$y \quad (E'_x, E'_y) = \frac{1}{1 - \nu_x \nu_y} (E_x, E_y)$$

Sustituyendo en el vector de deformaciones $\underline{\underline{\epsilon}}$ las expresiones de los desplazamientos obtenemos:

$$\underline{\underline{\epsilon}} = \begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} \\ \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} \\ \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} \\ \frac{\partial \bar{\omega}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \\ \frac{\partial \bar{\omega}}{\partial z} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial u_0}{\partial x} \\ \frac{\partial v_0}{\partial y} \\ \frac{\partial u_0}{\partial y} + \frac{\partial v_0}{\partial x} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -z \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \\ -z \frac{\partial \theta_y}{\partial y} \\ -z \left(\frac{\partial \theta_x}{\partial y} + \frac{\partial \theta_y}{\partial x} \right) \\ \frac{\partial \omega}{\partial x} - \theta_x \\ \frac{\partial \omega}{\partial y} - \theta_y \end{pmatrix} = \underline{\underline{\epsilon}}_m + \underline{\underline{\epsilon}}_b \quad [5]$$

La expresión para la energía total de la lámina es:

$$W = \frac{1}{2} \iiint_u [\underline{\underline{\epsilon}}]^T \underline{\underline{C}} \underline{\underline{\epsilon}} dv - \iiint_v [\underline{\underline{P}}]^T \underline{\underline{\delta}} dv - \iint_s [\underline{\underline{S}}]^T \underline{\underline{\delta}} ds - [\underline{\underline{F}}]^T \underline{\underline{\delta}} \quad [6]$$

siendo $\underline{\underline{\delta}}$ el vector de desplazamientos de la estructura.

En esta expresión la primera integral representa la energía de deformación y los términos 2, 3 y 4 representan el trabajo efectuado por las fuerzas de volumen, superficie y puntuales, respectivamente.

Considerando solo la energía de deformación de la lámina podemos escribir:

$$\begin{aligned}
 ED &= \frac{1}{2} \iiint_v [\underline{\epsilon}]^T \underline{C} \underline{\epsilon} \, dv = \frac{1}{2} \iiint_v (\underline{\bar{\epsilon}}_m + \underline{\bar{\epsilon}}_b)^T \underline{C} (\underline{\bar{\epsilon}}_m + \underline{\bar{\epsilon}}_b) \, dv = \\
 &= \iiint_v [\underline{\bar{\epsilon}}_m]^T \underline{C} \underline{\bar{\epsilon}}_m \, dv + \iiint_v [\underline{\bar{\epsilon}}_b]^T \underline{C} \underline{\bar{\epsilon}}_b \, dv + \iiint_v [\underline{\bar{\epsilon}}_m]^T \underline{C} \underline{\bar{\epsilon}}_m \, dv + \\
 &\quad + \iiint_v [\underline{\bar{\epsilon}}_b]^T \underline{C} \underline{\bar{\epsilon}}_b \, dv
 \end{aligned} \tag{7}$$

Efectuando las integrales anteriores se obtiene que:

$$\begin{aligned}
 &\iiint_v [\underline{\bar{\epsilon}}_b]^T \underline{C} \underline{\bar{\epsilon}}_m \, dv = 0 \\
 &\iiint_v [\underline{\bar{\epsilon}}_m]^T \underline{C} \underline{\bar{\epsilon}}_b \, dv = 0 \\
 \text{y} \quad &\iiint_v [\underline{\bar{\epsilon}}_m]^T \underline{C} \underline{\bar{\epsilon}}_m \, dv = \iiint_v [\underline{\epsilon}_m]^T \underline{D}_m \underline{\epsilon}_m \, dv
 \end{aligned} \tag{8}$$

donde:

$$\underline{\epsilon}_m = \begin{pmatrix} \partial u_0 / \partial x \\ \partial v_0 / \partial y \\ \partial u_0 / \partial y + \partial v_0 / \partial x \end{pmatrix} \tag{9}$$

es el vector de deformaciones en el plano y

$$\underline{D}_m = t \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} \end{bmatrix} \tag{10}$$

siendo t el espesor del elemento.

Procediendo de la misma manera se obtiene:

$$\iiint_v [\underline{\bar{\epsilon}}_b]^T \underline{C} \underline{\bar{\epsilon}}_b \, dv = \iiint_v [\underline{\epsilon}_b]^T \underline{D}_b \underline{\epsilon}_b \, dv \tag{11}$$

donde:

$$\underline{\epsilon}_b = \begin{pmatrix} -\partial\theta_x/\partial x \\ -\partial\theta_y/\partial y \\ -(\partial\theta_x/\partial y + \partial\theta_y/\partial x) \\ -(\theta_x - \partial\omega/\partial x) \\ -(\theta_y - \partial\omega/\partial y) \end{pmatrix} \quad [12]$$

es el vector de deformaciones en la flexión; y para materiales ortótropos:

$$\underline{D}_b = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 & 0 & 0 \\ D_{12} & D_{22} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & D_{33} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{55} \end{bmatrix} \quad [13]$$

donde:

$$\begin{aligned} (D_{11}, D_{12}, D_{22}, D_{33}) &= (E'_x, \nu_y E'_x, E'_y, G_{xy})^{t^{3/12}} \\ (D_{44}, D_{55}) &= k^2 t (G_{xz}, G_{yz}) \\ (E'_x, E'_y) &= (E_x, E_y) \frac{1}{1 - \nu_x \nu_y} \end{aligned} \quad [14]$$

Siendo k un coeficiente para incluir los efectos de distorsión en la sección; en nuestro caso hemos tomado $k = 5/6$.

Con esto se puede reescribir la energía de deformación como:

$$ED = \frac{1}{2} \iiint_v [\underline{\epsilon}_m]^T \underline{D}_m \underline{\epsilon}_m dv + \frac{1}{2} \iiint_v [\underline{\epsilon}_b]^T \underline{D}_b \underline{\epsilon}_b dv \quad [15]$$

Vemos que los términos debidos a las fuerzas en el plano y a la flexión, actúan independientemente.

En vez de trabajar en función de las tensiones, operaremos en función de las tensiones resultantes definidas como:

$$\underline{Q}^R = [N_x, N_y, N_{xy}, M_x, M_y, M_{xy}, Q_x, Q_y]^T = [\underline{Q}_m^R, \underline{Q}_b^R]^T \quad [16]$$

donde:

$$\underline{Q}_m^R = [N_x, N_y, N_{xy}]^T = \int_{-t/2}^{+t/2} [\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}]^T dz$$

$$\underline{\underline{Q}}_b^R = \begin{cases} [M_x, M_y, M_{xy}]^T = \int_{-t/2}^{+t/2} [\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}]^T z \, dz \\ [Q_x, Q_y]^T = \int_{-t/2}^{+t/2} [\tau_{xy}, \tau_{xz}]^T dz \end{cases} \quad [17]$$

y observando que:

$$\int_{-t/2}^{+t/2} [\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}]^T dz = \underline{\underline{D}}_m \underline{\underline{\epsilon}}_m$$

$$\int_{-t/2}^{+t/2} [(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}) z, \tau_{xy}, \tau_{xz}]^T dz = \underline{\underline{D}}_b \underline{\underline{\epsilon}}_b \quad [18]$$

tenemos que:

$$\underline{\underline{Q}}^R = [\underline{\underline{Q}}_m^R, \underline{\underline{Q}}_b^R]^T = [\underline{\underline{D}}_m \underline{\underline{\epsilon}}_m, \underline{\underline{D}}_b \underline{\underline{\epsilon}}_b]^T = \left[\begin{array}{cc} \underline{\underline{D}}_m & 0 \\ 0 & \underline{\underline{D}}_b \end{array} \right] \left. \begin{array}{l} \underline{\underline{\epsilon}}_m \\ \underline{\underline{\epsilon}}_b \end{array} \right\} \quad [19]$$

ó:

$$\underline{\underline{Q}}^R = \bar{\underline{\underline{D}}} \bar{\underline{\underline{\epsilon}}} \quad [20]$$

Por consiguiente, tras sustituir [15] en [7] se obtiene, para la energía potencial total:

$$W = \frac{1}{2} \iiint_v [\underline{\underline{\epsilon}}_m]^T \underline{\underline{D}}_m \underline{\underline{\epsilon}}_m \, dv + \frac{1}{2} \iiint_v [\underline{\underline{\epsilon}}_b]^T \underline{\underline{D}}_b \underline{\underline{\epsilon}}_b \, dv -$$

$$- \iiint_v [\underline{\underline{P}}]^T \underline{\underline{\delta}} \, dv - \iint_s [\underline{\underline{S}}]^T \underline{\underline{\delta}} \, ds - [\underline{\underline{F}}]^T \underline{\underline{\delta}} \quad [21]$$

y usando [19] y [20]:

$$W = \frac{1}{2} \iiint_v [\bar{\underline{\underline{\epsilon}}}]^T \bar{\underline{\underline{D}}} \bar{\underline{\underline{\epsilon}}} \, dv - \iiint_v [\underline{\underline{P}}]^T \underline{\underline{\delta}} \, dv - \iint_s [\underline{\underline{S}}]^T \underline{\underline{\delta}} \, ds - [\underline{\underline{F}}]^T \underline{\underline{\delta}} \quad [22]$$

1.3. Análisis semianalítico mediante el método de la banda finita

Se divide la estructura en bandas longitudinales del tipo de la que se muestra en la figura 4.

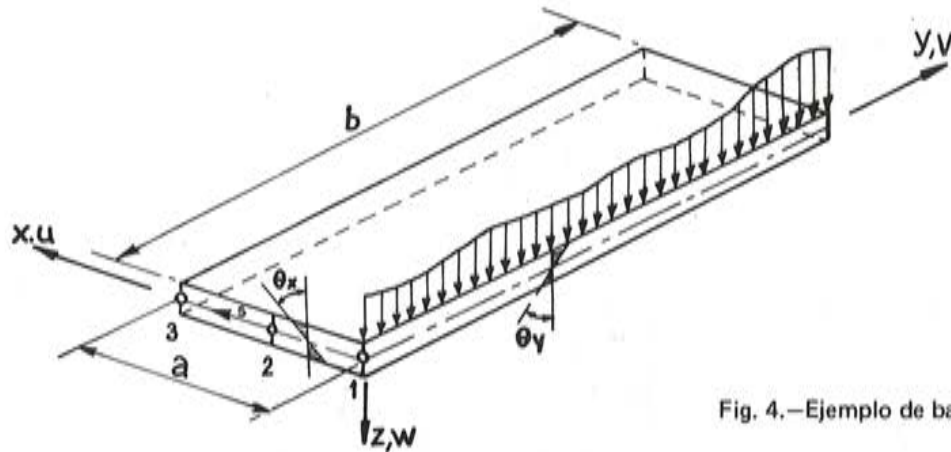


Fig. 4.—Ejemplo de banda finita

Usando simples funciones polinómicas en la dirección transversal y desarrollos de Fourier en dirección longitudinal, los desplazamientos de un punto cualquiera se pueden expresar en función de los corrimientos nodales como:

$$\begin{aligned}
 u &= \sum_{\ell=1}^{\infty} \sum_{i=1}^n N_i u_i^{\ell} \operatorname{sen} \left(\frac{\ell \pi y}{b} \right) \\
 v &= \sum_{\ell=1}^{\infty} \sum_{i=1}^n N_i v_i^{\ell} \cos \left(\frac{\ell \pi y}{b} \right) \\
 \omega &= \sum_{\ell=1}^{\infty} \sum_{i=1}^n N_i \omega_i^{\ell} \operatorname{sen} \left(\frac{\ell \pi y}{b} \right) \\
 \theta_x &= \sum_{\ell=1}^{\infty} \sum_{i=1}^n N_i \theta_{xi}^{\ell} \operatorname{sen} \left(\frac{\ell \pi y}{b} \right) \\
 \theta_y &= \sum_{\ell=1}^{\infty} \sum_{i=1}^n N_i \theta_{yi}^{\ell} \cos \left(\frac{\ell \pi y}{b} \right)
 \end{aligned} \tag{23}$$

donde N_i representa la función de forma para el nodo i , n es el número de nodos de la estructura y ℓ indica el número de términos en el desarrollo de Fourier.

Estas expresiones describen totalmente los corrimientos de un punto cualquiera de la estructura. Sin embargo, las funciones armónicas escogidas implican siempre unas determinadas condiciones en los apoyos, que en este caso son:

$$u = v = \theta_x = \frac{\partial \theta_x}{\partial y} = \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad \text{para} \quad \begin{cases} y = 0 \\ y = b \end{cases} \tag{24}$$

que equivale a extremos simplemente apoyados con corrimiento vertical nulo en todos los puntos de la sección del apoyo (equivale a que la sección está rigidizada en su plano).

Usando dichas expresiones para los desplazamientos, la matriz de deformaciones $\bar{\underline{\epsilon}}$

definida en [20] se puede expresar como:

$$\bar{\epsilon} = \sum_{\ell=1}^{\infty} \sum_{i=1}^n B_i^{\ell} \delta_i^{\ell} \quad [25]$$

donde:

$$\delta_i^{\ell} = \left\{ \begin{array}{l} \partial u / \partial x \\ \partial v / \partial y \\ (\partial u / \partial y + \partial v / \partial x) \\ - \partial \theta_x / \partial x \\ - \partial \theta_y / \partial y \\ - (\partial \theta_x / \partial y + \partial \theta_y / \partial x) \\ - (\theta_x - \partial \omega / \partial x) \\ - (\theta_y - \partial \omega / \partial y) \end{array} \right\} \quad [26]$$

$$B_i^{\ell} = \left[\begin{array}{ccccc} \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \right) S & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -N_i \frac{\ell \pi}{b} S & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\ell \pi C}{b} N_i \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \right) C & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & - \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \right) S & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\ell \pi S}{b} N_i \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\ell \pi S}{b} N_i & \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \right) C \\ 0 & 0 & \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \right) C & -N_i S & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\ell \pi C}{b} N_i & 0 & -N_i C \end{array} \right] ; \delta_i^{\ell} = \left\{ \begin{array}{l} u_i^{\ell} \\ v_i^{\ell} \\ \omega_i^{\ell} \\ \theta_{x_i}^{\ell} \\ \theta_{y_i}^{\ell} \end{array} \right\} \quad [26]$$

siendo:

$$S = \text{sen} \left(\frac{\ell \pi y}{b} \right) ; \quad C = \text{cos} \left(\frac{\ell \pi y}{b} \right)$$

Para un número finito de armónicos r:

$$\underline{\underline{\epsilon}} = [\underline{\underline{B}}^1, \underline{\underline{B}}^2, \dots, \underline{\underline{B}}^\ell, \dots, \underline{\underline{B}}^r] \begin{pmatrix} \underline{\underline{\delta}}^1 \\ \underline{\underline{\delta}}^2 \\ \vdots \\ \underline{\underline{\delta}}^\ell \\ \vdots \\ \underline{\underline{\delta}}^r \end{pmatrix} = \underline{\underline{B}}^* \underline{\underline{\delta}}^* \quad [27]$$

donde $\underline{\underline{B}}^\ell$ y $\underline{\underline{\delta}}^\ell$ representan respectivamente la matriz de deformaciones y el vector de corrientes, para toda la estructura, para el armónico ℓ .

Expresando igualmente las fuerzas que actúan en la estructura en función de desarrollos en series de Fourier, tenemos que un vector de fuerzas cualquiera se puede expresar como:

$$\underline{\underline{P}} = \underline{\underline{P}}^1 y_1 + \underline{\underline{P}}^2 y_2 + \dots + \underline{\underline{P}}^\ell y_\ell + \dots + \underline{\underline{P}}^r y_r = \sum_{\ell=1}^r \underline{\underline{P}}^\ell y_\ell \quad [28]$$

siendo y_ℓ una función armónica del tipo $\frac{\ell \pi}{b} y$, ó $\cos \frac{\ell \pi}{b} y$ y $\underline{\underline{P}}^\ell$ el vector de amplitudes de la fuerza de intensidad $\underline{\underline{P}}$ para el ℓ -ésimo armónico y que viene dado por la expresión:

$$\underline{\underline{P}}^\ell = \frac{\int_0^b \underline{\underline{P}} y_\ell dy}{\int_0^b y_\ell^2 dy} \quad [28']$$

Advirtiendo que se puede escribir:

$$\underline{\underline{P}} = [\underline{\underline{I}} y_1, \dots, \underline{\underline{I}} y_r] \begin{pmatrix} \underline{\underline{P}}^1 \\ \vdots \\ \underline{\underline{P}}^r \end{pmatrix} = \underline{\underline{R}} \underline{\underline{P}}^* \quad [29]$$

$$\underline{\underline{\delta}}^* = \sum_{\ell=1}^r y_\ell [\underline{\underline{I}} N_1 \dots \underline{\underline{I}} N_n] \begin{pmatrix} \underline{\underline{\delta}}_1^\ell \\ \vdots \\ \underline{\underline{\delta}}_n^\ell \end{pmatrix} = \sum_{\ell=1}^r y_\ell \underline{\underline{N}}^* \underline{\underline{\delta}}^\ell$$

$\underline{\underline{I}}$ = Matriz unidad

podemos expresar la energía potencial total como:

$$\begin{aligned}
 W = & \frac{1}{2} \int_0^a \int_0^b [\underline{\delta}^*]^T [\underline{B}^*]^T \underline{\bar{D}} \underline{B}^* \underline{\delta}^* dx dy - \\
 & - \int_{-t/2}^{+t/2} \int_0^a \int_0^b [\underline{R} \underline{P}^*]^T \sum_{\ell=1}^r y_{\ell} \underline{N}^* \underline{\delta}^{\ell} dx dy dz - \\
 & - \int_0^b \int_0^a [\underline{R} \underline{S}^*]^T \sum_{\ell=1}^r y_{\ell} \underline{N}^* \underline{\delta}^{\ell} dx dy - \int_0^b [\underline{R} \underline{E}^*]^T \sum_{\ell=1}^r y_{\ell} \underline{N}^* \underline{\delta}^{\ell} dy \quad [30]
 \end{aligned}$$

Usando del principio de la energía potencial mínima que establece que:

$$\left\{ \frac{\partial W}{\partial \underline{\delta}^*} \right\} = 0 \quad [31]$$

y de las propiedades ortogonales de las series de Fourier:

$$\left. \begin{aligned}
 & \int_0^b \operatorname{sen} \frac{\ell \pi y}{b} \operatorname{sen} \frac{m \pi y}{b} dy \\
 & \int_0^b \cos \frac{\ell \pi y}{b} \cos \frac{m \pi y}{b} dy
 \end{aligned} \right\} = 0 \quad \text{si } \ell \neq m \quad [32]$$

$$\left(\int_0^b y_{\ell} y_m dy = 0 \quad \text{si } \ell \neq m \right)$$

se obtiene, tras efectuar la derivación parcial de W con respecto a todos los $\underline{\delta}^{\ell}$, una expresión de la forma:

$$\begin{pmatrix} \underline{f}^1 \\ \underline{f}^2 \\ \vdots \\ \underline{f}^{\ell} \\ \vdots \\ \underline{f}^r \end{pmatrix} = \underline{K} \begin{pmatrix} \underline{\delta}^1 \\ \vdots \\ \underline{\delta}^{\ell} \\ \vdots \\ \underline{\delta}^r \end{pmatrix} \quad [33]$$

donde \underline{f}^{ℓ} representa el vector de fuerzas nodales de toda la estructura para el armónico ℓ , siendo una contribución típica para un nodo i de la forma:

$$\underline{f}_i^{\ell} = \int_{-t/2}^{+t/2} \int_0^a \int_0^b N_i \underline{P}^{\ell} y_{\ell}^2 dx dy dz + \int_0^a \int_0^b N_i \underline{S}^{\ell} y_{\ell}^2 dx dy + \int_0^b \underline{E}_i^{\ell} y_{\ell}^2 dy \quad [34]$$

Asimismo en la expresión [33] $\underline{\delta}^\ell$ representa el vector de desplazamientos nodales incógnita para el armónico ℓ , y \underline{K} es la matriz de rigidez de toda la estructura, que se puede escribir como:

$$\underline{K} = \int_0^b \int_0^a [\underline{B}^1, \underline{B}^2, \dots, \underline{B}^\ell, \dots, \underline{B}^r]^T \underline{\bar{D}} [\underline{B}^1, \underline{B}^2, \dots, \underline{B}^\ell, \dots, \underline{B}^r] dx dy \quad [35]$$

en la que una contribución típica para los nodos i y j sería:

$$\underline{K}_{ij}^{\ell m} = \int_0^b \int_0^a [\underline{B}_i^\ell]^T \underline{\bar{D}} \underline{B}_j^m dx dy \quad [36]$$

Asimismo, de la ecuación [26] podemos expresar \underline{B}_j^ℓ como:

$$\underline{B}_j^\ell = \underline{\bar{B}}_j^\ell \operatorname{sen} \frac{\ell \pi y}{b} + \underline{\bar{B}}_j^\ell \cos \frac{\ell \pi y}{b} \quad [37]$$

y tras sustituir la expresión anterior en la ecuación [36] se obtiene:

$$\underline{K}_{ij}^{\ell m} = \int_0^b \int_0^a \left[[\underline{\bar{B}}_i^\ell]^T \operatorname{sen} \frac{\ell \pi y}{b}, [\underline{\bar{B}}_i^\ell]^T \cos \frac{\ell \pi y}{b} \right] \underline{\bar{D}} \begin{bmatrix} \underline{B}_j^m \operatorname{sen} \frac{m \pi y}{b} \\ \underline{\bar{B}}_j^m \cos \frac{m \pi y}{b} \end{bmatrix} dx dy \quad [38]$$

siendo:

$$\underline{\bar{D}} = \begin{bmatrix} \underline{\bar{D}} & 0 \\ 0 & \underline{\bar{D}} \end{bmatrix} \quad \text{y:}$$

$$\underline{\underline{\tilde{B}}}_i^\ell = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -N_i \frac{\ell \pi}{b} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N_i \frac{\ell \pi}{b} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} & -N_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad [39]$$

$$\underline{\underline{\tilde{B}}}_i^\ell = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\ell \pi}{b} N_i & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{\ell \pi}{a} N_i & \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\ell \pi}{b} N_i & 0 & -N_i \end{bmatrix} \quad [40]$$

Teniendo en cuenta que las integrales en las que aparecen productos de senos y cosenos se anulan, se obtiene:

$$\begin{aligned} \underline{\underline{K}}_{ij}^{\ell m} = & \int_0^b \int_0^a [\underline{\underline{\tilde{B}}}_i^\ell]^T \underline{\underline{D}} \underline{\underline{\tilde{B}}}_j^m \sin \frac{\ell \pi y}{b} \sin \frac{m \pi y}{b} dx dy + \\ & + \int_0^b \int_0^a [\underline{\underline{\tilde{B}}}_i^\ell]^T \underline{\underline{D}} \underline{\underline{\tilde{B}}}_j^m \cos \frac{\ell \pi y}{b} \cos \frac{m \pi y}{b} dx dy \end{aligned} \quad [41]$$

siendo (véase [10] y [13]):

$$\bar{D} = \begin{bmatrix} \underline{D}_m & 0 \\ 0 & \underline{D}_b \end{bmatrix} \quad [42]$$

Debido de nuevo a la ortogonalidad de las series de Fourier se obtiene:

$$\underline{K}_{ij}^{\ell m} = 0 \quad \text{si } \ell \neq m \quad [43]$$

Por consiguiente la matriz de rigidez global resulta ser diagonal y cada término correspondiente a cada armónico se desdobra independientemente de los otros, en la forma:

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} \underline{K}^{11} & & & 0 \\ & \underline{K}^{22} & & \\ & & \ddots & \\ & & & \underline{K}^{\ell\ell} \\ 0 & & & & \underline{K}^{rr} \end{bmatrix} \quad [44]$$

donde una submatriz $\underline{K}_{ij}^{\ell\ell}$, uniendo los nudos i y j , viene dada por:

$$\underline{K}_{ij}^{\ell\ell} = \frac{b}{2} \int_0^a ((\underline{B}_i^\ell)^T \bar{D} \underline{B}_j^\ell + (\underline{B}_j^\ell)^T \bar{D} \underline{B}_i^\ell) dx \quad [45]$$

o bien:

$$\underline{K}_{ij}^{\ell\ell} = \frac{b}{2} \int_0^a (\underline{B}_i^\ell)^T \bar{D} \underline{B}_j^\ell dx \quad [46]$$

Así pues, el sistema final de ecuaciones tiene la forma de:

$$\begin{pmatrix} \underline{f}^1 \\ \underline{f}^2 \\ \vdots \\ \underline{f}^\ell \\ \vdots \\ \underline{f}^r \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{K}^{11} & & & 0 \\ & \underline{K}^{22} & & \\ & & \ddots & \\ & & & \underline{K}^{\ell\ell} \\ 0 & & & & \underline{K}^{rr} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \underline{\delta}^1 \\ \underline{\delta}^2 \\ \vdots \\ \underline{\delta}^\ell \\ \vdots \\ \underline{\delta}^r \end{pmatrix} \quad [47]$$

Podemos pues, claramente, separar la expresión anterior, en r diferentes sistemas de ecuaciones. Para cada armónico de carga solo hemos de resolver un sistema de ecuaciones para obtener el valor de $\underline{\delta}^\ell$. Los desplazamientos totales se obtienen como suma de las r amplitudes individuales.

Una vez calculado el vector de desplazamientos para un armónico ℓ , se pueden obtener fácilmente las tensiones para dicho armónico mediante:

$$\underline{\sigma}^{\ell} = \underline{\bar{D}} \underline{B}^{\ell} \underline{\delta}^{\ell} = \underline{\bar{D}} \sum_{i=1}^n \underline{B}_i^{\ell} \underline{\delta}_i^{\ell} \quad [48]$$

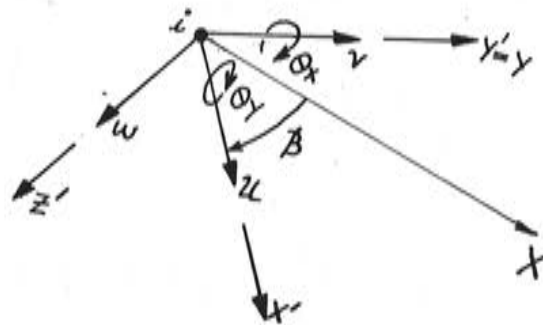
Ver [20] y [25]

Finalmente las tensiones totales se obtienen como suma de las obtenidas para cada armónico.

1.4. Ensamblaje de elementos. Transformación de coordenadas

Para ensamblar la matriz de rigidez total de una estructura plegada a partir de las matrices de rigidez individuales de cada elemento, es necesario transformar las matrices de rigidez de elementos adyacentes de manera que en cada nodo común los desplazamientos nodales y las fuerzas estén definidos en el mismo sistema de coordenadas. Se observará, sin embargo, que los desplazamientos nodales expresados en el sistema de coordenadas del elemento, solo contienen dos componentes de giro θ_x y θ_y (véase figura 5). La tercera componente θ_z (giro alrededor del eje z) no aparece en la formulación empleada. En la teoría de

Fig. 5.—Desplazamientos en el sistema de coordenadas local



láminas plegadas, no se necesita de esta rotación para describir el comportamiento de la estructura. Sin embargo, al transformar las propiedades de elementos que teniendo un nodo común se encuentran en diferentes planos, a un sistema general de coordenadas (figura 6), necesitamos tener en cuenta dicha rotación.

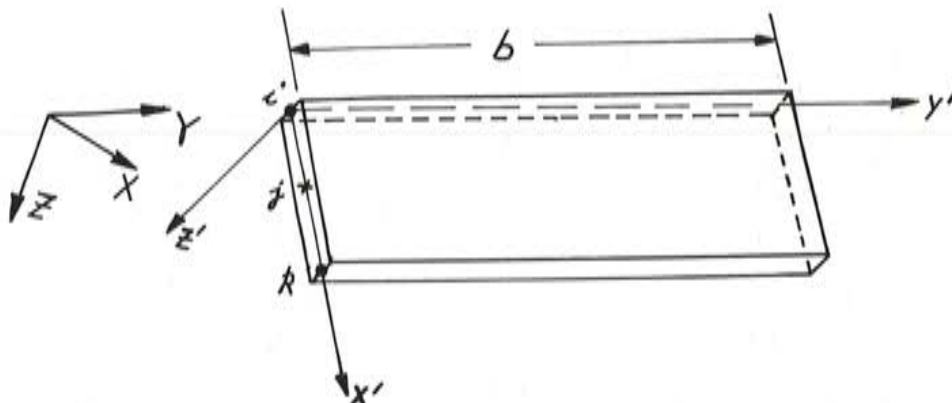


Fig. 6.—Sistemas de coordenadas general y local

Así pues, los desplazamientos y fuerzas nodales se reescriben como:*

$$\tilde{\delta}_i' = \begin{Bmatrix} u_i' \\ v_i' \\ \omega_i' \\ \theta_{xi}' \\ \theta_{yi}' \\ \theta_{zi}' \end{Bmatrix} \quad \tilde{f}_i' = \begin{Bmatrix} f_{xi}' \\ f_{yi}' \\ f_{zi}' \\ M_{xi}' \\ M_{yi}' \\ 0 \end{Bmatrix} \quad [49]$$

y la nueva matriz de rigidez que conecta los nodos i y j es:

$$\tilde{K}_{ij}^{\ell\ell'} (6 \times 6) = \begin{bmatrix} K_{ij}^{\ell\ell'} (5 \times 5) & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad [50]$$

Las sextas fila y columna de ceros se añaden solo para facilitar la transformación al sistema de coordenadas general x, y, z.

La relación entre las matrices de rigidez en los sistemas de coordenadas local y general es la conocida:

$$\tilde{K}_{ij}^{\ell\ell} = \tilde{T}_{ij} \tilde{K}_{ij}^{\ell\ell'} [\tilde{T}_{ij}]^T \quad [51]$$

siendo \tilde{T}_{ij} tal, que para el nodo i del elemento que contiene a los nodos i y j, se cumple:

$$\tilde{\delta}_i = \tilde{T}_{ij} \tilde{\delta}_i' \quad [52]$$

y

$$\tilde{T}_{ij} = \begin{bmatrix} \cos \beta & 0 & -\text{sen } \beta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \text{sen } \beta & 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \beta & -\text{sen } \beta \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \text{sen } \beta & \cos \beta \end{bmatrix} \quad [53]$$

En general, la matriz $\tilde{K}_{ij}^{\ell\ell}$ (en el sistema de coordenadas general) no presenta ninguna particularidad y, por consiguiente, θ_z será un grado de libertad independiente. Surge sin embargo un problema cuando todos los elementos asociados con un nodo particular están en el mismo plano (nodo co-planar) (figura 7), ya que los coeficientes de la matriz de rigidez correspondientes a θ_z son todos nulos. Esta singularidad de la matriz de rigidez, se ha evitado ensamblando las ecuaciones correspondientes a los tres giros en el sistema local de coorde-

* El superíndice ' denota sistema local de coordenadas.

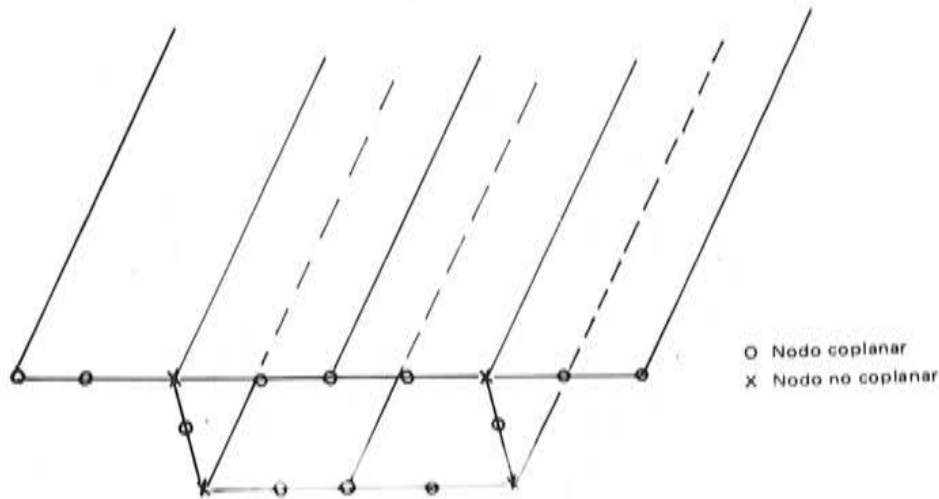


Fig. 7.—Ejemplos de nodos coplanares y no coplanares

nadas si el nodo es co-planar, colocando a continuación un número cualquiera en el sexto coeficiente de la diagonal de \underline{K}_{ij}^{xx} . Con esto la sexta ecuación es una pseudo-ecuación, pero no afectará a la solución ya que no está conectada con las ecuaciones de equilibrio expresadas por la matriz de rigidez.

Este artificio, sugerido por Clough y Wilson (11), tiene la ventaja de que todos los nodos (tanto co-planares como no co-planares) tienen los mismos grados de libertad (6 en cada), siendo esto necesario si el proceso para encontrar la solución no permite distinto número de grados de libertad en nodos diferentes. La desventaja obvia es que envuelve una mayor computación. Sin embargo este costo extra no es significativo ya que los nodos co-planares serán relativamente pocos.

1.5. Elemento usado y funciones de forma

Se ha empleado un elemento parabólico como el de la figura 8. Las funciones de forma

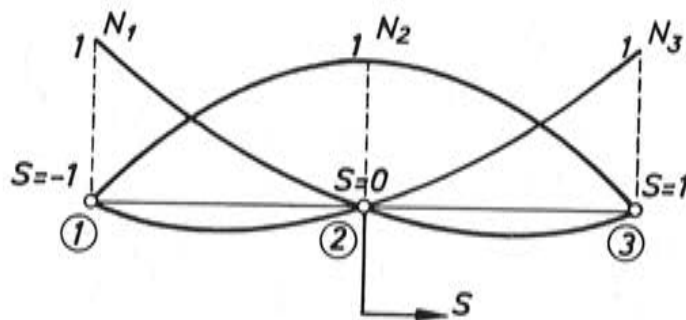


Fig. 8.—Funciones de forma para el elemento parabólico

para dicho elemento son:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = S^2 - S \\ N_2 = 1 - S^2 \\ N_3 = S + \frac{S^2}{2} \end{array} \right. \quad [54]$$

1.6. El programa M-FIST (12) (13)

El método de análisis apuntado se ha recogido en un programa de ordenador desarrollado en Swansea (país de Gales) por el autor de este trabajo.

El lenguaje empleado en el programa M-FIST ha sido el standard Fortran - IV.

Se ha incorporado en el programa un esquema de flexibilidades para analizar estructuras de tramos continuos.

A continuación se muestran diversos ejemplos de aplicación del método para análisis de estructuras celulares.

Todos los cálculos se han efectuado en el computador ICL 1904S del Centro de Computación de la Universidad de Swansea.

EJEMPLO 1. PUENTE ISOSTATICO DE HORMIGON CON SECCION EN CAJON

Las dimensiones del puente que se muestra en la figura 9 han sido escogidas a partir de un estudio estadístico de puentes de hormigón en cajón (14), siendo muy similares a las de muchos puentes ya construidos. Las propiedades elásticas del material son las representativas del hormigón: $E = 25 \text{ Newton/mm}^2$ y $\nu = 0,15$. La longitud del vano es de 30 metros y los extremos se suponen apoyados.

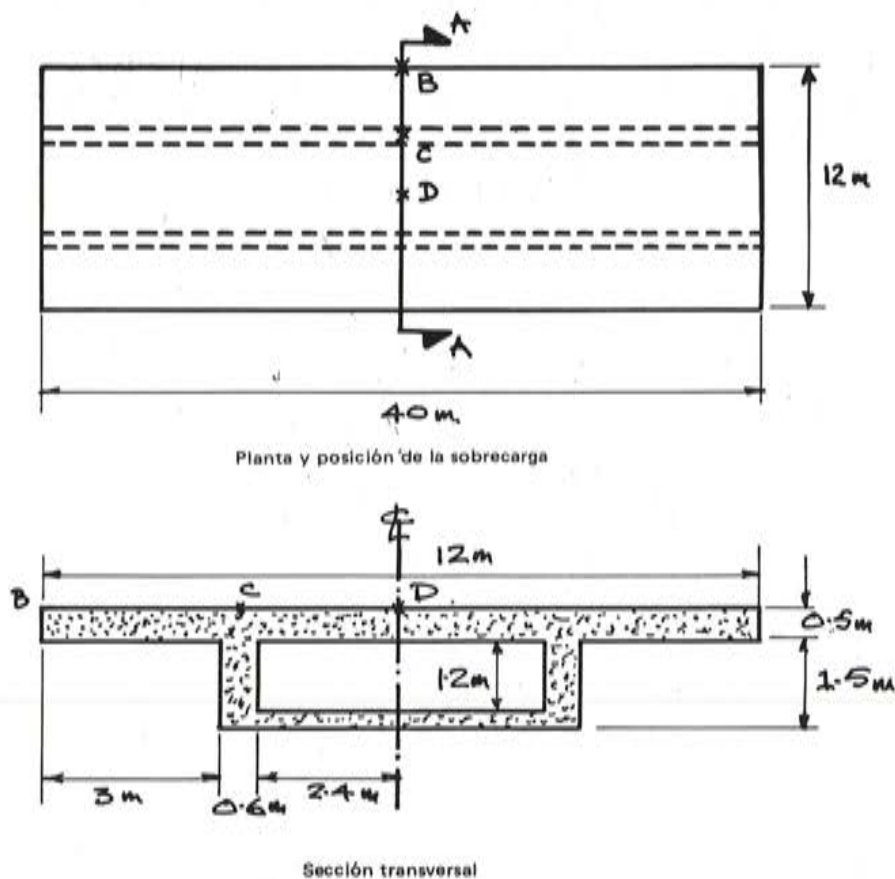


Fig. 9.—Puente de hormigón con sección en cajón

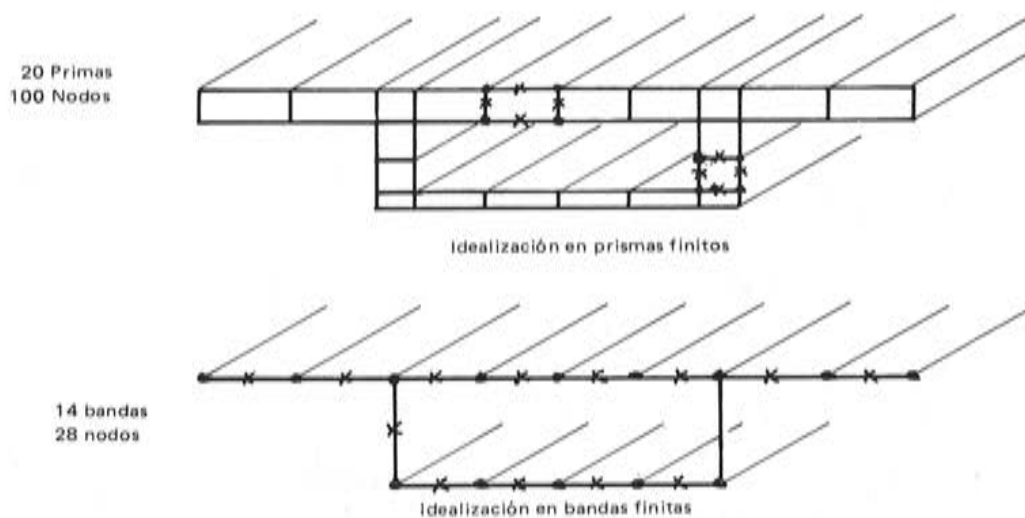


Fig. 9.—Puente de hormigón con sección en cajón

Se analizan tres casos diferentes de carga con una fuerza puntual de 1.000 kg. actuando alternativamente en las posiciones B, C y D, a la mitad del vano.

En la citada figura 9 se muestra la idealización de la estructura en bandas. La sección transversal se ha dividido en 14 elementos.

Se comparan los resultados obtenidos usando el programa M-FIST con los obtenidos con el programa de elementos finitos QUEST (6), y el programa basado en el prisma finito PRIS (15).

A título de comparación, se muestra también en la figura 9 la idealización del puente para el análisis mediante el prisma finito.

Los corrimientos verticales se muestran en la figura 10 para cada estado de carga. La comparación de los resultados obtenidos con M-FIST y los obtenidos con QUEST y PRIS es excelente.

En las figuras 11 y 12 se puede apreciar la distribución transversal de las tensiones longitudinales N_y , a la mitad del vano, para las distintas posiciones de la carga; y la distribución transversal de las tensiones transversales, en dicha sección, para la carga en la posición B.

EJEMPLO 2. PUENTE ISOSTÁTICO CON SECCIÓN EN CAJÓN COMPUESTA DE HORMIGÓN Y ACERO

Se analiza en este ejemplo un modelo de un típico puente en cajón con la sección transversal compuesta por una losa relativamente gruesa de hormigón, sustentada por un cajón de acero. Nótese la diferencia de espesores de la losa con las paredes de la caja, siendo éste característico de este tipo de estructuras.

La carga consiste en un par de fuerzas puntuales, de 0,5 kg, actuando en la mitad del vano.

En la figura 13 se muestran las dimensiones del modelo junto con la disposición de la carga. Para dividir la estructura en bandas, se ha simplificado la sección tomándose las dimensiones a partir de la línea media. Se han omitido, para facilitar el análisis, las placas de unión entre hormigón y acero.

Se comparan los resultados obtenidos con M-FIST con los obtenidos usando el programa CURDI escrito en Berkeley (California) (16) para el análisis de puentes de planta recta o curva.

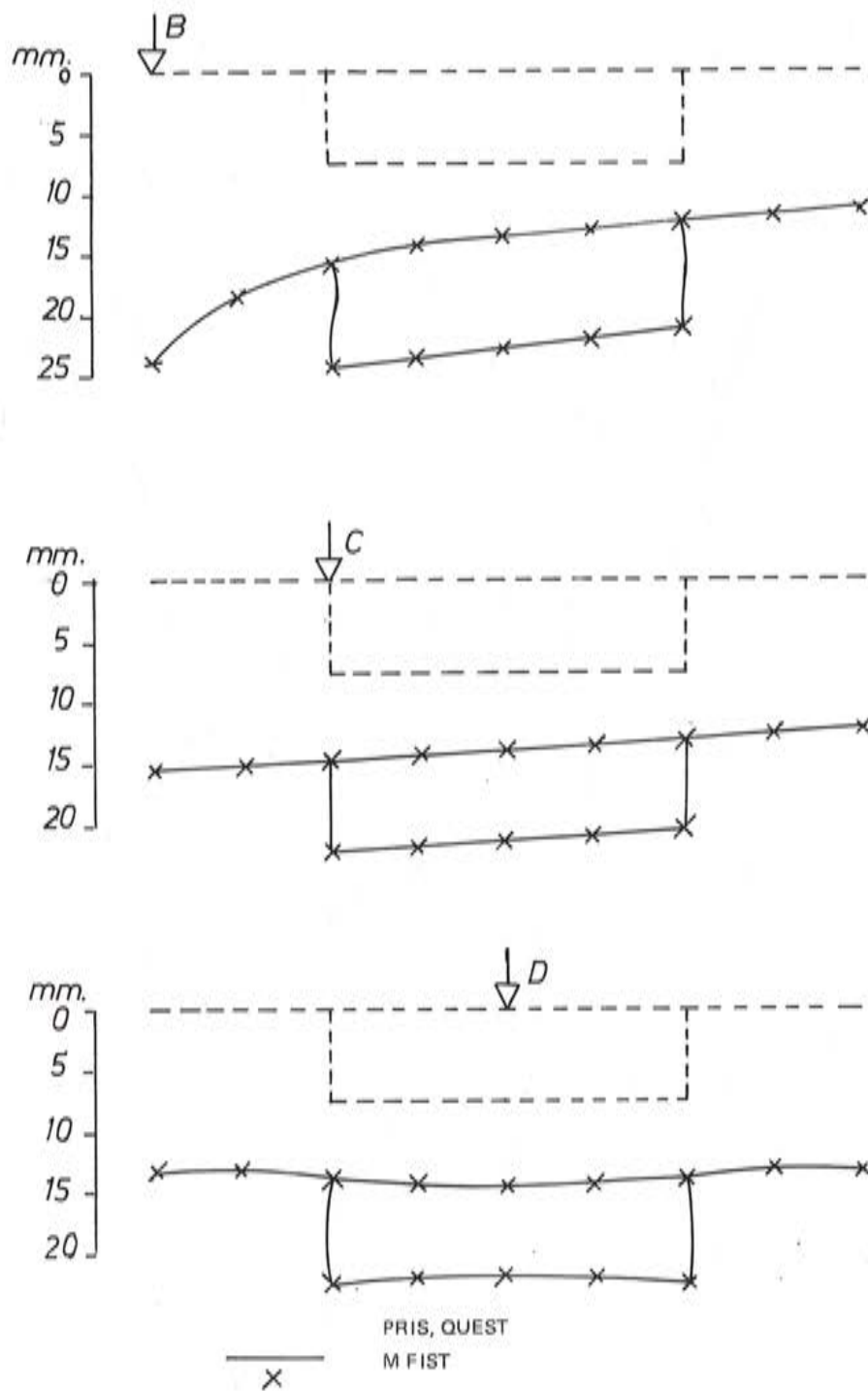


Fig. 10.—Corrimientos verticales de la línea media de la sección, sobrecarga actuando en la mitad del vano

En la figura 14 se muestran los resultados obtenidos con ambos programas para los corrimientos verticales y tensiones longitudinales en la mitad del vano. Se aprecia la gran similitud entre los resultados obtenidos con los dos programas.

EJEMPLO 3. PUENTE CONTINUO DE DOS VANOS CON SECCION CELULAR

Para demostrar la aplicación del método al análisis de estructuras de tramos continuos se ha analizado un puente continuo de dos vanos. La sección transversal está formada por tres células rectangulares. En la figura 15 se puede ver un esquema, de las dimensiones de la

Resultados en la sección central

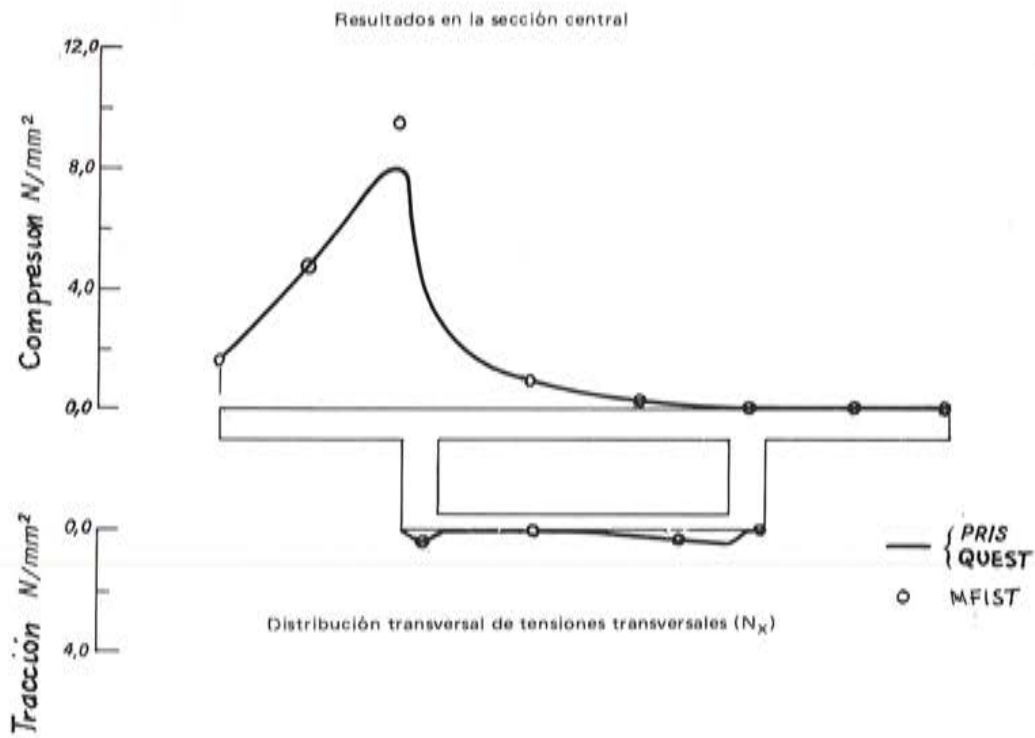
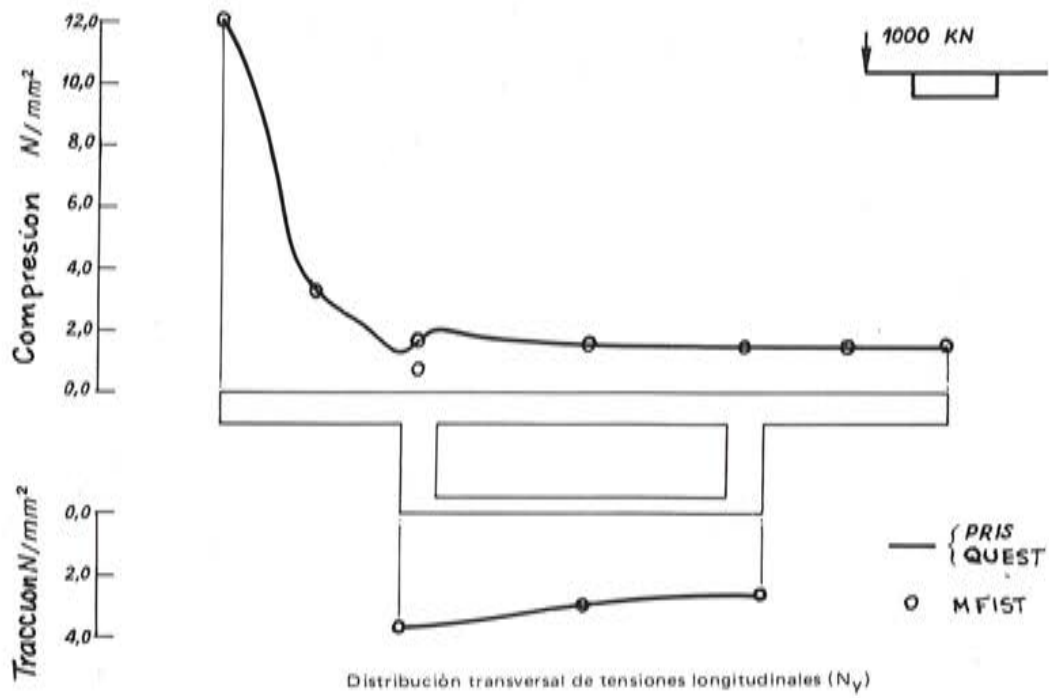


Fig. 11

Distribución transversal de tensiones N_y

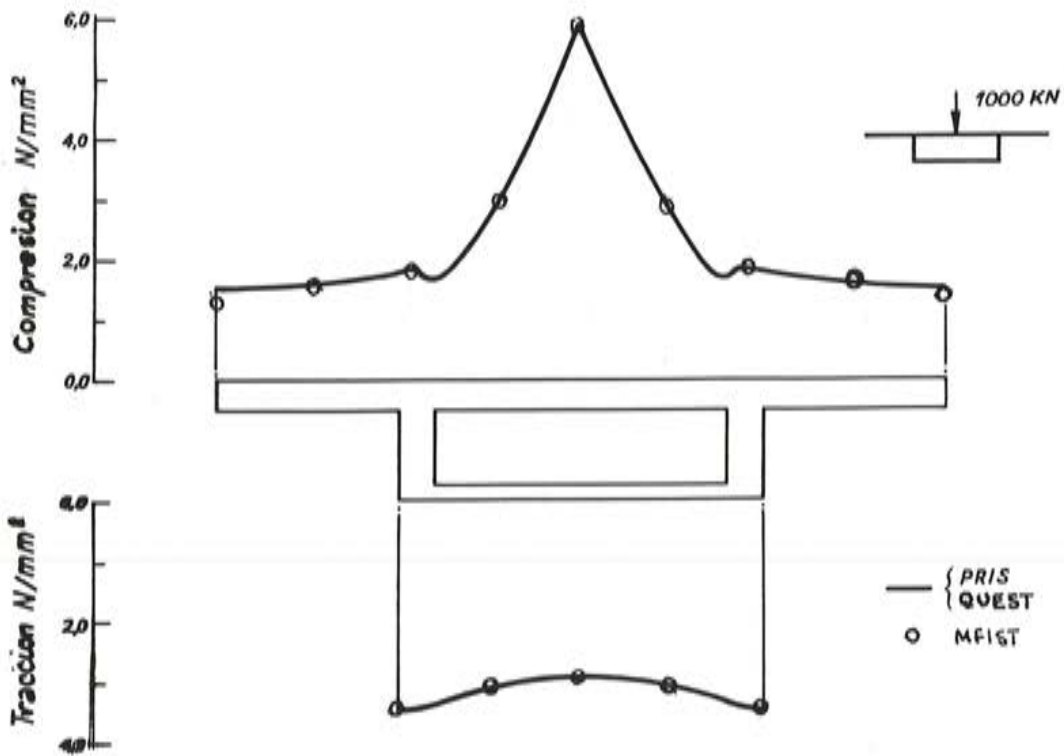
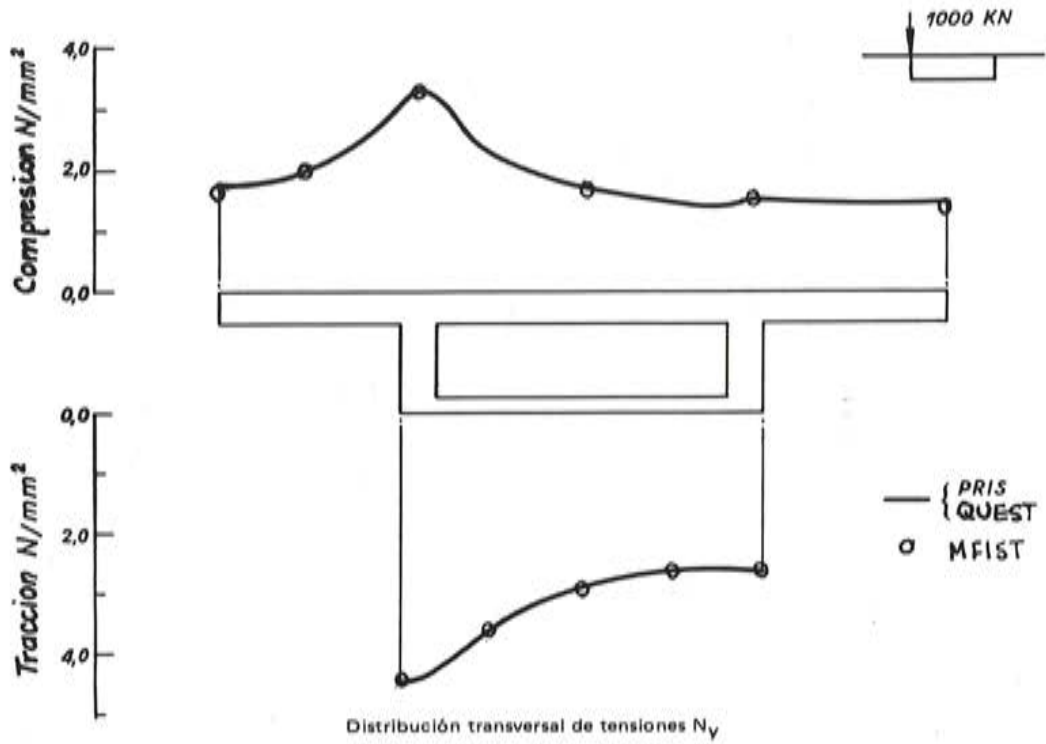
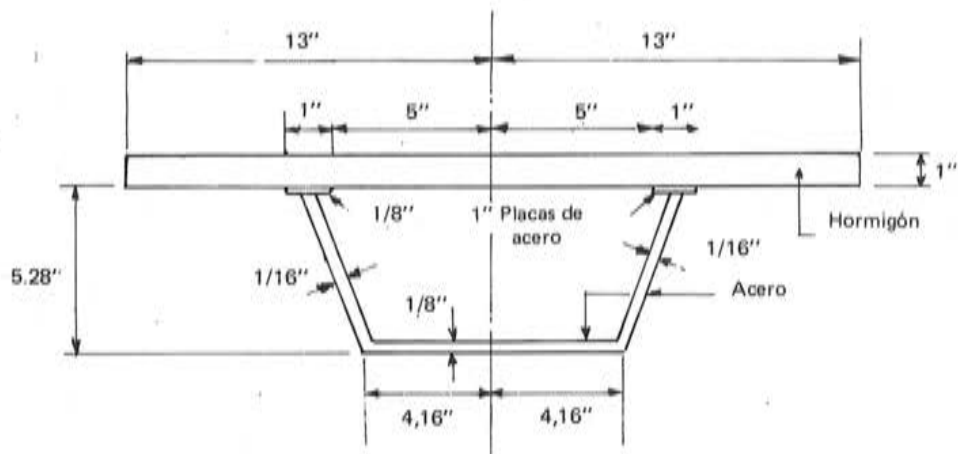
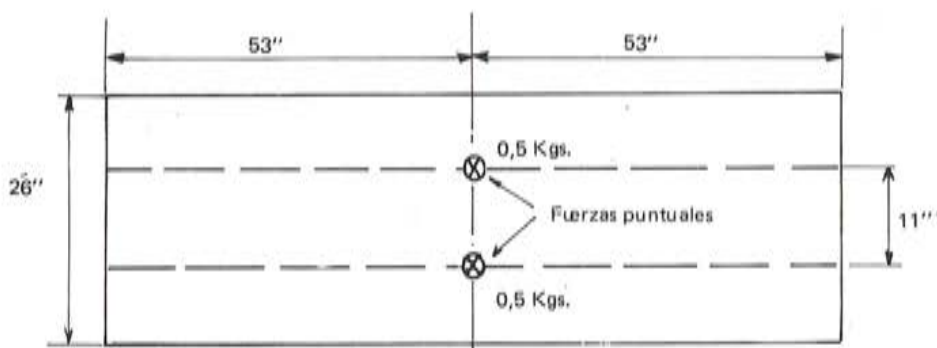


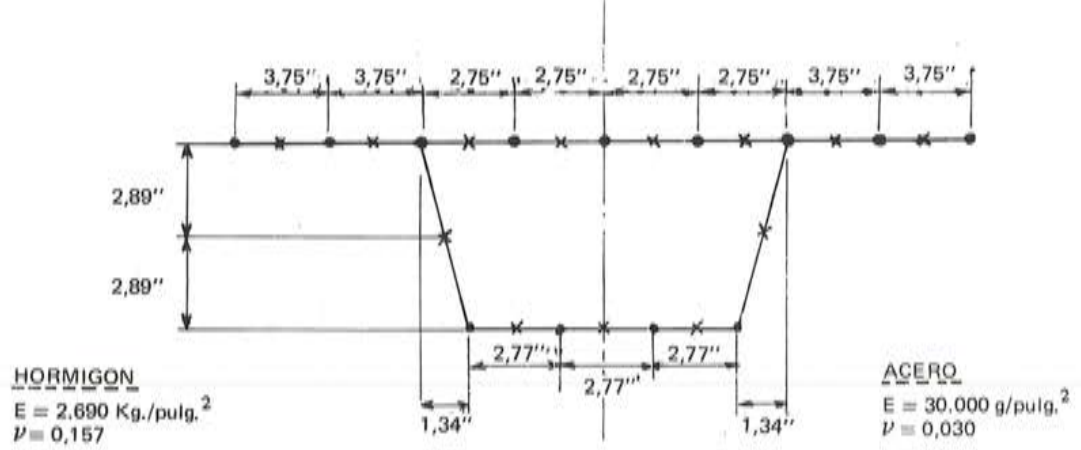
Fig. 12



SECCION TRANSVERSAL

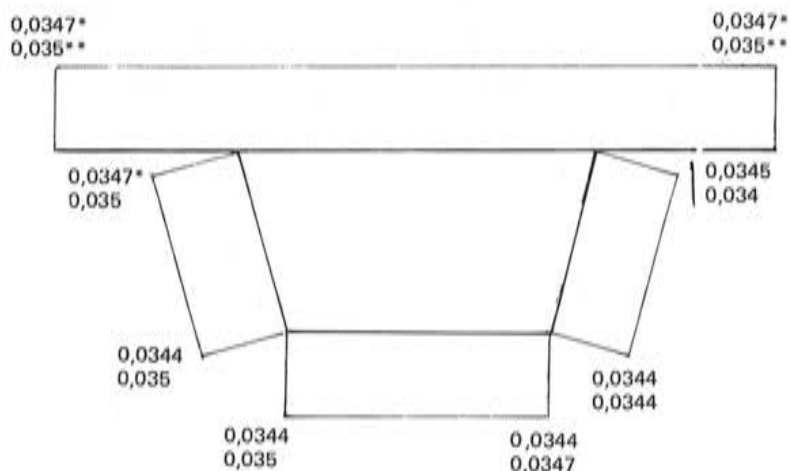


PLANTA

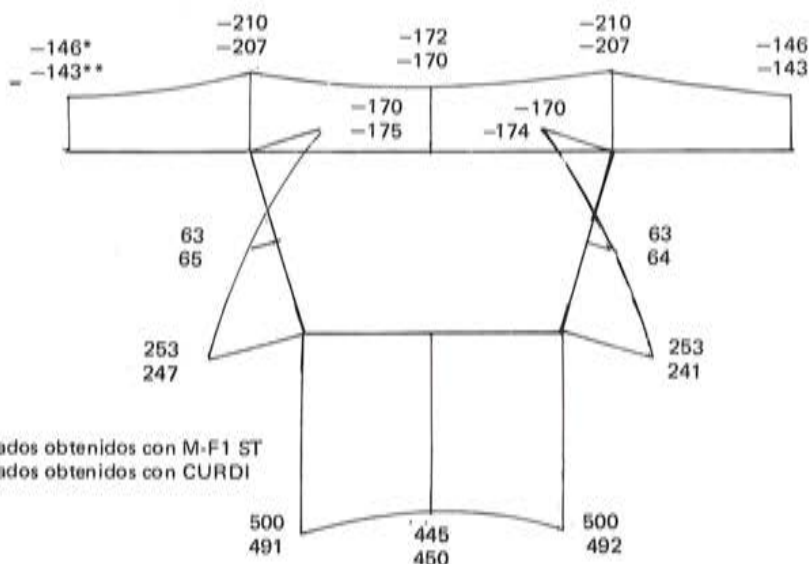


IDEALIZACION EN BANDAS FINITAS

Fig. 13.—Modelo de puente en cajón con sección mixta de hormigón y acero



a) Distribución transversal de corrimientos verticales (pulgadas), sección central



* Resultados obtenidos con M-F1 ST
 ** Resultados obtenidos con CURDI

b) Distribución transversal de tensiones resultantes N_y (libras/pulg.²) en la sección central.

Fig. 14

estructura y disposición de la carga.

La sección central sobre el soporte está rigidizada en su plano. Para simular soportes intermedios y secciones rigidizadas, se ha adoptado el procedimiento de restringir los movimientos convenientemente, en un cierto número de puntos de la sección. Para el cálculo de las reacciones que aparecen en los puntos coaccionados, se ha seguido un esquema de flexibilidades, aplicando fuerzas unidad en la dirección de los movimientos restringidos. Para este caso particular se han restringido los corrimientos verticales de 8 puntos, como se muestra en la citada figura 15.

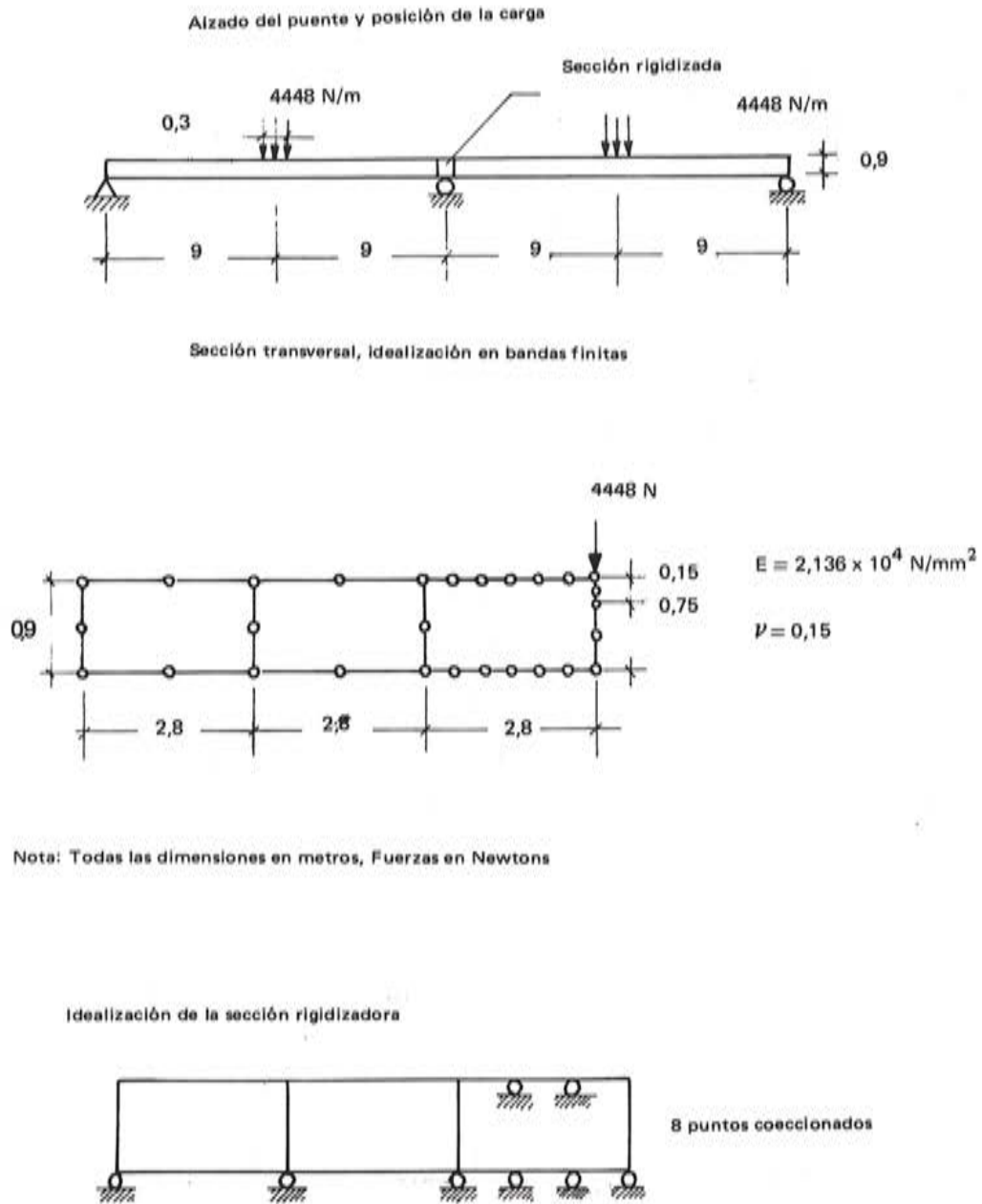


Fig. 15.—Puente continuo con sección celular

Los resultados se comparan con los obtenidos con el programa MUDPI (17), basado en un análisis elástico de estructuras celulares junto con un esquema de flexibilidad, muy elaborado, para simular soportes intermedios y secciones rigidizadas (véase figura 16).

Se puede apreciar que, para simular secciones rigidizadas sobre soportes intermedios, nos basta con restringir los corrimientos verticales de un cierto número de puntos. Esto es debido principalmente a que, para puentes de sección celular, las traslaciones horizontales y las rotaciones no tienen casi efecto en la distribución de las tensiones longitudinales. Asimismo, debido a la naturaleza concentrada de la carga y al hecho de que está aplicada en el punto más excéntrico, es de esperar que, para estados de carga standard, el número necesario de puntos en los que hay que restringir el corrimiento vertical, sea siempre pequeño.

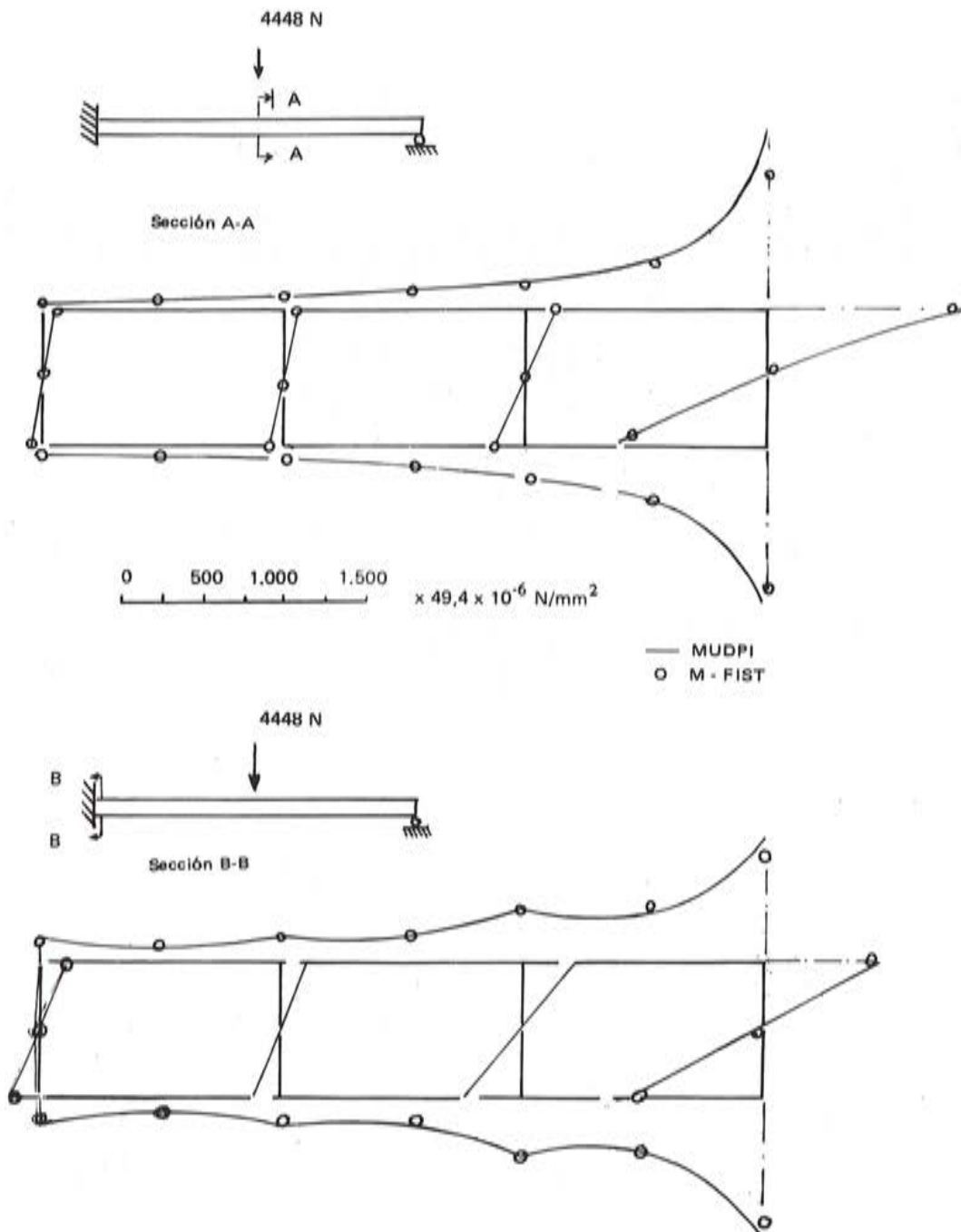


Fig. 16.—Distribución transversal de tensiones longitudinales N_v

EJEMPLO 4. PUENTE DEL VIADUCTO DE QUEEN'S DRIVE

Un ejemplo de uno de los muchos puentes que se han calculado usando el método de la banda finita es el viaducto de Queen's Drive en la autopista Lancashire-Yorkshire M-6 (Inglaterra). El puente es de sección en cajón y consta de seis vanos continuos. Fue calculado por la North Western Road Construction Unit, Lancashire County Council Sub-Unit. La construcción del mismo se efectuó por tramos sucesivos postensados y en la figura 17 (a) y (b) se muestra la sección transversal y el alzado del mismo.

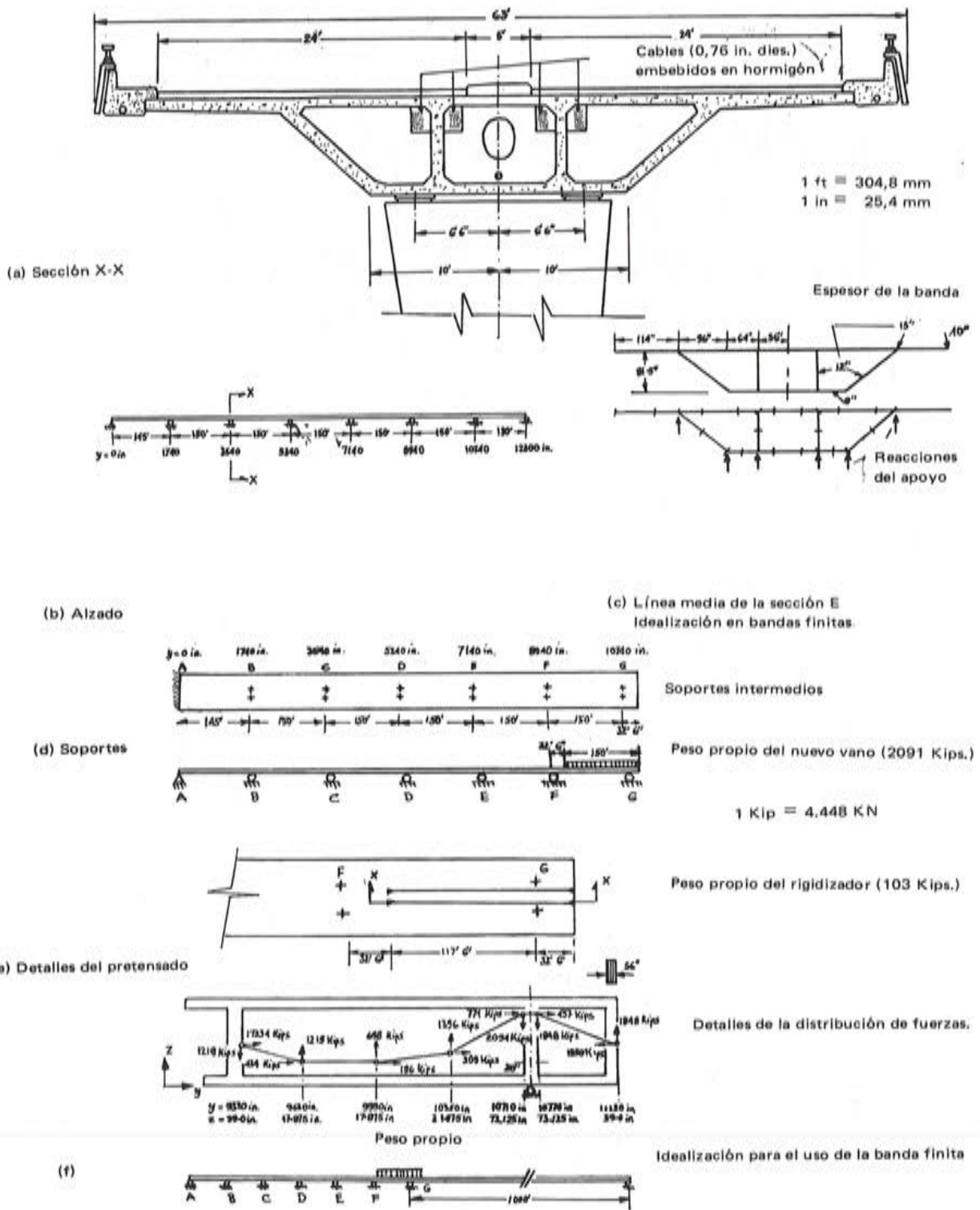


Fig. 17.—Viaducto de Queen's Drive

Además del análisis de las tensiones internas producidas por el peso propio y diversos trenes de carga, se estudió el efecto de las fuerzas de pretensado en las diversas fases de la construcción. Para incluir el efecto del pretensado, en el análisis se sustituyó el efecto continuo del cable, por un sistema de fuerzas equivalente (figura 17-e).

Debido a su construcción por tramos sucesivos era importante predecir las tensiones inducidas en las secciones de los apoyos, al añadir el peso adicional de un nuevo vano, combinadas con las debidas al pretensado.

Estrictamente, la estructura, en un estado intermedio, cae fuera del campo de aplicación del método de la banda finita, debido al voladizo del nuevo tramo sobre el apoyo anterior. Para paliar esta dificultad se usó el artificio de simular la estructura reemplazando el voladizo por una estructura muy larga, (como se muestra en la figura 17 (f). La estructura simulada se analizó mediante el método de la banda finita y, al mismo tiempo, el puente se analizó como una viga continua para el mismo estado de carga (peso propio del nuevo vano). Comparando los resultados se vió que, en cuanto al equilibrio estático de las tensiones longitudinales N_y en las secciones sobre los apoyos F y G, los errores inherentes a la aproximación caían dentro de la tolerancia admitida en el cálculo.

En las figuras 18 (a) y (b) se muestran los perfiles de las tensiones longitudinales debidas al peso propio y al pretensado. Vemos como el efecto del peso propio reduce ligeramente el efecto del pretensado en la sección G. Asimismo se observa, en la figura 18 (b), que aparecen ligeras tracciones en la cara inferior de la sección sobre el apoyo F. Dichas tensiones se eliminan, de hecho, por las tensiones de compresión inducidas durante la construcción del tramo anterior, como se puede deducir de la figura 18 (a).

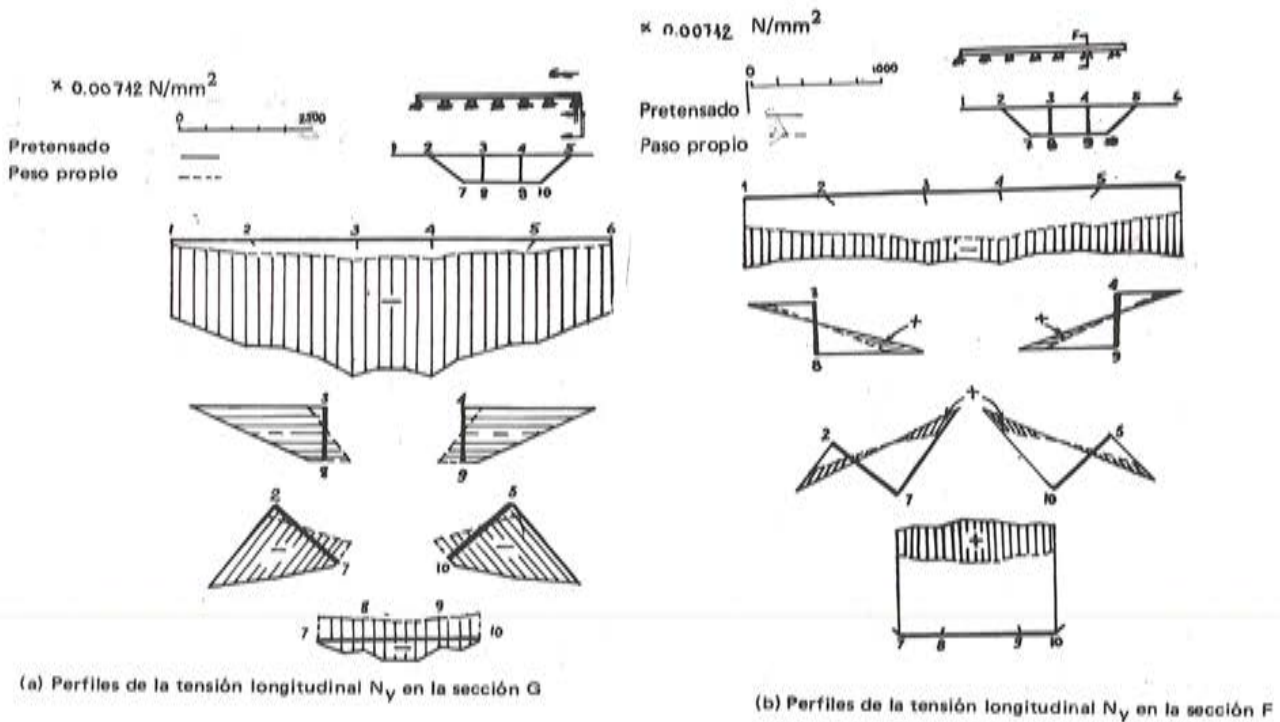


Fig. 18.—Distribución de las tensiones longitudinales N_y

CONCLUSIONES

La principal característica del método presentado estriba en que debido a la naturaleza del análisis usando expresiones polinómicas en dirección transversal y desarrollos de Fourier en dirección longitudinal, se reduce el estudio de estructuras formadas por placas de forjado y vigas, al análisis de estructuras formadas por unión de elementos tipo viga, reduciéndose un problema originalmente bi-dimensional a uno uni-bidimensional, con la subsecuente economía en el número de variables necesario para definir el problema.

Se ha incluido, en el análisis, el efecto de la deformación transversal debida al esfuerzo cortante; lo cual permite analizar con exactitud estructuras cuyos componentes tengan un espesor considerable. Se ha comprobado (13) que, en general, las tensiones obtenidas incluyendo el efecto de la deformación transversal debida al esfuerzo cortante son menores que las que se obtienen prescindiendo de dicho efecto; por lo cual el procedimiento presentado conduce a un dimensionamiento más económico de la estructura.

La naturaleza del desarrollo de Fourier empleado, implica que la estructura tenga sus extremos simplemente apoyados. Soportes intermedios y secciones rigidizadas, se pueden incluir en el análisis mediante un esquema de flexibilidades apropiado. De esta manera se preservan las características ortogonales de las funciones de desplazamientos asumidas, y la forma de la solución es la misma.

Los desplazamientos convergen más rápidamente que las tensiones. Para una carga puntual aislada, la convergencia es muy lenta; mientras que para una carga uniformemente repartida es muy rápida.

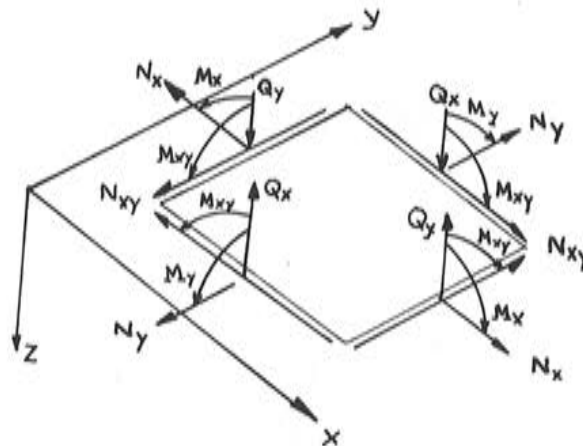


Fig. 19.—Convenio para la dirección positiva de las tensiones resultantes

Escogiendo el suficiente número de bandas, la solución será siempre convergente al aumentar el número de armónicos. El número de bandas necesario para cada componente de la estructura debe escogerse de acuerdo con las proporciones geométricas de la misma. Generalmente, se necesita mayor número de bandas en el tablero, para una buena representación de la distribución transversal de tensiones resultantes longitudinales N_y . En el alma de las vigas o en las paredes de la caja, si se trata de una sección tipo cajón, el número de bandas no es esencial, obteniéndose buenos resultados con una sola banda.

En zonas donde se espere un brusco cambio en la distribución de tensiones, se debe usar un número mayor de bandas y de armónicos. Por el contrario, para puntos lejos de soportes aislados y cargas concentradas, se obtienen buenos resultados usando pocas bandas y un número pequeño de armónicos.

Para puentes de un solo vano, sin soportes intermedios, basta con 15 armónicos para obtener una satisfactoria distribución de tensiones longitudinales.

Para puentes con soportes intermedios, se necesita un número mayor de armónicos para obtener el perfil discontinuo de tensiones longitudinales sobre los soportes.

Puesto que bajo cargas concentradas las tensiones son matemáticamente infinitas, no es económico tratar de alcanzar convergencia en esa región.

El tiempo de computación es directamente proporcional al número de armónicos. Así pues, una solución que use 20 armónicos empleará doble tiempo que una que use 10.

No obstante, el número de ecuaciones que es preciso resolver para cada armónico es pequeño, teniendo el sistema de ecuaciones forma de banda, lo que acelera su solución. Por tanto, el método de la banda finita resulta muy económico, siendo adecuado para su empleo en un ordenador de mediana capacidad de memoria.

Debido a la naturaleza del análisis, los resultados solo se obtienen en aquellas secciones que se especifique a priori; a diferencia del método de los elementos finitos que proporciona una información completa, a veces innecesaria, del comportamiento de toda la estructura.

Finalmente, remarcaremos que el análisis permite el manejo de distintos tipos de secciones no homogéneas, y que sus resultados describen con detalle situaciones locales, como flexiones locales o diferenciación entre esfuerzos sobre alma de vigas o losas.

El método de la banda finita parece particularmente adecuado para el análisis de puentes con sección en cajón, cuyo estudio no puede efectuarse de una manera sencilla por ninguno de los métodos clásicos.

* * *

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 30 del próximo mes de noviembre.

REFERENCIAS

- 1.— Report of the Task Committee on Folded Plate Construction, "Phase I report on folded plate construction". Am. Soc. Civ. Engrs., 89, ST, 365-405, 1963 (Diciembre).
- 2.— A. Samartín and J. Martínez, "A survey on Folded Plate Structures" I.A.S.S. Colloquium of Madrid, setiembre-octubre 1969.
- 3.— J.E. Goldberg and H.L. Leve, "Theory of prismatic folded plate structures", IABSE Publications, Zurich, Switzerland, vol. 17, 59-86, 1957.
- 4.— A. de Fries-Skene and A.C. Scordelis, "Direct Stiffness solution for folded plates". Am. Soc. Civ. Engrs. 50 ST, 15-47, 1964.
- 5.— A.C. Scordelis, "Analysis of simply supported box girder bridges", Structural Engineering and Structural Mechanics Report Núm. SESM 66-17, Univ. of California, Berkeley, 1966 (Octubre).
- 6.— Hinton, E. and Hewitt, A.M. "QUEST (HECB/B/14) Finite Element Analysis of Box Girder Bridges", Highway Engineering Computer Brand. D.O.E.
- 7.— K.H. Chu and E. Dudnik, "Concrete box girders bridges analysed as folded plates", Concrete bridge design. ACI Publications, SP-23, 221-246, 1969.
- 8.— Y.K. Cheung, "Folded plate structures by finite strip method", Am. Soc. Civ. Engrs. Vol. 95, núm. St. 12, 2963-79, 1969 (Diciembre).
- 9.— Y.K. Cheung, "Analysis of box girder bridges by finite strip method", Concrete Bridge design. ACI Publications SP-26, 357-378, 1971.

- 10.— Zienkiewicz, O.C. and Too, J.J.M. "The finite prism in analysis of thick simply supported bridges boxes". Proc. I.C.E., vol. 53, Paper núm. 7450, pp. 147-152. Setiembre 1972.
- 11.— Clough, R.W. and Wilson, E.L. "Dynamic finite element analysis of arbitrary thin shells". Nato Advanced study Institute on Finite Element methods in Continuum Mechanics. Lisbon, setiembre 1971.
- 12.— Hinton, E., Wood, R.E., Oñate, E. "Preliminary Report on Bridge DECK Analysis Using a Finite Strip Solution", Internal report, BDAR/1/76. Department of Civil Engineering, U.C. Swansea, (País de Gales), mayo 1976.
- 13.— Oñate, E. "A comparison of Finite Strip Methods for the analysis of box girder bridges". M. Sc. Thesis. Civil Eng. Dept. University College of Swansea. 1976.
- 14.— Maisel, B.F. Rowe and Swann, R.A. "Concrete box girder bridges", Struct. Eng. vol. 51, núm. 10 pp. 363-376, octubre 1973.
- 15.— DUNCAN, B. "A finite prism program (A report and user's manual for program PRIS)". Report núm. CR/228/74, noviembre 1974. Centre for Numerical Methods in Engineering, Dept. Civil Engineering. University College of Swansea, Wales.
- 16.— Kabir, A.F. and Scordelis, A.C. CURDI "Computer program for curved bridges on flexible bents". Dept. of Civil Eng. University of California, Berkeley.
- 17.— Scordelis, A.C. "Analysis of continuous box girder bridges", Structural Engineering and Structural Mechanics. Report núm. SESM 67-25, University of California, Berkeley, noviembre 1967.

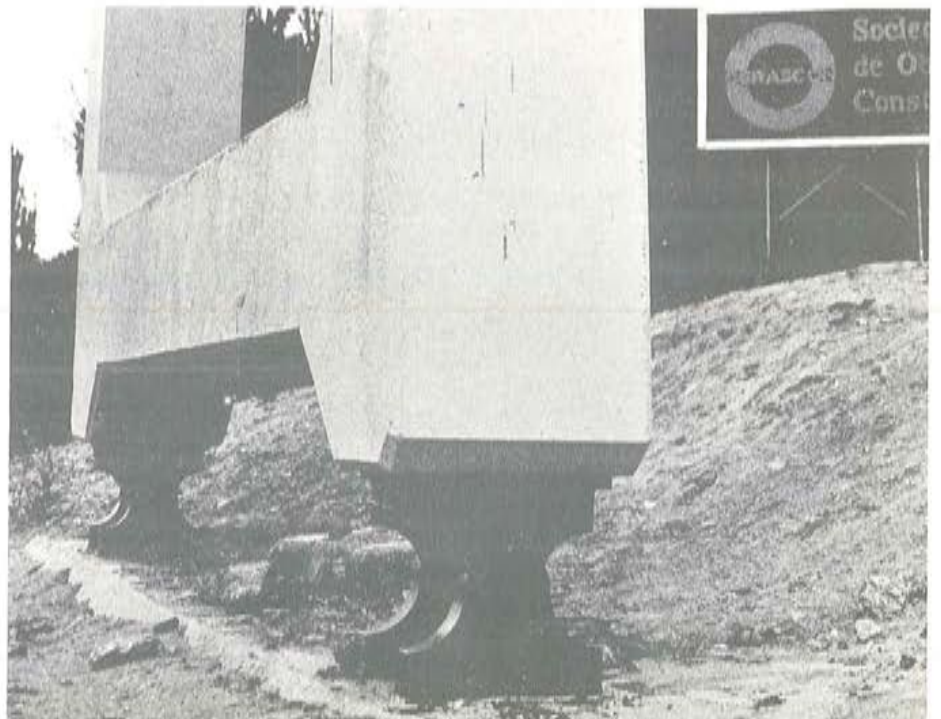
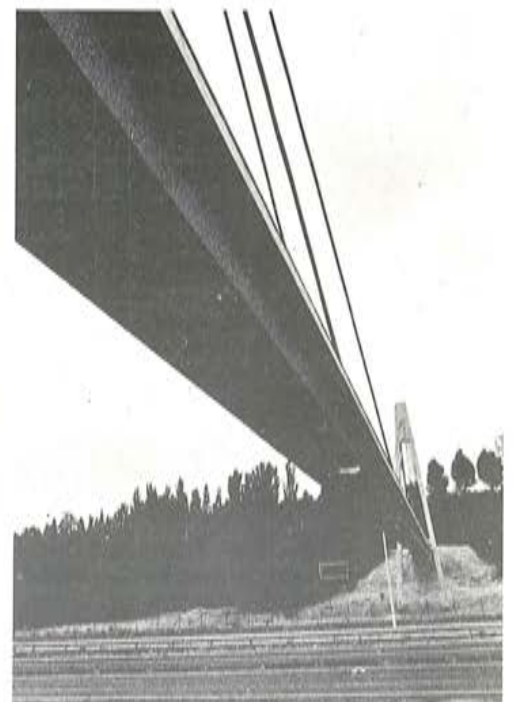
NOTACION

\sim	Referido a una mayúscula indica matriz; en caso contrario indica vector columna.
,	Significa que la cantidad está referida al sistema de coordenadas local.
\tilde{B}_i^{ℓ}	Matriz de deformación del nodo i para el armónico 1. Relaciona las deformaciones con los desplazamientos nodales.
$\tilde{D} = \begin{bmatrix} \tilde{D}_m & 0 \\ 0 & \tilde{D}_b \end{bmatrix}$	Matriz elástica.
$\tilde{P}, \tilde{S}, \tilde{F}$	Vectores de fuerzas de volumen, de superficie y puntuales, respectivamente.
$K_{ij}^{\ell\ell}$	Matriz de rigidez conectando nodos i y j para el armónico 1.
N_x, N_y, N_{xy} $M_x, M_y, M_{xy}, Q_x, Q_y$	Tensiones resultantes (figura 19).
u, v, ω	Desplazamientos en las direcciones x, y, z .
t	Espesor de la banda.
x, y, z	Sistema de coordenadas general (figura 6).
x', y', z'	Sistema de coordenadas local (figura 6).
E_x, E_y, ν_x, ν_y	Módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson.

$\theta_x, \theta_y, \theta_z$	Rotaciones alrededor de los ejes x, y, z.
$\underline{\delta}_i^l, \underline{\epsilon}_i^l, \underline{\sigma}_i^l$	Vectores de desplazamientos, deformaciones y tensión del nodo i para el armónico l.
\underline{T}_{ij}	Matriz de transformación de coordenadas del elemento de dirección i-j.
m, b	Indices indicando efectos en el plano o efectos de flexión.
N_i	Función de forma, para el nodo i.

OBRASCON

PASARELA PROLONGACION DE LA C/. MARQUES DE ZAFRA, SOBRE M-30



Pasarela colgada en la Avda. de la Paz.— Madrid

Carlos Fdez. Casado, Javier Manterola, Leonardo Fdez. Troyano.
Drs. Ings. de Caminos

1. ANTECEDENTES

Nos fué planteado por la Jefatura Regional de Carreteras de Madrid, el proyecto de una pasarela de peatones sobre la autopista de la Paz, que uniese las dos márgenes de la misma a la altura del Parque del Marqués de Zafra. En dicha zona la autopista cuenta con 14 vías de circulación, distribuidas en cuatro calzadas, dos laterales que estaban en servicio en el momento de su construcción y otras dos que se pusieron en servicio posteriormente.

La distribución de las vías y sus arcenes en el terreno cubrían casi en su totalidad la superficie inferior, de manera que era prácticamente imposible disponer apoyos en su interior sin perturbar considerablemente el tráfico en dicha zona. De esta manera se creaba una luz libre obligatoria de 85 m., la cual es realmente importante para una construcción de este tipo. Fig. 1.

2. ELECCION DE LA SOLUCION

Generalmente, la solución que se adopta para un determinado problema estructural se obtiene de una manera intuitiva. La solución se ve de una determinada manera y no como consecuencia de un proceso de eliminación o selección entre el abanico de las soluciones disponibles con que se cuenta en cada momento.

La intuición se toma en este caso en su acepción racionalista, y no es sino la respuesta que se produce en la concepción general del fenómeno resistente que se tiene en mente, al ponerla en contacto directo con el problema concreto.

Desde esta perspectiva, el problema estructural se ordena en sus líneas generales, sobre las cuales será necesario trabajar para que tome una forma concreta. Este segundo paso tiene como misión resolver los problemas constructivos y resistentes dentro de un orden formal, el cual, también es previo a toda consideración sobre el problema particular.

Se está en una forma de pensar y hacer la estructura, que engloba y dirige todo el trabajo particular de aplicación a un problema concreto.

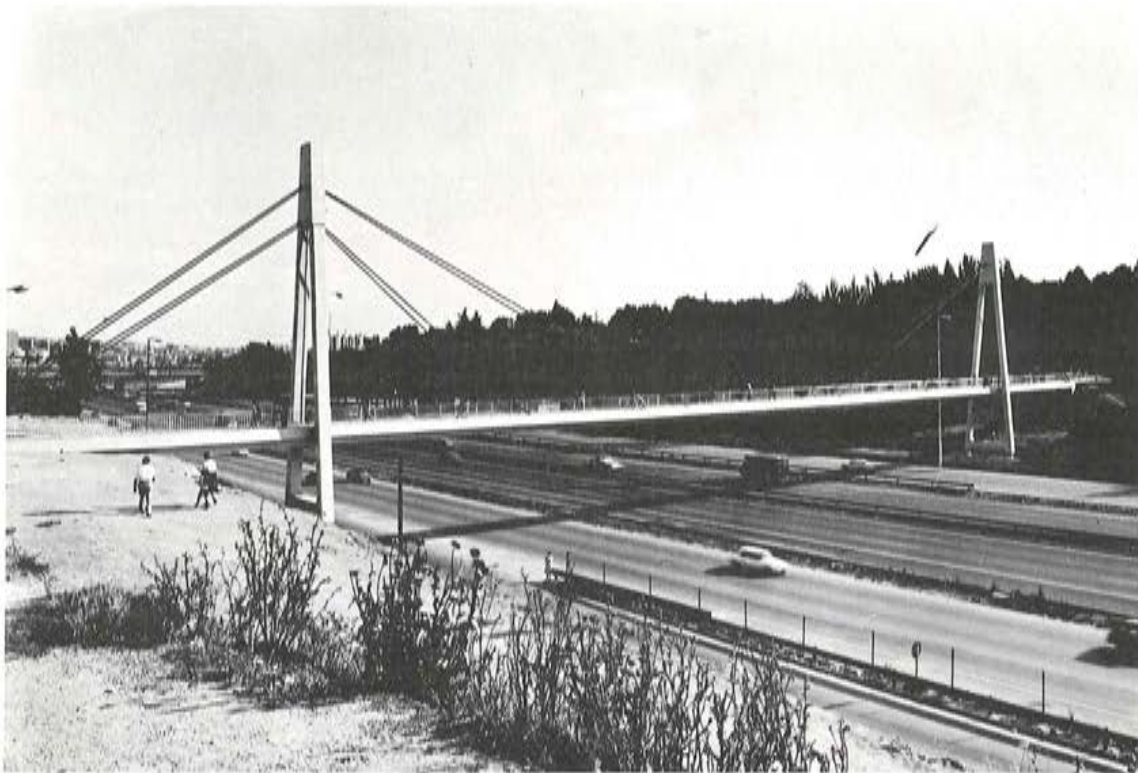


Fig. 1

Por esta razón las consideraciones sobre la idoneidad de una solución, establecida por comparación con otras posibles, son consideraciones a posteriori, que si bien en algunas ocasiones suele cambiar la idea inicial, en la mayoría se conserva. La nueva experiencia resistente vendrá a añadirse a la inicial determinando una nueva situación ante los problemas siguientes.

Esta disgresión inicial viene al caso ya que nosotros vimos desde el primer momento que la solución a nuestro problema era la de una pasarela atirantada.

Establecer un dintel recto suponía un inconveniente grave. El canto necesario para resolver en flexión los 85 m. de luz puede oscilar alrededor de 3 m y eso tanto si utilizamos acero estructural u hormigón pretensado. Semejante canto, para una pasarela situada a 8 m. escasos sobre la superficie de las calzadas, supone para el usuario de la autopista un obstáculo visual de extraordinaria pesadez. Junto a este aspecto estético negativo, se añade el coste importante que supone resistir en flexión semejante luz. Esta alternativa fué rápidamente desechada.

La estructura arco, con tablero inferior en este caso, es extraordinariamente adecuada para casos como este, en el cual la relación entre el valor de la sobrecarga y la carga total es pequeña. El antifunicular de cargas se puede centrar bastante bien por la pequeña oscilación que le introduce la sobrecarga. Sin embargo una tipología de este tipo presenta tres inconvenientes importantes.

- a) Una estructura en arco no se comporta como tal hasta que está completamente construida. Este hecho determina muy poca flexibilidad en los procedimientos constructivos, máxime en este caso que teníamos dos calzadas inferiores en servicio.
- b) Es muy exigente respecto a las condiciones de cimentación por necesitar una respuesta muy rígida del suelo, evitando así los grandes movimientos horizontales de los arranques que producen flexiones en el arco. Únicamente en el caso de arco con tablero inferior sería posible eliminar este inconveniente.

c) Su aspecto exterior no nos parece adecuado para una localización como la que tenemos.

No hay duda de que existen muchas otras soluciones posibles además de las citadas. Variaciones sobre la estructura dintel, como por ejemplo, la formada por una celosía metálica dentro de la cual se desarrolla el tráfico peatonal y otros. Sin embargo creemos que la solución atirantada adoptada es la más idónea para este problema concreto. Fig. 2.



Fig. 2.

3. SOLUCION ADOPTADA

Elegimos el hormigón normal como material básico tanto para las pilas como para el dintel. Esta elección es obvia de cara a la economía de la obra si la comparamos con el acero estructural. No resulta tanto si lo comparamos con el hormigón ligero, material que contemplamos cuando iniciamos el proyecto pero que fué necesario eliminar en vista de que las fábricas de arido ligero estaban en rodaje en el momento de iniciarse el mismo*. Como veremos más adelante este material tiene claras ventajas para este tipo estructural comparado con el hormigón normal.

Las condiciones funcionales determinan claramente una distribución de la longitud total de la pasarela en tres luces de 21 m. + 85,8 m. + 21 m. Figura 3. El dintel de 127,8 m. de longitud total se apoya en los estribos extremos y cuelga de la parte superior de la torre de seis puntos, dos situados en el plano de las pilas y cuatro más situados en el vano principal. Se determinan así siete luces intermedias de 21 m. + 17 m. + 17 m. + 17,8 m. + 17 m. + 17 m. + 21 m.

* En este momento las fábricas españolas de árido ligero están perfectamente dispuestas para suministrar árido para hormigones estructurales.

Las torres son de forma triangular y están articuladas en su pie. Tienen alturas de 23,39 y 25,43 m., de las cuales 14,52 m. constituye la distancia media del punto de anclaje de los tirantes en la parte superior al eje del dintel. Esta cantidad determina una relación entre la altura de atirantamiento y la luz del vano principal de 1/5,9, valor este importante ya que constituye la influencia de la geometría del atirantamiento en su rigidez para soportar cargas verticales.

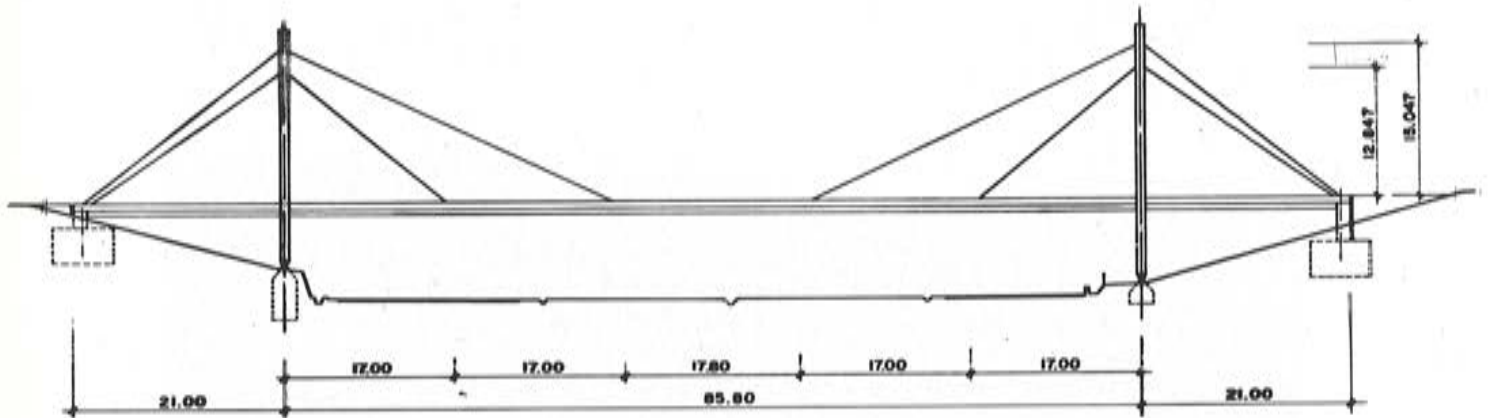


FIGURA - 3

El dintel está formado por una sección cajón de 1,2 metros de canto, constante a lo largo de toda la longitud de la pasarela y que determina una relación entre el canto y la luz principal de 1/71. El cajón es hueco, con paredes de 14 cm. y se encuentra pretensado interiormente con cables rectos.

Los tirantes en número de 10 por torre, parten en cinco parejas que se anclan en el estribo y a lo largo de la semilongitud de la pasarela. Dicho anclaje se realiza en los bordes laterales del dintel.

4. RESPUESTA RESISTENTE

El comportamiento resistente de una estructura atirantada depende de la relación que existe entre la rigidez del dintel y la rigidez del sistema de atirantamiento. Ambos mecanismos de resistencia se enfrentan, en función de sus valores respectivos, en la tarea de transmitir la carga a la cimentación.

La rigidez del dintel es proporcional al valor $E \cdot I/L$, donde E es el módulo de elasticidad del hormigón, I el momento de inercia de la viga cajón y L es la luz del dintel entre apoyos fijos —los estribos en nuestro caso—. Si independizamos el dintel de los cables y lo solicitamos con la carga exterior se producirá una deformada correspondiente a una viga apoyada y que representamos por a en la figura 4. Su cuantía es proporcional a $E \cdot I/L$.

La necesidad de compatibilizar los corrimientos del dintel y de los cables obliga a que estos últimos se alarguen, produciendo sobre el dintel una fuerza F que lo levanta hasta alcanzar su posición de equilibrio definitivo en b , figura 4. Es evidente que dicha fuerza F actúa también sobre la parte superior de la pila, ante la cual, experimentará un corrimiento horizontal en cabeza, que está contrarrestado por su propia rigidez y la de los tirantes posteriores.

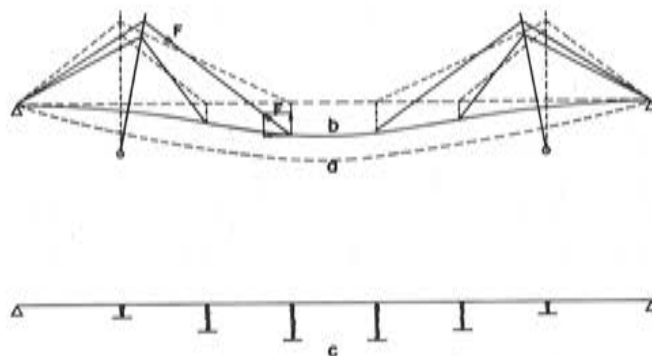


FIGURA - 4

La rigidez de la pila depende de sus dimensiones y de su grado de vinculación con la cimentación. En nuestro caso, al estar la pila articulada en su parte inferior, desaparece su rigidez a efectos de las flexiones, comportandose prácticamente como una biela. Únicamente en la parte comprendida entre los puntos de anclaje de los dos tirantes es posible que aparezcan flexiones, lo que determina la posibilidad de que se produzca un intercambio de cargas entre ellos.

La fuerza F solo está contrarrestada, en este caso, por los cables posteriores los cuales se alargarán. La rigidez del sistema de atirantamiento está representado por este mecanismo de trabajo. Su eficacia dependerá, por tanto, de las siguientes variables:

- a) Área de los cables.
- b) Módulo de elasticidad del material constitutivo de los cables.
- c) Longitud de los cables.
- d) Inclinación de los cables respecto al eje del dintel.

La rigidez a deformarse del conjunto representado por cables delanteros, torres y cables traseros puede ser sustituida por la de un muelle, que convierte la respuesta de una estructura atirantada en la de una viga sobre apoyos elásticos. Este símil es extraordinariamente útil para comprender la respuesta resistente de este tipo de estructuras. Figura 4 c. Por ejemplo:

- Si en lugar de utilizar hormigón normal en el dintel hubiésemos utilizado hormigón ligero, su módulo de elasticidad se habría reducido aproximadamente a la mitad y por tanto su rigidez. En el enfrentamiento de los dos sistemas ante la carga, el sistema de atirantamiento sería más eficaz, recogiendo mayor cantidad de la carga vertical lo que libera al dintel de parte de sus flexiones. Además el menor peso del hormigón ligero tiene como efecto reducir el coste en todos aquellos elementos que transmiten el peso propio.
- Un efecto análogo encontramos en la elección del material que constituye los tirantes. Si en lugar de un cable formado por un haz de hilos paralelos, utilizásemos un cable cerrado o en espiral, la rigidez del atirantamiento disminuirá ya que el módulo de elasticidad de un cable se reduce al enrollarlo en espiral. Esta pérdida de rigidez en el sistema de atirantamiento supone un mayor efecto de las cargas exteriores sobre las flexiones del dintel.

Una reducción del módulo de elasticidad del cable se verifica automáticamente, cualquiera que sea la naturaleza del mismo, por la forma de catenaria que toma para equilibrar su peso propio. Este hecho convierte al módulo de elasticidad del cable en una función dependiente de su longitud, de su peso específico y de la tensión a que está sometido, lo que hace que el cálculo de este tipo de estructuras sea no lineal. Sin embargo si la tensión del cable es suficientemente elevada y su longitud no es muy grande, puede suponerse, como

ocurre en este caso y sin errores apreciables, que la respuesta del cable ante la carga axil sea lineal.

- Colgar el dintel de la pila en lugar de apoyarlo en la misma tiene grandes ventajas cuando el número de tirantes que sustentan el vano principal es grande. Un apoyo del dintel directamente sobre la pila supone la aparición de un apoyo fijo dentro de un sistema de apoyos elásticos. Su presencia invalida la influencia de los cables situados en sus proximidades ya que la deformabilidad del dintel en esa zona queda muy coartada por pequeña que sea su rigidez.

4.1. Momentos flectores en el dintel

La ley de momentos flectores sobre el dintel de la pasarela se debe a dos tipos diferentes de acciones. La primera corresponde a las cargas exteriores y la segunda a la influencia del medio ambiente que se concreta en deformaciones de temperatura, fluencia y retracción.

4.1.1. En la figura 5 b representamos las leyes de momentos flectores en el dintel para diferentes posiciones de la carga vertical. En dichas curvas se observa como la rigidez del atirantamiento varia de una a otra zona de la pasarela, lo que se manifiesta por la distinta cuantía y extensión de las leyes de momentos flectores. Las combinaciones más desfavorables de estas cargas la exponemos en la figura 5 c donde representamos los momentos flectores máximos y mínimos debidos a la sobrecarga. Se puede observar como en dicha ley, los momentos flectores negativos más importantes se concentran en la zona de las pilas, mientras que los momentos flectores positivos se concentran en el centro de la luz del vano principal.

4.1.2. La ley de momentos flectores de peso propio en el instante $t = 0$ puede ser la que nosotros queramos. Su valor consta de dos partes, la primera corresponde a los esfuerzos que se producen en una viga bi-apoyada de 128,5 metros de luz y solicitada bajo el peso propio. La segunda corresponde a los esfuerzos que se producen en la misma viga apoyada, bajo la acción de unas fuerzas concentradas en los puntos de unión de los tirantes y el dintel y cuyo valor es la carga arbitraria que por medio de gatos demos nosotros a los tirantes.

Con esta posibilidad nosotros introducimos una carga en los tirantes que sumada a la anterior nos produce la ley resultante representada en la figura 6 b. La fijación de su valor depende de los esfuerzos que se añadan al dintel por la sobrecarga y las acciones provinientes del medio ambiente.

Su cálculo es elemental ya que basta obtener la matriz de flexibilidad que recoge la respuesta en deformaciones, de carga unitarias actuando sobre la viga apoyada y dirigidas según los tirantes. La resolución de un sistema de tres ecuaciones con tres incógnitas nos produce los resultados buscados.

Si su cálculo es elemental, la puesta en carga no lo es tanto a no ser que utilizásemos 20 gatos —uno por cada tirante— y actuásemos sobre todos a la vez. Con la utilización de solo dos gatos, la puesta en carga de la pasarela se realiza por pasos y en cada uno de ellos la pasarela va tomando configuraciones diferentes ya que habra momentos que determinados tirantes estan colocados y en otros no. Esto convierte a la estructura en hiperestática y evolutiva cuyos esfuerzos es necesario calcularlos con cuidado.

4.1.3. Las leyes de momentos flectores de peso propio cambian en el tiempo como consecuencia de las deformaciones por fluencia y retracción del dintel y de las pilas.

En la figura 6 b) representamos la ley de momentos flectores de peso propio para el tiempo $t = \infty$. En ella vemos como la dislocación que sobre los esfuerzos de peso propio han introducido la carga en los cables en el instante $t = 0$ se ha uniformizado casi totalmente. No llega a alcanzar la ley de momentos flectores correspondientes a una viga continua apoyada en todos los puntos de cuelgue, pero se aproxima a ella.

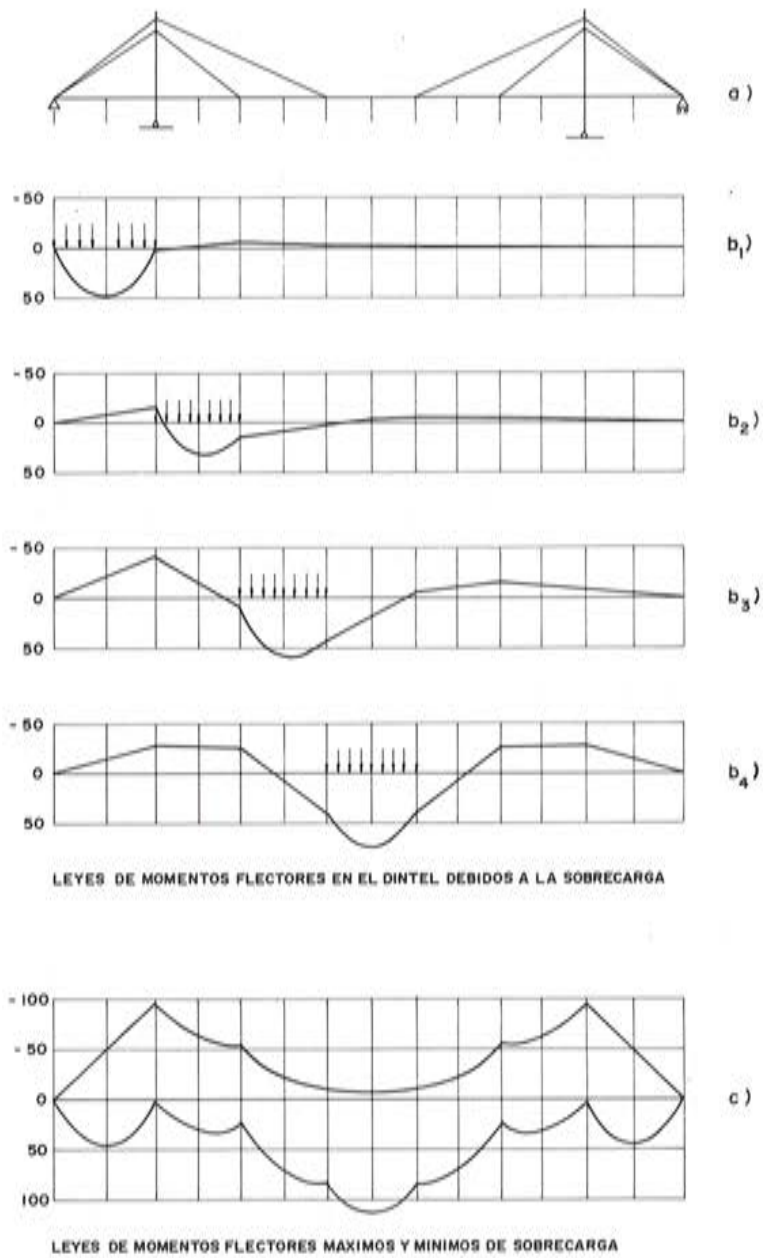


Fig. 5.

En la figura 6 c) representamos los corrimientos verticales y horizontales que experimenta el dintel desde $t = 0$ a $t = \infty$.

Las modificaciones de los esfuerzos de peso propio por fluencia y retracción es, en este caso, muy eficaz ya que se debe a un doble efecto. El primero es similar al que corresponde a una viga continua en el que se han producido corrimientos impuestos iniciales por la acción de los tirantes. El segundo se debe al acortamiento axial del dintel que supone una pérdida de carga en los tirantes inclinados.

En la figura 6 d) representamos la variación en el tiempo de los momentos flectores en los puntos 7 y 8, así como la variación de la carga en los tirantes 3 y 5. En ellos se observa la rápida evolución de la fluencia, consecuencia de los pequeños espesores de la pasarela. Por otro lado se observa también como se descargan los tirantes centrales y se cargan los vertica-

les, y aunque su cuantía en tensiones sobre el acero es muy pequeña, su efecto sobre los momentos es bastante mayor por la enorme luz de la viga apoyada.

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DEBIDOS A LA FLUENCIA Y A LA RETRACCION

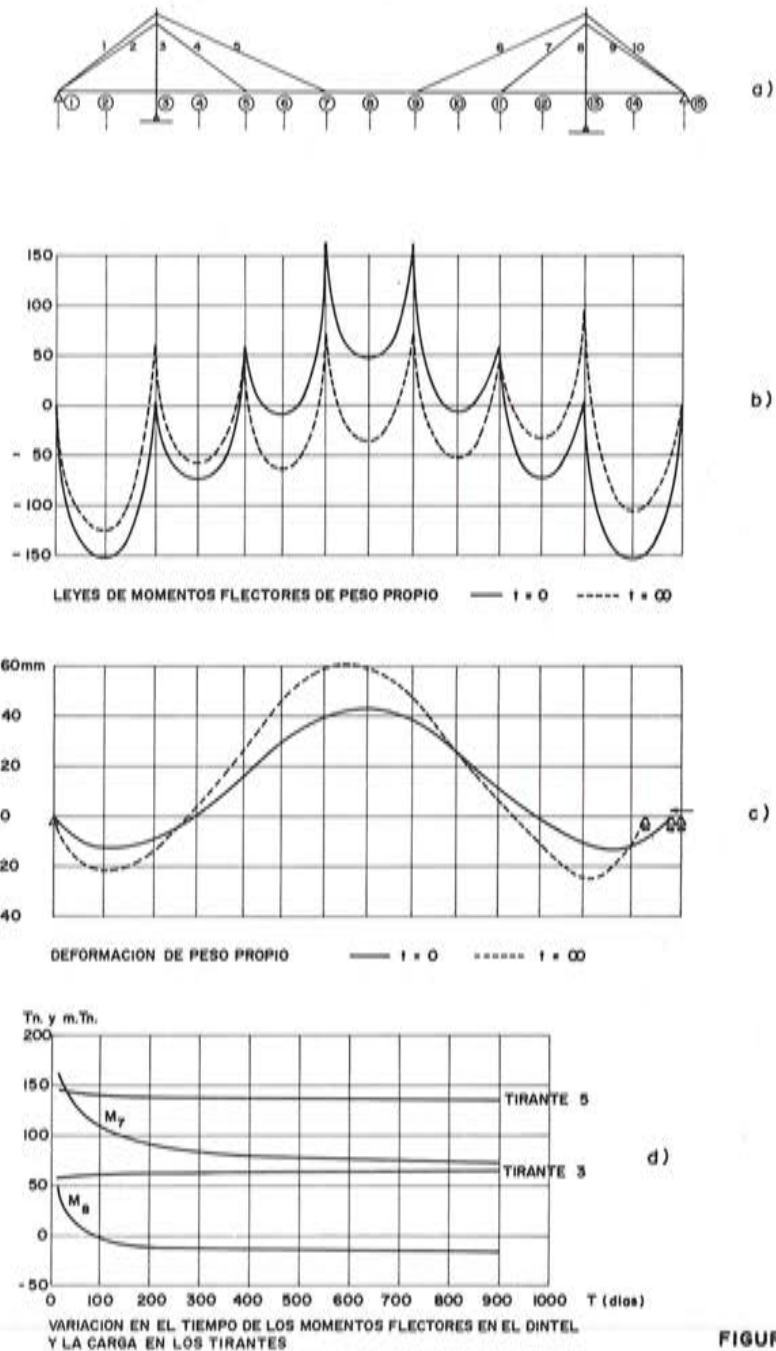


FIGURA - 6

4.1.4. Si nosotros introducimos una variación uniforme de la temperatura en todos los elementos de la pasarela se producirá una deformación de la misma que da lugar a una situación homotética a la inicial sin que se produzcan esfuerzos. Sin embargo la temperatura exterior no actúa con la misma intensidad sobre todos los elementos de la pasarela. De hecho la inercia térmica de los cables es mucho menor que la del dintel y las pilas. Así en verano la variación de temperatura sobre los cables será mucho mayor que en el dintel, lo que

ocasionará un alargamiento complementario de los mismos. Este alargamiento supondrá su descarga con la consiguiente redistribución de esfuerzos entre el dintel y los tirantes. Un efecto análogo ocurrirá en invierno.

Las leyes de esfuerzos que dicho efecto produce sobre el dintel se representa en la figura 7 b).

4.1.5. La suma de todos estos efectos nos producen las leyes de momentos flectores máximo y mínimos totales en el dintel. En la figura 7 c) representamos su valor en el instante $t = 0$ y en la figura 7 d) en el instante $t = \infty$. Si observamos dichas leyes veremos dos hechos significativos. Cualquier sección está sometida a unos esfuerzos que varían desde un valor a su opuesto. En segundo lugar se consigue casi en todo el dintel la misma cuantía de los momentos flectores ya sea en un tiempo u en otro.

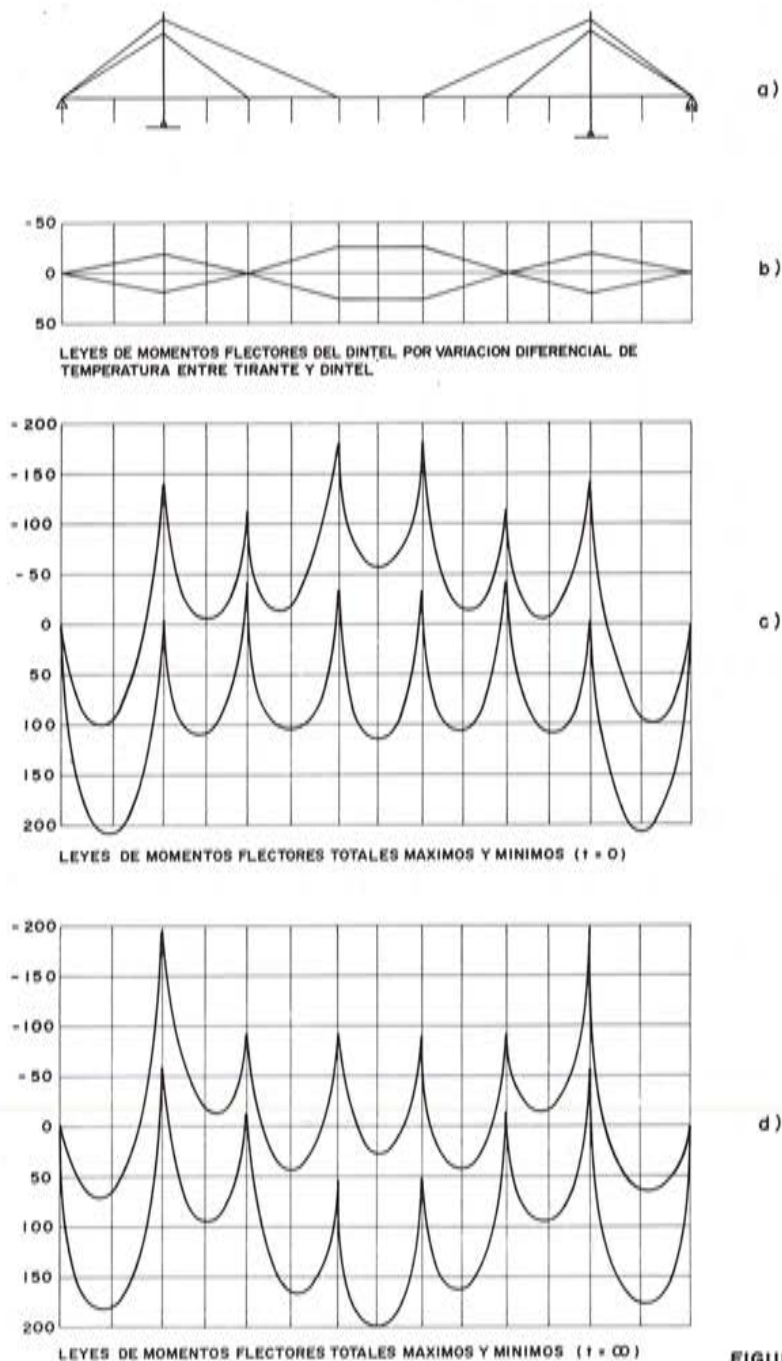


FIGURA - 7

Estos dos hechos nos conducen a la conclusión de que el haber adoptado una sección cajón muy aligerada es muy conveniente ya que, por su gran radio de giro, nos permite utilizar adecuadamente la compresión para hacer frente a las tensiones de tracción debidas a la flexión. La compresión la obtenemos de dos maneras. Una automática, ya que corresponde a la componente horizontal del tiro de los tirantes; su valor máximo se consigue en la zona de pilas. Otra corresponde al pretensado interno del dintel que deberá ser muy aproximadamente simétrico.

4.2. El comportamiento de la pasarela a las fuerzas de viento no tiene nada que ver con la problemática que estamos tratando. Para las fuerzas horizontales perpendiculares al plano de la pasarela el dintel se comporta, a efectos prácticos, como una viga continua de tres vanos $21 + 85,8 + 21$, ya que si bien, como hemos dicho, el dintel no se apoya verticalmente en la pila sino que cuelga de la torre por medio de cables, a efectos horizontales el apoyo si es real, lo cual se realiza a través de un aparato de apoyo de neopreno-teflón que permite descensos verticales pero no horizontales.

La forma de la pila en triangulo establece una disposición muy adecuada para resistir esfuerzos horizontales, maxime cuando sus pies estan articulados. A su vez proporciona una gran inercia al pandeo transversal. La disposición de los cables de atirantamiento en planta también ayudan a este efecto, pero su eficacia no es muy grande debido a la pequeña inclinación que tienen desde la cabeza de la pila a los lados del dintel.

5. CALCULO

El cálculo de los esfuerzos en la pasarela se ha realizado en régimen lineal. En este caso las posibles causas de comportamiento no lineal corresponden a la no linealidad geometrica —catenaria de los cables, deformación vertical y horizontal de un dintel fuertemente comprimido, inclinación de las torres, etc.—. Sin embargo estos efectos son despreciables para las dimensiones y la carga de la pasarela. Unicamente ha habido que tener un poco de cuidado para detectar la zona en donde se mueve la tensión de los tirantes dentro de la ley que gobierna su módulo de elasticidad.

El cálculo se ha realizado por una discretización de la pasarela por un emparrillado espacial. Cables y pilas se han reducido a simples elementos lineales e incluso el dintel, que aunque tiene una sección cajón bastante aligerada, por su luz y por la naturaleza de la carga a que está sometido no son de esperar deformaciones de distorsión de la sección transversal.

El cálculo de los esfuerzos producidos por la fluencia y la retracción se ha realizado por un programa especial desarrollado en nuestra oficina. En el que se tiene en cuenta la compatibilidad de deformaciones interiores entre el hormigón y la armadura de pretensado y exteriormente entre los tirantes, torres y el dintel. El cálculo se realizó por un proceso iterativo utilizando en cada fase el método de las deformaciones impuestas. Los esfuerzos se han calculado a los 20, 25, 65, 125, 330, 530, 900, 2000 y 10000 días.

6. PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA PASARELA

La construcción de la pasarela ha sido muy simple. El dintel continuo de 127,8 m. se ha dividido en cinco partes las cuales determinan cinco vigas, dos de 20,25 metros y tres de 27,1. Estas vigas se prefabrican y pretensan en las proximidades de la obra. Fig. 8.

La determinación de las longitudes de las vigas venia fijada por la presencia de las dos vías laterales de la autopista que estaban en servicio. De esta manera se podía puentear su paso sin introducir problemas en su funcionamiento normal.

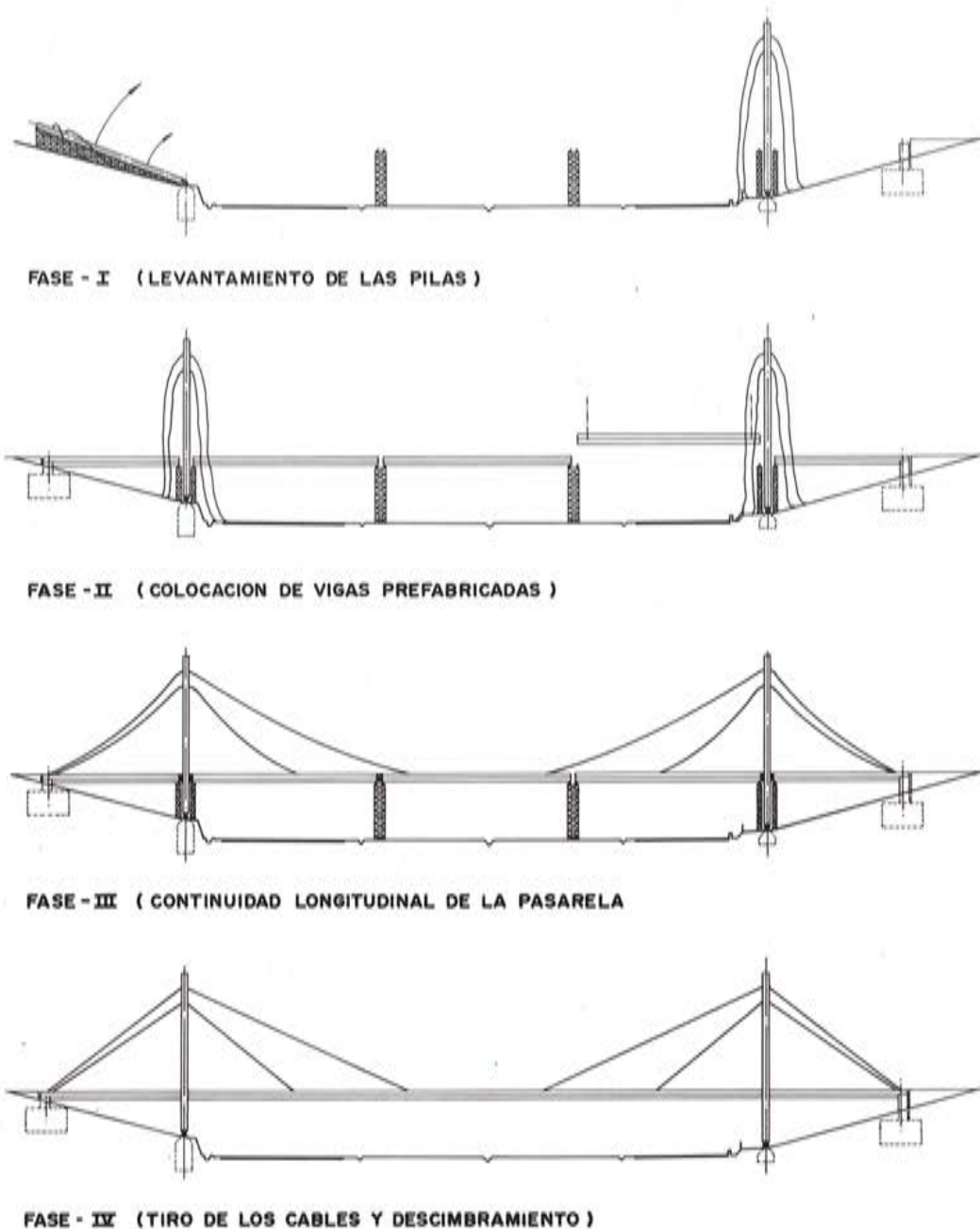


FIGURA - 8

Las vigas se montaron por medio de una grua sobre castilletes metálicos, donde se nivelaban y sobre las cuales se realizaba un hormigonado "in situ" de 1,5 m. de longitud que sirve para dar continuidad longitudinal al dintel.

La continuidad se logra además con pretensado longitudinal, pretensado éste que interceptaba al necesario para el montaje de las vigas elementales y que hizo necesario la utilización de un pequeño artificio que luego explicaremos.

La construcción de las pilas de 23,39 m. y 25,43 m. de altura hubiese representado un problema en el caso de hormigonarlas "in situ". Sus secciones eran pequeñas y la altura grande. Por esa razón pensamos que era mejor construirlas tumbadas (en el suelo y aprovechando su articulación metálica inferior levantarlas por medio de una grua o por el tiro de un cabrestante. La empresa constructora propuso construirlas también en el suelo, pero en otro lugar

del indicado y trasladarlas a su posición por medio de una gran grua. Así se realizó con completo éxito.

Una vez colocadas las pilas en situación y establecida la continuidad longitudinal del dintel por el hormigonado de las juntas y el pretensado longitudinal, se procedió a atirantar la pasarela. Para ello se puso en carga los tirantes hasta que la reacción que tenían los caballetes metálicos se transpasó a aquellos y la pasarela quedó en el aire.

Conviene hacer aquí una precisión respecto a la puesta en carga de los tirantes. El proceso es delicado y debe ser estudiado con minuciosidad, ya que mientras la pasarela reposa sobre los caballetes metálicos la carga de los tirantes es bastante fácil de dar, pero cuando la pasarela está en el aire y deseamos cambiar la ley de momentos flectores que ha alcanzado en el descimbrado, es necesario introducir las cargas en los tirantes con extraordinaria precisión. Las bombas normales de pretensado no la alcanzan y resulta por tanto conveniente introducir anillos dinamométricos entre el gato y el anclaje.

En nuestro caso no se realizó esta previsión y fué necesario ajustar la carga en los cables acudiendo a las flechas de la pasarela, las cuales son extraordinariamente sensibles a la carga, por la enorme flexibilidad del dintel.

7. DESCRIPCION DE LA PASARELA

7.1. Dintel

Elegimos para el dintel una sección cajón de 1,2 m. de canto y 2,6 m. de anchura. Los espesores de las losas que lo forman son de 14 cm. A esta sección trapezoidal básica se le han añadido dos rebordes laterales cuya finalidad es doble. Por un lado sirven de alojamiento de los anclajes de los tirantes laterales que cuelgan el dintel y que si no fuese por la presencia de este reborde saldrían al exterior. Por otro lado crean una línea intermedia en el canto total del dintel, la cual determina un aligeramiento visual que buscábamos. De esta manera la forma del dintel resuelve automáticamente los problemas resistentes y los estéticos de una manera satisfactoria para nosotros. Fig. 9.

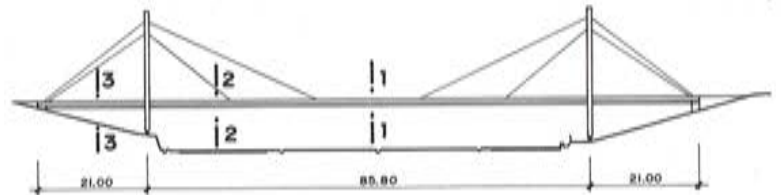


Fig. 9.

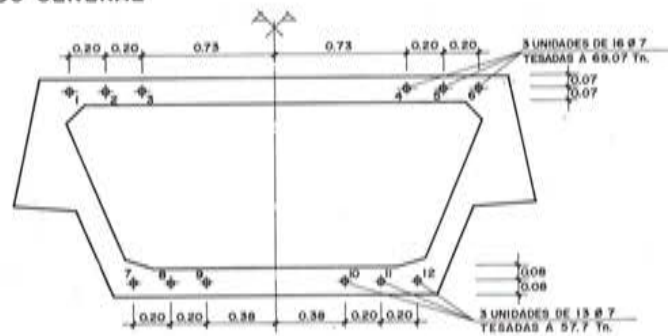
Como ya hemos indicado la construcción del dintel se realiza por prefabricación, previa descomposición del mismo en cinco partes. Se crearon tres vigas de 27,1 m. y dos laterales de 20,25 m. Entre estas vigas se dispone una unión "in situ" que materializa la continuidad estructural del dintel.

De las tres vigas del vano principal, la central se pretensa en parque con 6 unidades de 16 ϕ 7 en la losa superior y otras 6 unidades de 13 ϕ 7 en la inferior, que cubren adecuadamente tanto la ley de momentos flectores que se produce durante el montaje como la que va a tener durante la etapa de servicio.

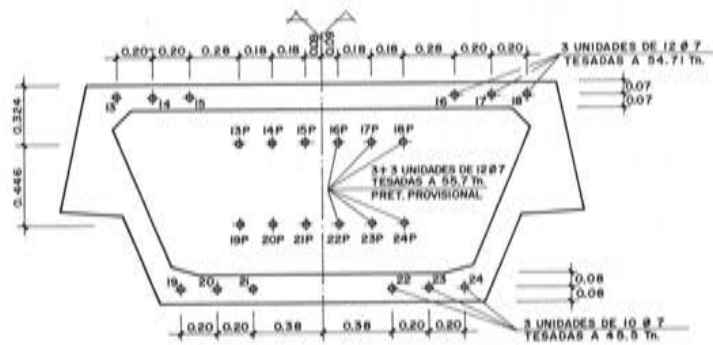
Sin embargo en las dos vigas laterales que completan el vano principal era necesario recurrir a un doble sistema de pretensado. Un primer sistema situado en el interior del cajón y



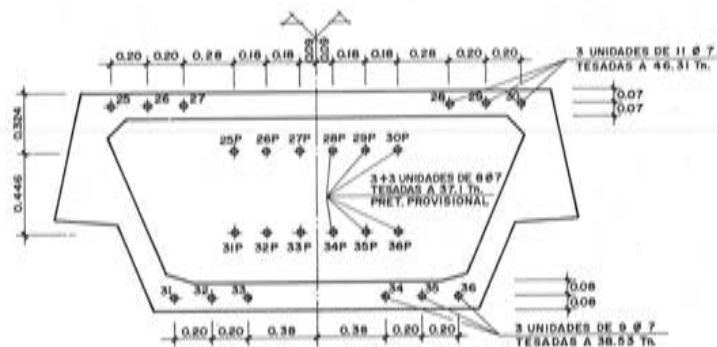
ALZADO GENERAL



SECCION 1-1



SECCION 2-2



SECCION 3-3

FIGURA -10

anclado en unas vigas riostras del extremo, soporta principalmente los esfuerzos durante el proceso de montaje. Un segundo sistema de cables de pretensado se alojan en las losas superior e inferior. Este sistema se une a los cables de la viga central por medio de anclajes de continuidad y su puesta en carga se realiza después de hormigonada la zona "in situ" que separa las dos vigas, de manera que se consiga un pretensado completo del dintel. Durante la puesta en carga de esta segunda familia de cables de pretensado se iban destensando los cables provisionales para no someter a tensiones excesivas al hormigón de la viga.

En las dos vigas de 20,25 m. que forman los vanos laterales de la pasarela se había dispuesto también un pretensado doble para realizar una operación similar a la descrita en el párrafo anterior. Sin embargo la premura del tiempo en la terminación de la pasarela aconsejó a los constructores su hormigonado "in situ" con lo que fué posible establecer la conexión por pretensado de todo el dintel sin necesitar un pretensado provisional para el montaje de estas vigas.

El dintel cuenta con 10 vigas riostras intermedias, las cuales estan situadas en los puntos donde anclan los tirantes y su dirección coincide con la de estos. Por intermedio de estas vigas es posible traspasar los esfuerzos cortantes situados en las almas a los tirantes.

Tanto las vigas riostras como la sección transversal van armadas con redondos de armadura pasiva.

7.2. Pilas

Las pilas tienen 23,39 m. y 25,43 m. de altura. Estan formadas por dos piezas de 0,60 m. de canto y 0,8 m. de anchura que se unen en su parte superior de una manera natural y en la parte inferior por una viga de 0,8 m x 0,8 m formando con las otras dos un triangulo isosceles. Estas pilas descansan sobre dos rótulas metálicas dispuestas al efecto por las operaciones de montaje de la pasarela descritas en el apartado 5. Figs. 11 y 12.



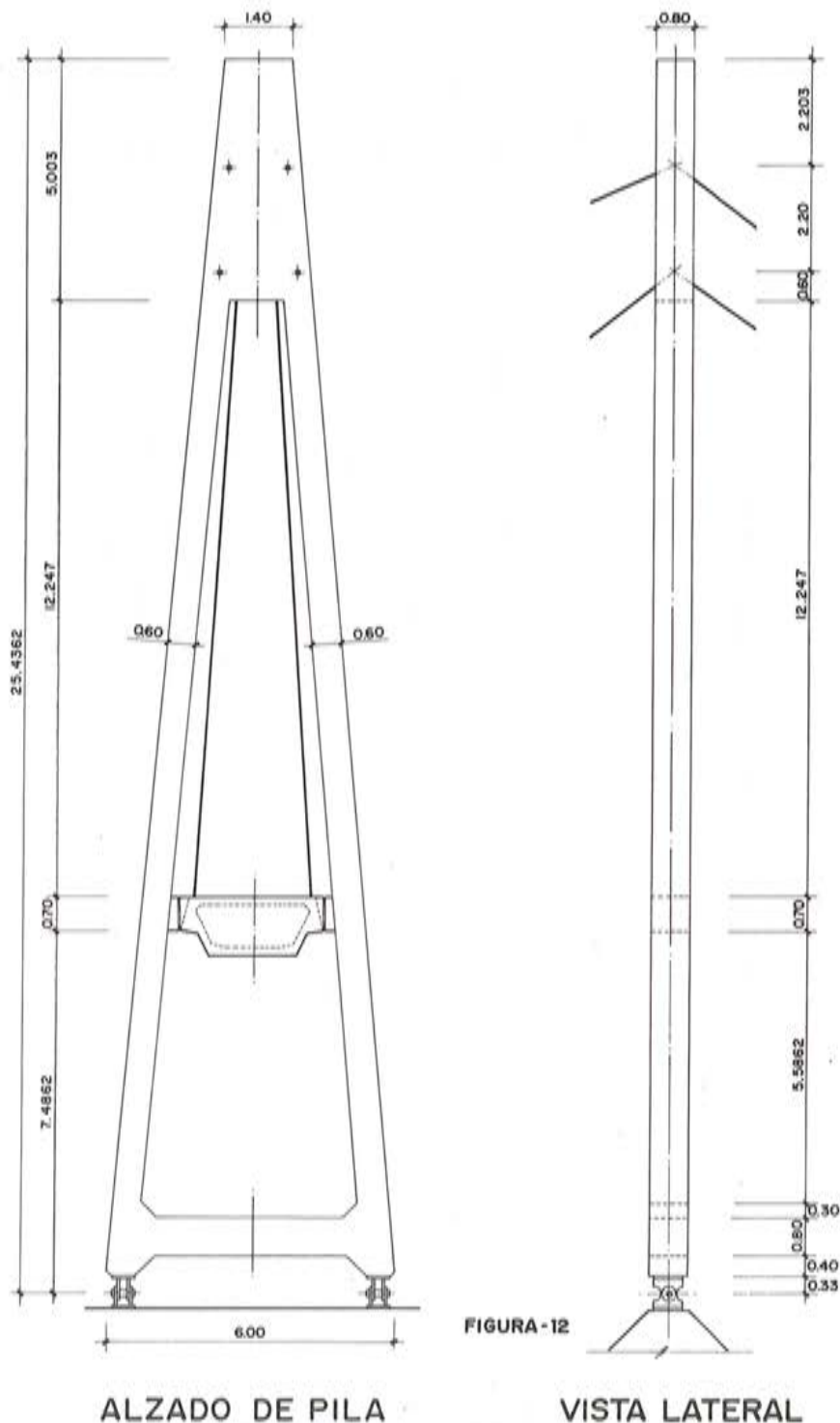


FIGURA-12

De las piezas inclinadas salen dos tacos laterales que tienen como misión servir de soporte a las fuerzas horizontales del dintel. Esta transmisión de carga se realiza por medio de los apoyos de neopreno-teflón de 200 x 200 colocados en posición vertical para permitir los movimientos de la pasarela en dicha dirección. El ajuste geométrico entre pila y dintel es automático ya que esa zona corresponde a una de las juntas "in situ" entre dos de las vigas refabricadas.

7.3. Estribos

Los estribos son de hormigón armado, están enterrados y tienen como misión servir de contrapeso al tiro de los cables de cuelgue extremos. Dicho contrapeso se une al dintel por medio de un pretensado vertical que transmite la carga entre ambos por intermedio de apoyos de neopreno —en el estribo fijo— y apoyos de neopreno-teflón en el estribo móvil.

El pretensado está rodeado por una vaina inyectada y alojada dentro de cajas metálicas huecas de 220 x 75 mm que permiten su movimiento en dirección longitudinal. Fig. 13.

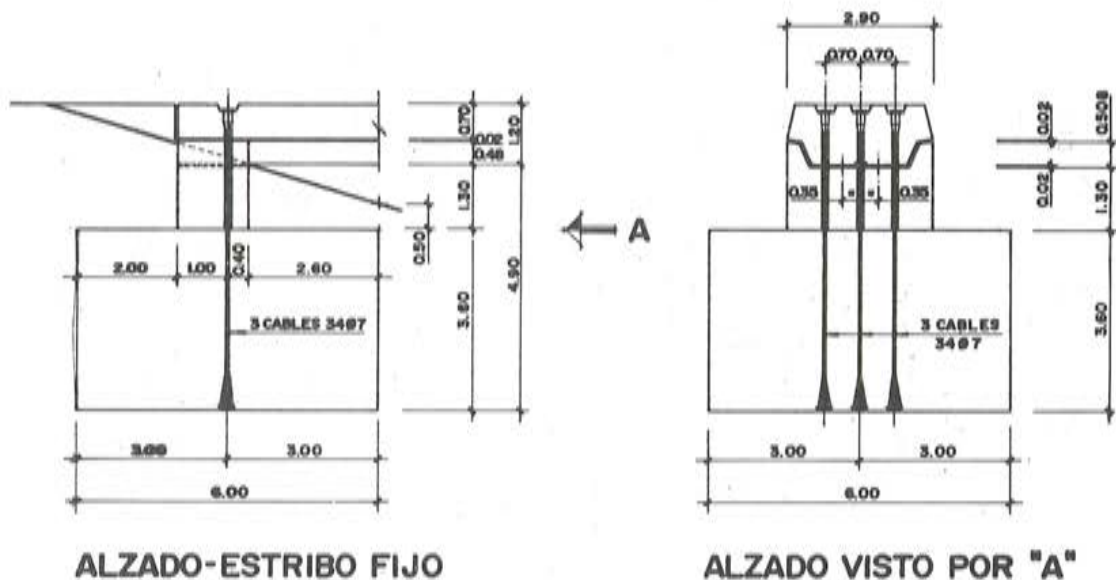


FIGURA - 13

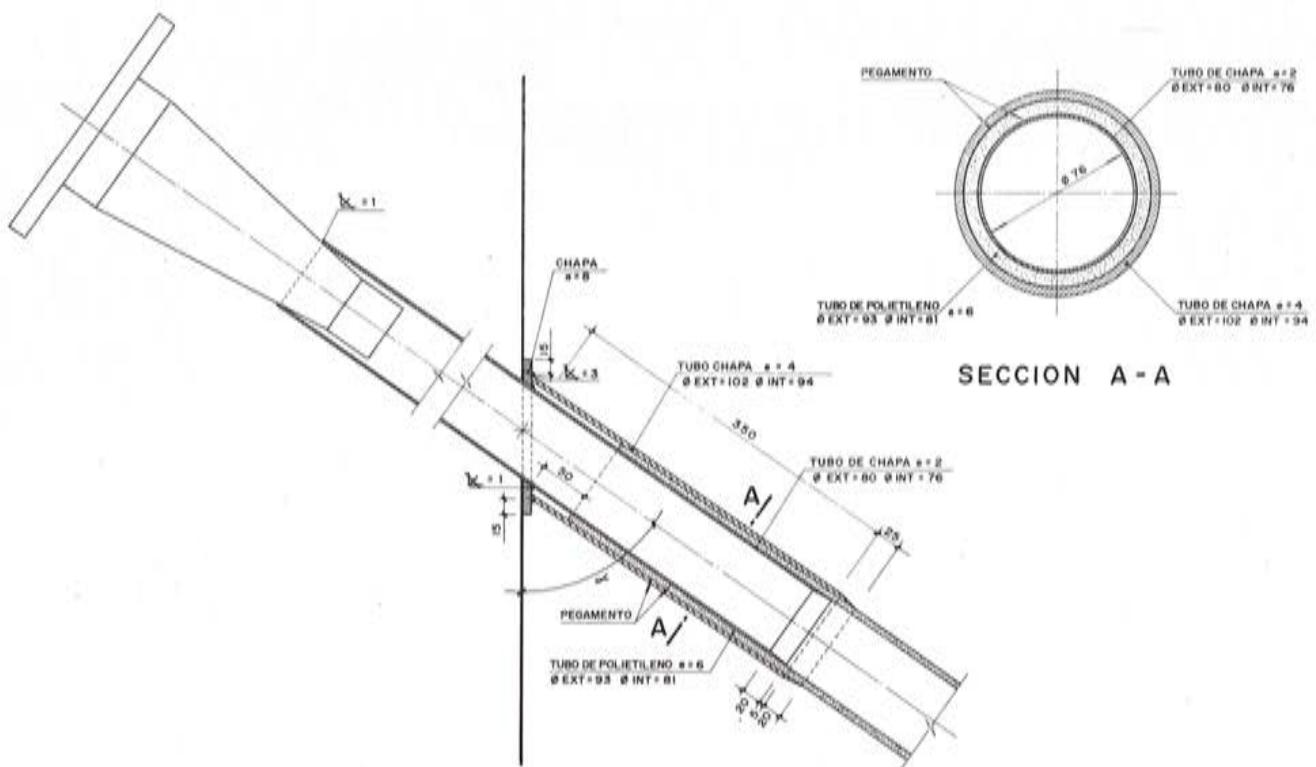
7.4. Tirantes

Los tirantes están formados por unidades normales de pretensado. Los cables traseros tienen 30 alambres de 7 mm. de diámetro, los que coinciden con el eje de la pila tienen 16 alambres del mismo diámetro y los que van al vano principal tienen 24 alambres el que se ancla más cerca de la pila y 34 alambres los otros dos. El acero utilizado es de 170 kg/mm² de resistencia.

Los anclajes de estos tirantes son los mismos que se utilizan en pretensado normal. No ha sido necesario tomar precauciones especiales respecto a la fatiga de los mismos ya que las oscilaciones de su tensión son pequeñas en estas pasarelas de hormigón.

La vaina exterior está formada por un tubo de polietileno de 6 mm. de espesor que se inyecta con lechada de cemento para evitar la corrosión de los alambres. Esta lechada se inyecta desde la parte inferior y en una sola operación ya que su altura no es muy grande. Es necesario cuidar su composición para que la decantación sea despreciable.

La entrada de los cables en el dintel y en la pila se protegen con tubos metálicos en los cuales se aloja la vaina de polietileno longitudinal. Fig. 14.



SECCION VERTICAL POR EJE DE TIRANTE

FIGURA - 14

Ficha Técnica

Dirección: M.O.P. Sr. D. Alfonso Travesi, Dr. Ingeniero de Caminos
 Sr. D. José R. Paramio " " "

Proyecto: Carlos Fernández Casado, Dr. Ingeniero de Caminos
 Javier Manterola " " "

Leonardo Fernández Troyano, Dr. Ingeniero de Caminos

Construcción. OBRASCON, S.A. D. Mariano Moneo, Dr. Ingeniero de Caminos
 Año 1976, D. Juan Jodar, Dr. Ingeniero de Caminos

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 30 del próximo mes de noviembre.

EMESA

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

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

El acero en la prefabricación pretensada *

Manuel Elices Calafat
E.T.S. de Ingenieros de Caminos
Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION. COMPORTAMIENTO DEL ACERO

El acero destinado a un elemento estructural pretensado se presenta bajo diversas formas que dependen del punto de vista del utilizador:

- Para el proyectista, el acero es un diagrama tensión-deformación. Es un material dotado con una ecuación constitutiva distinta del hormigón; resiste a la tracción, tiene una zona elástica y es capaz de soportar, deformándose, una determinada carga. Comportamiento que idealiza y simplifica a través del *diagrama de cálculo*.
- Para el fabricante, el acero es un material noble dotado de unas características que garantiza el suministrador; diámetro, ductilidad, límite elástico, carga de rotura y relajación. Todas ellas sorprendentemente –y afortunadamente– constantes a lo largo de varios centenares de metros procedentes de una misma colada y proceso de fabricación. Está destinado a trabajar a tracción y por ello es un *producto filiforme* que se suministra en rollos.
- Para el constructor, el acero es un componente –*el nervio*– del elemento estructural. Componente delicado que trabaja arropado por el hormigón en una simbiosis tensional. El hormigón protege la sensible piel del acero y éste protege a aquél de la fisuración. (ver figura 1).

La patología de los forjados pretensados indica que debe reconsiderarse la simplicidad del esquema expuesto:

- A lo largo de la vida del forjado el acero relaja su tensión. Al retirar su apoyo al hormigón y favorecer su fisuración aumentan los riesgos de corrosión. Esta situación se evita estimando correctamente las pérdidas por relajación.
- Ocasionalmente, durante la fabricación, el acero puede estar sometido a esfuerzos

* Texto de la conferencia pronunciada el día 12 de mayo de 1977 en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla, patrocinada por la Asociación Técnica Española del pretensado, el Comité de Construcción de la Asociación Española para el Control de la Calidad, la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla y el Colegio Oficial de Aparejadores de Sevilla y promocionada por el Grupo de Empresas Rubiera y Nueva Montaña Quijano, S.A.

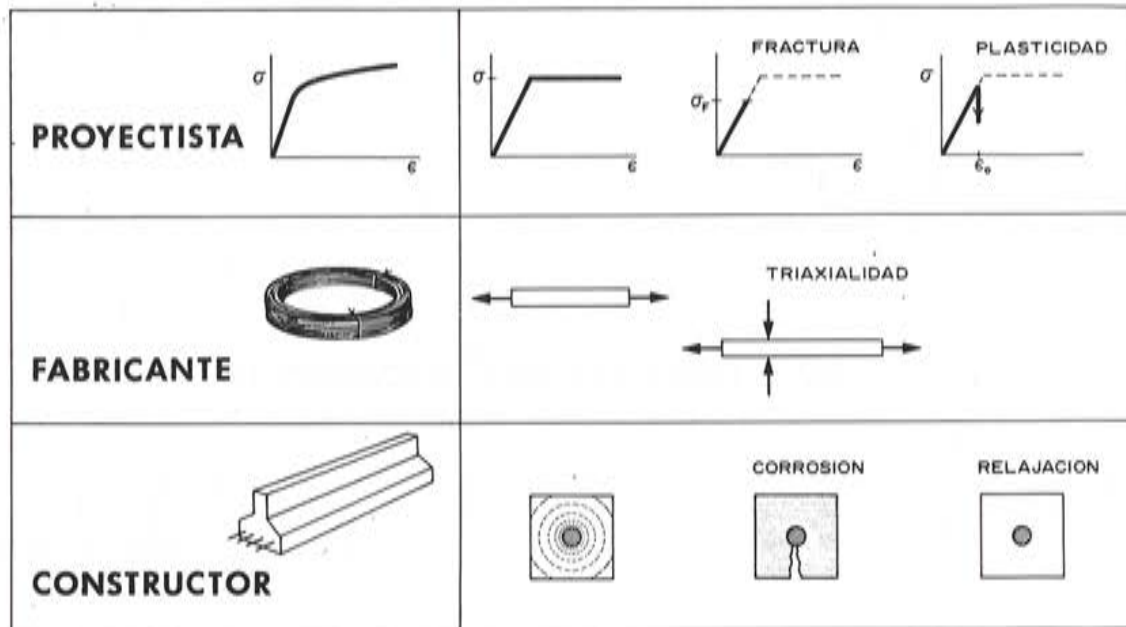


Figura 1

triaxiales (en los anclajes y puntos de apoyo en las bancadas durante el tesado) que pueden mermar su ductilidad y provocar roturas frágiles.

- Por todo ello, el proyectista deberá dar cabida a estas sutilezas en su diagrama de cálculo y considerar su ampliación a otras dimensiones; incluyendo el tiempo para los fenómenos viscoelásticos y aumentando el espacio tensional para albergar la fractura. (Ver figura 1).

Entre las propiedades mencionadas, la más sugestiva y característica de las estructuras pretensadas es la relajación. El curado al vapor, durante la fabricación de un elemento pretensado, puede conseguir detener la relajación un tiempo superior a la vida de la obra. Por su interés práctico, la comunicación se centra sobre este tema.

También se comenta, brevemente, el fenómeno de la corrosión bajo tensión, más por su sensacionalismo que por su importancia ya que puede evitarse con una ejecución controlada.

2. EL CURADO AL VAPOR Y LA RELAJACION

Relajación de tensiones

Cuando las armaduras activas están sometidas a una elevada tensión inicial y mantenidas a una longitud constante experimentan una pérdida de tensión con el tiempo, fenómeno que se conoce por relajación de tensiones (ver figura 2).

Experimentalmente se ha puesto de manifiesto que si, en las circunstancias anteriores, se aumenta la temperatura durante unas horas, la relajación aumenta considerablemente al principio y después se estabiliza durante un intervalo de tiempo (ver figura 2).

Si se consigue que este intervalo de tiempo sea similar a la vida estimada de la obra se habrá eliminado este inquietante fenómeno. Como veremos a continuación, los trabajos rea-

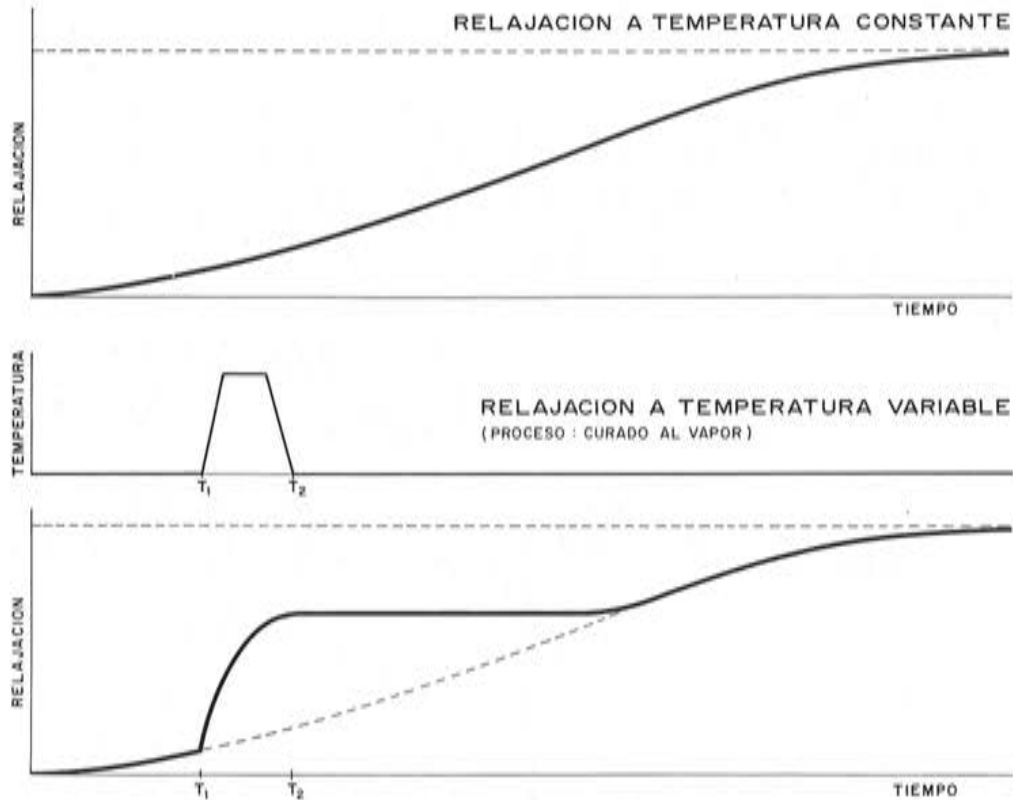


Figura 2

lizados indican que la relajación ya se conoce lo suficiente para poder actuar sobre ella, pudiendo proyectar elementos prefabricados pretensados en los que el acero, virtualmente, no relaje.

Esta situación queda reflejada en los trabajos realizados en colaboración con varios centros extranjeros. En el primer trabajo se han calculado las pérdidas de tensión por relajación, en alambres de 5 mm de diámetro, después de un proceso de curado al vapor, partiendo únicamente de los resultados de un ensayo de tracción del acero. La coincidencia entre los resultados teóricos (Escuela de Caminos de Madrid) y los valores experimentales (Universidad de Budapest) puede apreciarse en la figura 3. En un segundo trabajo se ha calculado la relajación en dos cordones de 15 mm de diámetro, con distintas tensiones ini-

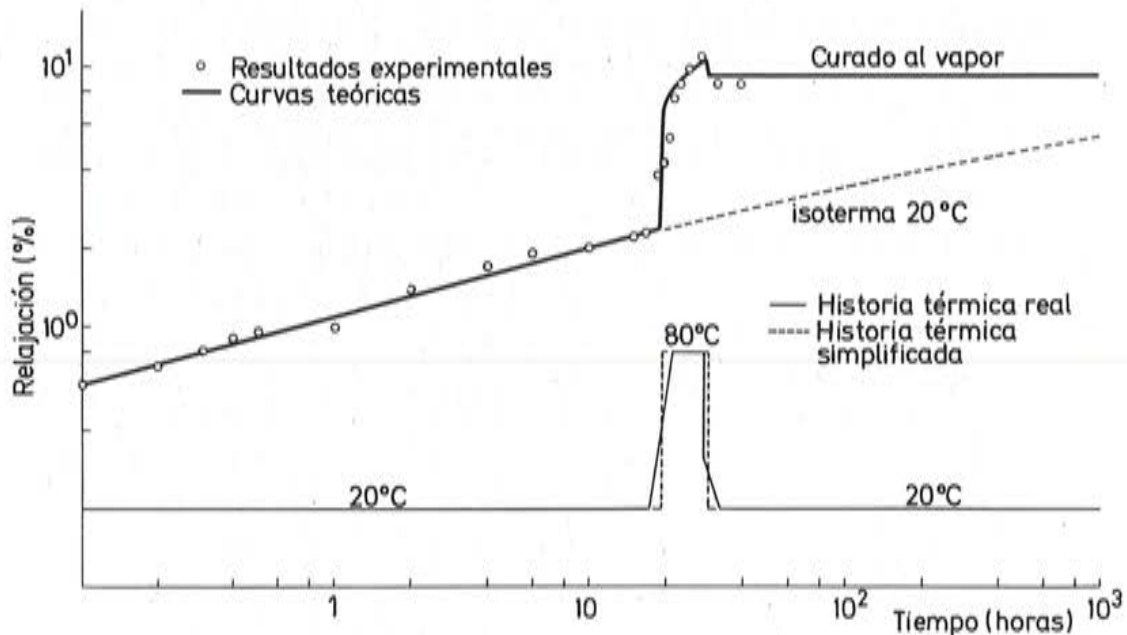
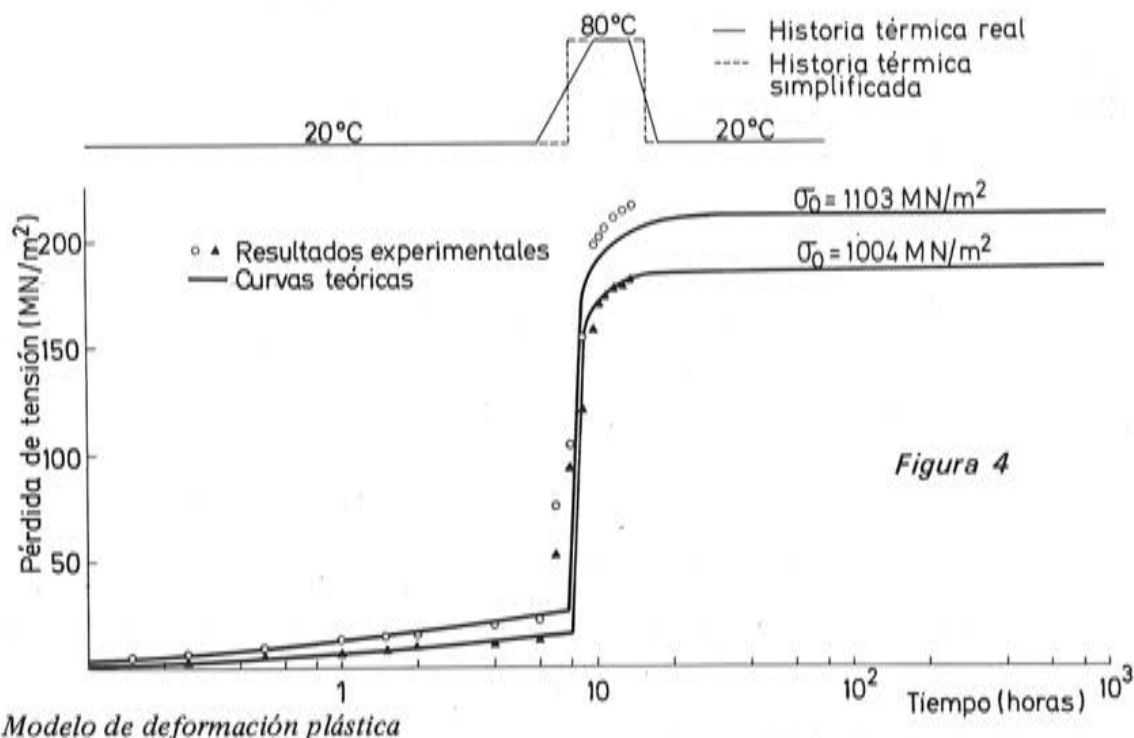


Figura 3

ciales, sometidos a un curado al vapor, tomando como dato los valores de un ensayo de relajación isoterma a 20°C. La comparación entre los valores experimentales (Instituto de la Construcción ITB, Varsovia) y las predicciones teóricas (Escuela de Caminos, Madrid) se muestran en la figura 4. En todos los casos se aprecia una estabilización de la relajación. Los detalles de estos trabajos pueden consultarse en la referencia (1).



La relajación de tensiones y la fluencia son distintas manifestaciones del fenómeno viscoplástico. La Ciencia de Materiales, al relacionar los procesos microscópicos con los macroscópicos, explica ambos procesos mediante un modelo de deformación plástica térmicamente activada (ver referencia (2) y figura 5):

- Cuando se activa un proceso elemental (que puede ser el desplazamiento de un segmento de dislocación que salte la barrera de potencial), se produce una pequeña deformación. Si existe simetría, los procesos en ambos sentidos se ven favorecidos por igual y no se observa deformación en el material (parte superior de la figura). Si se rompe la simetría por un esfuerzo exterior, la barrera de potencial se desequilibra favoreciendo los procesos en un sentido y obstaculizándolos en sentido opuesto, de modo que la deformación sea prácticamente irreversible (plástica) (parte inferior de la figura).
- Con este sencillo modelo se pone de manifiesto la importancia de tres variables.
 - a) La tensión. Cuanto mayor sea, más se favorece el proceso en un sentido y mayor es la deformación plástica.
 - b) El tiempo. Cuanto más tiempo pasa, más oportunidades se le da al segmento de dislocación para que salte y mayor será la deformación plástica.
 - c) La temperatura. Cuanto más alta sea, mayor será la frecuencia de vibración del segmento de dislocación y mayor será la probabilidad de salto en un determinado tiempo y por consiguiente, mayor será la deformación plástica.

Estas tres variables se resumen en el concepto de tensión efectiva, referencia (3), definida como:

MECANISMO DE LA DEFORMACION PLASTICA TERMICAMENTE ACTIVADA

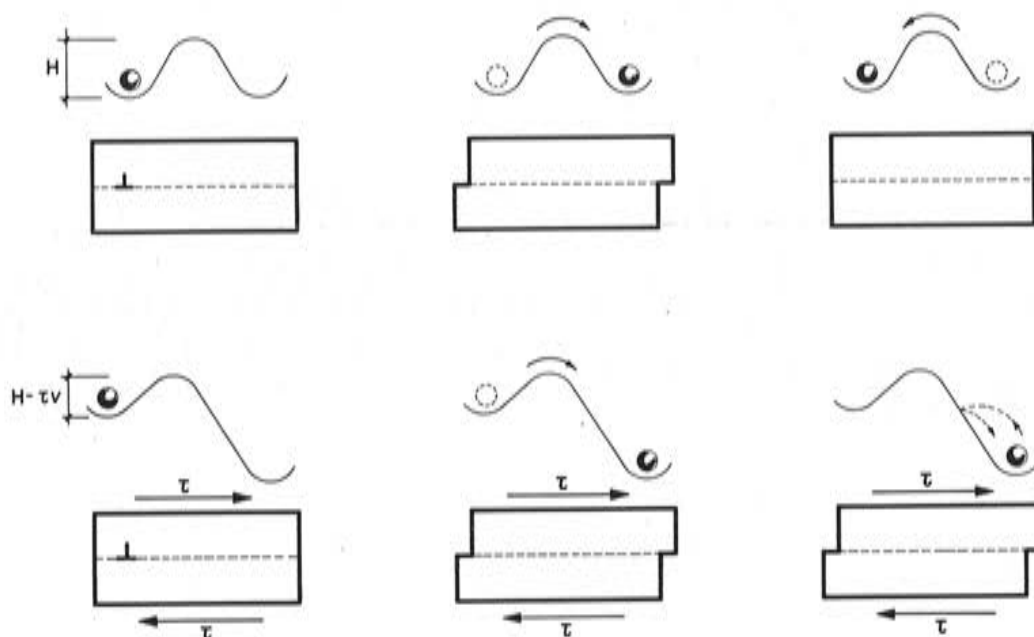


Figura 5

donde σ , t y T son, respectivamente, la tensión, el tiempo y la temperatura y α , K y ν constantes. A partir de esta expresión puede apreciarse que, una vez tensado el acero, aumentando la tensión, o el tiempo, o la temperatura, pueden conseguirse efectos similares.

Curado al vapor

Utilizando el modelo descrito y estableciendo que la deformación total (elástica más plástica) se mantiene constante, se llega a la siguiente expresión para la relajación a temperatura constante:

$$\frac{\sigma_0 - \sigma}{E} = \left(\frac{\sigma}{P} + \frac{\alpha K T}{P} \ln \nu t \right)^m - \left(\frac{\sigma_{ef,0}}{P} \right)^m$$

donde σ_0 y σ son las tensiones inicial y al cabo de un tiempo t , $\sigma_{ef,0}$ es la tensión efectiva inicial, P y m son dos parámetros característicos de cada acero, E el módulo de elasticidad del acero y α , k y ν las constantes mencionadas anteriormente.

Este resultado contiene, como primera aproximación, las fórmulas dadas en la EP.77. para estimar las pérdidas por relajación con el tiempo y para distintas tensiones iniciales.

El estudio de la relajación puede generalizarse mediante el concepto de temperatura equivalente, ver referencia (4), lo cual nos permite calcular la relajación durante el curado al vapor si tenemos en cuenta que desde el momento de anclar la armadura activa al banco de tesado, comienza a reducirse la fuerza del pretensado por las siguientes causas:

- Relajación del acero a temperatura ambiente, hasta que comienza el curado.
- Aumento de la temperatura del acero durante el curado. El hormigón se dilata durante el calentamiento y si la adherencia es total, arrastra al acero manteniéndose la tensión constante; si la adherencia no es perfecta se reduce la fuerza de

pretensado. Esta pérdida puede recuperarse parcialmente durante el enfriamiento pero no totalmente puesto que la adherencia después del curado es siempre mayor que cuando el hormigón está fresco.

- c) Relajación del acero a temperatura alta.
- d) Acortamiento elástico del hormigón al transferir la fuerza de pretensado.
- e) Retracción y fluencia del hormigón combinadas con la relajación del acero a temperatura ambiente.

Este método se ha aplicado al cálculo de las pérdidas por relajación en los experimentos conjuntos con la Universidad de Budapest y el Instituto ITB de Varsovia, citados anteriormente. En la figura 6 se muestran los resultados de otro cálculo realizado con datos reales agrupados en la tabla 1, donde se puede apreciar que la estabilización de la tensión es del orden de la vida de la obra.

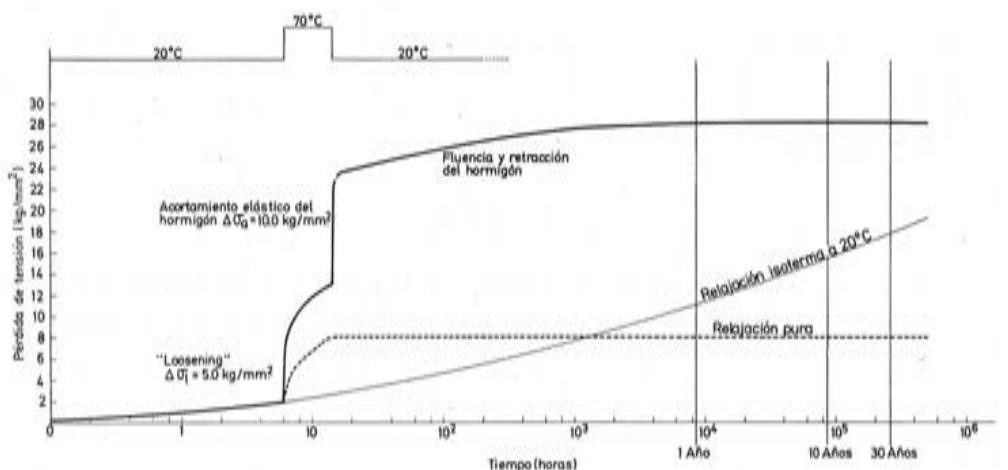


Figura 6

3. CORROSION BAJO TENSION

De forma convencional, se acostumbra a distinguir tres tipos de rotura por corrosión en los aceros de pretensado:

- a) Rotura por corrosión generalizada: Se produce por agotamiento de la sección resistente que ha disminuído, de forma más o menos uniforme, por disolución del hierro.
- b) Rotura por corrosión localizada, generalmente en forma de picaduras: La concentración de tensiones en el fondo de la entalla (picadura) desencadena la rotura.
- c) Rotura por corrosión fisurante bajo tensión: Por el momento y a falta de un mejor conocimiento, se agrupan en este apartado aquellas roturas frágiles en las que la corrosión está poco manifestada y que, por lo tanto, no pueden atribuirse a los dos casos anteriores.

En la práctica es frecuente que se den simultáneamente los tres tipos de corrosión, los dos primeros sobre todo.

La mayoría de los accidentes conocidos e imputados a la corrosión bajo tensión hubieran podido evitarse con la adecuada elección de los materiales; acero, cemento, áridos y aditivos y con una cuidadosa ejecución. (Referencia 5). Si el acero está bien protegido el riesgo

de la corrosión bajo tensión es, prácticamente nulo.

Durante la reunión anual de la FIP en 1971, en Arnhem, el Prof. S. Kus relató el caso de un forjado de semiviguetas muy particular (Referencia 6). Comentó un estudio realizado por el instituto ITB, de Varsovia, sobre el estado del techo de un bunker construido por los alemanes durante la segunda guerra mundial, en Ketrzyn, Polonia. El techo era, en realidad, un forjado de semiviguetas de 10 m de luz, como se indica esquemáticamente en la figura 7. El alambre utilizado tenía un diámetro de 2 mm y una carga de rotura alrededor de 190 kg/mm². Se comprobó que los alambres estaban en perfecto estado en aquellas zonas donde el hormigón era compacto y no estaba fisurado, incluso en zonas donde el recubrimiento era de 10 mm. Estudios realizados posteriormente mostraron que el hormigón era de buena calidad, con cargas de rotura alrededor de los 500 kg/cm². Este ejemplo corrobora que la durabilidad de los alambres, incluso los finos, embebidos en un buen hormigón es buena.

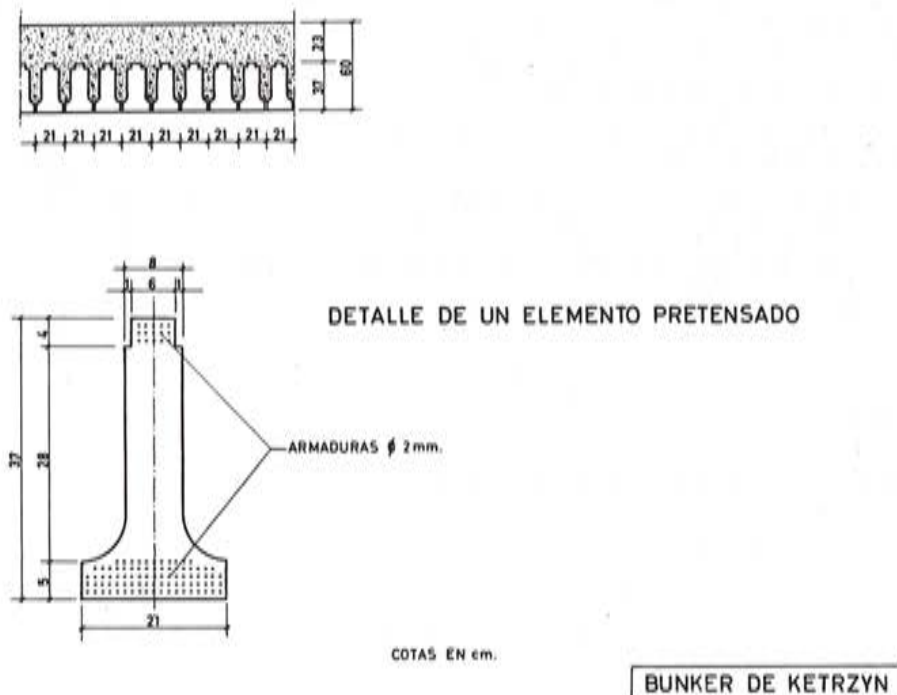


Figura 7

Podrían citarse muchos ejemplos como el anterior y también casos en los que las roturas se han debido a una mala elección del cemento (roturas de forjados construidos con cemento aluminoso, en Alemania durante los años 1953-1960), o de los aditivos (el efecto perjudicial de los aditivos que contienen CaCl₂ que rompe la capa pasiva formada sobre el acero, es de sobra conocido). No obstante, cuando la ejecución ha sido controlada y los materiales elegidos correctamente, los riesgos de corrosión bajo tensión son mínimos.

El estado actual de los conocimientos sobre corrosión bajo tensión no es suficiente para proponer un ensayo que permite decidir si un acero será inmune, o no, a la corrosión bajo tensión. Pueden darse indicaciones sobre las ventajas de utilizar secciones grandes para minimizar el efecto de la entalla o de disminuir la carga inicial para minimizar el efecto de la tensión, pero no permite resolver el problema.

Los trabajos realizados por el comité mixto FIP-RILEM-CEB, desde el año 1970, apuntan hacia el ensayo con NH₄SCN para seleccionar entre varios aceros aquél que sea menos susceptible a la fragilización por hidrógeno, fenómeno relacionado con la corrosión bajo tensión.

Un ensayo más realista, en la línea de los ensayos selectivos, es el ensayo con agua des-

tilada, referencia (7). No obstante, en aquellos casos donde el medio sea especialmente agresivo; industrias químicas, terrenos agresivos, depuradoras, etc. es recomendable realizar ensayos en el laboratorio con el medio específico en cuestión y esmerar la ejecución del hormigón del recubrimiento para que sea lo más compacto e impermeable posible.

Tabla 1

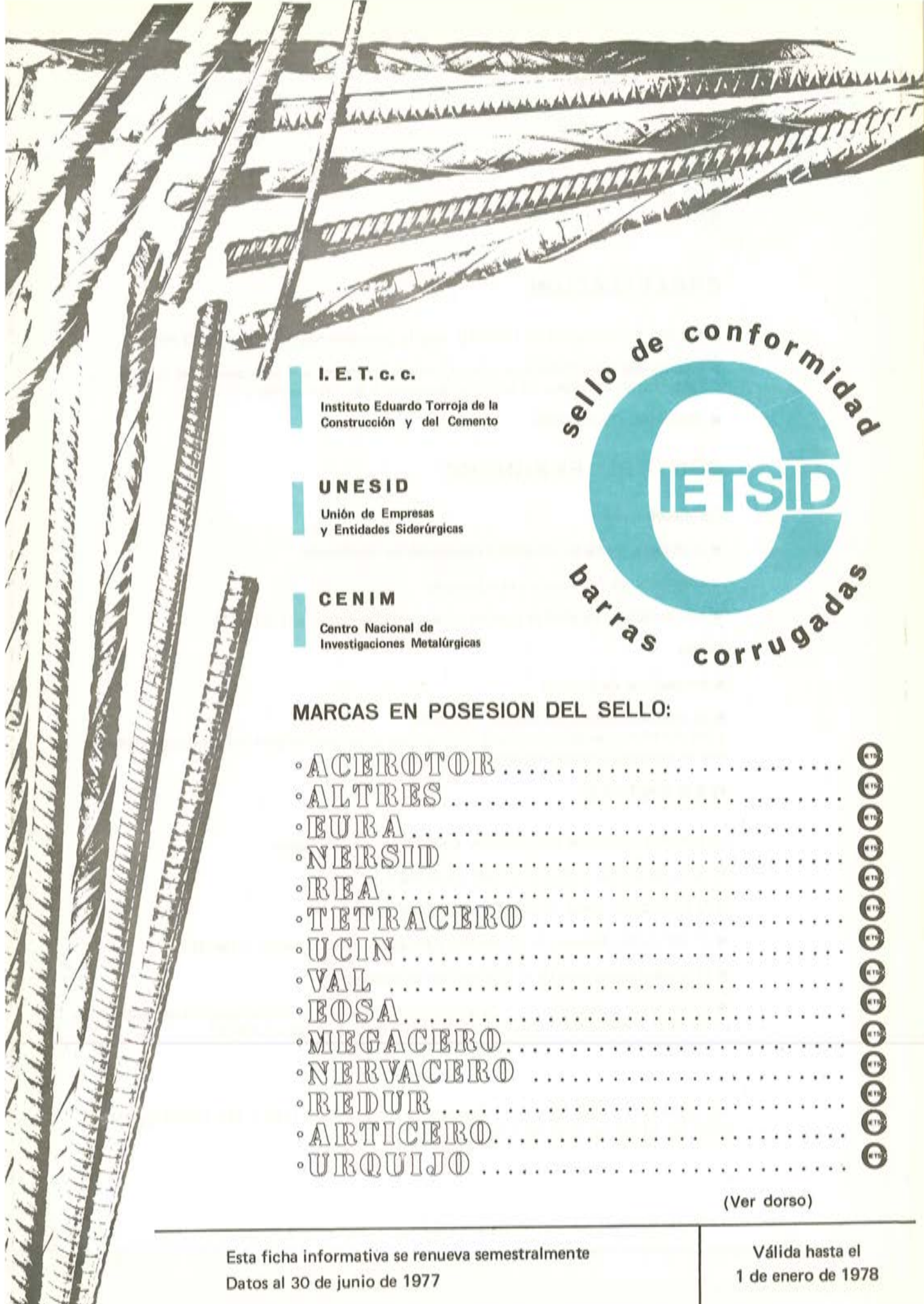
Se ha realizado un ejemplo de aplicación del método descrito a un caso real definido por los siguientes datos:

Tensión inicial en el acero	$\sigma_0 = 116,8 \text{ kg/mm}^2$
Duración de la puesta en carga	$t_0 = 2 \text{ minutos}$
Temperatura ambiente	$T_0 = 20^\circ\text{C} = 293^\circ\text{K}$
Temperatura de calentamiento durante el curado	$T_1 = 70^\circ\text{C} = 343^\circ\text{K}$
Tiempo medio de comienzo del curado	$t_1 = 6 \text{ h}$
Tiempo medio de final del curado	$t_2 = 14 \text{ h}$
Módulo de elasticidad del acero	$E = 20.000 \text{ kg/mm}^2$
Relación entre sección de acero y de hormigón	$w = 1,687 \text{ por } 100$
Relación entre módulos de elasticidad	$\eta = 5,71$
Parámetros característicos del acero, obtenidos de un ensayo de relajación isoterma a 20°C	$P = 298 \text{ kg/mm}^2$ $m = 33$

REFERENCIAS

- (1) Sánchez-Gálvez V., Elices M., Erdelyi A., Kosiorek M.
Stress Relaxation due to steam curing
Materials and Structures. 1977 (En prensa)
- (2) Sánchez-Gálvez V., Elices M., Astiz A.
Modelo teórico para el estudio de la relajación de tensiones
Anales de Física, 72, 4 (228-233) 1976.
- (3) Sánchez-Gálvez V.
Relajación en aceros de alta resistencia
Tesis doctoral. Escuela de Caminos. Universidad Politécnica de Madrid (1975).
- (4) Sánchez-Gálvez V., Elices M.
Método de cálculo de las pérdidas de pretensado en piezas pretesas curadas al vapor
Hormigón y Acero 122 (25-33) 1977.
- (5) Elices M.
Corrosión bajo tensión en aceros para pretensar
CEMCO 76, MAT. C-2.
- (6) Kus S.
Investigation of corrosion of steel in prestressed beams from ancient Hitler's head quarter in Ketrzyn
FIP simposium sobre Corrosión bajo tensión. Arnhem (1971).
- (7) Elices M., Climent J.
Un ensayo con agua destilada para determinar la susceptibilidad de los aceros a la corrosión fisurante bajo tensión
Materiales de construcción. Ultimos avances 150-151 (203-205) 1973.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 30 del próximo mes de abril.



I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de la
Construcción y del Cemento

UNESID

Unión de Empresas
y Entidades Siderúrgicas

CENIM

Centro Nacional de
Investigaciones Metalúrgicas



MARCAS EN POSESION DEL SELLO:

- ACEROTOR
- ALTRES
- EURA
- NERSID
- REA
- TETRACERO
- UCIN
- VAL
- EOSA
- MEGACERO
- NERVACERO
- REDUR
- ARTICERO
- URQUIJO



(Ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente
Datos al 30 de junio de 1977

Válida hasta el
1 de enero de 1978



ORGANIZACION

- Creado por iniciativa de UNESID, con la colaboración del IET cc y CENIM
- Regido por unos Estatutos y una Comisión formada por representantes de diversos Organismos Oficiales, de la Administración y de Fabricantes (*)
- Basado en UNE 36088

CONTROL PERIODICO

Comprueba que:

- la materia prima se encuentra debidamente clasificada
- el proceso de fabricación es adecuado
- los medios de control se ajustan a las especificaciones del Sello (*)

Revisa:

- los gráficos de control
- el archivo de datos de análisis y ensayos
y los contrasta mediante ensayos destructivos y no destructivos del producto acabado,
que se efectúan a través de varias inspecciones anuales

GARANTIAS

La garantía individual del producto corresponde al fabricante

El Sello de Conformidad CIETSID garantiza que:

- la fabricación parte de materia prima homogénea
- el fabricante dispone de los medios adecuados de fabricación y control
- la calidad estadística de su producción es adecuada
- el producto se encuentra en posesión del Certificado de Homologación de Adherencia, que es obligatorio según el artículo 9.3 de la Instrucción EH 73

EL SELLO CIETSID EDITA, PERIODICAMENTE, LA LISTA DE FABRICANTES QUE SE BENEFICIAN DEL MISMO

(*) La normativa del Sello, puede consultarse o adquirirse en la Secretaría del Sello:

Revisión sobre el comportamiento de las armaduras galvanizadas en el hormigón

J.A. González, R. Vargas y C. Andrade (*)

RESUMEN

Esta comunicación pretende ofrecer una panorámica de las ventajas e inconvenientes derivados del empleo de las armaduras de acero galvanizado en el hormigón.

Se resumen las causas que pueden provocar la corrosión de las armaduras embebidas en el hormigón y se analiza la protección suplementaria que el galvanizado puede conferir a dichas armaduras en condiciones especialmente agresivas.

Se mencionan los datos publicados sobre los límites tolerables de cloruros para las armaduras normales, punto en el que se echa en falta la existencia de datos cuantitativos similares para las armaduras galvanizadas y se examina, asimismo, las repercusiones sobre ellas de la carbonatación del hormigón y de la presencia de pilas de aireación diferencial, así como la influencia sobre la adherencia hormigón-armaduras, y el peligro de fragilización de éstas, por el hidrógeno desprendido en el curso del fraguado. Finalmente se nombran algunas de las obras donde se han empleado armaduras galvanizadas.

1.—INTRODUCCION

Muchas de las estructuras de hormigón armado se encuentran exentas de corrosión aún después de períodos muy prolongados de servicio. Cuando tienen lugar fenómenos de corrosión en las armaduras, están normalmente asociados con defectos de construcción, un medio ambiente especialmente agresivo o con cambios en las condiciones de servicio de las estructuras; en estos casos, generalmente, se produce una disminución de las características mecánicas de éstas, y perjuicios muy difíciles de evaluar con respecto a la estética y la durabilidad; siendo, además, cualquier reparación, muy costosa.

(*)J.A. González.—Dr. en Química Industrial. Investigador Científico del Dpto. de Corrosión y Protección del CENIM.

R. Vargas.—Prof. de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Carabobo (Venezuela).

C. Andrade.—Dr. en Química Industrial. Dpto. de Química del IETCC y becaria honorífica del CENIM.

No es de extrañar que en estructuras debidamente diseñadas y ejecutadas, las armaduras de acero se conserven intactas en el hormigón, pues en dicho medio están expuestas a la acción de la fase líquida encerrada en los poros, normalmente una disolución saturada de hidróxido cálcico, con un pH de 12,6 aproximadamente. El conjunto de condiciones es tal, que el acero resulta protegido contra la corrosión por pasivación. Esta pasivación se atribuye a una capa superficial de óxido submicroscópica y libre de poros (1) que impide casi totalmente la reacción anódica de oxidación. Contrariamente, la buena conductividad electrónica de dicha capa permite que el proceso catódico de reducción de oxígeno se realice sin grandes impedimentos cinéticos.

Sobre la figura 1 (a), puede observarse que en el pH propio del hormigón los estados posibles del acero son los de inmunidad o el de pasivación, si bien, a los potenciales que exhiben las armaduras, el normal es este último.

Imagínese un acero en unas condiciones tales como las del punto "A" de la figura 1. Las formas de protegerlo contra la corrosión se reducen a tres, si se descarta la de aislarlo del medio con recubrimientos adecuados, que son:

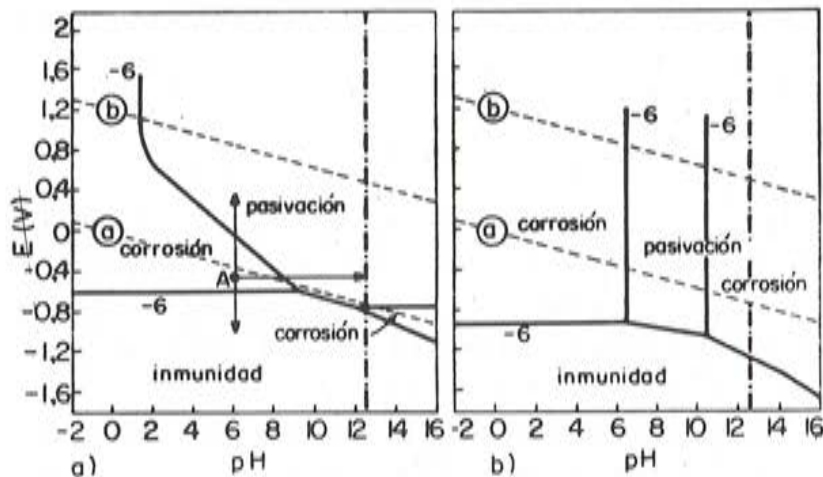


FIG. 1.—Condiciones teóricas de corrosión, inmunidad y pasivación
 (a) Del sistema hierro-agua a 25°C
 (b) Del sistema cinc-agua a 25°C en presencia de CO₂

- a) Reducir su potencial de corrosión hasta situarlo en la zona de inmunidad (protección catódica).
- b) Elevarlo hasta la zona de pasivación (protección anódica).
- c) Aumentar el pH de la disolución, hasta alcanzar la misma zona de pasivación.

Este último tipo de protección es el que ofrece el hormigón a las armaduras de acero embebidas en él.

No obstante, esta pasividad natural puede perderse por la verificación de procesos, como el de carbonatación, que disminuyen el pH, o por efectos de iones como los cloruros, capaces de destruir localmente la película pasivante. Cuando se prevén situaciones como las acabadas de mencionar, se plantea la necesidad de recurrir a una protección suplementaria de las armaduras.

Los métodos de protección con los que se cuenta en la actualidad, van desde recubri-

mientos impermeables de la superficie del hormigón a la protección catódica de las armaduras. Aquel procedimiento no ha llegado a tener una gran aceptación, achacándosele incluso, que puede acelerar la corrosión cuando se aplica después de que las sustancias agresivas hayan penetrado en el hormigón (2). La protección catódica ha sido aplicada con éxito en algunos casos especiales, como pueden ser tuberías enterradas de hormigón pretensado, pero las especiales características del método hacen necesario decidir ya en la etapa de diseño, si se va a usar o no, pues su aplicación a estructuras de hormigón presenta notables peculiaridades.

También se ha propugnado el empleo de inhibidores de corrosión (4) (5) que se añaden al agua de amasado del hormigón como un aditivo cualquiera, pero que junto a la ventaja de su economía y sencillez de empleo presentan, por el momento, la incertidumbre de la duración de su efecto inhibitor. Resultan un prometedor camino, pero que a juicio de los autores, está insuficientemente investigado.

La forma más difundida de protección consiste en el uso de recubrimientos orgánicos o inorgánicos sobre las armaduras mismas. Recubrimientos tales como pinturas, resinas, plásticos, fosfatos, aceites, lechada de cemento y recubrimientos metálicos electronegativos como el cinc (6) han sido sugeridos de tiempo en tiempo y parecen haber dado satisfactorios resultados bajo condiciones específicas, aunque ninguno de ellos proporciona la solución ideal al problema.

El empleo de armaduras galvanizadas se está difundiendo en estructuras sometidas a ciertos ambientes especialmente agresivos, debido a que el cinc es más resistente frente a la acción corrosiva de los cloruros que el acero, y además, es capaz de protegerlo catódicamente cuando un deterioro del recubrimiento lo deje al descubierto. Sin embargo, el cinc es un metal anfótero y puede disolverse como cincato cuando el acero galvanizado se expone al hormigón fresco, especialmente si éste contiene un exceso de álcalis (7). Dado que tal reacción disminuye la cantidad de cinc que permanece disponible para proteger el acero, se impone conocer en qué extensión se produce.

1.1.—Comportamiento electroquímico del acero galvanizado en medios muy alcalinos

Un análisis del diagrama de Pourbaix para el sistema Zn-H₂O a 25°C, figura 1 (b), nos llevaría a desconfiar del efecto protector del galvanizado, pues a un pH de 12,6, el cinc se encuentra en la zona de inmunidad o en la de corrosión (8). Ninguna de las dos posibilidades resulta satisfactoria, pues si una presupone el ataque del recubrimiento, la otra, entraña el peligro de un continuo desprendimiento de hidrógeno sobre las armaduras, lo que puede acarrear la fragilización de las mismas (en ausencia de sobretensión se desprendería hidrógeno a potenciales inferiores a los correspondientes a la línea (a) de la figura).

En la práctica, aunque en el momento de la inmersión de la armadura galvanizada en el hormigón, o en disolución saturada de hidróxido cálcico, las cosas suceden de acuerdo con lo previsto según el diagrama de Pourbaix y se produce un desprendimiento de hidrógeno sobre el acero, evolucionan luego hacia una situación mucho más favorable, debido a que los mismos productos de corrosión forman capas protectoras de hidróxicincato de calcio sobre las armaduras galvanizadas, provocando la pasivación de las mismas y variando, en consecuencia, las condiciones específicas del diagrama de Pourbaix, haciéndolo no aplicable.

Esta pasivación ha sido detectada utilizando métodos muy diferentes: así Duval y Arliguie (9), Kaesche (10) y Brachet (11), entre otros, observan que redondos galvanizados sumergidos en disolución saturada de hidróxido cálcico al cabo de unos días presentan un salto considerable en el potencial de corrosión hacia valores más nobles (desde alrededor de -1.400 mV_{ECS} hasta alrededor de -600 mV_{ECS}) y los mismos autores, mediante el trazado de curvas potenciodinámicas, efectuadas también por Rubaud y col. (12), observan que el Zn en medios alcalinos presenta sistemáticamente, después de una primera zona de corrosión ge-

neralizada, otra, muy amplia, de pasividad. También Rehm y Lammke (13) y Schwick, Diehl y Carpenter (14) han comprobado, asimismo, la formación de una capa pasivante que identificaron mediante rayos X como de hidroxincinato de calcio. Finalmente son de destacar los resultados obtenidos por Rauert (15) con redondos galvanizados embebidos en probetas de mortero, que presentan una pérdida de espesor de 1,5 a 5 micras durante la primera semana, y tan sólo unas 10 micras al cabo de un año, concluyendo que la corrosión de la capa de cinc se realiza fundamentalmente en la primera semana.

Los autores del presente trabajo han realizado también, ensayos encaminados a comprobar este aspecto concreto de la pasivación del Zn en disolución saturada de hidróxido cálcico y en mortero, que ya han sido publicados en parte (16), llegando a conclusiones muy paralelas con las expuestas, y aportando además la comprobación de que el salto de E_{CORR} es paralelo con una disminución brusca de I_{CORR} (calculada a partir de la Resistencia de Polarización), tal y como se aprecia en la figura 2.

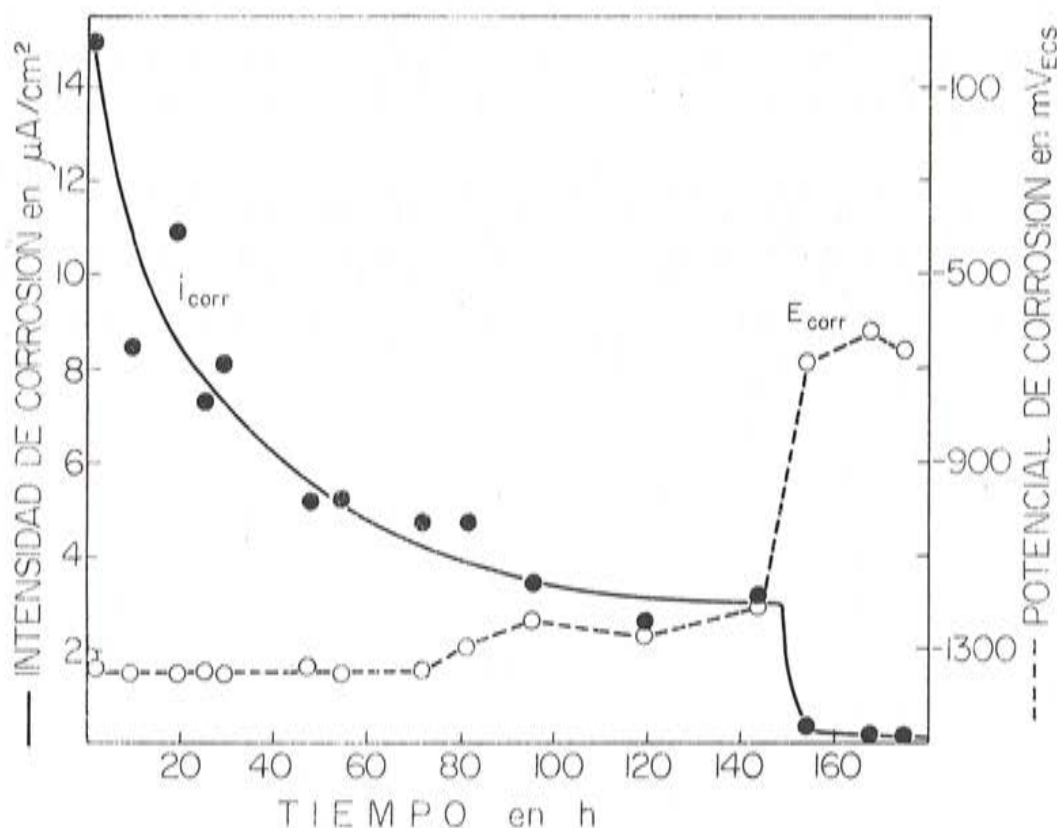


FIG. 2.—Evolución con el tiempo de la i_{CORR} y del E_{CORR} de un redondo de acero galvanizado en solución saturada de hidróxido cálcico. El potencial se midió frente al electrodo de calomelanos saturado.

2.—COMPORTAMIENTO COMPARADO DE LAS ARMADURAS NORMALES Y GALVANIZADAS FRENTE A SITUACIONES AGRESIVAS

2.1. El papel de los cloruros como destructores de la pasividad

Es muy conocida la capacidad de ciertos iones, como los halogenuros, para destruir localmente la pasividad de metales y aleaciones que, en su ausencia, exhiben una pasividad perfecta frente a muchos medios naturales. Así los cloruros provocan frecuentemente la corrosión por picaduras de los aceros inoxidable en atmósferas marinas, en instalaciones sumergidas en agua de mar, o en contacto con disoluciones salinas; en aleaciones de aluminio e incluso en superaleaciones desarrolladas para resistir su efecto.

También en el hormigón la corrosión por picaduras de las armaduras se debe esencialmente a la presencia de cloruros que provienen o del agua de amasado, o de ciertas impurezas de los distintos constituyentes del hormigón, o que se añaden al mismo como acelerantes del fraguado, o sobre el mismo, para favorecer el deshielo.

El efecto de los cloruros se estima normalmente por ensayos electroquímicos, siendo los más frecuentes, aparte de la simple medida del potencial, el trazado de las curvas de polarización potenciodinámicas y de las curvas potencial-tiempo bajo una densidad de corriente constante (ensayos galvanostáticos). En el primer tipo de curvas se revela la influencia de los cloruros por un aumento brusco de la densidad de corriente antes de alcanzar el potencial correspondiente al desprendimiento de oxígeno, apareciendo un potencial crítico denominado de ruptura, E_r , cuando la capa de pasivación se destruye localmente (figura 3) (17).

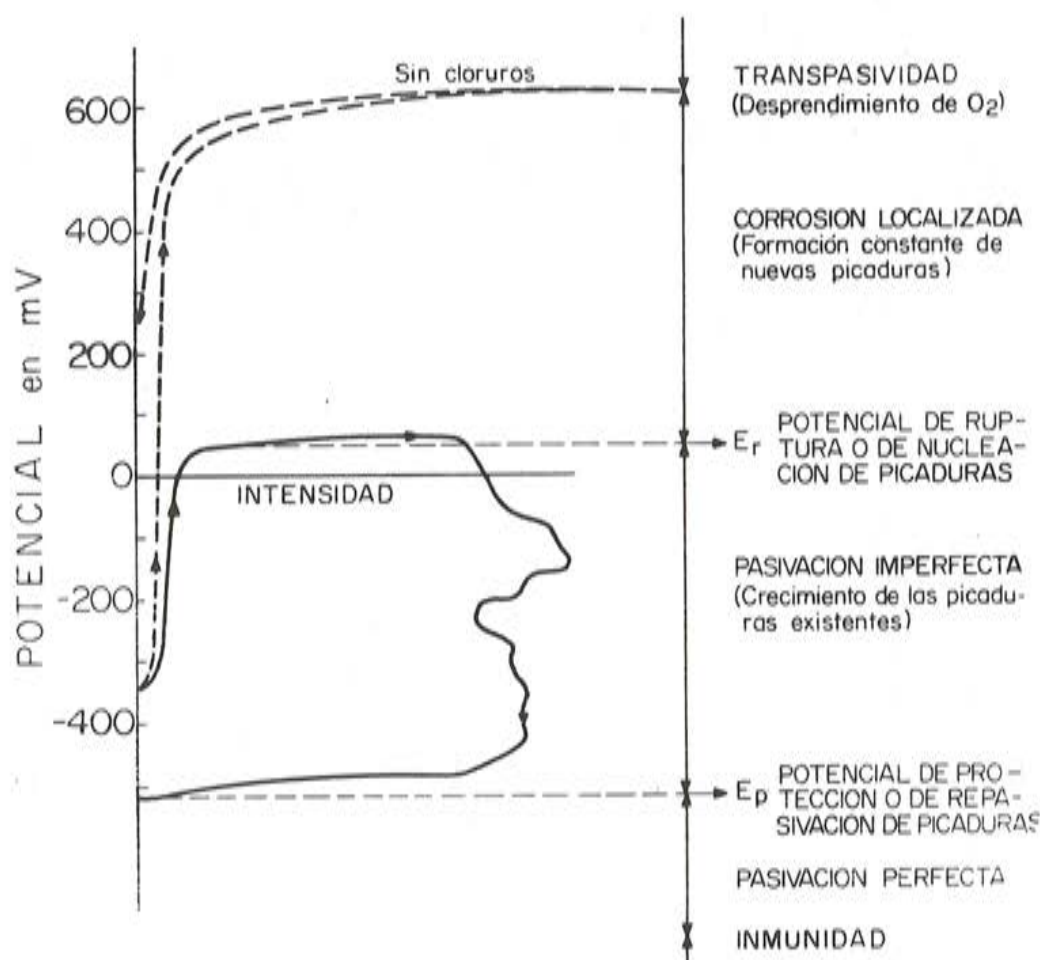


FIG. 3.—Comportamiento característico del acero en disolución saturada de hidróxido cálcico conteniendo cloruros.

Para proteger un electrodo que se esté picando es preciso hacer descender su potencial por debajo del llamado potencial de protección, E_p . En las curvas galvanostáticas la ruptura se pone de manifiesto por un máximo, evolucionando luego el potencial hacia un valor cercano a E_p , pero más noble que él. En ausencia de cloruros la ruptura no se produce y crece el potencial hasta que alcanza el valor al que comienza el desprendimiento de oxígeno. Estos dos tipos de comportamiento quedan reflejados en la figura 4 (17).

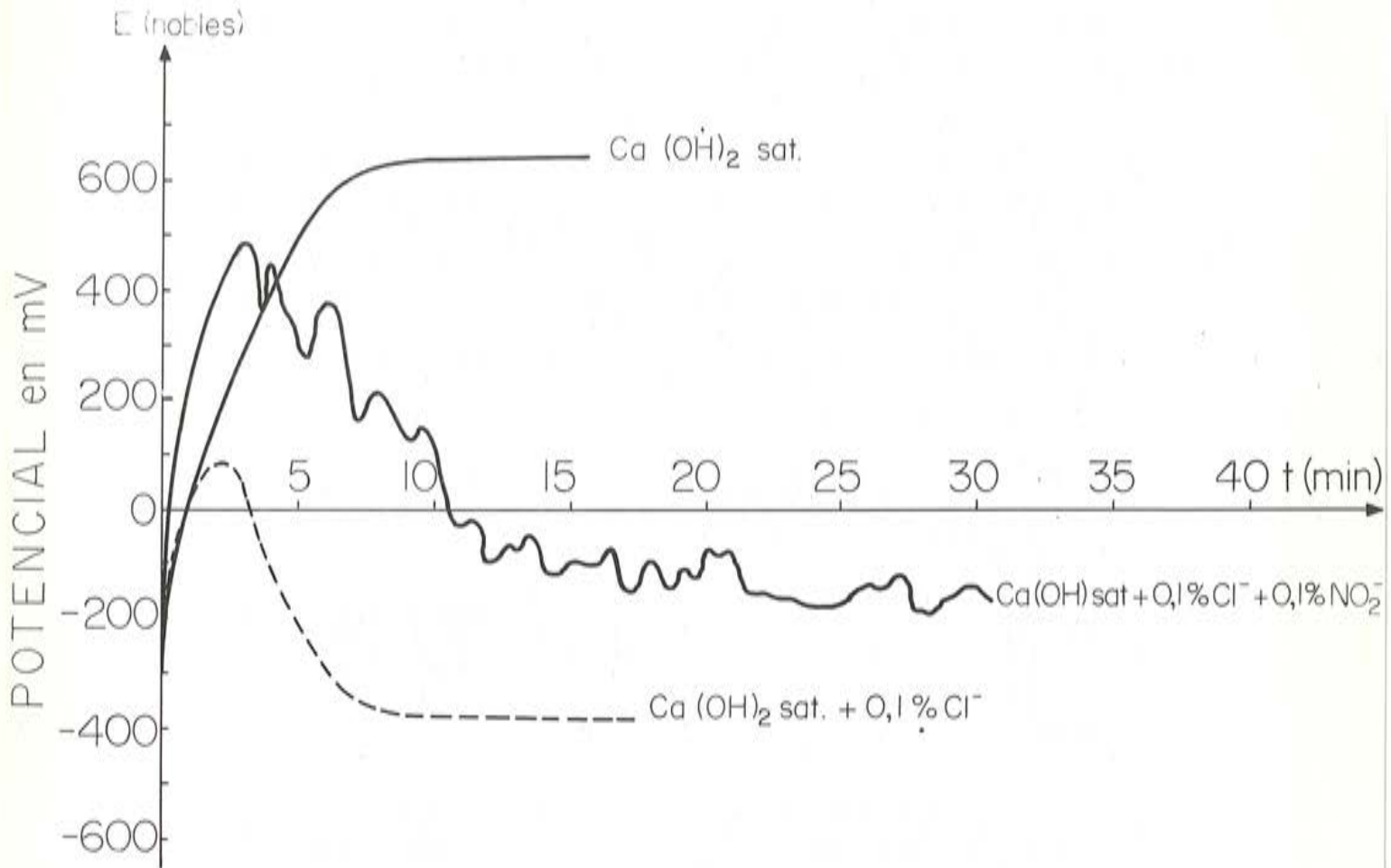


FIG. 4.—Método galvanostático: Comportamiento tipo.

Estos procedimientos permiten fijar el umbral de concentraciones de cloruros necesario para que se produzca la corrosión por picaduras de las armaduras. En la Tabla I se recogen los umbrales encontrados por distintos investigadores, distinguiendo entre los relativos a las picaduras desarrolladas en hidróxido cálcico saturado y aquéllos que corresponden a armaduras embebidas en hormigón. En este último caso, los límites permisibles de cloruro se determinan usualmente por ensayos electroquímicos efectuados sobre probetas de acero embebidas en mortero u hormigón y total o parcialmente sumergidas en disolución saturada de hidróxido cálcico o en extractos de cemento.

Los umbrales de cloruros difieren mucho de un medio a otro, como pone de manifiesto la Tabla I, a ello contribuye el que los cloruros reaccionen con el aluminato tricálcico del hormigón para formar complejos insolubles, tales como el $3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2 \text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2 \text{O}$, lo que reduce su concentración efectiva en dicho medio. Pero, en realidad, la causa fundamental de las diferencias hay que buscarla en la total disparidad entre los factores físicos de la solución saturada de hidróxido cálcico y el hormigón.

Tampoco existe concordancia total entre las indicaciones de los diferentes investigadores para el mismo medio, lo cual no debe extrañar puesto que las condiciones de los ensayos, su duración y los materiales utilizados en los mismos suelen ser diferentes. Además, debería hablarse en términos de probabilidad como hace Hausmann (18) y sin olvidar que la susceptibilidad al ataque por picaduras es función del pH, creciendo al disminuir la basicidad. El mismo Hausmann (18) concluye que la adición de cloruros a la solución no causa corrosión en

tanto que la relación entre las actividades de los iones Cl^- y OH^- no supere un valor situado en torno a 0,6.

Por la experiencia obtenida frente a otros medios agresivos se sabe que el cinc resiste mucho mejor que el acero la acción de los cloruros. Esto unido a que sus productos de corrosión son mucho menos voluminosos que los del hierro, por lo que no desarrollan presiones internas tan elevadas como las causadas por éstos, hace que se reduzca mucho el peligro de agrietamiento longitudinal de las estructuras cuando se utilizan armaduras galvanizadas. Por añadidura, los productos de corrosión del cinc son blancos y no perjudican la estética, factor no desdeñable para el usuario.

Todas las citadas serían razones de peso para promover el empleo del galvanizado para proteger las armaduras. No obstante, es preciso reconocer que quedan aún muchas lagunas de conocimiento en cuanto al comportamiento del acero galvanizado en estructuras de hormigón conteniendo cloruros. En la Tabla II se incluyen los umbrales de concentración de Cl^- citados en la bibliografía para el cinc o las armaduras galvanizadas y en la figura 5 los datos que, a este respecto, ofrecen Cornet y colaboradores (19), quienes se han dedicado con intensidad al tema.

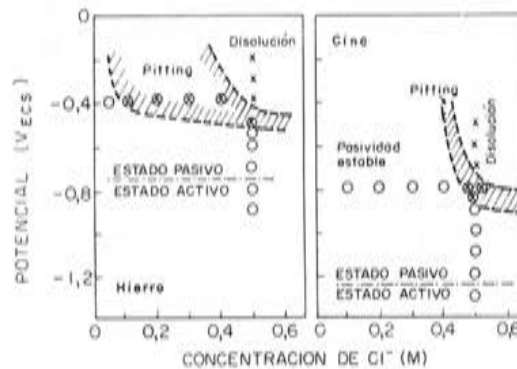


FIG. 5.—Características de la corrosión del acero y del cinc en presencia de iones cloruros en solución saturada de hidróxido cálcico desaireada con nitrógeno. Los potenciales se representan con relación al electrodo de calomelanos saturado.

Tales umbrales están peor delimitados que para el caso de las armaduras de acero y, desgraciadamente, se refieren a redondos galvanizados, ensayados en solución saturada de hidróxido cálcico y poco o nada se conoce sobre la concentración crítica de cloruros para el sistema acero galvanizado-hormigón.

Nuestras experiencias con armaduras galvanizadas sumergidas en disolución saturada de hidróxido cálcico indican que éstas son capaces de tolerar adiciones de cloruros muy superiores a las toleradas por los redondos no galvanizados en las mismas condiciones (16). La figura 2 se refiere a una solución exenta de cloruros, pero se ha comprobado un comportamiento similar en presencia de ellos, alcanzándose la pasivación a edades y con velocidades de corrosión muy similares (16). Actualmente se están realizando ensayos con armaduras galvanizadas embebidas en mortero pero es aún prematuro adelantar datos cuantitativos.

2.2. Efecto de la carbonatación del hormigón

Los agentes atmosféricos pueden actuar sobre el hormigón reduciendo su alcalinidad. Los responsables de este fenómeno son los constituyentes ácidos de la atmósfera, particular-

mente el CO_2 y el SO_2 . El papel esencial de la reacción la desempeña el CO_2 , por lo que aquél recibe el nombre de carbonatación. Lo más característico de este proceso es la aparición de una estrecha banda que separa dos zonas con un valor de pH marcadamente diferente, generalmente de $\text{pH} = 9$ y $\text{pH} = 12$ (20).

Un análisis detallado de la cinética de carbonatación y de los métodos de ensayo para determinar su penetración no va a abordarse en el trabajo presente, pues puede encontrarse en muchas obras sobre el tema (20) (21). A título orientativo, se reúnen en la tabla III algunas indicaciones cuantitativas sobre la profundidad de la capa carbonatada: no es de extrañar que no se produzca un acuerdo completo entre los datos aportados por autores diferentes ya que no sólo las variables del medio ambiente, sino también del hormigón, influyen sobre el fenómeno.

Si se exceptúa la corrosión causada por los cloruros, es opinión generalizada que la carbonatación del hormigón es otro de los factores capaces de provocar por sí mismo la corrosión de las armaduras. Pero esta opinión no es unánime (20): las reservas sobre la influencia real que ejerce en la corrosión del acero una disminución de pH como la considerada, vienen determinadas por la necesidad, para que la corrosión comience, de la presencia simultánea de un electrolito (humedad) en la masa del hormigón, pues la experiencia informa de que en un ambiente interior seco, no se producen daños por corrosión aunque el recubrimiento esté carbonatado. Es decir, para que la carbonatación sea un agente desencadenante de corrosión, a la disminución de pH debe sumarse la presencia de un mínimo de humedad.

No obstante, como el riesgo de corrosión de las armaduras por la carbonatación de hormigón es un hecho comprobado, hay que preguntarse si la galvanización elimina ese riesgo: de la observación de los diagramas de Pourbaix correspondientes al Fe y al Zn (fig. 1) parece deducirse que la disminución de pH entrañará menos peligro en el caso del segundo que en el del primero, tesis asimismo mantenida por Rauen en el trabajo ya citado (15), en el que informa sobre ensayos en curso en probetas de mortero con redondos galvanizados carbonatados aceleradamente.

2.3. Papel desempeñado por el oxígeno

Otro factor que puede desencadenar la corrosión de las armaduras es la existencia de pilas de aireación diferencial, que pueden presentarse en el hormigón debido a: heterogeneidades en su composición por una defectuosa puesta en obra; al estar la estructura semisumergida o semienterrada; a diferencias en el espesor de recubrimiento o bien a la aparición de fisuras. Siempre las zonas más aireadas actuarán de cátodos al disponer de oxígeno abundante para realizar la semireacción catódica, consistente en la reducción del O_2 disuelto en la fase líquida que ocupa los poros, y las zonas menos aireadas actuarán de ánodos, siendo por lo tanto, las deterioradas.

La susceptibilidad del acero a la formación de dichas pilas de aireación diferencial en medios muy alcalinos ha sido puesta en evidencia de una forma llamativa por Hausmann (18) y Kaesche (10). El primero encuentra en disolución de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ saturada de O_2 , que los aceros se corroían para una concentración 0,02 M en ión Cl^- , mientras que en ausencia de O_2 , permanecían inalterados aún con concentraciones de 0,1 M de Cl^- . Y el segundo autor, que realiza los ensayos también en disolución saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, con y sin cloruros, encuentra potenciales de corrosión situados entre -500 y -600 mV_{EH} , en soluciones desaireadas, mientras que las circunstancias cambian en presencia de O_2 disuelto, adquiriendo entonces, los E_{corr} valores más positivos que los correspondientes al potencial de ruptura, E_r , y produciéndose ataque localizado en las armaduras para adiciones suficientes de cloruros. De las cuatro posibilidades recogidas en la tabla IV la que se revela como realmente peligrosa es la presencia simultánea de oxígeno y cloruros.

El comportamiento del galvanizado en situaciones similares ha sido estudiado por Boyd y Tripler (22) en disolución saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, con y sin Cl^- , y encuentran que a pesar de una gran dispersión en los resultados se puede concluir que el Zn parece ser menos susceptible que el acero, a las pilas de aireación diferencial.

También son de destacar unas recientes investigaciones (23) sobre hormigones fisurados artificialmente y sometidos a ciclos de inmersión en disolución de ClNa -secado, en las que armaduras galvanizadas en hormigones con grietas de 0,3 mm presentaron duraciones semejantes a armaduras sin galvanizar en hormigones con grietas de 0,2 mm.

3.-INFLUENCIA DEL GALVANIZADO SOBRE LA ADHERENCIA Y EL PELIGRO DE FRAGILIZACION POR HIDROGENO

De entre los riesgos reales o considerados posibles que entraña la utilización de armaduras galvanizadas en el hormigón, los más temidos se refieren a la disminución de adherencia entre hormigón y armadura y a la fragilización de ésta por efecto del hidrógeno que se desprende como consecuencia de la reacción del cinc con el cemento fresco.

3.1. Efecto del cinc sobre la adherencia

Es necesario buscar los factores que provocan la posible pérdida de adherencia entre el acero galvanizado y el hormigón en las reacciones químicas que se generan al poner en contacto ambos materiales y de las que ya se habló en el apartado 1.1. del presente trabajo: el desprendimiento de hidrógeno y la formación de una capa pasivante de hidróxicincato de calcio.

El desprendimiento de H_2 dura unas pocas horas y puede tener un doble efecto: por un lado, antes de recombinarse, el hidrógeno atómico puede penetrar en el acero y fragilizarlo, (de este aspecto se hablará en el apartado siguiente), y por otro lado, el hidrógeno que se recombina, se desprende en forma de burbujas de gas, que dada la imposibilidad física de atravesar la capa de hormigón, quedan aprisionadas en la superficie del acero al fraguar y endurecer el conglomerado, dando lugar a multitud de oquedades en la interfase metal-hormigón, estas oquedades suponen una menor zona de contacto entre ambos materiales y por lo tanto, una menor adherencia entre ellos.

Una vez que finaliza el desprendimiento de H_2 , el metal se corroe fuertemente durante unas horas o días más, hasta que se recubre totalmente de la película de hidroxocincato de calcio, que no es demasiado adherente, por lo que al estar situada en la interfase metal-hormigón puede perjudicar la fuerza de unión entre ambos materiales.

Ensayos encaminados a estimar el efecto del galvanizado sobre la adherencia hormigón-armadura se realizaron ya en 1920, repitiéndose con frecuencia posteriormente (24)(25). En la tabla V se recoge una revisión sobre este tema debida a Rehm y Lammke (13), que ha sido ampliada por los autores del presente trabajo. Rehm y Lammke, basándose en el efecto retardador del hidroxocincato de calcio sobre el fraguado, afirman que en las primeras etapas el galvanizado influye negativamente en la adherencia, aunque no dan indicaciones sobre la duración de tal efecto.

En relación con este efecto retardador, comprobaron Beriss y colaboradores (26) que el polvo de cinc adicionado al cemento no perturba la resistencia de los morteros para dosis inferiores al 1,5 por 100, mientras que por encima de este valor, la reduce brutalmente para todas las edades y en todos los medios de conservación. No obstante, el peligro parece no ser extensible a las armaduras galvanizadas, pues no se ha constatado migración alguna del cinc a partir de ellas.

Más favorables aún son las conclusiones a que llegan Lieber y Gebauer (27), quienes observaban un ligero retardamiento del fraguado en presencia de hidroxocincato de calcio, aunque las probetas con esta sustancia adquirían, en relación con las que no la contenían, una resistencia más elevada desde el final del primer día, pero sobre todo al progresar su envejecimiento.

Como se deduce de la tabla V, el diferente número de probetas ensayadas por cada investigador, la edad variable de las mismas, la heterogeneidad de las condiciones de exposición a que son sometidas e, incluso, los diversos dispositivos de tracción utilizados, dificultan la comparación de resultados. Sin embargo, lo contradictorio de los mismos hace sospechar que la influencia del galvanizado sobre la adherencia debe ser realmente pequeña, hasta el punto de que otros factores no tenidos en cuenta puedan enmascarar su efecto y ser los verdaderos responsables de las discrepancias observadas. Discrepancias que, en nuestra opinión, son una garantía real de que el galvanizado no perjudica la adherencia en grado significativo.

Es de destacar, en este campo del estudio de la adherencia galvanizado-hormigón, el único trabajo del que se tiene constancia es el realizado en España por A. Vázquez (28), en el que se ensayaron probetas con redondos corrugados galvanizados de diferentes diámetros, a los 28 días de curado. En algunos casos y con los diámetros mayores, se comprobó que la adherencia del galvanizado era incluso superior a la de los aceros desnudos, y cuando era inferior, estaba siempre por encima del mínimo recomendado por la Comisión RILEM/FIP/CEB: "Ensayos de adherencia de aceros para armaduras de hormigón armado".

3.2. Fragilización por hidrógeno de las armaduras

Dadas las sobretensiones de desprendimiento de hidrógeno sobre el Fe y el Zn, es de esperar que sobre aquél se produzca desprendimiento tan pronto como el E_{corr} se haga más negativo que el potencial de equilibrio $E_{\text{H}_2/\text{H}^+}$ de un electrodo de hidrógeno (10):

$$E_{\text{corr}} < -0,059 (\text{pH}) \quad [\text{V}]$$

es decir, para potenciales menores de $-740 \text{ mV}_{\text{EH}}$ en una solución de pH 12,5-12,6. En cambio, sobre el Zn no se produce desprendimiento catódico de hidrógeno en tanto que las armaduras no tengan potenciales menores de $-1.050 \text{ mV}_{\text{EH}}$, aproximadamente, frente al electrodo normal de hidrógeno (unos -1.300 mV frente al de calomelanos saturado) (11).

Como ya se ha mencionado en anteriores ocasiones, en los primeros momentos de contacto del Zn con una disolución de pH 12,5, aquél toma valores más electronegativos de $-1.300 \text{ mV}_{\text{ECS}}$, por lo que se produce la descomposición del H_2O presente, liberándose hidrógeno que se desprende, al menos en parte, formando burbujas perfectamente visibles sobre la superficie del metal, o que se aprecian en el hormigón fraguado en la "huella" o "surco" ocupado por la armadura.

Si el hidrógeno atómico que se genera en lugar de recombinarse y desprenderse en forma de gas penetra en el metal, puede fragilizarlo, con todo el riesgo de rotura rápida que esto supone cuando la estructura está sometida a determinadas tensiones.

La mayoría de los autores detecta este efecto (11) (29) (30), aunque sólo unos pocos estudian el posible riesgo de fragilización del acero, así Mme. Brachet (11) (31) que ha estudiado en profundidad el fenómeno de la corrosión bajo tensión de armaduras de acero negro, informa que mediante ensayos de tracción lenta se detectan roturas frágiles en acero galvanizado embebido en probetas de hormigón, si bien, aclara, que las condiciones del ensayo son mucho más drásticas que las que se dan en condiciones reales y que, sin embargo, en vigas postensadas con cables galvanizados de 5 m de longitud, no se detectaron roturas frágiles duran-

te el año que duró el ensayo, ni siquiera cuando las vigas estaban en contacto con una disolución de salmuera.

La mayoría de los fallos atribuidos a la fragilización por hidrógeno de los cables de estructuras pretensadas se presentan asociados con una corrosión más o menos severa y, probablemente, no hubieran ocurrido en ausencia de ella. Queda con esto de manifiesto la necesidad de evitar la corrosión durante el transporte y almacenamiento y de continuar las precauciones hasta que el cable quede revestido de hormigón. Otras veces las roturas frágiles se relacionan con la carbonatación del hormigón y el contenido en sulfuros del mismo (20). Parece ser que los sulfuros pueden actuar como "venenos" de la recombinación del hidrógeno atómico a molecular, forma esta que no difunde hacia el interior del acero (32) (33).

Los datos de distintas fuentes no forman un conjunto uniforme; algunos investigadores llegan a resultados que indican que la galvanización protege al acero de la fragilidad provocada por el hidrógeno (34) (35).

Así pues, aunque es claro que bajo ciertas condiciones hay que contar con un desprendimiento inicial de hidrógeno sobre las armaduras galvanizadas, no están aún bien establecidas las circunstancias que promueven su difusión hacia el interior del acero fragilizándolo, ni las que evitan este peligro de fragilización haciendo que se difunda hacia el hormigón.

Sobre la influencia en el desprendimiento de H_2 de la presencia de un par Fe-Zn, hay que nombrar los ensayos de Kaesche (32) que sigue la evolución del potencial con el tiempo en probetas de mortero con armaduras de acero desnudo y galvanizado en cortocircuito. El potencial parte de un valor muy negativo, $-1.100 \text{ mV}_{\text{EH}}$ aproximadamente, estabilizándose en unos $-800 \text{ mV}_{\text{EH}}$ al término de 1 ó 2 días, valor para el cual es de esperar desprendimiento de hidrógeno sobre el acero desnudo.

Los autores del presente trabajo realizaron un ensayo encaminado a comprobar la influencia de los Cl^- y de la formación de un par Fe-Zn sobre el período de tiempo en que se mantienen las condiciones necesarias para la producción de H_2 , y cuyos resultados se recogen en la Fig. 6. En ella se reproduce la variación del potencial de corrosión de aceros galvanizados embebidos en probetas de mortero P-350, sin aditivos y con un 2 por 100 CaCl_2 , a los que en un caso se les ha decapado un anillo de 4 mm. de anchura dejando el acero al descubierto y en otro se han ensayado con el galvanizado intacto. La humedad relativa del recinto se mantuvo entre el 80 y el 90 por 100. Puede observarse:

- Que en las probetas con el recubrimiento intacto el desprendimiento de hidrógeno puede producirse, de acuerdo con los potenciales, por espacio de unas 4 horas en presencia de cloruros y de tan sólo unos minutos para el mortero sin aditivos.
- Que en las probetas parcialmente decapadas, a pesar de que exhiben en todo momento potenciales más nobles, es de esperar desprendimiento de hidrógeno sobre el acero durante 2 ó 12 h, dependiendo de que no tenga aditivos el mortero o se le hayan añadido cloruros. En este caso no se produciría un cambio de desprendimiento de hidrógeno sobre las zonas galvanizadas en ningún momento.

Parece, pues, que tanto la formación de pares galvánicos Fe-Zn como la presencia de cloruros pueden incidir desfavorablemente sobre la fragilización de las armaduras, puesto que ambos factores incrementan el período de desprendimiento de hidrógeno. No obstante, el ennoblecimiento del potencial es tal que en todos los casos se llegó, en un plazo inferior a las 24 horas, a valores lo suficientemente positivos como para descartar una posterior formación de hidrógeno sobre la superficie metálica.

No se puede tratar de la posible fragilización por hidrógeno de las armaduras sin mencionar las experiencias muy positivas que se han llevado a cabo añadiendo iones cromato al hormigón o cromatando las armaduras galvanizadas (7) (20) (22) (36) (37). Se señala, por ejemplo, que la adición al agua de amasado de 70 ppm de CrO_3 es suficiente para impedir el

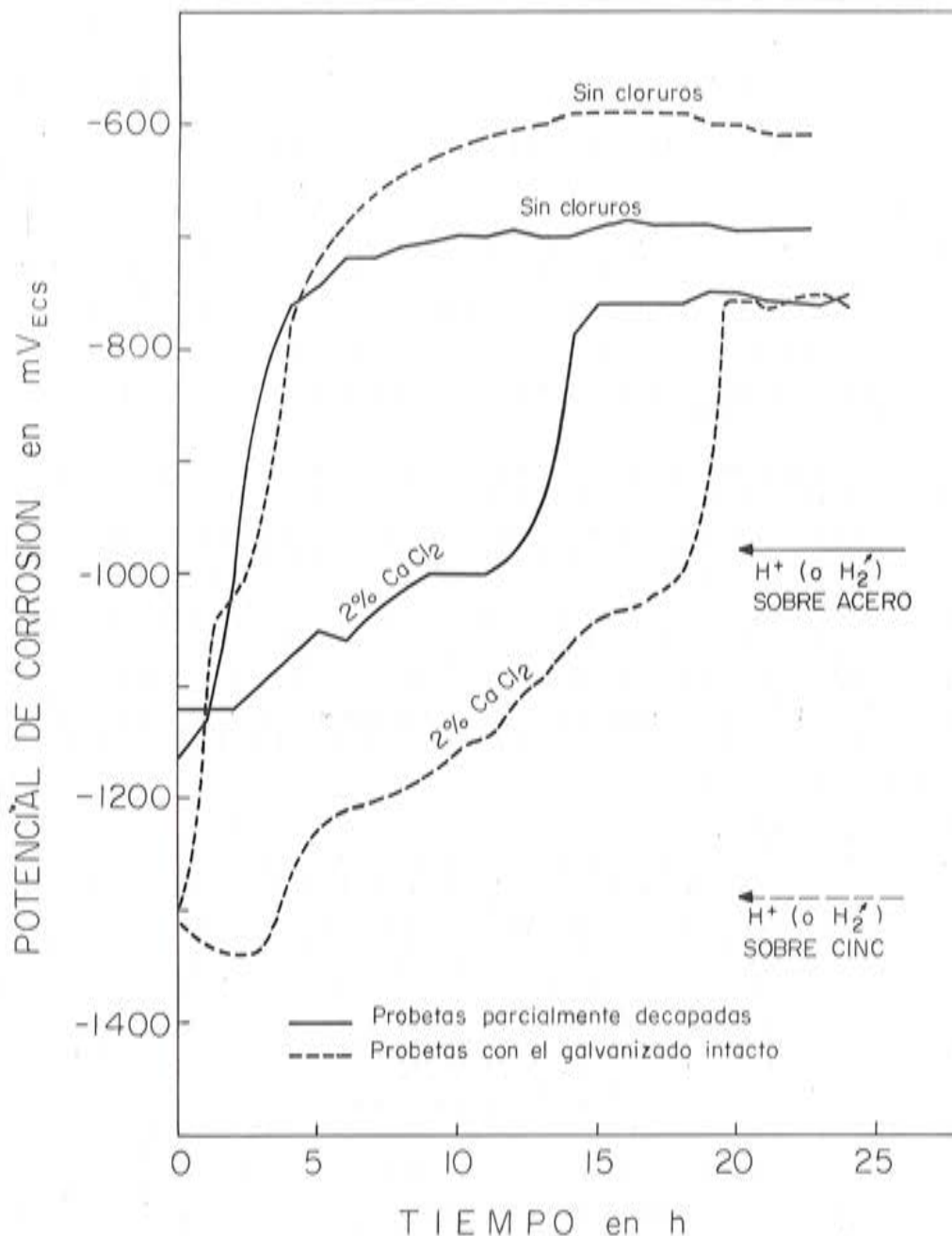


FIG. 6.—Evolución del potencial de corrosión de probetas recién fabricadas con el tiempo, en función de la presencia o ausencia de cloruros en el mortero y de la existencia de defectos en el galvanizado que dejen el acero al descubierto.

desprendimiento de hidrógeno (7). Puede ser que este sea un camino correcto para llegar a aislar los inconvenientes ligados a la fragilización.

3.3. Comportamiento del par Fe-Zn

El interés del estudio del comportamiento del par Fe-Zn estriba en que la colocación de las armaduras en obra no es un trabajo cuidadoso, pues necesitan ser soldadas, dobladas, o golpeadas, y en el caso del pretensado son estiradas, o bien ancladas con cuñas en el posensado, etc.... todo ello hace pensar que aunque las armaduras se galvanizasen, después de

adoptar su forma definitiva, siempre existiría el riesgo de un deterioro del recubrimiento, y cuando la norma española EP-77 prohíbe el empleo del galvanizado, alude precisamente al peligro de corrosión localizada en los lugares deteriorados del recubrimiento.

Sin embargo, los potenciales teóricos de ambos metales, indican que cuando formen un par galvánico será el Zn el que actúe como ánodo, quedando protegido el acero mientras haya Zn presente. Este comportamiento teórico es de esperar también, según afirma Rauén (15) de la aleación Fe-Zn que se forma por la galvanización en caliente. Pero la multitud de fallos detectados en el caso de conducciones de agua potable de acero galvanizado, en las que se perfora la conducción sin aparente disminución o deterioro del recubrimiento han hecho desconfiar de los presupuestos teóricos aludidos.

Así pues no sólo el par Fe-Zn tiene importancia con relación a la posible fragilización por H_2 , que como se ha aludido puede ser eliminada con la adición de muy pequeñas cantidades de dicromato, sino que tiene también trascendencia en cuanto a las características específicas de la puesta en obra de las armaduras. A este respecto, en ensayos todavía en curso se ha podido comprobar que en disolución saturada de hidróxido cálcico, con y sin adición de cloruros, las armaduras galvanizadas a las que se les ha decapado un anillo de aproximadamente 4 mm de longitud, presentan un comportamiento totalmente similar (alcanzando incluso la pasividad en menos tiempo) a las armaduras totalmente galvanizadas y sólo cuando se realizan curvas de polarización se observa un ataque del anillo de acero en forma de corrosión generalizada para valores de potencial por encima de + 600 mV_{ECS} (potencial al que se produce el desprendimiento de O_2 en el acero desnudo sin formar par galvánico). En ningún caso se ha detectado que el Zn actúe como ánodo de sacrificio protegiendo al acero y disolviéndose paulatinamente, pues una vez que se pasiva todo el conjunto de la probeta, la velocidad de corrosión es despreciable.

4.-EXPERIENCIA PRACTICA

Aunque el efecto del galvanizado sobre la adherencia o el peligro de la fragilización por hidrógeno de las estructuras de hormigón con armaduras galvanizadas den lugar, según se ha expuesto, a opiniones contradictorias, en lo que sí existe un acuerdo casi general es en reconocer la mayor tolerancia del cinc, en comparación con el acero, frente a concentraciones de cloruros que para este último pueden resultar totalmente desaconsejables. Ello hace que en los últimos años se haya extendido considerablemente en muchos países la utilización de refuerzos galvanizados para estructuras de hormigón (38).

Halstead (39) informa de un caso en que las armaduras galvanizadas han permanecido en servicio durante 24 años en una estructura expuesta a atmósfera marina, quedando intacta una gran parte del recubrimiento de cinc, produciéndose herrumbre sólo en algunos puntos aislados. Otros autores (40) dan cuenta del mejor comportamiento de chapas galvanizadas en comparación con las de acero desnudo en hormigón con un 1 por 100 $CaCl_2$ y sujetas a una elevada humedad relativa, comprendida entre el 85 y el 100 por 100.

Duffaut y colaboradores (41) a través de la exposición en el estuario de La Rance de más de 100 viguetas de hormigón, algunas de ellas con armaduras galvanizadas, a 5 niveles de profundidad diferentes, escalonados desde la inmersión total a la emersión permanente, llegan a un juicio comparativo sobre la eficacia de distintos métodos de protección de las armaduras que resumen tal como se recoge en la Tabla VI, en la cual los grados de corrosión varían progresivamente desde la ausencia de corrosión para el grado cero, a un deterioro muy importante con picaduras profundas en el 4. Puede observarse en dicha tabla el excepcional resultado del galvanizado, cuyo efecto es aún factible reforzar con protección catódica.

Cook y Radtke (42) analizan con detenimiento el estado de las armaduras galvanizadas en dos puentes de Florida a los tres años de su puesta en servicio y otro de 21 años en las is-

las Bermudas, encontrando que incluso en este último caso se conservaba todavía el 60-70 por 100 del primitivo recubrimiento. En las estructuras más modernas se detectaban signos de corrosión de las armaduras de acero sin proteger, que no aparecían en las galvanizadas, a pesar de que en uno de los puentes la dosificación de cloruros en el hormigón era doble en contacto con el galvanizado que con el acero desnudo y muy superior al umbral considerado admisible para éste.

Otros casos prácticos los puede encontrar el lector interesado en numerosas publicaciones sobre el tema (43) (44) (58) (42) ya que existen multitud de ejemplos de estructuras con armaduras de acero galvanizado, sobre todo en Estados Unidos, Africa del Sur y en las islas Hawai y Bermudas, que resisten perfectamente el efecto agresivo del medio ambiente. El caso de las islas Bermudas es el mayor apoyo en favor del galvanizado de las armaduras; el ambiente marino húmedo y cálido propio de ellas presentaba un problema para la durabilidad de las estructuras agravado por la utilización de áridos de coral contaminados con cloruros. Desde hace unos 25 años se ha convertido en práctica standard la utilización de armaduras galvanizadas, con excelentes resultados.

No faltan, sin embargo, detractores del empleo del galvanizado: Mange (45) encuentra una corrosión rápida y severa del acero galvanizado en hormigón con adiciones de Ca Cl_2 y exceso de agua; Bird (46) describe un ataque rápido del hormigón sobre alambre galvanizado con un tratamiento inadecuado; Lewis (47) concluye que confiere escasa protección contra la corrosión en una atmósfera marina artificial y, finalmente, Griffin (48), quien realiza sus ensayos también en ambiente marino, opina que, en el mejor de los casos, las armaduras galvanizadas no superan a las de acero sin recubrimiento.

5.—A MODO DE CONCLUSION

Puede concluirse afirmando que la protección eficaz de las armaduras del hormigón contra la corrosión no requiere la adopción de medidas especiales, obteniéndose por sí sola cuando se observan cuidadosamente las sencillas normas de fabricación de hormigón conocidas desde hace mucho tiempo. En efecto, mediante la adopción de una relación agua/cemento reducida y la cuidadosa compactación del hormigón fresco, es posible proteger las armaduras durante períodos de tiempo que satisfacen plenamente las exigencias de la industria de la construcción.

No obstante, en construcciones en contacto con agua de mar u otros medios especialmente agresivos las armaduras se corroen, a pesar de respetar las normas de buena práctica conocidas. Es en estos casos cuando el galvanizado puede representar la mejor solución para luchar contra el deterioro de las estructuras, pues ciertamente, el servicio largo y sin problemas de muchas grandes estructuras de hormigón con armaduras galvanizadas es la mayor garantía de lo acertado del empleo de tal solución para esas situaciones.

En este campo, como en tantos otros, la práctica se ha adelantado a la ciencia, a la que le quedan muchas incógnitas por resolver, y es misión suya todavía el establecimiento de las condiciones en las que el empleo del galvanizado incrementa significativamente la expectativa de vida de una estructura, y de aquellas otras, en las que supone costes y pérdidas de recursos adicionales, sin mejora que los justifique.

TABLA I.—Umrales de concentración de cloruros que es necesario alcanzar para que se produzca corrosión por picaduras en armaduras de acero sumergidas en solución saturada de Ca(OH)₂ o embebidas en mortero

AUTORES	CONDICIONES DE ENSAYO	UMBRALES DE CLORUROS	OBSERVACIONES
Shalon y Raphael (49) 1959 Kaesche (10) 1965 Backstrom y Potter (50) 1966 Hausmann (18) 1967	Sol. saturada de Ca (OH) ₂ Idem. Idem. Idem.	0,017 mol/l 1,3 · 10 ⁻³ " 0,02 " 0,02 " 0,06 "	16 por 100 de probabilidad de aparición de picadura 100 por 100, prácticamente
Andrade y González (17) 1976	Idem.	2,8 · 10 ⁻³ (0,01 por 100)	Produce picaduras unas veces y otras no.
Baumel (51) 1959 Kondo y colb. (52) 1969 Lewis (47) 1961 Tomer y Vaurin (53) 1961 Richartz (54) 1969 12 CRC Commitee (20) 1976	Probetas de mortero Idem. Idem. Idem. Idem. Idem.	0,9-1,7 por 100 Ca Cl ₂ > 1 por 100 Ca Cl ₂ 0,78-1,56 por 100 Ca Cl ₂ 2 por 100 Ca Cl ₂ 0,4 por 100 Ca Cl ₂ 2,3 por 100 Ca Cl ₂ (1,5 por 100 Cl ⁻²)	REFERIDO, COMO LOS DATOS POSTERIORES, AL CONTENIDO EN PESO DEL CEMENTO Pueden ocurrir serios daños en presencia de corrientes vagabundas Pero para porosidades ≤ 9,5 por 100 en volumen y recubrimiento de hormigón ≥ 1,5 cm. Considera aceptable hasta esta cantidad cuando el hormigón es denso
Biczök (21) (1972)	En estructuras pretensadas	0,1 por 100	Del peso del cemento pues el acero pretensado es muy sensible a la acción de los cloruros

TABLA II.—Umbrales de concentración de cloruros que es necesario alcanzar para que se produzcan picaduras en armaduras de acero galvanizado sumergidas en solución saturada de Ca(OH) o embebidas en mortero

AUTORES	CONDICIONES DE ENSAYO	UMBRALES DE CLORUROS (mol/l de Cl ⁻)	OBSERVACIONES
Kaesche (33) (32) 1968 y 1969	Sol. saturada de Ca(OH) ₂	Entre 0,1 y 1,0	Se precisa un contenido en Cl ⁻ unas 100 veces mayor que en armaduras no galvanizadas.
Cornet y colb. (19)(38) 1968 y 1969	Idem.	0,4 (véase figura 5)	Afirma que se necesita una concentración mucho mayor de cloruros para romper la pasividad del Zn que la del Fe.
Duval y Arliguie (9) 1974	Idem.	0,04 0,2	Sin capa de hidróxido de cincato Una vez formada la capa de hidróxido de cincato.
—	En probetas de mortero	—	Se han encontrado sólo indicaciones cualitativas

TABLA III.—Profundidades de carbonatación indicadas por algunos autores

AUTORES	PROFUNDIDAD DE CARBONATACION	OBSERVACIONES
Hausmann (18) 1967 Rauen (15) 1971	Sólo unos pocos mm < 2 cm	Para un hormigón de buena calidad. En hormigón bien compactado con 300 kg. cemento/m ³ .
Seabra y Tavares (55) 1972	< 1 cm 5-7 cm	Normalmente. Citan este caso práctico en un hormigón de mala calidad.
Biczök (21) 1972	≤ 1 mm 5-6 mm	Para relaciones a/c < 0,7 Para relaciones a/c > 0,7, progresando con la edad.
12 CRC Committee (20)	Prácticamente nula	Para relaciones agua/cemento muy bajas (porosidades muy pequeñas).

TABLA IV.—Posibles efectos de los cloruros en el hormigón en combinación con el oxígeno de la fase acuosa

CLORUROS	OXIGENO	SIN OXIGENO DISUELTO	CON OXIGENO DISUELTO
Sin cloruros		No hay ningún E_r	No hay ningún E_r
Con cloruros		$E_{corr} < E_r$ No se pica la armadura	$E_{corr} > E_r$ Se pica la armadura

Tabla VI.—Grado medio de corrosión en función de varios métodos de protección de las armaduras

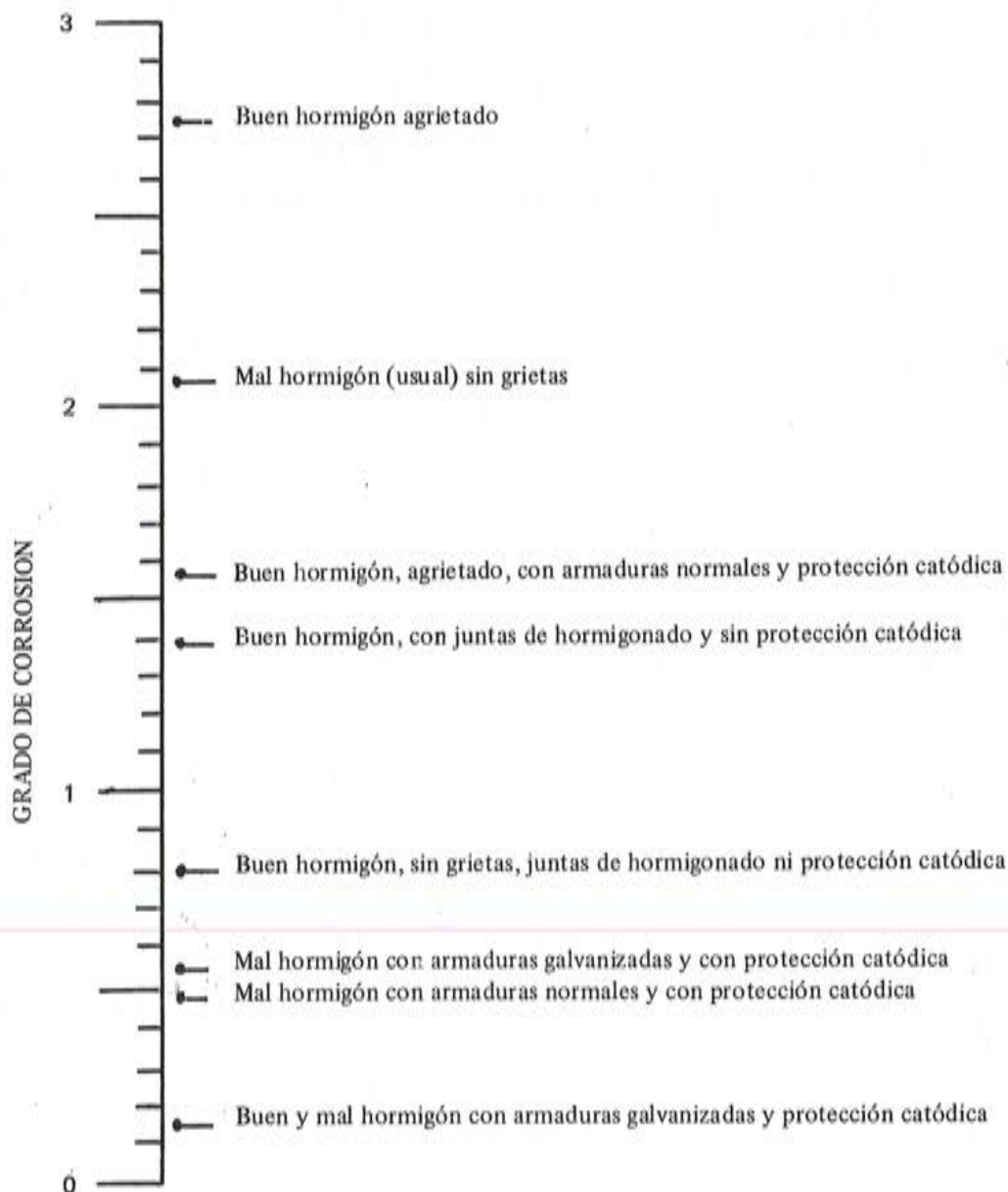


TABLA V.—Efecto del galvanizado sobre la adherencia entre armadura y hormigón, según distintos autores

AUTORES	Número de probetas	Edad de las probetas	Efecto del galvanizado sobre la adherencia hormigón-armadura
Slater y col (56), 1920	28	28 días 6 meses	La disminuye
Schmer (57) 1920	50	28 días 3, 12 meses	Favorable
Brodbeck (58) 1954	24	28 días 3, 12 meses	Favorable
Robinson (59)	12	20 días 1 mes	La disminuye
Centro exp. de rech. et d'études du bâtiment (60), 1959	9	—	<i>La aumenta</i> en comparación con el acero no oxidado. <i>Indiferente</i> en comparación con el acero oxidado.
Bird (7), 1962	—	—	La disminuye
Bresler y col. (62), 1964	40	20, 28 días	Sin efecto o favorable
Gukild y col. (61) 1965	30	28 días	La disminuye
Lewis (47), 1961	—	12, 24 meses	No la perjudica.
Cornet (44), 1966	—	—	La adherencia es <i>similar</i> pero con el tiempo <i>decrece</i> más lentamente que cuando no se galvaniza.
Everett (37) 1967	—	—	Favorable.
Hofsøy y Gukild (25), 1969	—	—	La disminuye en aceros con bajo contenido en Cr. La adición de Cr al cemento o la cromatación del galvanizado elimina el problema.
Anónimo (24) 1971	—	Hasta 18 años	Adherencia 1,3-4,8 MN/m ² con el acero negro y de 3,3 a 3,6 MN/m ² con el galvanizado que la retiene mejor con el tiempo.
Duffaut y colb. (41) 1973	10	Hasta 12 años	No la perjudica.
Okamura e Hisamutsu (23), 1976	—	8, 12 meses	Buena adherencia cerca de las fisuras
12-CRC Committee (20) 1976	—	—	.. No hay pérdida <i>significativa</i> .

BIBLIOGRAFIA

- (1) J. Calleja.—“Materiales de construcción. Últimos avances”. N° 150-151 (1973), 153.
- (2) M.W. Gewrtz, B. Trempler, J.L. Beaton y R.F. Stratfull.—“Highway Research Board Bulletin”. USA. N° 182, (1957).
- (3) D.A. Hausmann.—“Mat. Protec.” 8, 10 (1969), 23.
- (4) C. Andrade.—Tesis Doctoral. Madrid, Julio 1973.
- (5) D. Briesemann.—Tesis Doctoral. Munich, 1970.
- (6) G. Rehm.—“Betonstein-Zeitung” 36, (1963), 651.
- (7) C. Bird.—“Corr. Prev. Cont.” 2, (1964), 17.
- (8) M. Pourbaix.—“Atlas of electrochemical equilibria”. Pergamon Press Ltd. (1966), págs. 314 y 410.
- (9) R. Duval y G. Arliguie.—“Mem. Sc. Rev. Met.” 71, (1974), 11.
- (10) H. Kaesche.—“Archiv. Eisenhüttenwesen” 36, (1965), 911.
- (11) M. Brachet y A. Raharinaivo.—“Mat. et Const.” Rilem, N° 46, (1975), 323.
- (12) P. Peguin, M. Rubaud, P. Longuet y A. Zelwer.—“Cahiers du Centre Scient. et Tech. du Bât.” N° 130, Junio (1972).
- (13) G. Rehm y A. Lammke.—“Betonstein-Zeitung” 36 (1970), 360.
- (14) W. Schwick, R. Diehl y C.D. Carpenter.—“Nature” 229, 6 (1971), 184.
- (15) A. Rauen.—“Corr. y Prot.” 1,3, (1970), 71.
- (16) C. Andrade, A. Vázquez y J.A. González.—“IV Asamblea CENIM”, Madrid. Mayo de 1977.
- (17) C. Andrade y J.A. González.—“II Congreso Corr. y Prot.”, Zaragoza. Mayo de 1976.
- (18) D.A. Hausmann.—“Mat. Prot.” 6,11, (1967), 19.
- (19) I. Cornet, T. Ishikawa y B. Bresler.—“Mat. Prot.” 7,3, (1968), 44.
- (20) Rilem.—12-CRC Comm ittee, “Mat. et Const.” 9 (1976), 187.
- (21) I. Biczök.—“La corrosión del hormigón y su protección”, Ed. Urmo Bilbao (1972) págs. 280-89, 388-96 y 481-92.
- (22) W.K. Boyd y A.B. Tripler.—“Mat. Prot.” 7,10, (1968), 40.
- (23) H. Okamura y Y. Hisamatsu.—“Mat. Perf.” 15,7, (1976), 43.
- (24) Anónimo.—“Ból. As. Europea para Galvanización en caliente” n° 12, Dic. (1971).
- (25) A. Hofsoy y I. Gukild.—“J.A.C.I.” Marzo, (1969), 17.
- (26) R. Beriss y col.—“Bull. Liaison de Ponts et Chaussées” N° 82 (1976), 127.
- (27) W. Lieber y J. Gebauer.—“Zement-Kalk-Gips” 22,4, (1969), 61.
- (28) A. Vázquez.—“Informes de la Const.” n° 258.
- (29) R. Bruno y M. Memmi.—“Brit. Corr. J.” 11,1, (1976), 35.
- (30) P. Heiligenstaedt y K. Bohnenkamp.—“Archiv.Eisenhütt” 47, 2, (1976), 107.
- (31) M. Brachet y A. Raharinaivo.—“Proc. Int. Conf. on Stress Corr. and Hydrogen Emb. of Iron-base Alloys” Unieux, 1973.
- (32) H. Kaesche.—“Werk. und Korr.” 20, (1969), 119.
- (33) H. Kaesche.—“Gutachten” A2,1.3/4571-67, Julio 1968.
- (34) J. Voeltzel, G. Murry y A. Constant, —“8th. Int. Cong. on Hot Dip Galv.” Londres, Junio de 1967.
- (35) D.T. Klodt.—“24 Annual Conf. de la NACE” Ohio, Marzo, 1967.
- (36) M. Brachet.—“Annales de l'ITBTP”, Marzo 1969.
- (37) L.H. Everett y K.W.J.—Treadway.—“8th. Int. Cong. Hot Dip. Galv.” Londres, Junio 1967.
- (38) I. Cornet y B. Bresler.—“Corr. y Prot.” 1,3, (1970), 21.
- (39) P.E. Halstead.—“Chem. and Ind.” Agosto, (1957), 1132.

- (40) I.A. Benjamin.—“Gen. Meet. of Am. Iron and Steel Inst.” Nueva York, Mayo 1955.
- (41) P. Duffaut, L. Duhoux y L.D. Heuze.—“Annales de l'ITBTP” 305, (1973), 103.
- (42) A.R. Cook y S.F. Radtke.—“11th. Int. Galv. Conf.” Madrid, Oct. 1976.
- (43) F.C. Porter.—“Concrete” 8, (1976), 29.
- (44) I. Cornet y B. Bresler.—“Mat. Prot.” 5,4, (1966), 69.
- (45) C.E. Mange.—“13th. Annual Conf. de la NACE” St. Louis, Mayo 1957.
- (46) C.E. Bird.—“Nature” n° 4830 (1962), 798.
- (47) D.A. Lewis.—“Proceed. I Int. Cong. on Met. Corr.” Londres 1961, pág. 275.
- (48) D.F. Griffin.—“Naval Civil Eng. Lab.” Julio 1969, pág. 42.
- (49) Shalon R. y Raphael M. Bulletin of Research Council of Israel; 7c (1959).
- (50) Backstrom T.E. Potter W.J. Bureau of Reclamation Div. of Res. Lab. Report. N° Ch E-35. Enero 1966.
- (51) Baumel A. Zement-Kalk-Gips. 12, 7 (1959) 294.
- (52) Kondo Y. y Col. J.A.C.I. 31, 4 (1959) 299.
- (53) Tomer J. y Vaurin F. Zement-Kalk-Gips 14, 3 (1961) 108.
- (54) Richartz W. Zement-Kalk-Gips 22 (1969) 447.
- (55) De Seabra A. V. Tavares M.R. Rapport Technique Cebelcor, N° 202. Vol. 119, Enero 1972.
- (56) Slater W.A. Richard F.E. Sofield G.G. Technical Paper, N° 173. Nat. Bur. of Standard. Pág. 9 (1920).
- (57) Schmer F. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton 20 (1920) 30.
- (58) Brodbeck H. Schweizerische Bauzeitung 18 (1954) 256.
- (59) Robinson K.E. Technical Report T.R.A. 220. Cement and Concrete Association, Londres (1956).
- (60) Centre Experimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (Paris). Proceedings 19 (1959) 16.
- (61) Gukild J. Hofsoy A. Teknisk Ukeblad (Oslo) 2 (1965) 37.
- (62) Bresler B. Cornet. J. 7th Congress of the Inst. Ass. for Bridge Structural Engineers. Río de Janeiro. 1964.

Discusión de los artículos originales publicados en la revista "Hormigón y Acero"

Comentario al artículo "Método de cálculo de las pérdidas de pretensado en piezas pretesas curadas al vapor"

Me parece muy interesante el contenido del artículo de Sánchez Gálvez y Elices Calafat sobre un "Método de cálculo de las pérdidas de pretensado en piezas pretesas curadas al vapor". Con toda seguridad podrá ser de gran utilidad para los proyectistas, pues es un tema que hasta ahora se suele soslayar en los proyectos.

En mi artículo "Control en taller de vigas pretensadas", publicado en las páginas 419 a 422 del número extraordinario 119-120 de "Hormigón y Acero" se trata del mismo tema, pero simplemente efectuando una estimación para un caso concreto real, calculando el incremento de relajación mediante el gráfico real temperatura interna-tiempo, con la ayuda de varios gráficos de relajación-tiempo para diversas temperaturas, llegando a una estimación suficiente a nuestro objeto.

Madrid, 29 de Marzo de 1977. Firmado: José Antonio López-Jamar.

Comentario al artículo "Método de cálculo de las pérdidas de pretensado en piezas pretesas curadas al vapor"

Por J. Calavera.
Director de INTEMAC

Mi contribución, en este caso, no se refiere al artículo, por el que solo deseo felicitar a sus autores, sino a algo que el artículo pone en evidencia. Al proporcionar un método simple para el cálculo de las pérdidas de pretensado bajo el efecto del curado al vapor, permite en definitiva un mejor proyecto de la pieza, pero esto es de especial interés para piezas de "colección", es decir para aquellos casos en que se maneja un molde fijo. En efecto, en esos casos las posibilidades técnicas están limitadas por aquel esfuerzo de pretensado que, al transferir, produce la máxima compresión admisible a nivel de la fibra inferior. Habitualmente, hasta ahora, esto se ha hecho sin tener en cuenta la fuerte reducción de tensión producida por el curado al vapor. Su consideración y evaluación conducen por tanto a ampliar superiormente los campos de utilización de un molde dereminado.

El colapso progresivo en estructuras de edificación y la armonización de los reglamentos de la construcción

Fernando Aguirre de Yraola

Dr. Arquitecto

**Profesor de Investigación del Consejo Superior
de Investigaciones Científicas**

La presente y breve comunicación tiene por objeto contribuir a resaltar la importancia que supone, para el desarrollo de la Industrialización de la Construcción en España, y en especial, para el empleo de los sistemas de prefabricación a base de grandes elementos, el interesante artículo aparecido en el núm. 122 de esta Revista con el título "Acciones excepcionales y colapso progresivo en estructuras de edificación", y del cual es autor el Ingeniero D. Vicente Solana, del Instituto Eduardo Torroja.

La prevención de la destrucción o colapso progresivo representa un problema general de seguridad que, aunque existente para todo tipo de edificios, se agudiza en los de grandes paneles en función de la gran dificultad, o incluso absoluta imposibilidad, de reparación. Es preciso garantizar la seguridad de la estructura ante los esfuerzos y efectos adicionales (o accidentales) imprevisibles, tales como explosiones, choques o impactos, sobrecargas debidas a negligencia, debilitaciones debidas a orificios para instalaciones practicadas incorrectamente e incendios, etc.

En consecuencia, se ha discutido mucho la disposición de las vigas de atado con vistas a prever el colapso progresivo. Estas vigas representan un factor muy importante, debido principalmente a la conveniencia de:

- Enlazar las losas de forjado para constituir un diafragma horizontal rígido, esencial para la rigidez espacial de las estructuras;
- transmitir las fuerzas horizontales del diafragma del forjado en los muros de rigidización;
- enlazar los paneles de muros para constituir diafragmas rígidos aptos para resistir los asentamientos diferenciales, así como integrarlos en una estructura espacial y limitar la longitud de pandeo del muro a una altura de planta;
- oponerse a la formación de grandes fisuras debidas a la retracción y a los esfuerzos producidos por las variaciones de temperatura y humedad;
- resistir (con las juntas verticales) a los esfuerzos cortantes debidos al viento y a otras fuerzas, incluyendo las sacudidas sísmicas;
- repartir las deformaciones de las partes de muro cargadas diferentemente, y prevenir las fisuras en las juntas verticales.

Ninguna de estas influencias se controla normalmente por el cálculo, y sin embargo, el edificio sería inutilizable si no tuviera vigas de atado.

Estas vigas no desempeñarán su función si no se disponen de modo que queden solidarias con los paneles de forjado y de muro que deban unir. Para prevenir el colapso progresivo, es preciso un anclaje mecánico de las barras en espera.

Los factores para determinar la resistencia de las juntas están siendo estudiados, a escala mundial, tanto en el plano teórico como en el práctico, y han dado origen a métodos adoptados por la Comisión de Expertos W 23 A del Consejo Internacional de la Edificación, al cual pertenece el autor de esta comunicación, en representación del Instituto Torroja.

Los extensos programas de investigación dirigidos por el Profesor Lewicki, de la Academia de Ciencias de Varsovia, y Presidente de la Comisión citada, están modificando las normativas existentes hasta la fecha sobre el cálculo y la tecnología de los sistemas de grandes paneles prefabricados de hormigón.

Y en este orden de ideas, es interesante la tendencia cada vez más acusada a nivel internacional, de poner al día y armonizar las normativas existentes en el campo de la construcción.

Dada la estrecha relación que existe entre los problemas de cálculo y resistencia de los elementos industrializados y los de la tecnología de las juntas, sistemática de la coordinación dimensional y modular, tolerancias, etc., es cada vez más necesaria una unificación o armonización, ya que existe un gran confusionismo basado en las diferencias de tecnologías, instrucciones, reglamentos y terminologías de los diferentes países.

Son dignos de mención, a este respecto, los esfuerzos realizados por las comisiones de trabajo del Consejo Internacional de la Edificación, específicamente dedicadas a juntas, coordinación modular, tolerancias, etc.; los del C.E.B.; los de la EUROPREFAB, y los de la Comisión Económica para Europa, de las Naciones Unidas. Merece citarse especialmente el Seminario de este organismo celebrado en Londres en 1973, y de cuyos acuerdos partió esta interesante labor de armonización que se viene realizando, y a la que se debe incorporar la problemática del colapso progresivo.

Para terminar, damos cuenta de la futura incidencia que puede tener para la normativa y tecnología españolas, el importante programa de investigación, a nivel teórico y práctico, que se está realizando en el Instituto Torroja, bajo la supervisión del Profesor Lewicki y con la colaboración de la Industria privada, sobre el tema del colapso progresivo, y del cual daremos cuenta en un futuro próximo.

DISCUSION AL ARTICULO 457-8-30

**“La influencia de la relación entre la tensión de rotura
y el límite elástico de las armaduras sobre el
comportamiento a flexión de las piezas de hormigón
armado”, del que son autores J. Calavera, E. González
Valle, A. Delibes y J.M. Izquierdo**

**Por: V. Solana
Instituto Torroja**

El estudio experimental realizado resulta del máximo interés ya que, aunque no haya sido señalado específicamente por los autores, plantea la posible necesidad de modificar las actuales exigencias relativas al coeficiente λ dadas en la Instrucción EH-73 en el caso de alguno tipos de armaduras de acero.

El autor de la discusión está de acuerdo con tal necesidad, sin embargo desea hacer las observaciones y los comentarios adicionales al artículo siguientes:

1º.—Los autores han indicado, en la pág. 70, que la hiperresistencia no puede ser utilizada en la práctica pues se consigue con alargamientos ϵ_s muy superiores al 1 por 100 correspondiente al permitido por la Instrucción EH-73 (').

La limitación del alargamiento ϵ_s al 1 por 100 ha sido entendida, por unos como correspondiente a un estado límite de deformación excesiva en los elementos y por otros simplemente como una limitación convencional. Aunque la mayoría de los Códigos mantienen esta limitación pienso que corresponde únicamente a una simplificación que hace más operativo el diseño de las estructuras. Entiendo que no hay razones suficientemente claras como para no poder considerar ciertos niveles de hiperresistencia, cuando éstos puedan ser garantizados. Tal posibilidad puede ser de interés en el caso de elementos prefabricados sometidos a control de calidad sistemáticamente cuando se prueba que se encuentran niveles de fiabilidad estructural adecuados.

2º.—Algunos autores, véase la Ref. (1), como Chambaud, Soretz, Granholm y Filimon, han indicado cómo una variable que determina la hiperresistencia del elemento, entre otras, el deslizamiento por pérdida de adherencia de las armaduras. Teóricamente, cuando se mantiene la hipótesis de que cualquier sección sea plana después de la deformación, en la sección de rotura se debe alcanzar la tensión última de las armaduras, de modo que en tal caso la capacidad resistente de la sección puede ser dada aproximadamente por el valor de $\lambda \cdot M_n$.

La existencia de deslizamiento de las armaduras determina que no sea válida la hipótesis anterior, de modo que la capacidad resistente de la sección (o mejor del elemento) se reduce a un valor $K M_n$. Según esto la pérdida de la máxima capacidad de hiperresistencia debida al deslizamiento de las armaduras puede ser dada por un coeficiente $(1 - K/\lambda)$. En la tabla siguiente se dan los valores calculados para las piezas de baja cuantía que han sido ensayadas.

Vigas (1)	Tipos de acero (2)	f_y en kp/cm^2 (3)	$\lambda = \frac{f_s}{f_y}$ (4)	M_n $M_p \cdot m$ (5)	$K = \frac{M_u}{M_n}$ (6)	$(1 - k/\lambda)$ (7)
V1KB V2KB	AE-50T	5.715	1,01	2,10	1,064	-0,053
V1NB V2NB	AE-50N	5.518	1,43	2,03	1,197	0,163
V10B V20B	AE-22L	2.905	1,46	2,13	1,124	0,230

Se observa en la columna (7) de esta tabla cómo es mayor la pérdida de hiperresistencia por deslizamiento de armaduras en el caso de armaduras ordinarias que en el caso de armaduras corrugadas.

Aunque los autores no midieron los deslizamientos en los ensayos, en mi opinión hay un hecho que puede justificar la existencia de tales deslizamientos; y es que las secciones de rotura, de acuerdo con las fots. N^os 14, 16 y 18 no corresponden a la sección central sino a otras más o menos próximas a los puntos de carga.

- 3º.—De acuerdo con lo anterior es claro que no existe proporcionalidad entre λ y la hiperresistencia conseguida en un elemento a causa del deslizamiento de las armaduras. Por ello es razonable pensar que, al adoptar valores de λ iguales a 1,1 para las armaduras corrugadas la hiperresistencia lograda sea del mismo orden que la obtenida para altos valores de λ en armaduras ordinarias.
- 4º.—Los autores han indicado en las conclusiones que los ensayos han confirmado la validez de los valores de λ dados por el C.E.B. Entiendo que tal confirmación no es evidente.
- a) Porque no se han ensayado elementos con valores de λ próximos a 1,1.
- b) Porque el caso en que λ ha sido igual a 1, correspondiente a las vigas V1KB y V2KB, no es suficientemente claro al obtener valores de K superiores a λ , cuando, de existir deslizamiento, debiera ser al contrario. Sería interesante conocer de los autores en este punto si existieron diferencias apreciables en los ensayos de las vigas V1KB y V2KB.
- 5º.—Un punto de interés en la discusión del problema que plantea el artículo puede ser la posible variación de hiperresistencia según sea el deslizamiento de las armaduras en elementos diferentes al ensayado o con distintas posiciones de las cargas. Analizar estos casos puede tener interés a la hora de confirmar plenamente los valores indicados por el C.E.B.

REFERENCIAS

- (1) Prof. C. Avram. "Béton non armé et béton faiblement armé". Rapport provisoire. Comité Européen du béton. Mars 1971, (págs. 39 a 47).
- (2) Al parecer existe una errata en el artículo, en la pág. 70, ya que para ϵ_p deben darse límites del 1 por 100 y no del 10 por 100.

Contestación de los autores del artículo "La influencia de la relación entre la tensión de rotura y el límite elástico de las armaduras sobre el comportamiento a la flexión de las piezas de hormigón armado", al comentario del Sr. Solana

J. Calavera.
E. González Valle.
A. Delibes.
J. M. Izquierdo.
INTEMAC

Los autores desean ante todo agradecer al Sr. Solana el interés demostrado por su trabajo y el detenido estudio del mismo que ha realizado. A continuación expresan sus opiniones sobre los distintos puntos en el mismo orden en que han sido expuestos:

- 1º. Coincidimos en que el estado límite del 1 por 100 de deformación es puramente convencional. Incluso señalaríamos que nunca hemos visto una exposición convincente de su necesidad. En cuanto a la consideración en el cálculo de niveles de hiperresistencia, estimamos necesaria una gran prudencia. Quizá en el caso de algunos elementos prefabricados pudiera tenerse en cuenta, como se señala, pero solo en casos de procesos de ejecución muy controlados.

2° y 3° Creemos que el fenómeno es muy complejo. Debe señalarse que para acero ordinario el coeficiente $(1 - K/\lambda)$ resulta alto para las tres cuantías. Este coeficiente, a través de K está fuertemente relacionado no solo con λ sino también con el alargamiento bajo el que se produce la rotura y con la capacidad de la barra para volver a anclarse a partir de ambos labios de cada fisura.

4°. Los autores si han ensayado hace años vigas con aceros de valores de $\lambda \approx 1,10$ con resultados análogos a los que aquí se exponen. Por otra parte todas las piezas armadas con mallas y trabajando a flexión tienen valores de $\lambda \approx 1,10$ para valores garantizados y $\lambda \approx 1,05$ para valores reales.

No se registraron diferencias apreciables entre las vigas V1KB y V2KB. Creemos que el valor del 5 por 100 de diferencia entre el ensayo y la teoría no es significativo pues puede ser debido a imprecisiones de partida de la teoría, algunas de ellas ya apuntadas por el Sr. Solana.

5°. Efectivamente opinamos que ese punto es esencial pero de medición muy difícil. V. NILSON ("Internal Measurement of Bond Slip" J.A.C.I. Julio 72) expone un método que parece interesante y los autores piensan utilizar en ensayos futuros.

Finalmente, y no como contestación a V. Solana sino como cierre del tema, los autores querrían:

1°. Insistir en que los ensayos no detectan ninguna diferencia sensible entre vigas con λ alto y bajo, ni en fisuración, ni en flechas, ni en rotura.

2°. Recordar que no se conoce ninguna prueba, ni siquiera aislada, de que un $\lambda = 1,10$ cree problemas. Piensese en las armaduras pretensadas, en piezas de clase III, con valores de λ muy reducidos y con admisión de fisuras, o en las mallas electrosoldadas, con valores de λ bajos y con una experiencia muy amplia de uso. La propuesta del MODEL CODE del CEB sigue por tanto pareciendo razonable. Quizá parte del temor que se siente a veces por los valores reducidos de λ venga de una falsa intuición que liga valores grandes de λ con gran capacidad plástica de la pieza flectada, conceptos que son, naturalmente, independientes.

NOVEDADES BIBLIOGRAFICAS

ACEROS INOXIDABLES EN LA EDIFICACION

Jesús Calvo
Ingeniero Químico

Las exigencias de todo orden en que actualmente se desenvuelve la industria de la construcción y, especialmente la edificación, son cada vez mayores, debido a la creciente agresividad del medio ambiente y a las condiciones tecnológicas que requieren el empleo de materiales más ligeros y resistentes. Esta nueva situación coloca al acero inoxidable en un lugar privilegiado frente a los materiales clásicos en la construcción, ya que por sus excepcionales características satisface las nuevas exigencias de durabilidad, estética, etc.

"*Aceros inoxidables para la edificación*" es una monografía de carácter práctico, que sin constituir en si una normativa, ofrece toda la perspectiva de un pliego de condiciones técnicas, expuestas con rigor y pulcritud.

Este libro está especialmente indicado para todas aquellas personas vinculadas a la industria de la construcción, como pueden ser los arquitectos, proyectistas, contratistas, maestros de obras, etc. y tiene, entre otras finalidades, informarles sobre las relevantes características de resistencia y tenacidad, su compatibilidad de empleo con otros materiales, facilidad de transformación en perfiles y secciones de la más diversa geometría y su poder de adaptación a las más variadas exigencias decorativas y estructurales.

El acero inoxidable no hay que considerarlo como un material prohibitivo desde el punto de vista económico. Si bien su precio es más elevado que el de otros aceros más corrientes, sin embargo sus excepcionales propiedades son sobradamente compensadoras como para utilizarlo ampliamente en la construcción.

El libro, profusamente ilustrado con figuras, fotografías y dotado de una amplia bibliografía sobre el tema, consta de 367 págs. y se vende al precio de 600 pts. en el Servicio Central de Publicaciones de la Secretaría Técnica del Ministerio de la Vivienda.

COMENTARIOS A LA "INSTRUCCION PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCION DE OBRAS DE HORMIGON PRETENSADO" E.P.-77

Por Decreto de la Presidencia del Gobierno nº 1408/1977, ha sido aprobada, con carácter interministerial, la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado", E.P.-77. (Véanse B.O. del E. núms. 148 a 163, correspondientes a los días 22 de junio a 13 de julio de 1977).

Esta Instrucción no tiene, por el momento, carácter obligatorio y se fija el plazo de un año para que todos los interesados puedan presentar a la Comisión Permanente del Hormigón, adscrita a la Secretaría General Técnica del Ministerio de Obras Públicas, todas las consultas, propuestas de modificaciones, comentarios, etc. que la lectura y aplicación de dicha Instrucción les sugieran y juzguen convenientes.

La Asociación Técnica Española del Pretensado, por estimar que el tema de la nueva Instrucción le afecta muy directamente, y que entra de lleno dentro de su campo de actividades ya que ha de tener una gran trascendencia para el futuro desarrollo de la técnica del pretensado en nuestro país, considera un deber: contribuir con todos sus medios a la mayor difusión de los criterios básicos y principales disposiciones de la E.P.-77 recientemente aprobada; facilitar la libre discusión de dicho texto entre sus Asociados; publicar los comentarios que sobre el mismo se le envíen, para general conocimiento y, en definitiva, llevar a cabo sin regatear esfuerzos cuantas actividades se consideren adecuadas para lograr que esta nueva Instrucción, cuando se promulgue en su versión final con carácter obligatorio, sea lo más perfecta posible.

De acuerdo con este criterio y contando, como siempre, con la eficaz colaboración de todos los Miembros de la A.T.E.P., a partir del próximo número, la Revista "Hormigón y Acero" reservará un cierto número de sus páginas para publicar, bajo el mismo título que encabeza estas líneas, las discusiones y comentarios que nuestros lectores nos envíen sobre cualquier tema relacionado con la E.P.-77.

EL COMITE DE REDACCION

**NUEVA "INSTRUCCION PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCION DE OBRAS DE
HORMIGON PRETENSADO", E.P.-77**

El Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, ha editado una publicación especial en la que se recoge el texto íntegro de la nueva Instrucción E.P.-77.

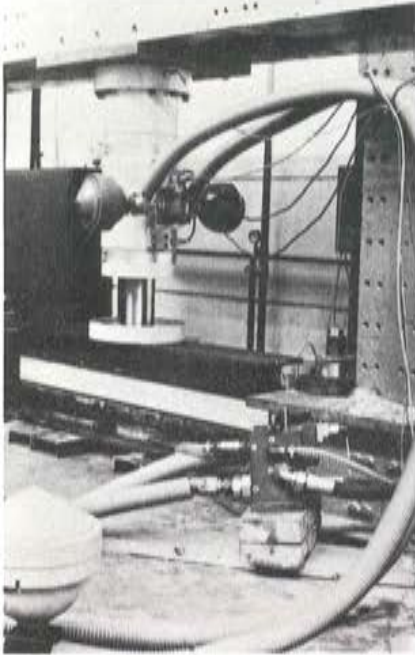
Los interesados en su adquisición deben dirigirse a:

Servicio de Publicaciones
Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo
Avda. del Generalísimo, 1
MADRID-16

en donde se encuentra a la venta al precio de NOVECIENTAS PESETAS (900,00 ptas.) cada ejemplar.

INFORME DEL INSTITUTO EDUARDO TORROJA

SOBRE LAS JUNTAS DE DILATACION PARA PUENTES TIPO SR-2 DE PUENTEFLEX, S. A.



1. OBJETO DEL ENSAYO

- El objeto del ensayo es comprobar la capacidad de dos juntas de dilatación para tableros de puente del tipo SR-2 de la casa PUENTEFLEX, S. A., para resistir sin alteraciones veinticinco (25) ciclos de un movimiento compuesto por una dilatación de veinticinco (25) mm y una compresión igualmente de veinticinco (25) mm.
- Las características geométricas de dicho tipo de juntas se reflejan en la figura n.º 1.

2. EQUIPO UTILIZADO

- Para la realización del ensayo se ha utilizado un equipo hidráulico servocontrolado SCHENCK, de doble efecto y capaz de proporcionar una carga máxima de cincuenta (50) Mp en pruebas dinámicas.
- En el presente ensayo la magnitud regulada mediante los servomecanismos ha sido el desplazamiento, al cual se le ha hecho seguir una ley formada por ondas triangulares, a fin de obtener una velocidad de deformación constante. Un registrador x-y conectado al equipo ha permitido obtener las curvas carga-deformación durante el ensayo.

3. MONTAJE DEL ENSAYO

- Las dos juntas ensayadas se montaron sobre dos medios perfiles HEB-450, según se indica en la figura n.º 2. A dichos perfiles se les habían soldado previamente a cada lado del edema seis espárragos fileteados, con las características y espaciamientos reflejados en dicha figura, a fin de reproducir las especificaciones suministradas por el fabricante para la instalación de este tipo de juntas en los tableros de puente.
- El medio perfil superior se unió mediante cuatro tornillos a la cabeza del émbolo del gato hidráulico SCHENCK, y el inferior se ancló a la losa de la Nave de Ensayos por medio de cuatro cables pretensados.

- La separación entre los extremos libres de las almas de cada uno de los medios perfiles era de cincuenta (50) mm. En la fotografía 1 puede verse el equipo con las juntas ya instaladas para su ensayo.

4. RESULTADOS DEL ENSAYO

- Se aplicaron a las juntas veinticinco (25) ciclos de un movimiento compuesto por una dilatación de veinticinco (25) mm y una compresión de veinticinco (25) mm, a una velocidad de deformación de doscientos cincuenta (250) mm por minuto. En la fotografía 2 puede verse la junta en reposo; en la fotografía 3, en fase de dilatación y en la fotografía 4 en fase de compresión.
- Finalizados los veinticinco (25) ciclos se examinaron las dos juntas, sin que se descubriera ningún fallo al exterior.
- Se incrementó después el movimiento total a sesenta y cinco (65) mm, la mitad en cada sentido, y se sometieron las juntas a diez (10) ciclos de dicho movimiento con la misma velocidad de deformación que en el caso anterior.
- Finalizados los diez (10) ciclos volvieron a examinarse las dos juntas, no descubriéndose tampoco ningún fallo.
- Posteriormente se incrementó el movimiento total a setenta y cinco (75) mm, la mitad en cada sentido, y se sometieron las juntas a cinco (5) ciclos de dicho movimiento a la misma velocidad de deformación que en los casos anteriores. En la figura n.º 3 puede verse la curva carga-deformación obtenida en uno de los ciclos.
- Tampoco en este caso se apreciaron fallos después de los cinco (5) ciclos, por lo que se volvió a incrementar el movimiento total a ochenta y cinco (85) mm, la mitad en cada sentido. Se sometieron las juntas a cinco (5) ciclos de dicho movimiento, con la misma velocidad de deformación que en los casos anteriores. En la figura n.º 4 pueden verse las curvas carga-deformación obtenidas en dos de dichos ciclos. Tampoco en este caso se apreciaron fallos después de los cinco (5) ciclos.
- Como la compresión alcanzada se aproximaba ya al límite de cincuenta (50) mm impuesto por la separación de los perfiles metálicos de montaje de las juntas, se decidió continuar el ensayo traccionando éstas de forma continua hasta su rotura. Partiendo de una deformación nula se fueron estirando a la misma velocidad de deformación de las anteriores pruebas. Al llegar a una dilatación de setenta y cinco (75) mm saltaron los espárragos de sujeción de una de las juntas, por lo que se dio por finalizado el ensayo, sin que, al igual que en los casos anteriores, se apreciara ningún fallo externo por desgarrar de la goma o por separación entre la goma y los elementos metálicos embutidos en ella. En la figura n.º 5 puede verse la curva carga-deformación obtenida en esta última prueba.
- Este expediente consta de 6 hojas, 5 figuras y 4 fotografías, numeradas y selladas.

Madrid, 17 de noviembre de 1976

EL JEFE DEL DEPARTAMENTO
DE CONSTRUCCION


Rafael Fernández
Ing. de Caminós

POR LA SECCION DE ENSAYOS
MECANICOS

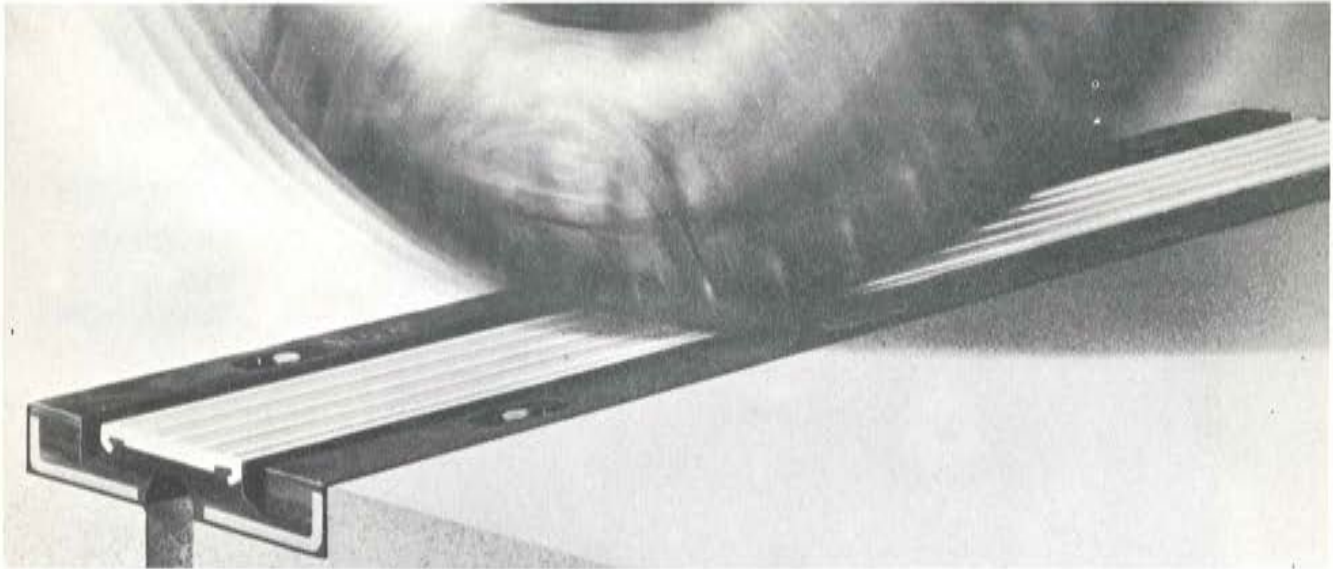

José Querada
Ing. de Caminós

Por
EL SECRETARIO GENERAL


Aurelio Alatorre
Dr. Ing. Industrial

POR EL DEPARTAMENTO DE
CONSTRUCCION


Carlos Jofré
Ing. de Caminós



En el **INSTITUTO EDUARDO TORROJA**, las Juntas de Expansión Watson-Bowman, tipo SR, producidas en España por **PUENTEFLEX, S. A.**, han sido sujetas a ensayos para comprobar su calidad y comportamiento, y cuyos resultados han arrojado los siguientes datos técnicos:

Juntas ensayadas

Tipo SR-2, aptas para movimientos normales de 50 mm.



Pruebas efectuadas

Movimientos	Ciclos	Observaciones
50 mm. + 25,0 - 25,0 mm.	25	Ningún Fallo
65 mm. + 32,5 - 32,5 mm.	10	Ningún Fallo
75 mm. + 37,5 - 37,5 mm.	5	Ningún Fallo
85 mm. + 42,5 - 42,5 mm.	5	Ningún Fallo
+ 75 mm. Tracción		Deformación inicial de los espárragos de sujeción.

CONCLUSION: A 75 mm. de tracción, o sea, **TRES VECES EL VALOR NOMINAL** de 25 mm., las juntas SR-2 estaban todavía intactas, y sin **NINGUN FALLO** externo por desgarre de goma o por separación entre la goma y los elementos metálicos embutidos en ella.

FABRICADAS EN ESPAÑA BAJO LICENCIA DE

DISTRIBUIDORES Y COLOCADORES
EXCLUSIVOS

texsa / cotesa

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



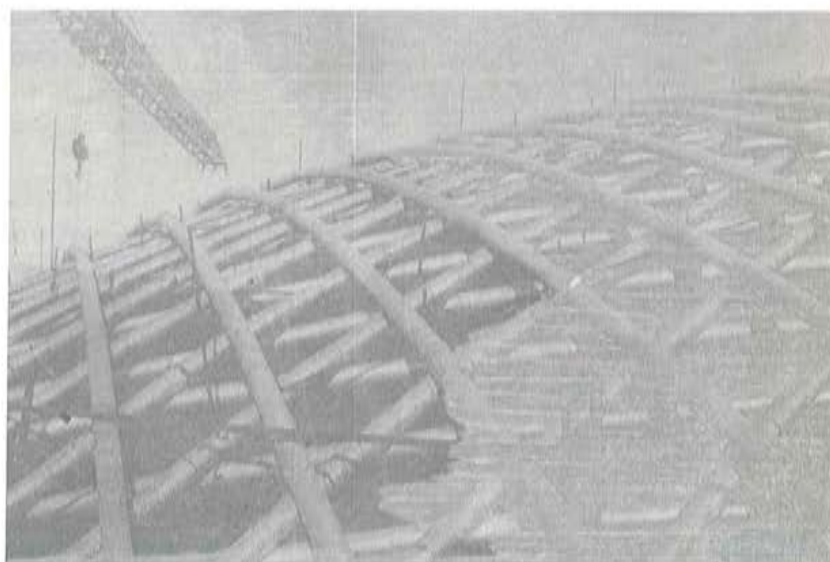
PUENTEFLEX, S. A.

Avda. Generalísimo, 67 - MADRID-16
Teléf. 270 48 85

**JUNTAS
DE
DILATACION
SISTEMAS
RUB y
TENSA-ACME**



**Central Nuclear de Lemóniz.
Vista general de la obra en Noviembre 1976**



**SISTEMAS
DE
PRETENSADO
BBRV**

**Central Nuclear de Lemóniz.
Detalle vainas en cúpula**

S.A.E. BBR

**OFICINAS:
Rosellón, 229, 1.º 2.º
Teléfs. 227 46 49 / 227 88 24
BARCELONA - 8**

**FABRICA:
Polígono Industrial Barcelonés, CN-II Km. 591,5
Teléfs. 93/875 10 50 pedir 29 6 31
ABRERA (Barcelona)**

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

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

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

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

La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).
La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (Colombia).
El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).
La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima).
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).
La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).
El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).
El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).
La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).
La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).
El Departamento Técnico y Laboratorios de Aproveche, Caracas (Venezuela).
El Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).
El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.
El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).
El Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).
El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. - IMCYC (México).
La Escuela Técnica de Ingenieros. Av. Colombia y General Paz y Miño. Quito (Ecuador).